

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO
AMBIENTAL

ARTHUR DA FONTOURA TSCHIEDEL

ABORDAGEM DE GRANDE ESCALA PARA SIMULAÇÕES DE CHEIAS GERADAS POR
ROMPIMENTOS DE BARRAGENS DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA

PORTO ALEGRE

2022

ARTHUR DA FONTOURA TSCHIEDEL

ABORDAGEM DE GRANDE ESCALA PARA SIMULAÇÕES DE CHEIAS GERADAS POR
ROMPIMENTOS DE BARRAGENS DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de Doutor.

Orientador: Rodrigo Cauduro Dias de Paiva

Coorientador: Fernando Mainardi Fan

PORTO ALEGRE

2022

Tschiedel, Arthur da Fontoura
ABORDAGEM DE GRANDE ESCALA PARA SIMULAÇÕES DE
CHEIAS GERADAS POR ROMPIMENTOS DE BARRAGENS DE
ARMAZENAMENTO DE ÁGUA / Arthur da Fontoura Tschiedel.
-- 2022.
255 f.
Orientador: Rodrigo Cauduro Dias de Paiva.

Coorientador: Fernando Mainardi Fan.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas,
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e
Saneamento Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2022.

1. Ruptura de Barragens. 2. Abordagem de Grande
Escala. 3. DB-HiFlow. I. Cauduro Dias de Paiva,
Rodrigo, orient. II. Mainardi Fan, Fernando,
coorient. III. Título.

ARTHUR DA FONTOURA TSCHIEDEL
ABORDAGEM DE GRANDE ESCALA PARA SIMULAÇÕES DE CHEIAS DE
ROMPIMENTOS DE BARRAGENS DE ARMAZENAMENTO DE ÁGUA

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de Doutor.

Aprovado em: Porto Alegre, 21 de março de 2022.

Prof. Dr. Rodrigo Cauduro Dias de Paiva – UFRGS

Orientador

Prof. Dr. Fernando Mainardi Fan – UFRGS

Coorientador

Prof. Dr. Luiz Rafael Palmier – UFMG

Examinador

Prof. Dr. Marcelo Marques – UFRGS

Examinador

Prof. Dr. Julian Cardoso Eleutério – UFMG

Examinador

Dr. Ayan Santos Fleischmann – Instituto de Desenvolvimento Sustentável Mamirauá

Examinador

Às pequenas coisas que dão sentido à vida.

À leveza;

Ao otimismo;

À Luciana da Silva Mieres

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento deste trabalho só foi possível devido ao apoio de inúmeras pessoas, das mais diversas esferas: científica, técnica, gastronômica, musical e emotiva. De ensinamentos preciosos e motivadores dos professores e amigos Rodrigo e Fernando (também orientadores desta Tese), passando por conversas técnicas de extrema importância (muitas vezes seguidas de rodas de violão, de cerveja, de fornecimento de artigos, ou de ajuda no MATLAB) com os amigos João Paulo, Ayan, Siqueira, Pedro Jardim, Paixão, Thaís, Germano, Mino, Alice, Kayser, Paulo, Duda, Camila, Renata; Jéssica, Veredas, Sly, Cléber, Aline, Hugo, Benício, este trabalho foi sendo construído, tijolo por tijolo, ao longo dos anos 2017 a 2022. Embora os encontros seguidos de café e de trufas espetaculares (valeu, Tia do Doce) tenham sido interrompidos devido à pandemia de Covid no final do período de construção deste trabalho, ficam na memória momentos que não serão esquecidos, tanto no Campus do Vale como na sala de projetos, com todos os colegas que fizeram parte desta caminhada. Ainda nas esferas científica e técnica, agradeço aos demais professores indiretamente envolvidos na construção deste conhecimento. Do professor Marcelo Marques, com seu vasto conhecimento, vivência e experiência em estruturas hidráulicas e barragens, ao professor Walter Collischonn, que contribuiu com a ideia embrionária deste trabalho num encontro eventual no estacionamento do IPH, passando por mestres como o Joel, Masato, Gean, Daniel, Alfonso, Tucci, Fernando Dornelles e Claudinéia, meu muito obrigado. Agradeço também à galera da Hidrodinâmica Engenharia (Lucas Tassinari, Marcelle Colferai; Marcelle Gresler e Pedro Ferreira) pelo apoio técnico e, principalmente, pelo apoio operacional dentro da empresa durante o período de 2020 a 2022. Agradeço à Unisinos (Uziel, Jeferson, Daniel), pela compreensão no meu último ano de maior dedicação a esta Tese e à biblioteconomista Irma Carina Brum Macolmes, que ajudou na formatação final deste trabalho. Da mesma forma, agradeço aqui também a Eng. Química Elenice Maria de Mello (tia fofi), que incansavelmente corrigiu os erros de português por mim cometidos em versões anteriores dessa Tese. Não menos importante, também lembro dos irmãos aleatórios que a vida nos dá de presente (popularmente chamados de amigos) fora da universidade. Muitas vezes eles foram a força de pressão que me empurrou rumo à continuidade pela busca do conhecimento e, ao mesmo tempo, foram a força gravitacional que me ajudou a manter os pés no chão durante esta jornada. Agradeço a minha família (Tschiedel e Mieres), pelo apoio incondicional e também pelo aprendizado de longa data, que me proporcionou ter resiliência e determinação durante o doutorado, superando inúmeros desafios. Por fim, e mais importante, agradeço à minha Lu, que sempre me apoiou de todas as formas nesta caminhada e que sempre esteve incondicionalmente ao meu lado, sempre quando precisei. Dedico esta Tese a ela, que ajudou a alicerçar meu caminho a partir da calma, racionalidade, objetividade, esclarecimento, fé, confiança, torcida e comemorações a cada etapa conquistada, desde o início do meu aprendizado, tornando essa jornada muito mais leve e divertida.

Nunca deixe que lhe digam
que não vale a pena acreditar
no sonho que se tem.

Renato Russo

RESUMO

Barragens são estruturas que fizeram, fazem e farão parte da sociedade. Se por um lado elas são capazes de trazer inúmeros benefícios, por outro, podem ser também responsáveis por grandes impactos, dos quais se destacam os rompimentos. O grande número de rupturas de barragens observados no passado trazem à tona uma discussão acerca da necessidade de identificação dos possíveis impactos associados a rupturas de barragens estabelecidas em vastos territórios, como o Brasil. Considerando o elevado número de barragens em território nacional (que ultrapassava 22.000 no ano de 2020), torna-se um grande desafio a identificação desses possíveis impactos, inicialmente definidos a partir da classificação de barragens quanto ao chamado Dano Potencial Associado (DPA). Dessa forma, essa Tese de Doutorado procura explorar técnicas de mapeamento sistemático e preliminar de áreas possivelmente impactadas por ruptura de diversas barragens de armazenamento de água sob uma abordagem hidrodinâmica de grande escala, que é discutida sob a óptica recentemente adotada em Modelos Hidrológicos de Grande Escala (MHGEs). Esses modelos utilizam o esquema de propagação inercial, que despreza apenas o termo de inércia advectiva das equações de Saint-Venant, associado a uma abordagem de descrição topológica de terreno (que utiliza curvas Cota-Área-Volume definidas ao longo do trecho de interesse) para simular e representar cheias naturais. Geralmente associado a uma majoração da vazão de pico, subestimativas nas profundidades calculadas, atrasos no tempo de chegada de cheia e adiantamentos no tempo de chegada de vazão de pico, o modelo inercial foi utilizado na constituição de um novo modelo matemático hidrodinâmico unidimensional de planície ativa retangular com largura variável e que conta com troca de fluxo entre canal e planície, chamado de DB-HiFlow (acrônimo de **D**am **B**reak **H**ydrodynamic **I**nertial **F**low Model). Esse modelo (em sua segunda versão) foi capaz de reproduzir manchas de inundação de ruptura de barragens geradas a partir do modelo HEC-RAS 6.1 com acurácia que variou entre 79,5% e 84%, associadas a diferenças típicas da ordem de +-15% para o tempo de chegada de pico e de -16% a +9% para a vazão de pico calculada em diferentes seções das barragens analisadas. Tendo sido concebido para aplicações de grande escala, esse modelo foi capaz de gerar informações como mapas de inundação e mapa de tempo de chegada de vazão de pico para 26 pequenas barragens localizadas em diferentes pontos na bacia do Lago Guaíba em apenas 6 horas de simulação, com pouca intervenção humana, se demonstrando útil no âmbito de classificação rápida de diversas barragens quanto ao DPA por parte de organismos de controle, entre outras aplicações. Dessa forma, as técnicas aqui apresentadas podem ser vistas como uma alternativa hidrodinâmica complementar aos comumente adotados métodos simplificados de rompimento de barragens (que em geral são restritivos na representação dos impactos de ondas de ruptura em locais com determinadas características), trazendo aos órgãos regulamentadores uma opção adicional de análise rápida e simplificada de potenciais danos sociais econômicos e ambientais associados a ruptura de barragens.

Palavras-chave: Ruptura de Barragens, Abordagem de Grande Escala, DB-Hiflow.

ABSTRACT

Dams are structures that were, are and will be part of society. If, on the one hand, they are capable of bringing numerous benefits, on the other hand, they can also be responsible for major impacts, of which ruptures can be highlighted. The large number of dam failures observed in the past brings up a discussion about the need to identify the possible impacts associated with dam failures established in vast territories, such as Brazil. Considering the high number of dams in the national territory (which exceeded 22,000 in 2020), it is a great challenge to identify these possible impacts, initially defined from the classification of dams in terms of the so-called Associated Potential Damage (APD). Thus, this PhD Thesis seeks to explore systematic and preliminary mapping techniques of areas possibly impacted by the failure of several water dams under a large-scale hydrodynamic approach, which is discussed from the perspective recently adopted in Large-Scale Hydrological Models (LSHMs). These models use the inertial propagation scheme, which ignores only the advective inertia term of the Saint-Venant equations, associated with a topological terrain description approach (which uses Elevation-Area-Volume curves defined along the stretch of interest) to simulate and represent natural floods. Generally associated with a higher peak flow, underestimations in the calculated depths, delays in the time of arrival of the flood and small time of arrival of the peak flow, the inertial model was used in the constitution of a new one-dimensional hydrodynamic mathematical model of active rectangular floodplain with variable width and that has flow exchange between channel and floodplain, called DB-HiFlow (acronym for **Dam Break Hydrodynamic Inertial Flow Model**). This model (in its second version) was able to reproduce dam failure flood patches generated from the HEC-RAS 6.1 model with an accuracy that varied between 79.5% and 84%, associated with differences of the order of $\pm 15\%$ for the peak arrival time and from -16% to $+9\%$ for the peak flow calculated for different sections of the analyzed dams. Having been designed for large scale applications, this model was able to generate information such as flood maps and peak flow arrival time map for 26 small dams located at different points in the Guaíba Lake watershed in just 6 hours of simulation, with little human intervention, proving to be useful in the scope of rapid classification of several dams in terms of APD by regulatory agencies. In this way, the techniques presented here can be seen as a hydrodynamic alternative complementary to the commonly adopted Dam-Break simplified methods (which in general are restrictive in the representation of the impacts of rupture hydrograms in downstream valleys with certain characteristics), providing regulatory agencies with an additional option for a quick and simplified analysis of potential social, economic and environmental damages associated with dam failure.

Keywords: Dam-Break, Large-Scale Approach, DB-Hiflow.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Barragens classificadas quanto ao DPA para o Brasil. Fonte: O Autor.....	29
Figura 2 – Barragens classificadas por volume no estado do Rio Grande do Sul. Fonte: O Autor.....	30
Figura 3 – O tempo e a evolução do conhecimento no âmbito desta Tese	32
Figura 4 – Distribuição das grandes barragens no mundo (adaptado de Lehner <i>et al.</i> , 2011)	36
Figura 5 – Distribuição das barragens no mundo (adaptado de Mulligan <i>et al.</i> , 2020).....	36
Figura 6 – Distribuição da população mundial (adaptado de Ciesin, 2018)	36
Figura 7 – Tipo de material construtivo das barragens brasileiras. Fonte: ANA, 2021	37
Figura 8 – Propósito das barragens brasileiras	38
Figura 9 – Número de rupturas de barragens brasileiras por década. Fonte: O autor	40
Figura 10 – Processo de falha devido a galgamento (Fonte: Adaptado de USACE, 2016)	43
Figura 11 – Processo de falha devido a <i>Overtopping</i> (Fonte: ADSSO, 2022)	43
Figura 12 – Barragem Mina Pau Branco (Fonte: Adaptado de AGU, 2022)	44
Figura 13 – Processo de falha devido a erosão interna (Fonte: Adaptado de USACE, 2016)	45
Figura 14 – Processo de falha devido a <i>Piping</i> (Fonte: BELCHER & CAMP & KRZHIZHANOVSKAYA, 2015)	45
Figura 15 – Evolução da ruptura da barragem de Edenville, em 2020. Adaptado de MLIVE, 2020.....	46
Figura 16 – Evolução da ruptura da barragem de Brumadinho. Adaptado de Record News, 2019.....	47
Figura 17 – Evolução da ruptura da barragem de Dunlap. Adaptado de HillCountryHomestead, 2021.	49
Figura 18 – Danos no vertedouro da barragem de Oroville. Adaptado de Elpais, 2017.	49
Figura 19 – Soldados lutando durante enchente promovida por ruptura de diques na China. TARPLEY 2016.	50

Figura 20 – Ruptura da barragem Mohne, Alemanha. DOUGLAS 2012.....	50
Figura 21 – Barragens, conflitos e monitoramento por satélite. Caso da barragem da localidade de Demydiv, na Ucrânia, durante o conflito entre Rússia e Ucrânia. Fonte: o autor	51
Figura 22 – Formato Típico de Brecha.....	52
Figura 23 – Foto de brecha trapezoidal (Barragem Sardoba - Uzbequistão). Fonte: Hydropower & Dams, 2022.....	53
Figura 24 – Foto de brecha trapezoidal (barragem de irrigação – São Francisco de Paula / BR). Fonte: Acervo Pessoal.....	53
Figura 25 – Relação entre volume de reservatório e vazão de pico para 43 casos de ruptura (Adaptado de Pierce <i>et al.</i> , 2010)	55
Figura 26 – Variações das vazões de pico calculadas.	58
Figura 27 – Variações dos tempos de pico calculados.	61
Figura 28 – Exemplo de hidrograma triangular de ruptura (HTR).....	63
Figura 29 – Hidrograma com decaimento hiperbólico x HTR.	63
Figura 30 – Ordem de erro máximo na vazão de pico ao longo do vale de jusante por fonte de incerteza	82
Figura 31 – Ordem de erro máximo no tempo de pico ao longo do vale de jusante por fonte de incerteza	82
Figure 32 – Behavior of water flow between cross-sections in one-dimensional HEC-RAS	91
Figure 33 – Volume calculation in unitcatchment.....	92
Figure 34 – Updating the water table's elevation on the floodplain.....	92
Figure 35 – Contribution of the floodplain to the main channel	93
Figure 36 – Rupture hydrogram scheme	97
Figure 37 – Study area	98
Figure 38 – Reservoir inflows and outflows	99
Figure 39 – Flow duration curves of the São Francisco River Fluviometric Stations	100
Figure 40 – Characterization of the downstream segment	100
Figure 41 – Geomorphological relations in downstream segment	101

Figure 42 – Differences between the original topobathymetry and tuning for station section 43200000	103
Figure 43 – Hydrograms 131 km downstream from the dam (Station 411350000)	104
Figure 44 – Hydrograms 246 km downstream from the dam (Station 42210000)	105
Figure 45 – Hydrograms 287 km downstream from the dam (Station 4320000)	105
Figure 46 – Hydrograms 352 km downstream from the dam (Station 4420000)	105
Figure 47 – Hydrograms 542 km downstream from the dam (Station 4450000)	105
Figure 48 – Differences observed among the models.....	106
Figure 49 – MGB model set-up index in relation to HEC-RAS (benchmark).	108
Figure 50 – Depth error of the MGB model compared to the HEC-RAS (benchmark).....	108
Figure 51 – Relative depth error of the MGB model compared to HEC-RAS (benchmark).	109
Figura 52 – Hidrograma de Fan et al. (2014) e hidrograma de ruptura da barragem Rio Grande.....	125
Figura 53 – Concepção ilustrativa do modelo quando planícies não são ativadas	128
Figura 54 – Concepção ilustrativa do modelo quando planícies são ativadas para situação 1	128
Figura 55 – Concepção ilustrativa do modelo quando planícies são ativadas para situação 2	128
Figura 56 – Concepção ilustrativa do modelo quando planícies são ativadas para situação 3	129
Figura 57 – Área de estudo: Bacia do lago Guaíba	131
Figura 58 – Seções a jusante da barragem Ernestina	133
Figura 59 – Perfis transversais dos trechos simulados	134
Figura 60 – Representação do vale de jusante da UHE Dona Francisca	138
Figura 61 – Hidrogramas para a barragem Dona Francisca	138
Figura 62 – Elevação da lâmina d'água para a barragem Dona Francisca.....	139
Figura 63 – Representação do vale de jusante da UHE Ernestina.....	140
Figura 64 – Hidrogramas para a barragem Ernestina	141

Figura 65 – Elevação da lâmina d’água para a barragem Ernestina	141
Figura 66 – Representação do vale de jusante da PCH H1	142
Figura 67 – Hidrogramas para a barragem PCH1	143
Figura 68 – Elevação de lâmina d’água para a barragem PCH1	143
Figura 69 – Representação do vale de jusante da PCH H2	145
Figura 70 – Hidrogramas para a barragem PCH2	145
Figura 71 – Elevação da lâmina d’água para a barragem PCH2.....	146
Figura 72 – Difusão numérica no DB-HiFlow.....	147
Figura 73 – Difusão numérica no HEC-RAS.....	147
Figura 74 – Hidrogramas no DB-HiFlow (1000m) x HEC-RAS 6.0 (250m)	149
Figura 75 – Diferenças no tempo de pico	151
Figura 76 – Diferenças no tempo de chegada	151
Figura 77 – Diferenças na vazão de pico	151
Figura 78 – Diferenças na vazão de pico e tempo de pico: Dona Francisca	152
Figura 79 – Diferenças na vazão de pico e tempo de pico: Ernestina	152
Figura 80 – Diferenças na vazão de pico e tempo de pico: PCHH1	152
Figura 81 – Diferenças na vazão de pico e tempo de pico: PCHH2	153
Figura 82 – Esquema topológico do modelo DB Hi-Flow 2.0 – minibacias.....	172
Figura 83 – Esquema topológico do Modelo DB Hi-Flow 2.0 - definição da CAV	173
Figura 84 – Esquema topológico do modelo DB Hi-Flow 2.0 – cálculo de largura.....	174
Figura 85 – Área de estudo e bacia do Lago Guaíba	175
Figura 86 – Foto aérea da barragem de Ernestina. Fonte: Fraga, 2022.....	176
Figura 87 – Hipsometria da barragem de Ernestina.	176
Figura 88 – Foto aérea da barragem de Laranjeiras. Fonte: Diego Land (Catania, 2020) e acervo pessoal.....	177
Figura 89 – Área de estudo associada à barragem de Laranjeiras	178
Figura 90 – Características do vale de jusante das barragens	179
Figura 91 – Hidrogramas na barragem Laranjeiras	182

Figura 92 – Hidrogramas na barragem de Ernestina	183
Figura 93 – Perfil da lâmina d'água na barragem de Laranjeiras	184
Figura 94 – Perfil da lâmina d'água na barragem de Ernestina.....	185
Figura 95 – Elevação da lâmina d'água para a barragem de Laranjeiras.....	186
Figura 96 – Elevação da lâmina d'água para a barragem de Ernestina	186
Figura 97 – Coerência entre os modelos HEC-RAS e DB-HiFlow 2.0 para a barragem de Laranjeiras	187
Figura 98 – Coerência entre os modelos HEC-RAS e DB-HiFlow 2.0 para a barragem de Ernestina.....	188
Figura 99 – Profundidades para a barragem de Laranjeiras	188
Figura 100 – Profundidades para a barragem de Ernestina.....	189
Figura 101 – Histograma de diferença de profundidades calculadas para a barragem de Laranjeiras	189
Figura 102 – Diferença entre profundidades simuladas a jusante da barragem de Laranjeiras. (HEC-RAS x DB-HiFlow 2.0)	190
Figura 103 – Diferença entre profundidades simuladas a jusante da barragem de Ernestina (HEC-RAS x DB-HiFlow 2.0)	191
Figura 104 – Histograma de diferença de profundidades calculadas para a barragem de Ernestina.....	192
Figura 105 – Tempo de pico para a barragem de Laranjeiras.....	192
Figura 106 – Tempo de pico para a barragem de Ernestina	193
Figura 107 – Diferença entre tempo de pico simulado a jusante da barragem de Ernestina (HEC-RAS x DB-HiFlow 2.0)	194
Figura 108 – Histograma de diferença de tempo de pico calculado para a barragem de Ernestina.....	194
Figura 109 – Diferença entre tempo de pico simulado a jusante da barragem de Laranjeiras (HEC-RAS x DB-HiFlow 2.0)	195
Figura 110 – Histograma de diferença de tempo de pico calculado para a barragem de Laranjeiras	196

Figura 111 – Profundidade simuladas com o DB-HiFlow 2.0 para as 26 barragens localizadas na bacia hidrográfica do Lago Guaíba, RS, Brasil.	197
Figura 112 – Tempos de pico simulados com o DB-HiFlow 2.0 para as 26 barragens localizadas na bacia hidrográfica do Lago Guaíba, RS Brasil.	198
Figura 113 – Faixas de diferenças decorrentes do uso do modelo de propagação inercial para tempo de chegada de vazão de pico (T_{cp}); tempo de chegada de onda de cheia (T_c) e vazão de pico (Q_p)	214

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Relação entre artigos desenvolvidos e objetivos específicos da tese	33
Tabela 2 – Histórico de rompimentos de barragens observados no Brasil de 1940 a 2019. Adaptado de Lauriano (2009), ANA (2015); Carvalho (2015); ANA (2016a); ANA (2017a), ANA (2018), ANA (2019), ANA (2020) e CBDB (2021)	40
Tabela 3 – Histórico de vítimas associadas a rompimentos de barragens observados no Brasil. Adaptado de Balbi (2008), Lauriano (2009), WISE (2018), ANA (2012), ANA (2014), ANA (2015a), ANA (2016), ANA (2017a), ANA (2018), ANA (2019) e ANA (2020)	41
Tabela 4 – Características de parâmetros de formação de brecha. Fonte: Adaptado de USACE, 2014.....	53
Tabela 5 – Métodos paramétricos para obtenção de vazão de Pico. Adaptado de Pierce, 2010; Ferla 2018 e Rossi 2021.....	56
Tabela 6 – Métodos paramétricos para obtenção de vazão de Pico. Referências Associadas.	58
Tabela 7 – Métodos paramétricos para obtenção de tempo de Pico. Adaptado de Wahl, 2004; Pierce, 2010 e Rossi, 2021.	60
Tabela 8 – Métodos paramétricos para obtenção de tempo de Pico. Referências Associadas.	61
Tabela 9 – Estimativas quanto ao coeficiente de Manning (adaptado de USACE, 2016) ..	79
Tabela 10 – Impacto das incertezas associadas à diferentes dados de entrada segundo diferentes pesquisadores.....	81
Tabela 11 – Características dos barramentos	132
Tabela 12 – Simulações realizadas	136
Tabela 13 – Diferenças entre HEC-RAS 6.0 e DB-HiFlow para Dona Francisca	139
Tabela 14 – Diferenças entre HEC-RAS 6.0 e DB-HiFlow para Ernestina	142
Tabela 15 – Diferenças entre HEC-RAS 6.0 e DB-HiFlow para PCH H1	144
Tabela 16 – Diferenças entre HEC-RAS 6.0 e DB-HiFlow para PCH H2	146
Tabela 17 – Resumo dos resultados da difusão numérica.....	148

Tabela 18 – Resumo dos resultados das diferenças obtidas na comparação cruzada HEC-RAS (250 m) x DB-HiFlow (1.000 m)	149
Tabela 19 – Resumo dos resultados dos hidrogramas	150
Tabela 20 – Resumo das diferenças obtidas quanto à profundidade	154
Tabela 21 – Característica das barragens fictícias	175
Tabela 22 – Diferenças para a barragem de Laranjeiras	183
Tabela 23 – Diferenças para a barragem de Ernestina	184
Tabela 24 – Resumo das diferenças obtidas.....	199
Tabela 25 – Resumo consolidado dos resultados obtidos em todos capítulos	241
Tabela 26 – Resumo consolidado dos resultados obtidos no capítulo 04	242
Tabela 27 – Resumo consolidado dos hidrogramas nas seções da barragem Ernestina (capítulo 05)	243
Tabela 28 – Resumo consolidado dos hidrogramas nas seções da barragem Laranjeiras (capítulo 05)	250

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	Motivação	24
1.2	Objetivos e perguntas específicas.....	31
1.2.1	Objetivos específicos	31
1.3	Organização da Tese.....	32
2	CAPÍTULO 02 – FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	34
2.1	Barragens e rompimentos	35
2.2	Mecanismos de falha	42
2.2.1	Galgamento	42
2.2.2	Erosão Interna	44
2.2.3	Liquefação	46
2.2.4	Falhas Estruturais	48
2.2.5	Ações de Guerra.....	50
2.3	Hidrogramas de Ruptura.....	52
2.4	Modelos de rompimento de barragens	65
2.5	Modelos hidrológicos de grande escala - MHGE	72
2.6	Incertezas em estudos de ruptura de barragens.....	75
2.6.1	Condição de Contorno de Montante	76
2.6.2	Topografia	77
2.6.3	Coeficiente de Manning.....	78
2.6.4	Modelo de propagação de vazão.....	79
2.6.5	Incertezas globais	80
3	CAPÍTULO 03 – UTILIZAÇÃO DE MODELOS HIDROLÓGICOS DE GRANDE ESCALA NA PREDIÇÃO DE IMPACTOS RELACIONADOS A ROMPIMENTO DE BARRAGENS.....	84
3.1	Introduction.....	88

3.2	Methodology	90
3.3	HEC-RAS 5.06	90
3.4	MGB-IPH	91
3.5	Observed differences	95
3.6	Rupture hydrograph	95
3.7	Study area	97
3.8	Input data and boundary conditions	100
3.9	Evaluation methods	103
3.10	Results	104
3.11	Conclusions	109
3.12	Bibliographic references	111
4	CAPÍTULO 04 – UM MÉTODO DE PROPAGAÇÃO INERCIAL 1D PARA USO RÁPIDO E ÁGIL EM ESTUDOS DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS COM ABORDAGEM DE GRANDE ESCALA	119
4.1	Introdução	122
4.2	Materiais e métodos	126
4.2.1	Modelo DB-HiFlow	126
4.2.2	Área de estudo	130
4.2.3	Fontes de dados	132
4.2.3.1	Características do vale de jusante	132
4.2.3.2	Características hidráulicas e hidrológicas	134
4.2.4	Metodologia	135
4.2.5	Métricas de avaliação	136
4.3	Resultados	137
4.3.1	Teste 01	137
4.3.2	Teste 02	140
4.3.3	Teste 03	142
4.3.4	Teste 04	144
4.3.5	Teste 05	147

4.3.6	Teste 06	148
4.4	Discussão.....	150
4.5	Conclusões.....	156
4.6	Agradecimentos.....	156
4.7	Referências	157
5	CAPÍTULO 05 – UM MÉTODO UNIDIMENSIONAL DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS A SER UTILIZADO EM ABORDAGENS DE GRANDE ESCALA	164
5.1	Introdução	168
5.1.1	HEC-RAS 6.1.....	170
5.1.2	DB-HiFlow 2.0.....	171
5.2	Área de estudo	174
5.3	Metodologia.....	179
5.4	Resultados	181
5.4.1	Hidrogramas nas seções de interesse.....	182
5.4.2	Profundidades ao longo do canal principal	184
5.4.3	Coerência entre áreas inundadas.....	185
5.4.4	Coerência entre profundidades simuladas.....	188
5.4.5	Coerência entre tempos simulados	192
5.4.6	Simulação de rompimento de 26 barragens da bacia do Lago Guaíba 196	
5.5	Discussão.....	198
5.6	Conclusão	200
5.7	Referências bibliográficas	202
6	CAPÍTULO 06 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	208
7	CAPÍTULO 07– LIMITAÇÕES E RECOMENDAÇÕES	217
8	REFERÊNCIAS BIBLOGRÁFICAS	221
9	APÊNDICE	241

1 INTRODUÇÃO

Assim como barragens fazem parte da sociedade, rompimentos de barragens também se fazem presente. Rompimentos de barragens ocorreram no passado e certamente continuarão ocorrendo no futuro, por maior que seja o esforço humano para que eles não ocorram. O risco de existência de rompimentos de barragens em um determinado território ao longo de um certo tempo pode ser nulo apenas se não existirem barragens nesse território. E, mesmo assim, essa afirmação pode ser falsa, caso esse hipotético território sem barragens seja cortado por algum curso hídrico que tenha barramentos a montante.

Barragens, sejam elas pequenas, médias ou grandes, existem há muito tempo, sendo uma das mais antigas a barragem de Sadd el Kafara, construída por volta de 2.600 anos A.C, no Egito (GARBRECHT, 1997). Ao longo do tempo, essas estruturas hidráulicas demonstraram ser essenciais para o desenvolvimento socioeconômico da humanidade (ALTINBILEK, 2002).

Mesmo com inúmeros impactos ambientais e sociais decorrentes do estabelecimento dessas estruturas (LI et al., 2021; KALININA et al., 2020; GE et al., 2020), não se pode negar que elas fazem parte do passado, do presente e, possivelmente, farão parte do futuro (BOULANGE et al., 2021), uma vez que a partir delas é possível gerenciar bens muito valiosos, que se constituem como forças motrizes da sociedade: (i) água; (ii) alimentos; e (iii) energia.

Portanto, não entrando no mérito quanto à forma de distribuição dessas riquezas, o uso de barragens para abastecimento, irrigação e geração de energia, entre outros, torna esse tipo de estrutura muito relevante para a sociedade (ALTINBILEK, 2002; KHAGRAM, 2018). Essa relevância se intensifica ainda mais em um cenário de aumento exponencial da população global, uma vez que indica, indiretamente, a necessidade de aumento do fornecimento das três forças motrizes citadas (BARBAROSSA et al., 2020). Dessa forma, entende-se que um cenário de ausência de barragens no futuro é muito improvável, o que leva à necessidade de a sociedade conviver com essas estruturas, seja colhendo frutos, seja arcando com riscos e impactos.

Essa constatação leva à percepção de que cabe à sociedade e à comunidade científica entender, compreender, prever e mitigar possíveis impactos decorrentes dessas estruturas, focando-se, nesse sentido, principalmente nas relações negativas existentes entre barragens e pessoas.

Dentre várias relações negativas (impactos) existentes entre a humanidade e as barragens, esta Tese procura explorar mais especificamente os rompimentos de barragens, objetivando contribuir, a partir da proposição de um novo modelo matemático passível de aplicação em grande escala, com o mapeamento sistemático de áreas de perigo a jusante de barramentos.

1.1 Motivação

Mais de 58 mil grandes barragens existem no mundo (ICOLD, 2022). Mas, considerando barragens de todos os tamanhos, esse número pode chegar a mais de 800 mil em escala global (ADAMO et al., 2020). O estabelecimento dessas estruturas acaba proporcionando às populações de jusante riscos muito relevantes com grande potencial de gerar perda de vidas e perdas econômicas. Nesse sentido, tanto em nível nacional como internacional, o número de desastres já observados no passado não pode ser negligenciado. Focando-se no Brasil, mesmo que casos de ruptura de barragens tenham sido observados em território nacional a partir da década de 1940, o que inclusive fomentava discussões e estudos acerca do tema na década de 1970 (MASCARENHAS, 1990), apenas no ano de 2010 surge uma tentativa nacional unificada de regulação do setor, a partir da instituição da Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB (ou Lei Federal nº 12.334/2010 alterada pela Lei Federal nº 14.066/2020). Essa política, que à época de sua aprovação trouxe conceitos que já eram explorados e utilizados desde a década de 1970 em outros países como Estados Unidos e Austrália (VEROL & MIGUEZ & MASCARENHAS, 2010), tem como objetivos principais assegurar os padrões de segurança de barragens, reduzindo as chances de acidentes e atenuando suas consequências. Para atender essas questões, a PNSB conta com, entre outros, a aplicação de instrumentos como o Plano de Segurança de Barragem (PSB) e o Plano de Ação Emergencial (PAE).

Planos de Ação Emergenciais são documentos que apontam quais medidas deveriam ser imediatamente tomadas caso houvesse a ruptura de uma determinada barragem. Tipicamente, são fundamentados em mapas que indicam áreas de perigo, isto é, aquelas que seriam inundadas caso ocorresse o desastre. A partir dessas informações, e também de outras, como tempo de chegada de onda de cheia, tempo de chegada de pico, profundidades e velocidades, são estabelecidas zonas seguras e rotas de fuga a serem utilizadas por pessoas que são residentes ou trabalham nas zonas de perigo. Nesse sentido, ressalta-se que o estabelecimento de Planos de Ação Emergenciais, associados a eficientes sistemas de alerta e a correta execução do plano em momento de emergência pode contribuir significativamente para a redução de vidas perdidas em desastres dessa natureza (NEEDHAM, 2010; REZENDE & CORDEIRO, 2019; CHOI & LEE., 2019; LUMBROSO et al., 2021).

Embora esse mapeamento pareça ser relevante para qualquer barragem, nem toda barragem existente está sob a jurisdição da PNSB e é obrigada a ter um PAE. Essa política é aplicável apenas a barramentos com mais de 15 metros de altura, ou àqueles com capacidade de reservatório superior a 3 hm³, ou com reservatórios que contenham resíduos perigosos, ou a barragens com Dano Potencial Associado (DPA) alto ou médio. Ou seja, para que órgãos reguladores consigam identificar o enquadramento ou não enquadramento de pequenas barragens de armazenamento de água (com reservatório inferior a 3 hm³ e altura inferior a 15 metros) na PNSB, é preciso que seja avaliado o DPA da estrutura. E o DPA nada mais é do que uma avaliação preliminar do potencial dano que poderia ocorrer devido a um rompimento independentemente da sua probabilidade de ocorrência, podendo ser graduado de acordo com o potencial de perda de vidas humanas, impactos sociais, econômicos e ambientais (CNRH, 2012). Ou seja, para que se possa verificar se uma pequena barragem de armazenamento de água, por exemplo, deva ser enquadrada na PNSB, e eventualmente seja obrigada a ter um PAE, devem ser analisados os possíveis impactos no vale de jusante decorrentes de um hipotético rompimento, necessitando-se de uma estimativa prévia de mancha de inundação. Da mesma forma, para barragens maiores, a legislação prevê diferentes ações preventivas a serem adotadas dependendo do DPA calculado para a estrutura, sendo importante portanto a definição preliminar de áreas de inundação a jusante de barramentos.

Somadas à necessidade de classificação de barragens quanto aos respectivos DPAs por parte de agências reguladoras, destacam-se outras questões que fundamentam as motivações para explorar o tema de rompimento de barragens sob uma abordagem de grande escala:

- 1 nada indica que a relação entre a sociedade e as barragens, estabelecida no passado, irá diminuir ou deixar de existir no futuro;
- 2 essa relação deve gerar o menor impacto negativo possível na vida das pessoas (e meio ambiente); e
- 3 pode ser prevista a diminuição do impacto negativo causado por rupturas a partir de um conjunto ágil de ferramentas e ações que contenham: (i) prevenção; (ii) alerta; e (iii) ações emergenciais.

Desses 3 pontos elencados, pode-se considerar que não só dentro do item “prevenção”, mas também dentro do escopo do “alerta” e das “ações emergenciais”, se encontra o mapeamento

de zonas de perigo e de potenciais áreas atingidas em caso de ruptura. É nesse ponto que se fundamenta este trabalho, que explora especificamente essa temática: O mapeamento de potenciais áreas inundadas devido a potenciais rompimentos de barragens de armazenamento de água.

O mapeamento de potenciais áreas inundadas devido a rompimentos de barragem é normalmente realizado a partir do uso de modelos hidrodinâmicos e robustos (aqui considerados como aqueles que resolvem as equações de Saint-Venant), também chamados de “fisicamente embasados” em uma abordagem de escala local (COLLISCHONN & TUCCI, 1997; VASQUEZ & RONCAL, 2009; MAO et al., 2017; URIZCÁ et al., 2021; KUMAR & USHA & KANCHANA, 2022). Ou seja, modelos já bem estabelecidos como o HEC-RAS (USACE, 2014), o DAMBRK (FREAD, 1977 apud WETMORE & FREAD, 1981), e o MIKE (GEORGE & NAIR, 2015; PATEL et al., 2017; MAO et al., 2017) são aplicados localmente (escala de trecho de rio) para cada barragem em particular, e dificilmente são aplicados para mais de uma barragem em grandes territórios (à exceção de casos de estudos de ruptura em cascata ou casos de potencial encontro, em uma área de interesse, de ondas de ruptura oriundas de diferentes regiões). Portanto, a abordagem espacial adotada nesse tipo de avaliação se configura como sendo local, particular e precisa, podendo ser demorada e requisitar na maioria das vezes uma intensa intervenção humana, seja para inserir seções topobatimétricas em modelos unidimensionais, seja para ajustar malhas de simulação em modelos bidimensionais, entre outros. De uma forma ou de outra, normalmente podem ser observados processos demorados e/ou altos custos computacionais, principalmente para simulações bidimensionais ou tridimensionais.

Tendo em vista as dificuldades impostas pela forma de resolução de problemas dessa natureza, e também considerando a necessidade por parte de agências reguladoras quanto à geração de manchas preliminares de inundação por rompimentos de barragens que pudessem ser utilizadas para classificação dos maciços quanto ao Dano Potencial Associado (DPA), observou-se um impulsionamento no Brasil pela busca por modelos simplificados de rompimentos de barragens a partir dos anos 2010 (FERLA, 2018; MELO, 2015a). Esses modelos procuravam representar os efeitos de rompimentos de barragens (FERLA et al., 2017, KALININA et al., 2020) sem necessariamente aplicar simulação hidrodinâmica na área de estudo, o que levava a um ganho em termos de tempo de aplicação (PETRY et al., 2018). Em sua grande maioria, por outro lado, esses modelos utilizam a manutenção do comportamento de decaimento de vazão de pico

de outros casos de rompimento (COLLISCHONN, 1997; MELO et al., 2015b), podendo gerar resultados poucos confiáveis e com aplicabilidade restrita a determinadas condições (KALININA et al., 2020; OLIVEIRA et al., 2021).

Portanto, a existência de uma lacuna associada à falta de um modelo hidrodinâmico que pudesse ser aplicado em grande escala para gerar manchas preliminares de ruptura de barragens com mais acurácia passa a ser cada vez mais evidente ao longo da última década (aqui representada pelo período entre 2010 a 2020), que, por sinal, foi marcada por grandes desenvolvimentos em uma área análoga ao tema de ruptura de barragens: a Hidrologia de Grande Escala.

A partir da década de 1970 (MANABE, 1969), a comunidade de hidrólogos começou a perceber a necessidade de se avaliar o ciclo hidrológico de um ponto de vista global, uma vez que os impactos antrópicos nesse ciclo ultrapassavam a escala de bacia (BIERKENS, 2015a). Desta forma, fazendo uso dos produtos cada vez mais acurados de sensoriamento remoto (YAN et al., 2015), esforços passaram a ser dedicados à consolidação de modelos hidrológicos de grande escala (MHGEs), por vezes aplicados a escalas continentais e globais (EMERTON et al., 2016; WOOD et al., 2011). Assim, esses modelos ajudaram a possibilitar o provimento de informações importantes na gestão de recursos hídricos de forma globalmente integrada (SOOD & SMAKHTIN, 2014). A vantagem relativa à utilização de modelos hidrológicos ainda se mostraria de extrema relevância para as populações residentes em países subdesenvolvidos com nulo ou quase nulo monitoramento hidrológico, que passariam a ser abastecidas de informações hidrológicas importantes sob o ponto de vista do planejamento econômico (ALFIERI et al., 2018; BATES et al., 2018).

De forma geral, em escala continental, dentre esses modelos, se destacam o MGB-IPH (COLLISCHONN et al., 2007; SIQUEIRA et al., 2018) para a América do Sul e o National Water Model – NWM (ARISTIZABAL et al., 2018) para a América do Norte. Para a Europa, ganham notoriedade os modelos E-Hype, SWAT e GloFAS (ABBASPOUR et al., 2015; BIERKENS et al., 2015b; ALFIERI et al., 2013). Modelos continentais como esses foram pensados e construídos para trabalhar em escalas muito grandes e, devido às limitações computacionais, é inerente que simplificações nos processos físicos que representam o ciclo hidrológico tenham sido adotadas no início da era dos modelos hidrológicos globais e continentais. Por outro lado, com o avanço não só da tecnologia, mas também do conhecimento humano nessa área, a representatividade

dos processos de balanço horizontal e vertical de água foi sendo melhorada (FLEISCHMANN et al., 2019b), e do ponto de vista desta Tese, se destacam os avanços da última década quanto à representatividade de balanços horizontais (ou propagação de escoamento) e também da topologia desses modelos.

A maior parte desses modelos representa os processos de propagação de escoamentos a partir de simplificações das equações de Saint-Venant (BRISSET et al., 2018; PAIVA et al., 2013), destacando-se principalmente o uso de modelos de onda cinemática (COLLISCHONN et al., 2007; MUNAR et al., 2018; SINDHU & DURGA RAO, 2017; YAMAZAKI et al., 2011) e o modelo Inercial, que negligencia apenas o termo de inércia advectiva da equação de conservação da quantidade de movimento (BATES & HORRITT & FEWTRELL, 2010), gerando maior eficiência computacional associada à boa acurácia quanto à representatividade de planícies inundáveis (ANDRADE et al., 2017; DE ALMEIDA & BATES, 2013; FAN et al., 2014a). Neste sentido, o modelo inercial unidimensional vem sendo utilizado com sucesso no âmbito de modelagem hidrológica de grande escala (FLEISCHMANN et al., 2018; SIQUEIRA et al., 2018, LOPES et al., 2018), constituindo-se como um modelo de propagação de vazões mais estável do que aqueles que aplicam as equações de Saint-Venant de forma completa, tendo grande acurácia na representação de cheias naturais (FLEISCHMANN et al., 2019a).

Já o avanço científico quanto à representação topológica dos modelos, que talvez tenha acompanhado a maior disponibilidade e precisão de Modelos Digitais de Elevação (MDEs) globais gerados a partir de dados de sensoriamento remoto, também é notável. Utilizando-se o MHGE MGB-IPH (COLLISCHONN et al., 2007) como exemplo, a discretização do modelo em sua primeira versão era feita a partir da consideração de células retangulares, sendo calculado o balanço de massa vertical em cada célula do modelo. Nas versões atuais, destacando-se a versão continental aplicada à América do Sul (SIQUEIRA et al., 2018), a discretização do modelo é feita a partir da consideração de pequenas bacias hidrográficas, de forma que para cada uma é calculada uma curva cota-área-volume (CAV) posteriormente utilizada nas estimativas de áreas inundadas para uma certa vazão, em um certo intervalo de tempo de simulação.

A partir do exposto, entende-se que a adaptação das atuais técnicas aplicadas na área de Hidrologia de Grande Escala visando à sua utilização em estudos de ruptura de barragens apresenta um grande potencial para ajudar na identificação, a partir do uso de modelagem hidrodinâmica, de Dano Potencial Associado de grandes quantidades de barragens existentes em

vastos territórios. Neste sentido, destaca-se o Brasil: em território nacional, segundo o Relatório Anual de Segurança de Barragens de 2020 (ANA, 2021), 13.475 barragens brasileiras não têm qualquer classificação quanto ao DPA (o que representa em torno de 62% das 22 mil catalogadas), conforme apresentado na Figura 1.

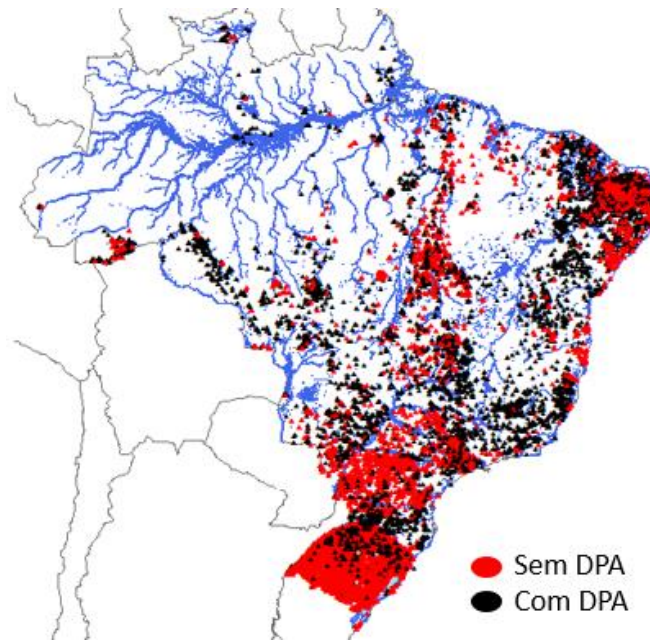


Figura 1 – Barragens classificadas quanto ao DPA para o Brasil. Fonte: O Autor

Considerando, ainda, que em torno de 93% das barragens brasileiras têm reservatórios com volume inferiores a 10 hm³, é perceptível que esse desafio contempla um escopo não só de grandes barragens (cujo rompimento em geral está associado a grandes impactos), mas também de pequenas barragens (cujo impacto do rompimento deve ser analisado sob uma óptica de escala de sub-bacia). A constituição de pequenos barramentos é também vasta no estado do Rio Grande do Sul, conforme pode ser observado na Figura 2, cuja área é parcialmente contemplada como área de estudo ao longo desta Tese de Doutorado. Esse mapa foi confeccionado para o Estado do Rio Grande do Sul a partir do tratamento dos dados do Relatório Anual de Segurança de Barragens de 2020 (ANA 2021), observando-se que o número de pequenas barragens (consideradas aqui como barragens com volume entre 0 e 10 hm³) contemplam aproximadamente 98,7% de todas as barragens do território. Ainda, segundo o mesmo relatório, 83,8% das barragens do território não têm qualquer classificação quanto ao DPA, o que sugere a necessidade de avanços na classificação sistemática dessas estruturas.

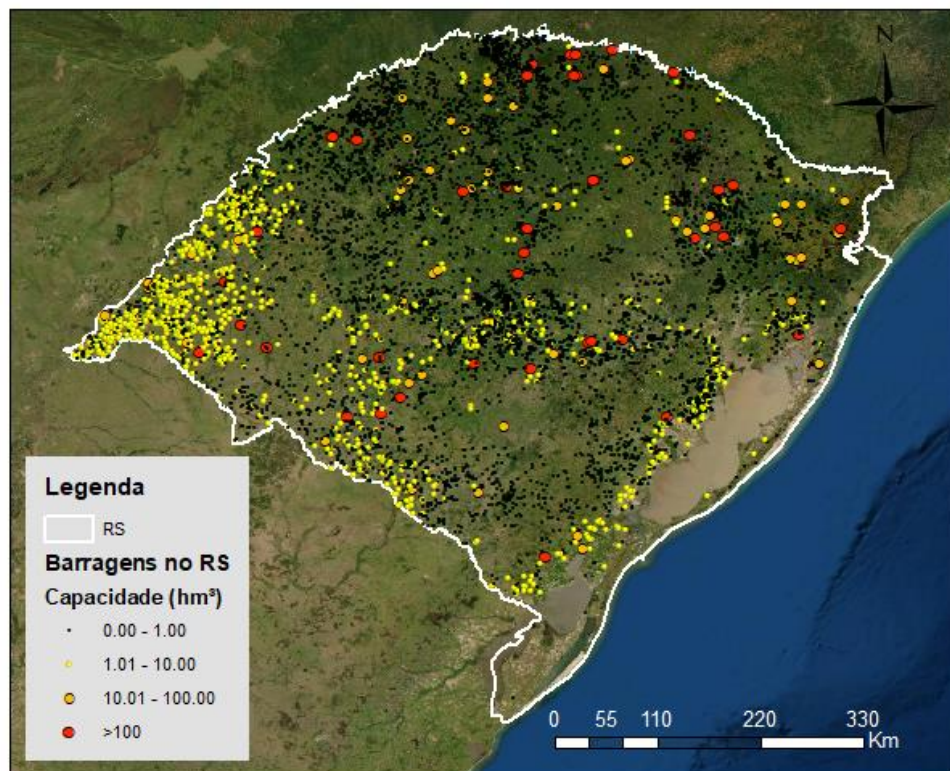


Figura 2 – Barragens classificadas por volume no estado do Rio Grande do Sul. Fonte: O Autor

Desta forma, a elaboração desta Tese foi motivada e fundamentada na possibilidade de utilização de conhecimento sólido aplicado em MHGEs para auxiliar no desenvolvimento de uma nova forma de abordar a temática associada à ruptura de barragens de armazenamento de água, que possibilite a obtenção mais rápida de informações relevantes ao gerenciamento de potencial dano, que esteja associada a um menor custo computacional e temporal. Essa abordagem, aplicável principalmente a estudos de barragens preliminares com vistas a classificação de barragens quanto ao seu DPA, se coloca como uma diferente opção ao uso de modelos hidrodinâmicos robustos ou de modelos simplificados, apresentando vantagens e desvantagens que são discutidas ao longo deste documento. Dessa forma, espera-se que o trabalho aqui desenvolvido contribua com o gerenciamento do risco de danos socioeconômicos na interação sólida, profícua e ao mesmo tempo potencialmente devastadora entre barragens e sociedade.

1.2 Objetivos e perguntas específicas

O objetivo principal desta Tese consistiu em propor e avaliar abordagens de grande escala, no contexto da simulação hidrodinâmica, aplicadas a propagação de cheias geradas por rompimentos de barragens de armazenamento de água.

1.2.1 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa são os seguintes:

1. avaliar o desempenho de um Modelo Hidrológico de Grande Escala em simulações de rompimento de barragens;
2. estabelecer os critérios mínimos necessários para utilizar a abordagem de Hidrologia de Grande Escala em estudos de ruptura de barragens visando aplicação em barragens sem distinção de tamanho, volume ou configurações do vale de jusante;
3. propor um modelo de ruptura de barragens que atenda aos critérios mínimos necessários para propagar hidrogramas de ruptura de barragens a partir de uma abordagem de grande escala com propagação hidrodinâmica e planícies ativas;
4. avaliar o desempenho da técnica proposta a partir da comparação dos resultados com os obtidos por modelos tipicamente utilizados em simulações de rompimento de barragens;
5. consolidar o modelo de rompimento de barragens proposto visando à obtenção de confiáveis manchas de inundação, mapas de tempo de chegada de onda de cheia e tempo de chegada de pico de cheia, aplicável com pouca intervenção humana; e
6. demonstrar a aplicabilidade do modelo proposto para gerar manchas de inundação para um grande número de barragens localizadas em uma grande bacia hidrográfica em uma única simulação.

1.3 Organização da Tese

Esta tese está organizada em formato de artigos, de modo que o primeiro artigo está escrito em inglês, enquanto os demais estão em português. Os artigos foram desenvolvidos ao longo desta pesquisa buscando responder as perguntas associadas aos objetivos específicos desta tese. Na Figura 3 esses artigos são temporalmente contextualizados, buscando-se ilustrar onde eles estão no caminho da busca e/ou amadurecimento do conhecimento produzido ao longo do tempo de pesquisa. Nessa figura, também é apresentada uma meta ousada, de longo prazo, associada à possibilidade de simulação do rompimento de todas as barragens da América do Sul com uma abordagem de grande escala.

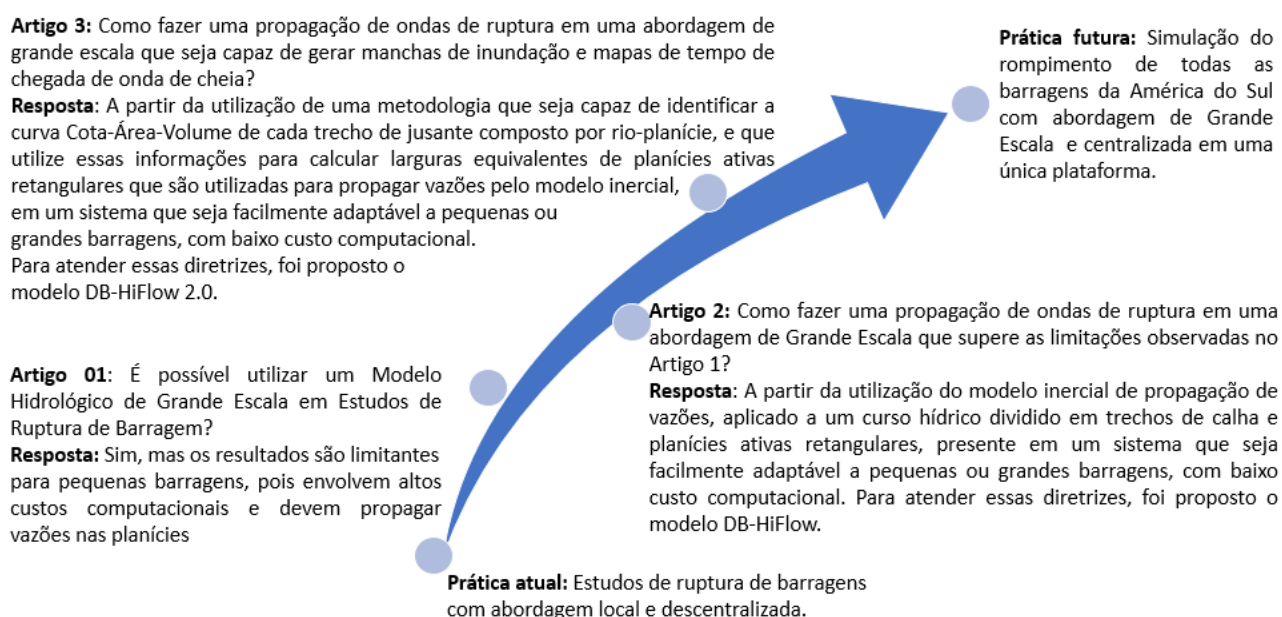


Figura 3 – O tempo e a evolução do conhecimento no âmbito desta Tese

Na Tabela 1 esses artigos são mais bem explorados e contextualizados com os objetivos específicos desta Tese. Nesta tabela é possível verificar os artigos produzidos por ordem cronológica, o status de publicação no momento do fechamento deste texto, os objetivos de cada publicação (que estão relacionados com os objetivos específicos, numerados anteriormente), os principais resultados e as principais limitações.

Tabela 1 – Relação entre artigos desenvolvidos e objetivos específicos da tese

Título / Status de Publicação	Objetivo	Principais Resultados	Limitações Encontradas
Artigo 01– Use of large-scale hydrological models to predict dam break-related impacts Publicado na Revista Brasileira de Recursos Hídricos, em 2020	1 - Avaliar o desempenho de um Modelo Hidrológico de Grande Escala em simulações de rompimento de barragens; 2 - Estabelecer os critérios mínimos necessários para utilizar a abordagem da Hidrologia de Grande Escala em estudos de ruptura de barragens visando aplicação em barragens sem distinção de tamanho, volume ou configurações do vale de jusante.	É possível utilizar um Modelo Hidrológico de Grande Escala (MHGE) para estimar manchas de inundação geradas por rompimentos de barragens, mas com algumas limitações	1) A aplicabilidade para pequenas barragens é deficitária, devido a altos custos computacionais envolvidos; 2) Tipicamente MHGEs não propagam escoamento nas planícies, e esse aspecto é importante em estudos de ruptura.
Artigo 02 – Um método de propagação inercial 1D para uso rápido e ágil em estudos de rompimento de barragens com abordagem de grande escala Submetido	3 – Propor um modelo de ruptura de barragens que atenda aos critérios mínimos necessários visando propagar hidrogramas de ruptura de barragens a partir de uma abordagem de grande escala com propagação hidrodinâmica e planícies ativas; 4 - Avaliar o desempenho da técnica proposta a partir da comparação dos resultados com os obtidos por modelos tipicamente utilizados em simulações de rompimento de barragens.	Desenvolvimento de um modelo hidrodinâmico chamado de Dam Break Hydrodynamic Inertial Flow Model - DB-HiFlow Model, que propaga hidrogramas de ruptura em um sistema de diversos trechos de canal retangular acoplados a planícies ativas parametrizadas a partir de um MDE escolhido pelo usuário. O modelo consegue representar adequadamente a atenuação de hidrogramas de ruptura ao longo do vale parametrizado, tanto em termos de vazão de pico como em termos de tempos de chegada, mostrando que a utilização do modelo de propagação "Inercial" em um sistema de parametrização canal-planície com fluxo lateral tem capacidade de reproduzir resultados obtidos pelo <i>benchmark</i> (HEC-RAS 6.0), que usa as equações completas de Saint-Venant.	1) O modelo não tem capacidade de geração de manchas de inundação ou manchas de tempo de chegada de onda de cheia a jusante; 2) O modelo não reproduz adequadamente a hipsometria do vale de jusante.
Artigo 03 – Um Método unidimensional de rompimento de barragens a ser utilizado em abordagens de grande escala Ainda em processo de revisão interna	5 - Consolidar o modelo de rompimento de barragens proposto visando à obtenção de confiáveis manchas de inundação, manchas de tempo de chegada de onda de cheia e tempo de chegada de pico de cheia, aplicável com pouca intervenção humana; 6 - Demonstrar a aplicabilidade do modelo proposto para gerar manchas de inundação para um grande número de barragens localizadas em uma grande bacia hidrográfica em uma única simulação.	Aperfeiçoamento do modelo hidrodinâmico DB-HiFlow a partir da inserção de uma nova abordagem topológica, para a qual a discretização do modelo é realizada a partir de minibacias que possibilitam a constituição de curvas Cota-Área-Volume. Essas curvas utilizadas em conjunto com o conceito de "planícies ativas de largura variável" permitem que o modelo represente adequadamente manchas de inundação de barragens de diferentes tamanhos, de forma similar ao <i>benchmark</i> utilizado (HEC-RAS 6.1). O modelo DB-HiFlow foi utilizado para simular a propagação conjunta de 26 hidrogramas de ruptura de diferentes barragens localizadas ao longo de uma bacia de 83 mil km ² localizada no RS, permitindo a obtenção de resultados como mancha de inundação e mancha de tempo de pico em 6 horas de simulação.	O modelo não tem capacidade de propagar hidrogramas em possíveis reservatórios existentes a jusante das barragens analisadas. Também não tem possibilidade de se trabalhar com rompimentos em cascata.

2 CAPÍTULO 02 – FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Esta tese é fundamentada em alguns conhecimentos clássicos e consolidados associados a modelos de propagação de escoamento, geração de hidrogramas de ruptura, modelos de ruptura de barragens e modelos hidrológicos de grande escala enfocando-se principalmente em barragens de armazenamento de água. Este capítulo apresenta uma revisão destes conceitos. Inicialmente, é apresentado o panorama atual de barragens e rompimentos (de todos os tipos) em nível global e nacional. Após, são explorados mecanismos de falha de barragens, bem como geração de hidrogramas de ruptura e os modelos utilizados em estudos de ruptura de barragens de armazenamento de água, seguidos do item de revisão de Modelos Hidrológicos de Grande Escala. Por fim, é realizada uma contextualização associada a incertezas em estudos de ruptura.

2.1 Barragens e rompimentos

Segundo a Comissão Internacional de Grandes Barragens - ICOLD (2022), mais de 58 mil grandes barramentos, com os mais diversos propósitos, são existentes no mundo. Estas barragens, caracterizadas por possuírem mais de 15 metros de altura, ou mais de 3 hm³ de volume de reservatório, são distribuídas com grande concentração em países como China (com 41%), Estados Unidos (com 16%), Índia (com 7,5%), Japão (com 5,3%) e também o Brasil (com 2,3%), que juntos são responsáveis por possuírem mais de 72% das grandes barragens mundiais em seus territórios. As principais finalidades associadas a esses grandes barramentos mundiais se concentram nos setores de irrigação, hidroeletricidade e abastecimento populacional, que juntos representam aproximadamente 80% das barragens de propósito principal, que são aquelas destinadas para apenas um fim (ICOLD, 2022).

Muito embora a compilação de dados referentes à existência de barragens (bem como suas características) seja uma difícil tarefa, algumas bases de dados mundiais, além de ICOLD (2022), que procuram sintetizar características básicas dessas estruturas ganham destaque. Entre elas, pode-se citar a Global Reservoir and Dam Database – *Grand*, de Lehner et al. (2011), que conta com 7.320 barramentos mapeados até 2016. A Figura 4 apresenta a distribuição mundial dessas grandes barragens segundo Lehner et al. (2011), mostrando que o Brasil se destaca dentre os países com maior número de barragens.

A partir da base de dados GRanD, e de Yigzaw et al. (2018), estima-se que o volume médio das barragens mundiais de maior volume (consideradas como aquelas que têm volume de reservatório superior a 100 hm³) é da ordem de 2.121 hm³, destacando-se a barragem de Kariba, localizada na Zâmbia, como a maior barragem do mundo em termos de volume do reservatório (ICOLD, 2022), tendo capacidade para estocar aproximadamente 180 mil hm³. Em termos de altura, a maior barragem já construída é a de Nurek, localizada na região de Roghun, no Tadjiquistão, que tem 335 metros de altura e é utilizada para fins de geração de energia e irrigação.

Também ganha destaque a base de dados de Mulligan et al. (2020), que compilou mais de 38 mil barragens em nível global sem restrição quanto ao volume a partir do uso de técnicas de sensoriamento remoto. A distribuição geoespacial dessas barragens é apresentada no mapa da Figura 5, sendo possível perceber semelhanças em relação à distribuição de Lehner et al. (2011) visualizada na Figura 4.

Barragens e sociedade vivem uma relação muito próxima e necessária. Essa proximidade pode ser espacialmente visualizada a partir da utilização de Ciesin (2018), cujos dados permitem mapear os núcleos urbanos com mais de 50 mil pessoas ao longo do globo. Nesse sentido, percebe-se, qualitativamente, a semelhança entre as zonas de grande adensamento populacional (Figura 6) e

zonas onde existem barragens (Figura 5), permitindo concluir, de modo geral, que onde há o estabelecimento de pessoas, há construção de barragens.

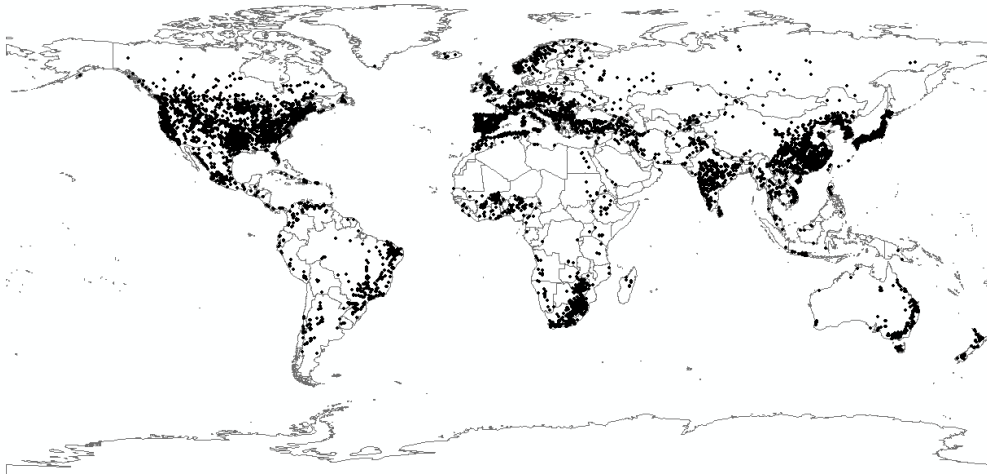


Figura 4 – Distribuição das grandes barragens no mundo (adaptado de Lehner *et al.*, 2011)

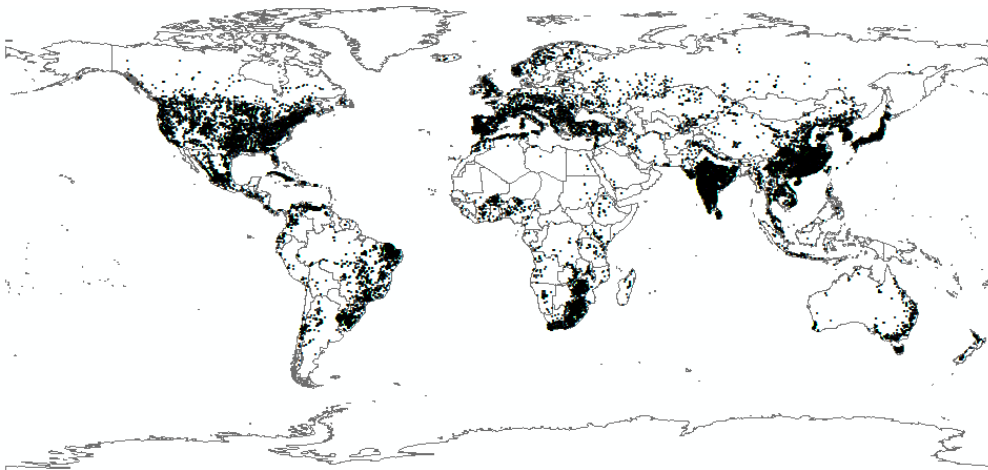


Figura 5 – Distribuição das barragens no mundo (adaptado de Mulligan *et al.*, 2020)

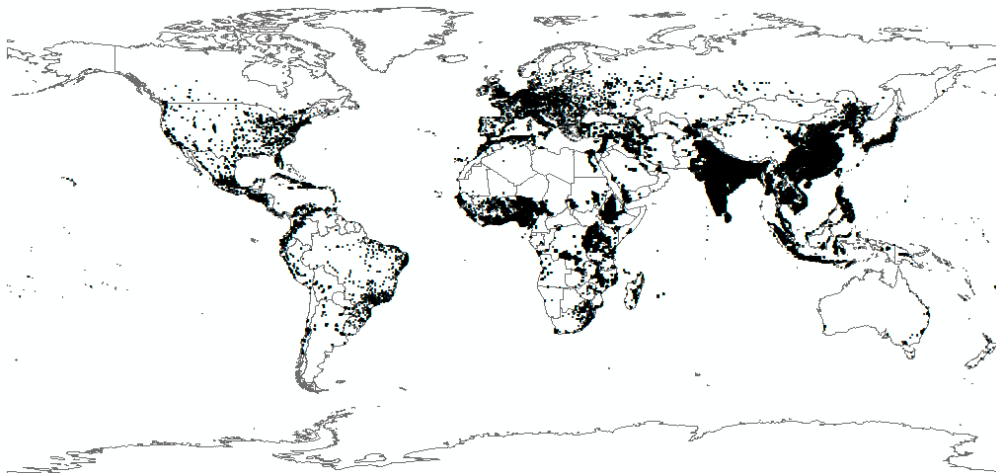


Figura 6 – Distribuição da população mundial (adaptado de Ciesin, 2018)

Considerando a realidade brasileira, da mesma forma como observado em nível mundial, muitas inconsistências a respeito da definição do número de barragens ainda são observadas, uma vez que essas estruturas passaram a ser cadastradas de forma mais sistemática apenas a partir do ano de 2011 (ANA, 2012). Neste sentido, a mais atual referência no assunto, até o início do ano de 2022, é o Relatório Anual de Segurança de Barragens para o ano de 2020 (ANA, 2021). Segundo esse documento, até o final de 2020 um total de 21.954 barragens de todos os tamanhos haviam sido catalogadas em solo brasileiro. Em contrapartida, alguns pesquisadores, como, por exemplo, Menescal (2005), afirmam que esse número pode ser muito maior, inclusive de outra ordem de grandeza (como centenas de milhares). No Brasil, segundo ICOLD (2022), a maior barragem em termos de volume é a de Serra da Mesa, que conta com um total de aproximadamente 54 mil hm³ de volume. Segundo o banco de dados de Lehner et al. (2011), a maior barragem brasileira em termos de altura é a de Irapé, localizada no Vale do Jequitinhonha (MG), que conta com 209 metros de altura.

Quanto ao aspecto construtivo, ressalta-se que a grande maioria das barragens nacionais catalogadas (57%) é de terra, segundo o Relatório de Segurança de Barragens de 2020 (ANA, 2021), embora um representativo percentual das barragens (em torno de 24%) ainda permaneça sem informação associada. Na Figura 7 é possível observar a composição das barragens brasileiras quanto ao material construtivo.

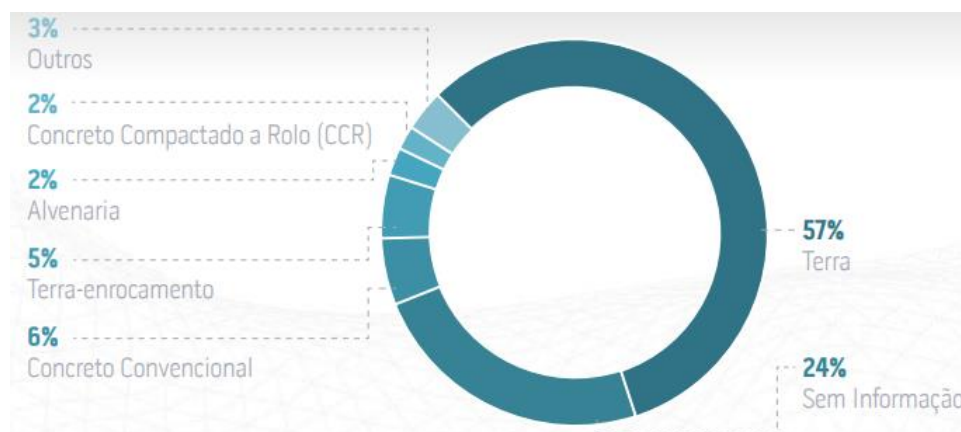


Figura 7 – Tipo de material construtivo das barragens brasileiras. Fonte: ANA, 2021

As diferentes barragens brasileiras também diferem quanto ao seu uso, destacando-se aqueles associados à irrigação, dessedentação animal e aquicultura, que somam um total de quase 70% das barragens existentes (Figura 8) com usos definidos (TSCHIEDEL et al., 2019). Por outro lado, considerando-se apenas as barragens com volume superior a 100 hm³, observa-se usos preponderantes para geração de energia e para abastecimento (que compõe quase 80% do total).

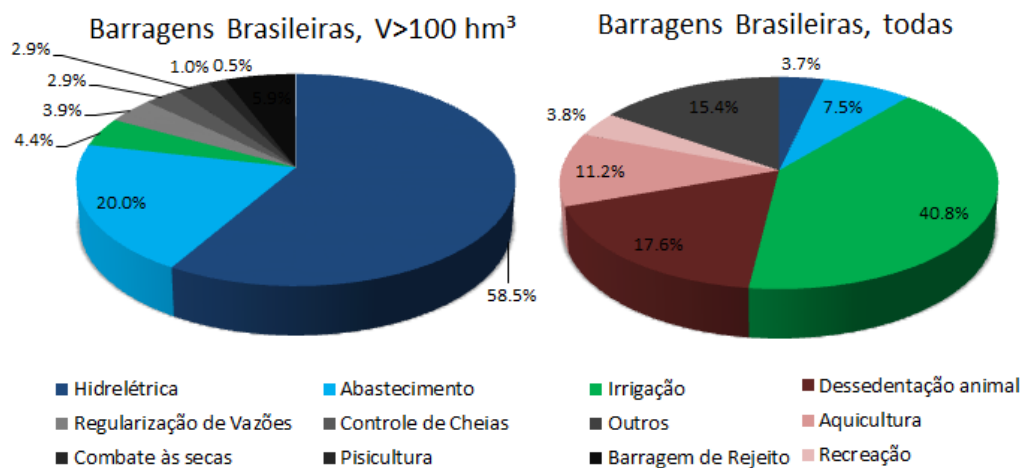


Figura 8 – Propósito das barragens brasileiras

Apesar de a consolidação de barramentos em solo brasileiro ser importante no âmbito de provimento de energia, água para abastecimento, irrigação etc., a existência dessas estruturas e de seus reservatórios associados estão também relacionadas a riscos que incidem sobre as populações residentes a jusante dessas estruturas, sendo a ruptura total ou parcial do maciço o mais grave problema associado (COLLISCHONN, 1997; TOPOAXI & ACERO, 2017).

Pode-se considerar que acidentes associados ao rompimento de barragens vêm sendo observados desde que barragens passaram a ser construídas de forma sistemática (ROSSI et al., 2021) para seus mais diversos propósitos, de forma que, em nível nacional e internacional, alguns rompimentos ganham destaque, principalmente devido ao porte do barramento e também aos impactos socioeconômicos e ambientais. Entre eles, podem ser destacados os rompimentos destas barragens: South Fork, nos EUA (1889); St Francis, nos EUA (1928); Malpasset, na França (1959); Vega de Tera, na Espanha (1959); Vajont na Itália (1963); Baldwin Hills, nos EUA (1963); Buffalo Creek, nos EUA (1972); Banqiao, China (1975); Teton, nos EUA (1976); Tous, na Espanha (1982); Quail Creek, nos EUA (1988); Merriespruit, na África do Sul (1994); Zeyzoun, na Síria (2002); Gusau Dam, na Nigéria (2006); Situ Ginung, na Indonésia (2009); Fundão, no Brasil (2015); Xe-Pian Xe-Namnoy, no Laos (2018); Xinjiang, na China (2018); Dunlap Dam, nos Estados Unidos (2019); Brumadinho, no Brasil (2019); Sardoba Dam, no Uzbequistão (2020); Edenville Dam, nos Estados Unidos (2020), entre diversas outras de grandes proporções (VAN NIEKERK & VILJOEN, 2005; LAURIANO, 2009; EZUGWU, 2013; AWWAD & AWWAD, 2017; FERLA, 2018; ROSSI, 2020; TAVUS & KOCAMAN & GOKCEOGLU, 2021; PRADEL et al., 2021).

Considerando-se bancos de dados constituídos de rompimentos de barragens com pouca notoriedade, por outro lado, é possível destacar Zhang et al. (2016) e Mao et al. (2017). Respectivamente, esses estudos apresentam um total de 1.333 casos de rompimentos de barragens localizadas em todos os cinco continentes (excluindo-se a China), e um total de 3.498

casos de rompimento de barragens exclusivamente chinesas (MAO et al., 2017), de 1954 até 2006. Utilizando-se de uma matemática simples, pode-se encontrar a existência de aproximadamente um rompimento de barragem a cada quatro dias, quando considerada a escala global, sem distinção de tamanho ou finalidade da barragem para o período de 1954 a 2006 (para o qual houve 4.831 casos de rompimento). O número de perdas de vidas humanas associadas a esse tipo de tragédia é, também, em geral, alto. Estimam-se números que vão da ordem de 45.000 (PENG & ZHANG., 2012) a 200.000 (PROSKE, 2018) vítimas fatais resultantes de rompimentos de barragens, em escala global. Neste sentido, o maior acidente até então registrado foi o da barragem Banqiao e Shimandan, na China, no ano de 1975. Esse rompimento resultou em um total de vítimas ainda hoje não bem esclarecido, com números que podem variar entre 26.000 e 175.000 pessoas (PROSKE, 2018; XU et al, 2008).

Da mesma forma como observado em escala mundial, alguns rompimentos de barragens brasileiras ganharam destaque devido aos impactos associados. Entre eles, podem ser citados os acidentes da UHE Pampulha (1954), da Barragem Orós (1960), UHE Euclides da Cunha (1977), da UHE Limoeiro (1977), da Barragem de Fundão (2015) e da Barragem de Brumadinho (2019). Em escala nacional, o histórico de rompimentos de barragens brasileiras também não é muito esclarecido, havendo esforços individuais de diversos pesquisadores no sentido de reunir num só banco de dados todos os rompimentos já catalogados. Na Tabela 2 é possível verificar os rompimentos de barragens brasileiras (catalogados ou por nome da barragem ou pelo nome da região impactada) documentados por Lauriano (2009), ANA (2015); Carvalho (2015); ANA (2016a); ANA (2017a), ANA (2018), ANA (2019), ANA (2020) e CBDB (2021). Nota-se, a partir da Tabela 1, que desde 1940, foram documentados 57 casos de rompimentos no Brasil (envolvendo não só barragens de acumulação de água, mas de todos os tipos) até o final do ano de 2019, dos quais 56% somente no período que vai entre 01/01/2010 e 31/12/2019 (ou seja, uma média de ao menos um rompimento de barragem a cada 110 dias em território nacional, para o período). A esses valores podem ainda ser somados os 44 casos de ruptura de barragens brasileiras ocorridos no ano de 2020 (ou seja, uma média de 1 rompimento a cada 8 dias para o período), documentados no Relatório de Segurança de Barragens de 2020 (ANA, 2021). Fundamentando-se nos dados da Tabela 2, e também em ANA (2021) o número total de rupturas por década é apresentado na Figura 9, salientando-se que a coluna associada ao ano de 2020 contempla unicamente as barragens que romperam no ano de 2020. As demais colunas representam o número de ruptura no intervalo de 10 anos associados.

Tabela 2 – Histórico de rompimentos de barragens observados no Brasil de 1940 a 2019. Adaptado de Lauriano (2009), ANA (2015); Carvalho (2015); ANA (2016a); ANA (2017a), ANA (2018), ANA (2019), ANA (2020) e CBDB (2021)

Década								
1940	1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010	
Ema	Pampulha	Orós	Euclides da Cunha	Boa Esperança	Macacos	Rio Verde	Itabirito	Cacimba Nova
Duas Bocas		Santa Cruz	Limoeiro	Santa Helena	Emas	Cataguases	Laranjal do Jari	Barreiros
		Trairi	Poquim	Fernandinho		Miraf	Herculano	Lageado
				Pico São Luiz		Espora	Camocim	CGH Agromar
				Mulungu		Apertadinho	Analandia	Fazenda Boa Sorte
				Santa Helena		Algodões	Boa Vista do Uru	Fazenda Bom Jardim
						Camará	Vacaro	Brumadinho
						Nova Lima	Coronel Sapucaia	Salgadinho
							Zampieri	Passagem da onça
							Buritis	Mimosos
							Fundão	Moeda
							Alta Grande	João Falqueto
							Fazenda Felícia	B2 Ribeirão Bom Sucesso
							Fazenda Guavirova	Malhada
							Balneário Ayrton Senna	Conquista do Caiboté
							Rincão dos Kroeff	Açude Alto Amorim

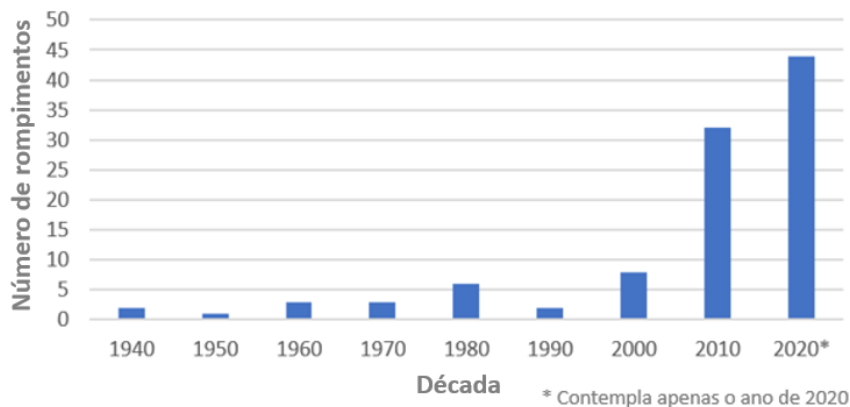


Figura 9 – Número de rupturas de barragens brasileiras por década. Fonte: O autor

Embora muitos rompimentos de barragens em solo nacional tenham sido documentados (mais extensivamente a partir do momento em que órgãos competentes passaram a ter interesse no monitoramento desses desastres), nem todos têm o mesmo potencial de perdas de vidas humanas. Dentre os rompimentos brasileiros apontados, os mais significativos nesse sentido são citados na Tabela 3, que é uma compilação de Balbi (2008), Lauriano (2009), WISE (2018), ANA (2012), ANA (2014), ANA (2015a), ANA (2016), ANA (2017a), ANA (2018), ANA (2019) e ANA (2020).

Desses números, destaca-se a inconsistência associada ao acidente da barragem de Orós, na década de 1960. Devido à falta de informações confiáveis à época, alguns autores, como Balbi (2008), sugerem que o número de vítimas no acidente possa ter chegado a valores próximos a

1.000. Por outro lado, historiadores como Leite (2009) apontam que não foi registrada nenhuma morte no acidente. Considerando-se, portanto, apenas vítimas fatais confirmadas por autoridades, para o período de 1950 ao final de 2019, foi registrado um total de 320 pessoas que perderam suas vidas devido a casos de ruptura de barragens em território nacional.

Tabela 3 – Histórico de vítimas associadas a rompimentos de barragens observados no Brasil.
Adaptado de Balbi (2008), Lauriano (2009), WISE (2018), ANA (2012), ANA (2014), ANA (2015a), ANA (2016), ANA (2017a), ANA (2018), ANA (2019) e ANA (2020)

Ano	Barragem	Número de Vítimas Fatais
1960	Orós	0 a 1000
2001	Rio Verde	5
2004	Camará	6
2009	Algodões I	11
2011	Camocim	2
2014	Herculano	3
2014	Boa Vista do Uru	2
2015	Fundão	19
2018	Boa Sorte	2
2019	Brumadinho	270

2.2 Mecanismos de falha

Os mecanismos de falha que geram rompimentos de barragens podem ser divididos em diversos grupos. Majoritariamente, para barragens de armazenamento de água (foco deste trabalho), os processos físicos que levam a rompimentos são divididos em galgamento, ou *overtopping*, e erosão interna, ou *piping* (FROEHLICH, 2016; WANG et al., 2018; ZHONG & CHEN & DENG, 2018), muito embora outros motivos possam dar início a um rompimento, como liquefação, falhas estruturais, efeitos sísmicos, ou ações de guerra (LAURIANO, 2009; ZHANG, XU & JIA, 2009; RICO, 2008). Esses processos são mais bem explanados nos próximos tópicos.

2.2.1 Galgamento

O processo de galgamento está diretamente relacionado a um nível de água de reservatório superior ao nível da crista da barragem (LAURIANO, 2009). Em geral, está associado a problemas no funcionamento de comportas ou a estimativas equivocadas de vazões de projeto e consequentes erros de dimensionamento de vertedouros, observando-se que a má capacidade de condução de vazões dessa estrutura de segurança está associada a cerca de um terço das ocorrências de galgamento observadas na história (FROEHLICH, 2008). O processo de galgamento pode também estar associado a eventos climáticos excepcionais que geram vazões maiores que as de dimensionamento de vertedouros de barragens, ou também a rupturas de barragens de montante (COSTA, 2019). Quando isso ocorre, em especial para barragens de terra, processos erosivos na estrutura podem começar a ocorrer, potencialmente resultando em perda de material que pode levar à instabilidade estrutural e consequente rompimento.

Na Figura 10, adaptada de USACE (2016), esse processo é representado, ilustrando na letra (A) uma barragem em condição ideal. Por um determinado motivo (que pode estar associado à chegada ao reservatório de vazões maiores que o vertedouro da barragem pode suportar), o nível de água do reservatório atinge um nível superior ao da crista da barragem (letra B), resultando em escoamentos no talude de jusante que passa a receber tensões e forças associadas ao deslocamento de fluxos de água. Enquanto a água continua a passar por cima da barragem, pode começar a existir um processo erosivo no pé da barragem, que vai aumentando ao longo do tempo (letra C) até chegar ao topo da barragem (letra D), devido às forças de arraste de material geradas pelo escoamento no talude de jusante. Uma vez que chega ao topo, começa a se observar um aumento significativo da vazão, porque a altura do topo da brecha vai diminuindo, aumentando consequentemente a área disponível para escoamento (letra E). Nestes momentos, dependendo do volume e forma do reservatório, pode começar a ocorrer de forma concomitante uma diminuição do nível de água do reservatório até que toda a brecha esteja formada (letra F).

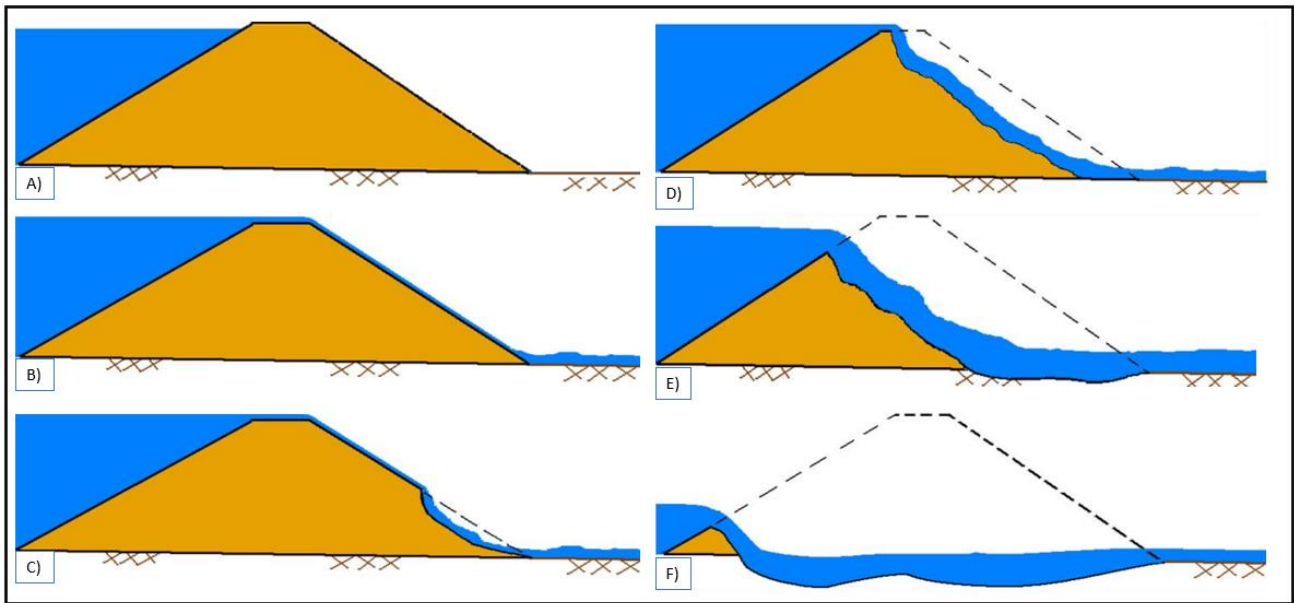


Figura 10 – Processo de falha devido a galgamento (Fonte: Adaptado de USACE, 2016)

Na Figura 11 observa-se o rompimento da barragem de Glashutte, na Alemanha, em 2002, por processo de *overtopping* (ADSSO, 2022). Por outro lado, também são documentados casos em que processos de *overtopping* intensos não resultaram em rompimentos de barragens, como caso da barragem Pau Branco (PASSONI et al., 2022), localizada em Minas Gerais (Figura 12). Neste caso em específico, a barragem foi acometida por uma enxurrada originada a partir de chuvas muito intensas que ocorreram na bacia de contribuição, dando origem a um processo de galgamento muito rápido, que não foi suficiente para romper o barramento.



Figura 11 – Processo de falha devido a *Overtopping* (Fonte: ADSSO, 2022)



Figura 12 – Barragem Mina Pau Branco (Fonte: Adaptado de AGU, 2022)

2.2.2 Erosão Interna

Já o processo de *piping*, também conhecido como erosão interna, tem origem a partir de infiltração intergranular e está diretamente relacionado à mobilidade dos grãos de solo que formam a barragem (GOMES, 2019). Normalmente observado em barragens de terra mal compactadas, esse processo pode ocorrer pela elevação dos gradientes hidráulicos, quando o reservatório se encontra nos maiores níveis de operação, aplicando dessa forma, máxima carga hidráulica ao maciço (GOMES, 2019). Sem necessariamente estar associado a caminhos pré-determinados (KHEIRKHAH et al., 2021), o processo de erosão interna tem potencial para ocorrer a qualquer altura do barramento, desde que haja transporte de partículas para jusante através do fluxo de percolação. O início do processo ocorre quando forças resistentes à erosão se tornam menores do que forças de percolação, ocorrendo perda de material de jusante para montante, associado ao fluxo de montante para jusante, conforme apresentado na Figura 13. A representação desse processo (segundo USACE, 2014) se inicia com a barragem intacta (letra A), sem processos de *piping* iniciais. Mas ao passo que a água vai se infiltrando internamente dentre o material mal compactado, pode passar a existir o carregamento de material para fora da barragem, dando origem ao primeiro caminho preferencial interno (letra B) no maciço, que tem fim em um pequeno orifício no talude de jusante. Enquanto o material vai erodindo, orifícios maiores (letra C) vão se formando a jusante da barragem, devido às velocidades de arraste do fluxo de água no local. Conforme o

orifício vai aumentando, os materiais abaixo vão sendo carreados devido ao fluxo de água, que também pode ser intensificado pelo aumento de fluxo no interior da barragem (letra D). Se o orifício gerado for grande o suficiente, o peso do material acima dele pode ser muito grande para ser mantido, havendo então a queda e consequente perda de material no sentido de jusante para montante, o que pode resultar em orifícios ainda maiores e aumento das taxas de perda de material (letra E), resultando na formação de uma brecha de ruptura (letra F). Na Figura 14 um exemplo de início de rompimento devido a esse tipo de processo (BELCHER, CAMP & KRZHIZHANOVSKAYA, 2015) é apresentado.

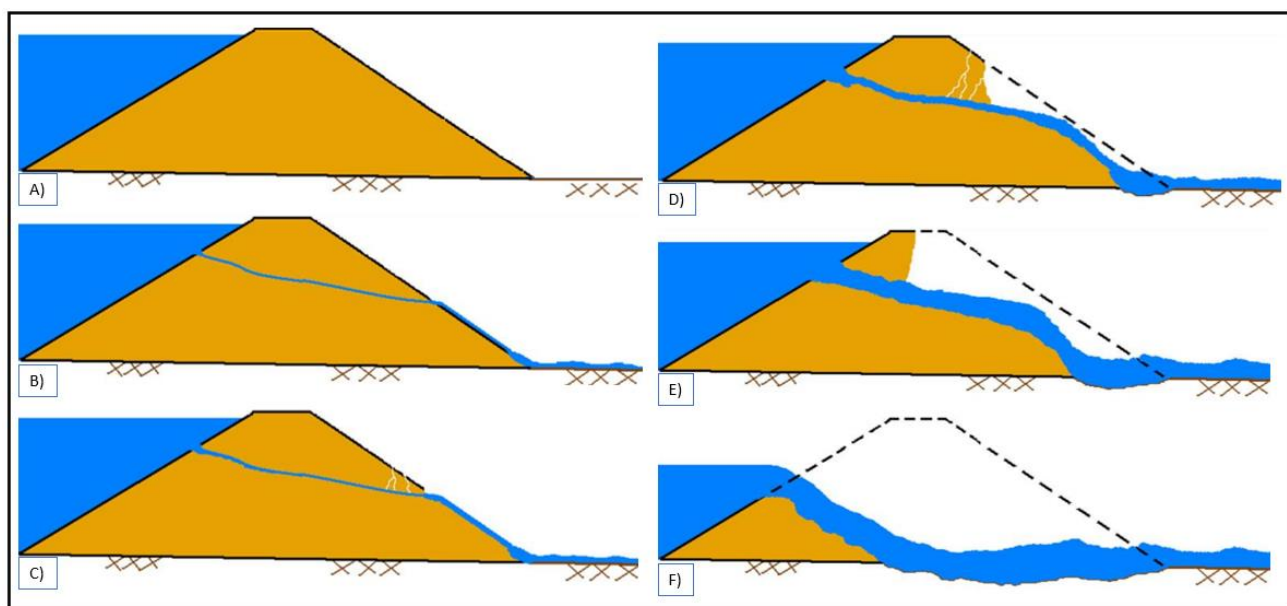


Figura 13 – Processo de falha devido a erosão interna (Fonte: Adaptado de USACE, 2016)



Figura 14 – Processo de falha devido a *Piping* (Fonte: BELCHER & CAMP & KRZHIZHANOVSKAYA, 2015)

2.2.3 Liquefação

Processos de liquefação de barragem tipicamente estão associados à barragem de rejeitos (BEVILAQUA, 2019) especialmente para aquelas construídas com o método de alteamento à montante (AMANN, 2019), que se configura como a construção de novos “diques” tendo como fundação o próprio rejeito sedimentado na barragem. Porém, esse processo também pode ser observado em barragens de armazenamento de água como o que ocorreu na ruptura da barragem de Edenville, nos Estados Unidos em 2020 (PRADEL et al., 2021), cuja evolução ao longo do tempo pode ser visualizada na Figura 15.



Figura 15 – Evolução da ruptura da barragem de Edenville, em 2020. Adaptado de MLIVE, 2020.

Os princípios gerais do fenômeno da liquefação estão intimamente associados ao comportamento de solos granulares saturados e fofos submetidos a esforços cisalhantes (SILVA, 2010; COSTA, 2019), em cenário de perda de resistência mecânica do material sólido e consequente comportamento da massa como fluido (ROTTA et al., 2020). Em barragens de rejeito, estes processos podem ocorrer devido às grandes cargas associadas ao peso de rejeito aplicado sobre as camadas inferiores de material depositado em uma barragem alteada pelo método de montante (BEVILAQUA, 2019). Essas cargas podem então resultar em compressões com potencial para

reduzir o volume de grãos de rejeito, aumentando conseqüentemente a compressão da água contida nos vazios dos grãos. Sendo a água um líquido incompressível, ela passa a suportar praticamente toda a tensão do sistema e com isso os grãos ficam aliviados de parte da carga e sofrem redução das forças de contato entre si, diminuindo a resistência ao cisalhamento devido à redução da força de atrito entre eles (AMANN, 2019). Dentre exemplos brasileiros recentes de ruptura por liquefação, estão o rompimento das barragens de rejeito de Fundão, em 2015, e de Brumadinho, em 2019. Uma evolução do rompimento da barragem de Brumadinho ao longo do tempo é apresentada na Figura 16, o que permite identificar, assim como na Figura 15, que rompimentos de barragens nestes casos são praticamente instantâneos.



Figura 16 – Evolução da ruptura da barragem de Brumadinho. Adaptado de Record News, 2019.

2.2.4 Falhas Estruturais

Diversas são as estruturas existentes em uma barragem. Dentre elas pode-se citar, além do maciço, o vertedouro, comportas, torre de tomada d'água, galerias de acesso, descarregador de fundo, bacias de dissipação, tuneis de derivação e fundações, entre outros. Dessa forma, rompimentos por falhas estruturais podem estar associadas a diferentes estruturas sendo, em geral, relevantes as relações que estas têm quanto a aspectos geológicos e geotécnicos (PEREIRA, 2017). Além disso, observa-se que falhas estruturais também podem ocorrer de forma concomitante, ou se tornar em gatilhos para rupturas de outras naturezas como por exemplo galgamento ou erosão interna (SMIRDELE, 2014).

Neste sentido, dimensionamentos equivocados e falta de fiscalização, bem como a ausência de instrumentação e monitoramento de barragens, podem dar origem a recalques diferenciais, tombamentos, deslizamentos, movimentos diferenciais entre blocos, fissuras no concreto, surgências e rachaduras em diferentes estruturas que, por sua vez, podem iniciar a formação de brechas por falhas estruturais (COSTA, 2019; ANA, 2021).

Dentre as diferentes falhas estruturais possíveis, ganham notoriedade as falhas associadas às fundações, vertedouros e comportas. Mascarenhas (1990) destaca que falhas estruturais associadas à fundação geralmente são mais observadas em barragens de concreto, uma vez que neste tipo de estrutura a fundação é um dos locais mais solicitados pelo carregamento, podendo apresentar resistência insatisfatória às tensões de solicitação (FERLA, 2018). Por sua vez, falhas em vertedouros foram recentemente observadas em duas barragens norte-americanas: a barragem de Dunlap, que rompeu em 2019 devido a uma falha na comporta do vertedouro e a barragem de Oroville, que quase rompeu em 2017 devido à falha no vertedouro (HOLLINS et al., 2018).

Na Figura 17 se observa a evolução rápida da ruptura do vertedouro da barragem de Dunlap, nos EUA, enquanto na Figura 18 é apresentado o problema ocorrido no vertedouro da barragem de Oroville, em 2017.

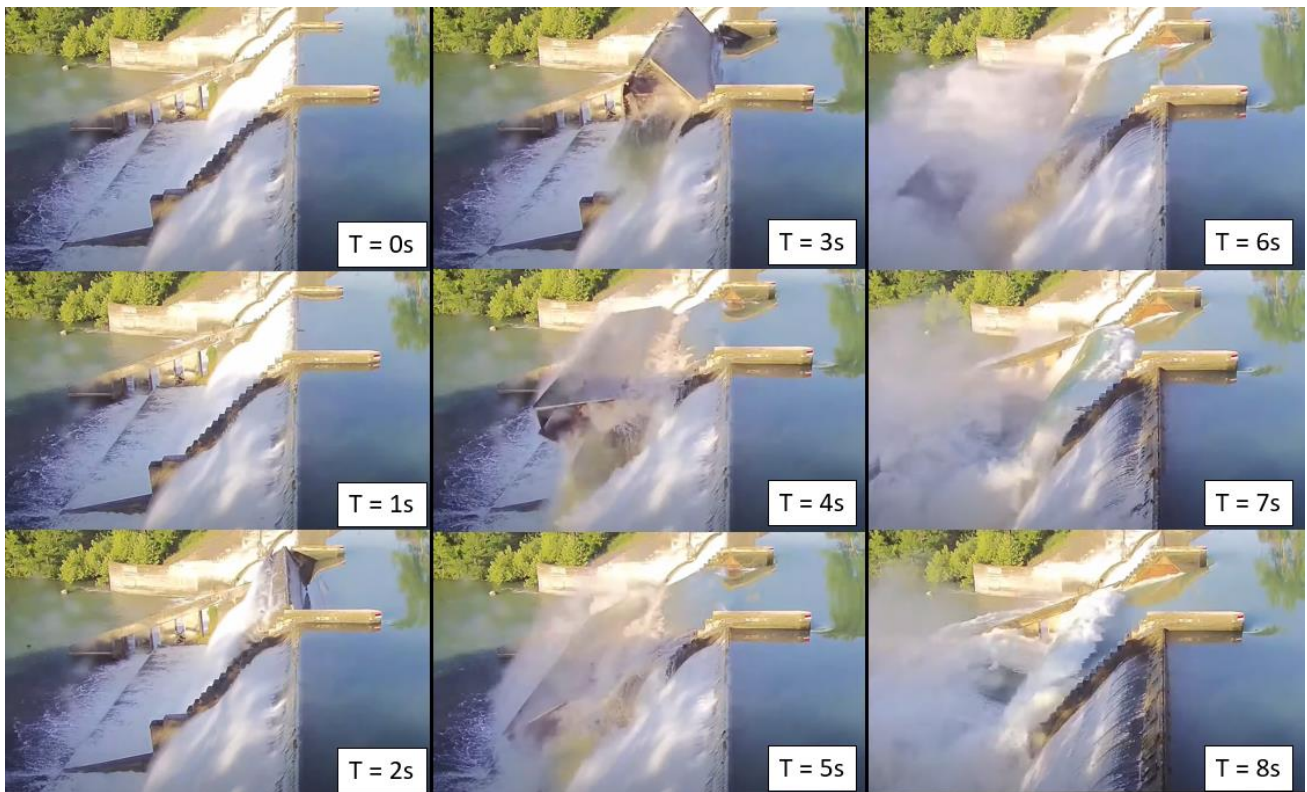


Figura 17 – Evolução da ruptura da barragem de Dunlap. Adaptado de HillCountryHomestead, 2021.



Figura 18 – Danos no vertedouro da barragem de Oroville. Adaptado de Elpais, 2017.

2.2.5 Ações de Guerra

Ações de guerra também podem ser o motivo de rompimentos de barragens (LAURIANO, 2009), podendo barragens e diques muitas vezes serem consideradas como armas de guerra (GLEICK, 2019). Um dos primeiros casos de notoriedade ocorreu durante a segunda guerra Sino Japonesa, em 1937. Neste episódio, diversos diques chineses foram rompidos pelo governo, com o objetivo de parar o avanço do exército japonês (TARPLEY, 2016).



Figura 19 – Soldados lutando durante enchente promovida por ruptura de diques na China. TARPLEY 2016.

Também ganha notoriedade o caso histórico da unidade britânica “*British Royal Air Force Dambusters*” (DOUGLAS, 2012), que foi responsável pela ruptura de algumas barragens alemãs durante a segunda guerra mundial, como a barragem de Mohne (Figura 20), e de Eder em 1943.



Figura 20 – Ruptura da barragem Mohne, Alemanha. DOUGLAS 2012.

Ações envolvendo guerra ou terrorismo e barragens voltaram a ocorrer em 2014, na guerra do Iraque, quando a barragem de Nuiaimiyah foi tomada pelo Estado Islâmico, que fechou as comportas e transbordou a barragem para atingir unidades combatentes a montante do barramento (BECK, 2014).

Recentemente, estratégias dessa natureza vêm sendo observadas na guerra entre a Ucrânia e a Rússia, que teve início em 24/02/2022, com a entrada de tropas russas em território ucraniano. Na figura abaixo é possível visualizar a evolução de uma mancha de inundação sob a comunidade de Demydiv, localizada no norte da Ucrânia a partir do uso de imagens de satélite (tendo sido utilizadas imagens do Landsat 08, Landsat 09 e Sentinel-2a na composição). A barragem que dá origem ao fluxo descontrolado apresentado na figura é um maciço auxiliar da barragem de Kiev, utilizada para fins de geração de energia e cujo reservatório tem um volume de aproximadamente 3.700 hm³ (LEHNER et al., 2011). Muitas são as incertezas relativas aos motivos de fluxo descontrolado da barragem, que parece ter iniciado em dia próximo a 28 de fevereiro de 2022. Embora algumas autoridades e agências de notícias apontem o rompimento da estrutura devido a ações de guerra por parte da Rússia (EUOBSERVER, 2022), outras fontes apontam que o próprio governo ucraniano teria deliberadamente aberto as comportas para inundar a área e assim atrasar o deslocamento de tanques russos sob território ucraniano (G1, 2022).



Figura 21 – Barragens, conflitos e monitoramento por satélite. Caso da barragem da localidade de Demydiv, na Ucrânia, durante o conflito entre Rússia e Ucrânia. Fonte: o autor

2.3 Hidrogramas de Ruptura

Uma vez que no maciço se forme uma abertura (ou brecha) que resulte na ocorrência de um fluxo incontrolável de água para jusante, passa a se observar a existência de um hidrograma de ruptura, que se configura como sendo a variação de vazão que passa pela brecha da barragem ao longo do tempo. Collischonn (1997) destaca que essa interação entre brecha e formação do hidrograma é dinâmica, e depende de variáveis como características de reservatório e características da brecha formada, o que inclui tipo e características de barragem, volume de material que compõe a barragem, grau de erodibilidade e possíveis dimensões de blocos (TSAKIRIS, & SPILLOTIS, 2013; CAMPOS et al., 2020). Caso haja uma formação da brecha muito rápida em um reservatório de grande volume, ainda poderá haver uma considerável diferença de nível de água acima da base da brecha mesmo após o seu desenvolvimento total, resultando em uma vazão muito alta porque dois efeitos são sobrepostos: a grande altura da água e o tamanho máximo de passagem de água pela brecha (COLLISCHONN, 1997). Por outro lado, caso a brecha seja pequena e tenha formação lenta, ocorre o efeito contrário, uma vez que o nível de água no reservatório poderá estar comparativamente baixo quando a brecha atingir seu máximo tamanho. Neste sentido, a forma (que está relacionada à área de passagem de fluxo) e a evolução da brecha ao longo do tempo, bem como as características do reservatório, são fortes condicionantes do hidrograma de ruptura observado (ABDULRAZZAQ et al., 2021; FERLA, 2018). Em geral, é possível aproximar uma brecha por um formato trapezoidal, ou retangular, conforme apresentado na Figura 22, para o formato trapezoidal, principalmente para barragens de terra ou enrocamento (TSCHIEDEL, 2017).

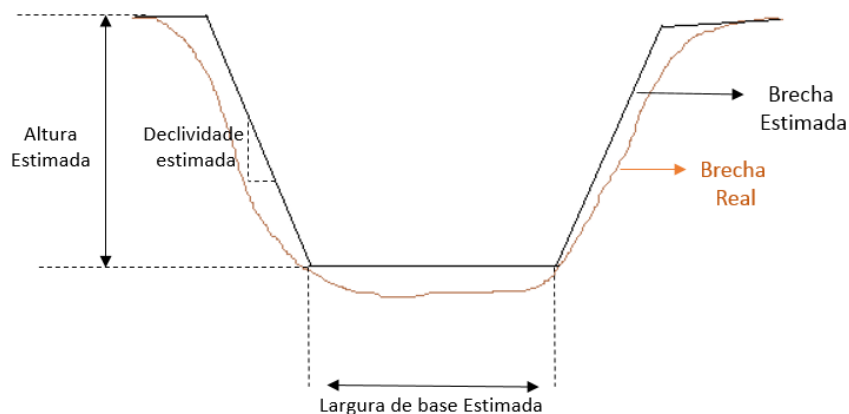


Figura 22 – Formato Típico de Brecha

As características geométricas e o tempo de formação de uma brecha em uma barragem estão intrinsecamente associados principalmente aos aspectos construtivos do barramento. Um documento de referência que apresenta de forma resumida estas variações se encontra em USACE (2014), o qual é resumidamente reproduzido na Tabela 4. Nesta tabela pode-se observar que o tempo típico de rompimento em barragens de terra e enrocamento tendem a variar de 0,1 a

4 horas, enquanto para barragens de concreto em arco, se pressupõe um rompimento praticamente instantâneo. Da mesma forma, as larguras e inclinação da brecha variam significativamente, podendo ter inclinações de até 45 graus em barragens de terra e de enrocamento, e de 0 graus em barragem de concreto do tipo de gravidade.

Tabela 4 – Características de parâmetros de formação de brecha. Fonte: Adaptado de USACE, 2014

Tipo de Barragem	Largura Média da Brecha	Inclinação da Brecha	Tempo de Falha (Horas)
Terra / Enrocamento	(0,5 a 5) x Altura da Barragem	0 a 45°	0,1 a 4
Concreto - Gravidade	Múltiplas falhas ou < 50% do Comprimento da Barragem	Vertical	0,1 a 0,5
Concreto - Arco	De 80% a 100% do Comprimento da Barragem	0 à Declividade da parede do vale	<0,1

Exemplos que permitem ilustrar o formato de brechas de barragens de terra e de enrocamento são apresentados na Figura 23, para uma grande barragem de terra localizada no Uzbequistão (que tinha 922 hm³ de volume e que rompeu no ano de 2020) e, de forma contrastante, na Figura 24 para uma pequena barragem de irrigação localizada no Rio Grande do Sul / BR, que rompeu possivelmente em 2021. Em ambas figuras pode-se observar brechas de formato trapezoidal.



Figura 23 – Foto de brecha trapezoidal (Barragem Sardoba - Uzbequistão). Fonte: Hydropower & Dams, 2022



Figura 24 – Foto de brecha trapezoidal (barragem de irrigação – São Francisco de Paula / BR). Fonte: Acervo Pessoal

Informações como as apresentadas (que correlacionam tipo de barragem e características de brecha) são muitas vezes utilizadas para se estimar hidrogramas de ruptura, em uma abordagem chamada de “Evolução Pré-determinada de Brecha”. Nestes casos, aproximações do hidrograma de ruptura podem ser realizadas com base na equação do vertedouro (Equação 1) para processos de galgamento e na equação do orifício (Equação 2) para processos de erosão interna (USACE, 2014). Nestas equações, Q é a vazão (m³/s), H é a carga hidráulica (m), L é a largura por onde está ocorrendo o escoamento (m), C é o coeficiente de descarga e A (m²) é a área da seção transversal (para a equação do orifício).

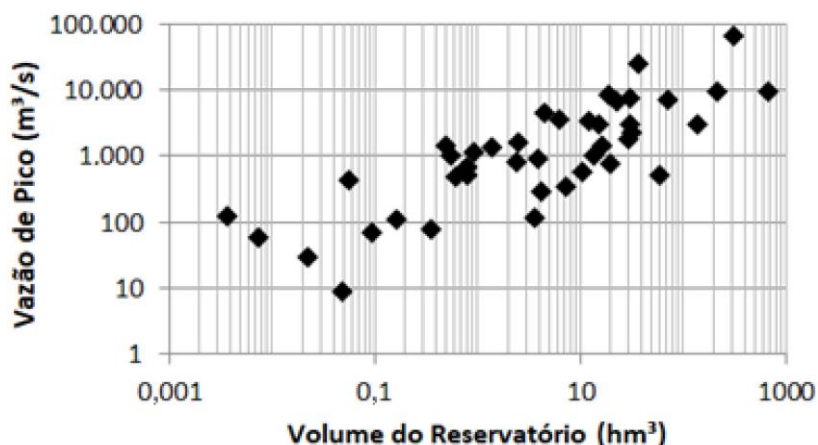
$$Q = C.L.H^{3/2} \quad 1$$

$$Q = C.A.\sqrt{2gH} \quad 2$$

Por outro lado, destaca-se que outros métodos mais completos, que combinam equações hidrodinâmicas com conceitos de mecânica dos solos e modelos de descarga sólida para estimar mais precisamente a evolução da erosão na brecha formada (principalmente nos casos de barragens de terra e de enrocamento) vem sendo aplicados recentemente. Estes métodos, também chamados de métodos fisicamente embasados levam em consideração aspectos geotécnicos do maciço bem como a resposta que o material granular terá quando submetido a esforços proporcionados pela força de arraste da água, entre outros processos (ZHONG et al., 2018). Dentre estes métodos, ganham destaque na literatura alguns poucos modelos matemáticos desenvolvidos para barragens de terra homogênea, como o NWS BREACH (FREAD, 1988), o HR Breach (MORIS, 2011) e o DL Breach (WU, 2013).

Mesmo tendo maior embasamento físico do que os métodos de evolução pré-determinada de brecha, em geral a utilização desta abordagem necessita, por outro lado, de muitas informações que por vezes não estão disponíveis, o que acaba dificultando a aplicação deste método em grande escala (COLLISCHONN, 1997; MELO, 2013) devido à sua complexidade.

A dificuldade na aplicação de métodos fisicamente embasados, bem como a existência de casos de ruptura passados observados acabaram dando origem aos chamados modelos paramétricos, que procuram estimar vazões de pico e tempo de pico de forma mais simplificada (ZHONG et al., 2018; ROSSI et al., 2021). Em geral, modelos paramétricos se fundamentam em observações que levam à suposição de que existe uma relação razoável entre variáveis como, por exemplo, vazão de pico e porte da barragem (seja pelo tamanho do reservatório, seja pela altura do próprio maciço, ou da relação que eles têm com as características morfométricas do reservatório de montante). A Figura 25 mostra esta relação (PIERCE, 2010), permitindo inferir que, em geral, quanto maior é o volume do reservatório, maior pode ser a vazão de pico.



**Figura 25 – Relação entre volume de reservatório e vazão de pico para 43 casos de ruptura
(Adaptado de Pierce *et al.*, 2010)**

Nesse sentido, ao longo do tempo, diversos modelos paramétricos foram sendo estabelecidos, procurando correlacionar variáveis como vazão de pico e tempo de pico a características como volume do reservatório, área inundada, altura da brecha, largura de brecha, tipo de barragens entre outros (COSTA, 1985; FROEHLICH, 1995a; WAHL, 1998; PIERCE, 2010; FROEHLICH, 2016; WANG *et al.*, 2018). Também conhecidos como “equações preditoras” ou “equações empíricas”, modelos paramétricos criados para possibilitar estimativas de vazão de pico em função de características de barragens podem, entretanto, gerar resultados que apresentam grandes discrepâncias. Ferla (2018), por exemplo, comparou as diferenças entre vazões de picos estimadas por 11 métodos diferentes com o valor observado para duas barragens que tiveram diferentes falhas, chegando a divergências da ordem de 600% para a vazão de pico entre os resultados. Saraiva (2014), verificou diferenças que podem chegar até 800% em termos de valor da vazão de pico obtida a partir da aplicação de diferentes equações preditoras para pequenas barragens.

Um resumo destas equações, em conjunto com a vazão de pico estimada (a partir de cada equação) para uma barragem fictícia de 13 metros de altura, 10 metros de elevação de lâmina d’água no paramento de montante e 1 hm³ de volume é apresentado na Tabela 5 (com as referências associadas apresentadas na Tabela 6). A apresentação da vazão de pico estimada por cada equação tem o intuito de ilustrar a variabilidade das estimativas, bem como os diferentes resultados que podem ser obtidos a partir da aplicação desse método para um mesmo barramento quando as restrições associadas a cada equação são desconsideradas. Os resultados obtidos são então ilustrados em forma de gráfico *boxplot* na Figura 26. Nesta figura é possível observar que esta barragem fictícia poderia ser capaz de gerar um hidrograma com vazão de pico variando entre 316 m³/s e 2760 m³/s, com média da ordem de 880 m³/s. Por outro lado, utilizando a mediana como parâmetro de avaliação, a vazão de pico calculada a partir do uso dessas equações paramétricas poderia ser da ordem de 620 m³/s.

Tabela 5 – Métodos paramétricos para obtenção de vazão de Pico. Adaptado de Pierce, 2010; Ferla 2018 e Rossi 2021.

Q máx Estimado (m ³ /s)	Autor	Ano	Fórmula	Unidades	Característica
432	Kirkpatrick	1977	$Q_{máx} = 1,268 (H_w + 0,3)^{2,5}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m ³ /s); Hw: altura da lâmina d'água acima do fundo da brecha(m).	Baseada em 13 casos de históricos reais e 6 cenários de ruptura simulados
1175	SCS	1981	$Q_{máx} = 16,6 H_w^{1,85}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m ³ /s); Hw: altura da lâmina d'água acima do fundo da brecha(m).	Baseado em 13 casos históricos de ruptura. Utilizado Para barragens com mais de 31,4 metros de altura
2760	Hagen	1982	$Q_{máx} = 1,205 (V_w H_w)^{0,48}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m ³ /s); Vw: volume do reservatório no momento da ruptura (m ³); Hw: altura da barragem (m).	Baseado em 6 casos históricos de ruptura de barragens
1352	USBR	1982	$Q_{máx} = 19,1 H_w^{1,85}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m ³ /s); Hw: altura da lâmina d'água acima do fundo da brecha(m).	Baseada em 21 casos históricos de ruptura
1173	Singh & Snorrason	1984	$Q_{máx} = 1,776 V_r^{0,47}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m ³ /s); Vr: volume do reservatório no momento da ruptura (m ³);	Baseado na simulação de 8 casos de ruptura
883	MacDonald & Langridge-Monopolis	1984	$Q_{máx} = 1,154 (V_w H_w)^{0,412}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m ³ /s); Vw: volume do reservatório no momento da ruptura (m ³); Hw: altura da água a montante da barragem no momento da ruptura (m).	Baseado em 23 casos reais de ruptura
665	Costa	1985	$Q_{máx} = 0,763 (V_w H_w)^{0,42}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m ³ /s); Vw: volume do reservatório no momento da ruptura (m ³); Hw: altura da água a montante da barragem no momento da ruptura (m).	Baseada em uma amostragem de 31 barragens
621	Froehlich	1995	$Q_{máx} = 0,607 (V_w^{0,295} H_w^{1,24})$	Qmax: vazão de pico do acidente (m ³ /s); Vw: volume do reservatório no momento da ruptura (m ³); Hw: altura de água no momento da ruptura (m).	Equação empírica baseada em 22 casos de rompimento de barragens de terra e/ou enrocamento

Q máx Estimado (m³/s)	Autor	Ano	Fórmula	Unidades	Característica
546	Weeby	1996	$Q_{máx} = 0,0443 \cdot V_r^{0,365} \cdot H_w^{1,405} \cdot \sqrt{g}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m³/s); Vr: volume do reservatório no momento da ruptura (m³); Hw: altura de água no momento da ruptura (m). g: aceleração da gravidade (m/s²)	Baseada em FROEHLICH, 1995 e técnicas de análise bidimensional
441	Pierce	2010	$Q_{max} = 0,038 (V_w^{0,475} H_d^{1,09})$	Qmax: vazão de pico do acidente (m³/s); Vw: volume do reservatório no momento da ruptura (m³); Hd: altura da barragem (m).	Equação empírica baseada em 87 casos de rompimento de barragens
520	Azimi	2015	$Q_{máx} = 0,0166 H_w \sqrt{g V_r}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m³/s); Vr: volume do reservatório no momento da ruptura (m³); Hw: altura de água no momento da ruptura (m). g: aceleração da gravidade (m/s²)	-
316	Froehlich	2016	$Q_{max} = 0,0175 k_{M1} k_H \sqrt{\frac{g V_{wb} H_{wb} H_b^2}{W_{avg}}}$ $k_{M1} = \begin{cases} 1,85 & \text{para falha por galgamento} \\ 1,00 & \text{para outras causas} \end{cases}$ $k_H = \begin{cases} 1,00 & \text{para } H_b \leq H_s \\ \left(\frac{H_b}{H_s}\right)^{1/8} & \text{para } H_b > H_s \end{cases}$ $H_s = \begin{cases} 6,10 \text{ m} & \text{(Sistema Internacional de unidades)} \\ 20 \text{ ft} & \text{(Sistema Inglês de unidades)} \end{cases}$	Qmax: vazão máxima do acidente, independente do tempo de falha (m³/s); Wavg: Largura média do barramento em corte transversal (m); Vwb: volume de água acima da base da brecha no momento da ruptura (m³); Hwb: Altura de água acima da base da brecha no momento da ruptura (m); Hb: Altura da brecha (m);	Equação empírica baseada em 41 casos de rompimento de barragens
607	Ferla	2018	$Q_{max} = \frac{H_w^{0,56} V_w^{0,45}}{3}$	Qmax: vazão de pico do acidente (m³/s); Vw: volume do reservatório no momento da ruptura (m³); Hw: altura da lâmina d'água (m).	Baseada em 39 casos de rompimento. Validade para barragem de terra e enrocamento menores que 60 metros e com volume inferior a 660 hm³

Tabela 6 – Métodos paramétricos para obtenção de vazão de Pico. Referências Associadas.

Autor	Ano	Fonte
Kirkpatrick	1977	Kirkpatrick, G. W. 1977. "Evaluation guidelines for spillway adequacy." Proc., Engineering Foundation Conf., ASCE, Reston, Va., 395–414.
SCS	1981	Soil Conservation Service SCS.1981. "Simplified dam-breach routing procedure." Technical Release Rep. No. 66 (Rev. 1).
Hagen	1982	Hagen, V. K. 1982. "Re-evaluation of design floods and dam safety." Proc., 14th Congress of Int. Commission on Large Dams.
USBR	1982	U.S. Bureau of Reclamation. 1982. "Guidelines for defining inundated areas downstream from Bureau of Reclamation dams." Reclamation Planning Instruction Rep. No. 82-11.
Singh & Snorrason	1984	Singh, K. P., and Snorrason, A. 1984. "Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models." J. Hydrol., 68, 295–310.
MacDonald & Langridge-Monopolis	1984	MacDonald, T. C., and Langridge-Monopolis, J.1984. "Breaching characteristics of dam failures." J. Hydraul. Eng., 1105, 567–586.
Costa	1985	Costa, J. E. 1985. "Floods from dam failures." U. S. Geological Survey Open-File Rep. No. 85-560, U. S. Geological Survey Denver, Colo.
Forelich	1995	Froehlich, D. C.1995. "Peak outflow from breached embankment dam." J. Water Resour. Plann. Manage., 1211, 90–97.
Weeby	1996	Webby, M. G. (1996). Discussion of 'Peak outflow from breached embankment dam' by D. C. Froehlich. J. Water Resources Planning and Management, 4(316), 316-317.
Pierce	2010	Pierce M. W., Thornton C. I., Abt S. R. (2010). Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams. Journal of Hydraulic Engineering, v. 15, n. 5, p. 338-349 349.
Azimi	2015	Azimi, R., Vatankhah, A. R., & Kouchakzadeh, S. (2015). Predicting peak discharge from breached embankment dams. 36th IAHR World Congress, Hague, Netherlands.
Forelich	2016	Froehlich D. C. (2016). Predicting Peak Discharge from Gradually Breached Embankment Dam. Journal of Hydrologic Engineering, [s.l.], v. 21, n. 11 . American Society of Civil Engineers (ASCE).
Ferla	2018	Ferla, R. (2018). Análise de aspectos hidráulicos de métodos simplificados envolvendo rompimento de barragens. Dissertação de Mestrado; Porto Alegre: UFRGS.

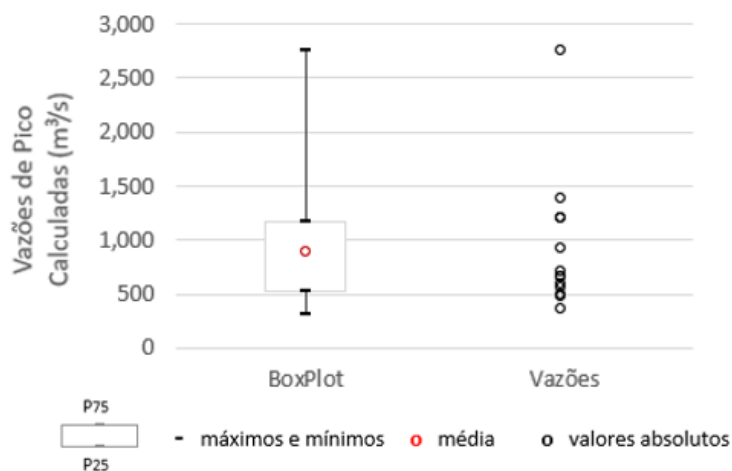


Figura 26 – Variações das vazões de pico calculadas.

Dentre as mais diversas equações empíricas passíveis de utilização para determinação de vazões de pico associadas a barragens de diferentes tamanhos e aspectos construtivos, é de especial interesse neste trabalho a equação de Froehlich (1995b), reproduzida na Equação 3 de forma que “ Q_p ” é a vazão de pico do rompimento (m^3/s); “ V_w ” é o volume do reservatório no momento da ruptura (m^3); e “ H_w ” é a altura da água no momento da ruptura (m).

$$Qp = 0,607 x V_w^{0,295} x H_w^{1,24}$$

Mesmo que existam muitas outras equações paramétricas que possam auxiliar na determinação da vazão de pico de barramentos com potencial mais precisão, a equação proposta por Froehlich (1995b) é a que mais se aproxima da média de vazões de pico estimadas a partir do uso das equações que compõe a Tabela 5. E considerando que neste trabalho não houve a intenção de analisar especificamente a acurácia de equações paramétricas frente a tipos de barramentos, esta equação foi escolhida como base para determinação de vazões de pico de barragens ao longo deste trabalho. Entretanto, em casos de aplicabilidade real de equações paramétricas para determinação de vazões de pico oriundas de barramentos, se faz de extrema relevância a compatibilização entre a equação escolhida e as características do barramento em estudo.

De qualquer maneira, é possível inferir que equações paramétricas, mesmo que associadas a grandes incertezas, tem potencial para auxiliar na determinação prévia de vazões de pico para um grande número de barragens presentes em vastos territórios. Isso seria aplicável uma vez que os dados de entrada utilizados em modelos paramétricos em geral se restringem a informações mais facilmente identificadas e comunicadas por empreendedores, como tamanho do maciço e volume do reservatório. Assim, pode-se pensar na obtenção de estimativas de vazões de pico para barragens que têm essas características levantadas a partir de técnicas de mapeamento sistemático, como por exemplo as identificadas por Lehner et al. (2011) e Yigzaw et al. (2018) em nível global.

No contexto da utilização destas informações em simulações de rompimento de barragens, salienta-se que, mesmo que muitas diferenças e incertezas sejam observadas na estimativa de vazão de pico por equações preditoras, pesquisas vêm mostrando ao longo do tempo que essa compatibilização é possível, com algumas restrições. Normalmente, em simulações de rompimentos de barragens, a forma da brecha (e consequentes vazão de pico e forma do hidrograma de ruptura) tem maior influência nos primeiros quilômetros a jusante do barramento, não exercendo tanta influência nos resultados obtidos em locais mais distantes, quando aspectos como volume do reservatório e coeficiente de Manning adotado, passam a ter maior relevância (COLLISCHONN & TUCCI, 1997; KIM & SANDERS, 2016; KUHLKAMP, 2016). Assim, a incerteza associada à obtenção da vazão de pico tende a diminuir ao longo da propagação da vazão no vale de jusante (TSCHIEDEL & PAIVA, 2018).

Para estimar um hidrograma de ruptura de maneira empírica, por outro lado, não apenas a vazão de pico deve ser estimada, mas também o tempo de pico e o tempo de base do hidrograma. Na realidade, o tempo de pico tem relação direta a como é formada a brecha de ruptura, o que, por sua vez, envolve a largura, a declividade da lateral da brecha e o material da barragem. Essas características podem, por sua, vez serem estimadas a partir de uma abordagem de evolução pré-

determinada, semelhantemente às apresentadas na Tabela 4, ou também a partir do uso de modelos fisicamente embasados que, conforme anteriormente discutido, muitas vezes têm grandes dificuldades de aplicação devido à escassez de dados (COLLISCHONN & TUCCI, 1997).

Por outro lado, assim como observado para a vazão de pico, ao longo do tempo também foram explorados e discutidos métodos e equações capazes de estimar o tempo de pico do hidrograma de ruptura a partir de características da brecha, sob uma abordagem de modelos paramétricos (ROSSI, 2021; WAHL, 2004). Na Tabela 7 algumas destas equações são apresentadas em conjunto com a estimativa de tempo de formação de brecha para uma barragem fictícia com 1 hm³ de volume, 13 metros de altura e 10 metros de profundidade. As referências dessas fórmulas são apresentadas na Tabela 8, ao passo que na Figura 27 é consolidado um gráfico *box plot* a partir dos valores absolutos obtidos a partir da aplicação das equações.

Tabela 7 – Métodos paramétricos para obtenção de tempo de Pico. Adaptado de Wahl, 2004; Pierce, 2010 e Rossi, 2021.

Tempo de Formação (h)	Autor	Ano	Fórmula	Unidades	Número de casos estudados
0,39	Bureau of Reclamation	1988	$Tf = 0,011 B_{avg}$	Tf: Tempo de formação de brecha (h) Bavg: Largura média da brecha(m).	39
0,15	Von Thun & Gillette (1990): Materiais Erodíveis	1990	$Tf = 0,015 Hw$	Tf: Tempo de formação de brecha (h) Hw: altura da lâmina d'água acima do fundo da brecha(m).	34
0,45	Von Thun & Gillette (1990): Materiais resistentes à Erosão	1990	$Tf = 0,02 Hw + 0,25$	Tf: Tempo de formação de brecha (h) Hw: altura da lâmina d'água acima do fundo da brecha(m).	35
2,73	MacDonald and Langridge-Monopolis	1984	$Tf = 0,0179 Vr^{0,364}$	Tf: Tempo de formação de brecha (h) Vr: volume do reservatório no momento da ruptura (m ³);	35
0,38	Froehlich	1995	$Tf = 0,00254 Vr^{0,53} hb^{-0,9}$	Tf: Tempo de formação de brecha (h) Vr: volume do reservatório no momento da ruptura (m ³); hb: Altura da brecha	33
0,56	Froehlich	2008	$Tf = 63,2 \sqrt{\frac{Vr}{gH_b^2}}$	Tf: Tempo de formação de brecha (s) Vr: volume do reservatório no momento da ruptura (m ³); hb: Altura da brecha	23

Tabela 8 – Métodos paramétricos para obtenção de tempo de Pico. Referências Associadas.

Autor	Ano	Fonte
Bureau of Reclamation	1988	Bureau of Reclamation (1988). Downstream hazard classification guidelines. ACER Tech. Memorandum No. 11, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, 57.
Von Thun & Gillette (1990): Materiais Erodíveis	1990	Von Thun, J. L., & Gillette, D. R. (1990). Guidance on breach parameters. Internal Memorandum, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, 17.
Von Thun & Gillette (1990): Materiais resistentes à erosão	1990	
MacDonald and Langridge-Monopolis	1984	MacDonald, T. C., and Langridge-Monopolis, J. 1984. "Breaching characteristics of dam failures." J. Hydraul. Eng.
Froehlich	1995	Froehlich, D. C. 1995. "Peak outflow from breached embankment dam." J. Water Resour. Plan. Manage. Div., Am. Soc. Civ. Eng.
Froehlich	2008	Froehlich, D. C. (2008). Embankment dam breach parameters and their uncertainties. Journal of Hydraulic Engineering, 134(12), 1708-1721.

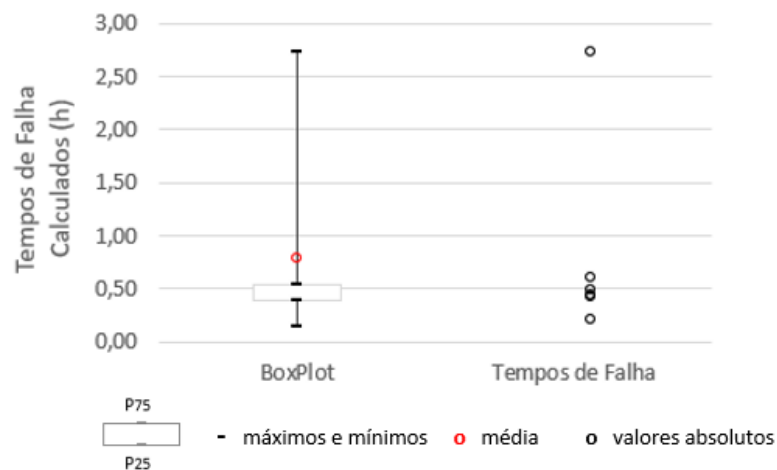


Figura 27 – Variações dos tempos de pico calculados.

A partir da avaliação da Figura 27 é possível inferir que os tempos de falha calculados por métodos paramétricos também apresentam grande variabilidade, o que é inerente ao próprio processo de grande aleatoriedade associado à formação da brecha em barragens de diferentes características e tamanhos.

Para este trabalho, é de especial interesse a equação paramétrica de Froehlich (2008), que estima o tempo de formação de brecha a partir do volume do reservatório e também da altura do barramento, reproduzida na Equação 4. Nesta equação, t_f é o tempo de formação da brecha (s); V_w é o volume do reservatório (m^3); g é a aceleração da gravidade (m/s^2); e H_b é a altura da lâmina d'água acima da base da brecha formada (m).

$$t_f = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}} \quad 4$$

Esta equação foi utilizada ao longo dos artigos aqui apresentados para estimar o tempo de formação de brecha associado ao rompimento de diversas barragens, sendo sua escolha em função apenas do número de parâmetros que fazem parte da equação, o que tem potencial para torná-la mais representativa para distintos casos. Entretanto, bem como observado para a variável vazão de pico, salienta-se que o uso de equações paramétricas para estimativa do par ordenado “vazão de pico x tempo de pico” em estudos reais deve seguir diretrizes que busquem a compatibilização máxima entre equação utilizada e características do barramento.

Considerando o processo de formação de brechas em barragens e a relação que as mesmas podem ter com os níveis do reservatório associado, é geralmente comum definir o tempo de formação de brecha como sendo igual ao tempo de pico do hidrograma (FERLA, 2018), quando uma abordagem de métodos paramétricos é utilizada para compor um hidrograma de ruptura de uma determinada barragem. Neste sentido, independentemente da metodologia ou abordagem utilizada, uma vez determinados os valores para vazão de pico (Q_p) e para tempo de pico (T_p), é possível obter a posição da vazão máxima de um hidrograma de ruptura, necessitando-se apenas do tempo de base (T_b) para se conseguir consolidar um Hidrograma Triangular de Ruptura (HTR). O “ T_b ” pode ser estimado com base na Equação 5 (BRASIL 2005; MASCARENHAS, 1990).

$$T_b = T_p + \frac{2}{Q_p} \left(V_r - \frac{Q_p T_p}{2} \right) \quad 5$$

Essa metodologia é ilustrada na Figura 28, que mostra um Hidrograma de Ruptura Triangular estimado a partir das equações apresentadas. Nessa figura, V_a é o volume de água que passou pela brecha antes de sua formação completa, V_b é o volume de água que passou pela brecha após sua formação completa, Q_p é a vazão de pico, T_p é o tempo de pico e T_b é o tempo de base. Embora pareça ser um método simples e abrangente de estimativa de hidrograma de rupturas, faz-se importante salientar que essa metodologia deve ser aplicada com parcimônia. Uma vez que variáveis como vazão de pico e tempo de pico são estimados a partir de curvas ajustadas com base em rompimentos passados de diferentes barramentos, o conjunto de parâmetros escolhidos pode resultar, por exemplo, em um valor de V_a superior ao volume da barragem, o que é fisicamente incoerente. Dessa forma, essa metodologia de consolidação de um HTR deve ser aplicada com a restrição de que $V_a + V_b$ deva ser igual ao volume do reservatório da barragem.

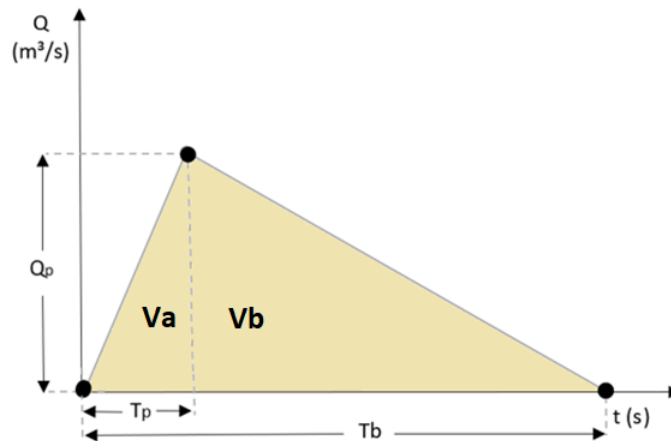


Figura 28 – Exemplo de hidrograma triangular de ruptura (HTR).

Hidrogramas Triangulares de Ruptura, como o apresentado na Figura 28, muitas vezes dão origem a hidrogramas de ruptura com mais sentido físico, a partir da aplicação da técnica de geração de hidrograma de ruptura com decaimento hiperbólico (BARFIELD, WARNER & HAAN, 1981 apud BRASIL, 2005; LAURIANO, 2009). Essa técnica consiste na utilização da Equação 6 para, a partir de informações como vazão de pico, tempo de pico e tempo de base de um HTR, gerar um hidrograma como o apresentado na Figura 29. Na Equação 6, V_r é o volume do reservatório (m^3), Q_p é a vazão de pico (m^3/s), T_b é o tempo de base (s), T_p é o tempo de pico (s), t é o tempo ao longo do evento (s), $Q(t)$ é a vazão ao longo do tempo (m^3/s) e K é o coeficiente de decaimento, que tipicamente varia de 1,5 a 5.

$$Q(t) = Q_p \left(\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right)^k$$

6

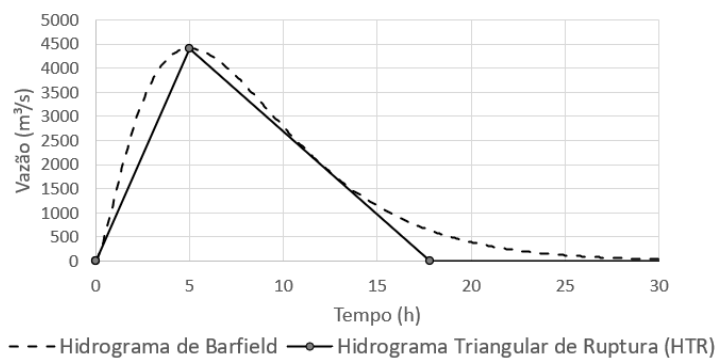


Figura 29 – Hidrograma com decaimento hiperbólico x HTR.

Em geral, a consolidação de um hidrograma de ruptura é rodeada de incertezas, principalmente quando uma abordagem paramétrica é utilizada, devido aos motivos elencados anteriormente. Ainda, a essas incertezas é possível adicionar mais um aspecto que em geral é desconsiderado na consolidação de hidrogramas de ruptura de barragens de armazenamento de água: sedimentos.

Pritchard & Hogg (2002) consideram rompimentos de barragens como agentes de transporte de sedimentos, sendo esses eventos responsáveis por processos erosivos (KORUP, 2012), por processos de deformação do leito (ZHANG, 2011) e processos deposicionais em diferentes partes do vale de jusante (ZECH, 2008). Dessa forma, sob esse ponto de vista, conforme explorado no item 2.2, a formação da brecha de uma barragem por processos como galgamento, erosão interna ou liquefação está diretamente ligada à interação entre o material da barragem e fluxos de água, resultando na retirada de grande parte deste material que compõe a barragem ao final do processo. Assim, mesmo para barragens de armazenamento de água, os fluxos de água oriundos da brecha podem ter alta carga de sedimentos associados ao corpo da barragem. Também podem se fazer relevantes as altas cargas de sedimentos mobilizadas quando a base da brecha atinge um nível similar à cota de início de material depositado ao fundo do reservatório (DUARTE et al, 2011). Dependendo da situação, para reservatórios muito assoreados, o rompimento pode originar a liberação de fluido com comportamento viscoso de difícil caracterização e simulação, resultando num diferente padrão de propagação da onda de cheia (VOZOUGHJI et al., 2020).

Embora a utilização de modelos paramétricos para consolidar hidrogramas de ruptura para barragens de armazenamento de água desconsidere diversos processos físicos que podem se fazer relevantes, a facilidade de aplicação destas equações, associada à necessidade de rápida estimativa de vazões de pico e tempos de pico em alguns casos, acaba sendo preponderante na definição dessas variáveis para estudos preliminares de rompimentos de barragens.

Por fim, em simulações de rompimentos de barragens de armazenamento de água, hidrogramas de ruptura são considerados como Condição de Contorno de Montante em modelos utilizados para simular os possíveis impactos decorrentes da ruptura. Em geral, esses modelos são fundamentados em modelos hidrodinâmicos de propagação de vazões ou em modelos simplificados de abatimento de vazão de pico ao longo do vale de jusante. Esse tema é mais explorado no item a seguir.

2.4 Modelos de rompimento de barragens

Os modelos de rompimento aplicáveis a barragens de armazenamento de água variam conforme o nível de complexidade e o tipo de abordagem adotada para estimar zonas de perigo ao longo do vale de jusante. Dessa forma, podem ser majoritariamente separados em: (i) “Modelos Simplificados”, que são aqueles que se baseiam em dados observados no passado para prever o comportamento no decaimento do hidrograma de ruptura, sem necessariamente fazer uso de modelos hidrodinâmicos para obtenção dos resultados; e (ii) “Modelos Hidrodinâmicos”, que se configuram como modelos hidráulicos ou hidrodinâmicos que utilizam simplificações advindas das equações de Navier-Stokes (MARTIN & MCCUTCHON, 1998) para simular numericamente os efeitos de amortecimento e translação do hidrograma de ruptura ao longo do vale de jusante.

Modelos simplificados de rompimento de barragens começaram a se consolidar a partir da década de 1970 (FERLA, 2018), mas tiveram início em 1871 com o trabalho clássico de Saint-Venant sobre a teoria do escoamento não permanente (COLLISCHONN, 1997). Já no início do século XX foram desenvolvidos alguns trabalhos envolvendo severas condições simplificadoras das equações de Saint-Venant aplicados a desastres de rupturas de barragens, que acabavam tendo seu uso restrito apenas a alguns casos ideais (COLLISCHONN, 1997). Modelos simplificados são aplicados principalmente em função da necessidade relativa à rápida obtenção de informações preliminares a respeito dos impactos oriundos desses desastres (SEKER & KABDASLI & RUDVAN, 2003; WETMORE & FREAD, 1981). Esse tipo de ferramenta constitui-se em uma valiosa forma de avaliação que pode gerar resultados coerentes (PEREIRA et al., 2017) mas que também pode gerar resultados com confiança moderada (FERLA, 2018, KALININA et al., 2020), principalmente para pequenas barragens (PETRY et al., 2018) e barragens com vale de inundação plano com potenciais efeitos de remanso (OLIVEIRA et al., 2021). Atualmente, modelos simplificados vêm sendo empregados no Brasil para obtenção de rápida categorização de barragens quanto ao Dano Potencial Associado por parte de agências reguladoras (PETRY et al., 2018, OLIVEIRA et al., 2021).

Tipicamente, um modelo simplificado de rompimento de barragem estima o nível máximo de água nas seções de jusante (PEREIRA et al., 2017), calculado a partir do pico de vazão, que por sua vez é obtido a partir de ábacos pré-estabelecidos (FERLA, 2018; MELO et al., 2015a) que fornecem o decaimento da vazão de pico ao longo do canal principal, baseados em estudos mais robustos ou dados históricos observados. Dessa forma, considerando que a utilização de grande parte desses modelos pressupõe o não emprego de métodos matemáticos fisicamente embasados (como as equações de Saint-Venant), e sim a manutenção do comportamento de decaimento de vazão de pico de outros casos de rompimento reais (MELO et al., 2015a) ou simulados (FERLA, 2018), pode-se entender que a aplicação desses métodos se configura numa espécie de

“regionalização de rompimento de barragem”, que tem o intuito apenas de transferir o comportamento físico observado em uma região para outra região distinta, desconsiderando diferenças nas condições de contorno do problema que podem ser altamente relevantes.

Entre os modelos simplificados mais conhecidos, destaca-se o *NWS Simplified Dam-Break Flood Forecasting Model* - SMPDBK (WETMORE & FREAD, 1981), por ter sido o primeiro desenvolvido ao longo da história. Esse modelo calcula e propaga a vazão de pico do rompimento da barragem em análise de acordo com curvas de atenuação previamente desenvolvidas utilizando o modelo hidrodinâmico DAMBRK (COLLISCHONN, 1997). Esse modelo foi muito utilizado no passado e ainda se configura como um dos principais modelos simplificados de rompimento de referência atualmente (DAY, 2016; FERLA, 2018; JOSHI, 2017; RAFIQ et al., 2019).

Assim como o SMPDBK, diversos outros modelos do tipo foram sendo desenvolvidos ao longo da história (PAQUIER & ROBIN & CASTOR, 1997, MELO et al. 2015a e AURELI & ANDREA & MIGNOSA. 2014), tendo sempre como objetivo a agilidade de aplicação e fornecimento de áreas de inundação preliminares. Dessa forma, mesmo que esses modelos simplificados de rompimento de barragens consigam representar de forma razoável o impacto associado ao colapso dessas estruturas, eles podem tipicamente chegar a erros da ordem de 25% (COLLISCHONN, 1997) ou da ordem de 70% ou 137% (FERLA, 2018), na vazão de pico em seções mais distantes da barragem. Dessa forma, os resultados não passam de avaliações iniciais que fornecem, tipicamente, a extensão da mancha de inundação e a vazão de pico para uma seção de jusante de interesse. Ou seja, não fornecem aspectos como tempo de chegada de onda, tempo de pico, velocidades máximas, médias, vazão de pico e tempo de permanência e extensão de área inundada de forma mais acurada.

Dentre os aqui chamados modelos robustos (ou fisicamente embasados) de rompimento de barragens, a maioria se estabelece a partir de métodos numéricos utilizados para resolver formas simplificadas das equações de Navier-Stokes, seja em abordagem unidimensional, bidimensional ou tridimensional (MUNOZ & CONSTANTINESCU, 2020). Esses modelos configuram-se, portanto, como modelos hidrodinâmicos completos, destacando-se, dentre vários existentes, o HEC-RAS (USACE, 2014, URIZCÁ et al., 2021; KUMAR & USHA & KANCHANA, 2022), o DAMBRK (FREAD, 1977; COLLISCHONN, 1997, KIM et al., 2022), o FLDWAV (FREAD, 1993), o LISFLOOD-FP (BATES & DE ROO, 2000; COULTHARD et al., 2013), o Flow 3D (VASQUEZ & RONCAL, 2009; HIEN & VAN CHIEN, 2021) e o MIKE (MAO et al., 2017).

Dentre os principais modelos de propagação de vazões oriundos das equações de Navier-Stokes, destaca-se o conhecido modelo de águas rasas 1D, ou equações de Saint-Venant, além do modelo de águas rasas bidimensional, também muito utilizado recentemente.

Os modelos de propagação bidimensionais consideram velocidades médias na profundidade, integrando as equações de Navier-Stokes ao longo do eixo vertical z e resolvendo as equações de conservação de massa e de conservação do momento nos eixos x e y do curso hídrico modelado (MARTIN & MCCUTCHON, 1998). Esses modelos são aplicáveis a cursos hídricos com profundidades consideradas como insignificantes frente às extensões de lâmina d'água, como lagos bem misturados, não estratificados e várzeas de inundação. Em geral, adotam simplificações como a consideração de um fluido incompressível, massa específica uniforme e pressões hidrostáticas, sendo a movimentação turbulenta aproximada pela viscosidade turbulenta do fluido. Esse modelo de propagação é composto por uma equação da conservação de massa, representada pela Equação 7, e por duas equações da conservação de momento, uma para cada eixo (x e y), representada pela Equação 8 e pela Equação 9 (USACE, 2021).

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \quad 7$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + f_c v = -g \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{t,xx} h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{t,yy} h \frac{\partial u}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{b,x}}{\rho R} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho h} \quad 8$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + f_c u = -g \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial x} \left(v_{t,xx} h \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial y} \left(v_{t,yy} h \frac{\partial v}{\partial y} \right) - \frac{\tau_{b,y}}{\rho R} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho h} \quad 9$$

Nas três equações anteriores, “u” e “v” são as velocidades nas direções cartesianas, “g” é a aceleração da gravidade, “Z_s” é a elevação da lâmina d'água, “v_{t,xx} e v_{t,yy}” são os coeficientes de viscosidade turbulenta horizontal nas direções x e y, “τ_{s,x} e τ_{s,y}” são as tensões de cisalhamento de fundo nas direções x e y, “R” é o raio hidráulico, “h” é a profundidade de água, “f_c” é um parâmetro de Coriolis, “t” é o tempo e “q” são as contribuições ou abstrações de fluxo.

A resolução dessas equações dentro de modelos hidrodinâmicos bidimensionais (como, por exemplo, o HEC-RAS) ocorre a partir de uma discretização híbrida envolvendo um esquema implícito de diferenças finitas e uma aproximação de volumes finitos (USACE, 2021) para cada célula associada à malha computacional bidimensional adotada na simulação. Na maioria das vezes, a preparação da geometria em uma abordagem bidimensional é uma das etapas mais rápidas da aplicação do modelo, pois consiste muitas vezes apenas na inserção de um polígono no modelo bidimensional e no ajuste de informações como tamanho da célula de análise. Por outro lado, o *trade off* associado ao uso de uma abordagem hidrodinâmica bidimensional reside no tempo necessário para executar os cálculos, que normalmente é muito maior do que o necessário para executar os cálculos de uma abordagem unidimensional.

Em se tratando da versão unidimensional, a composição da geometria em geral é mais trabalhosa. Inicialmente, parte da definição cuidadosa de seções transversais a jusante do barramento estudado, baseadas muitas vezes em um Modelo Digital de Elevação (MDE), de forma que, em geral (para cada seção) o modelo hidrodinâmico calcula uma curva “Elevação x Área” que, por sua vez, irá compor as propriedades hidráulicas utilizadas na simulação da propagação de escoamento. Normalmente, se considera essa etapa de ajuste da geometria (bem como a etapa de estabilização do modelo) como uma das mais demoradas em estudos de ruptura de barragem que envolvem simulação unidimensional no HEC-RAS.

Uma vez definida a geometria de um modelo unidimensional, é possível partir para a aplicação do modelo de propagação unidimensional. Neste sentido, pode-se considerar que as equações de Saint-Venant são a base no desenvolvimento de modelos de escoamento utilizados para representar o escoamento superficial de cursos hídricos (TUCCI, 1998). O estabelecimento dessas equações é possível a partir da adoção de simplificações como: (i) consideração de que o fluido simulado é incompressível e homogêneo; (ii) consideração de pressões hidrostáticas ao longo do eixo z, desconsiderando-se possíveis acelerações verticais do escoamento; (iii) consideração de que a declividade de fundo do rio é igual à tangente do ângulo formado entre a linha de fundo do rio e uma linha horizontal; (iv) desconsideração das variações de velocidade nas direções transversal e vertical, sendo a velocidade média representativa da variabilidade da velocidade na seção transversal; e (v) consideração de que a declividade de linha de atrito pode ser aproximada por uso das equações de movimento uniforme de Chézy e Manning.

As equações de Saint-Venant se configuram como sendo um conjunto de duas equações: a equação da continuidade (Equação 10) e a equação da quantidade de movimento (Equação 11). Segundo USACE (2016), essas duas equações representam as leis físicas que controlam a vazão de um rio em que predominam fluxos em apenas uma direção (unidimensional). Nessas equações, A é a área da seção transversal, t é o tempo, Q é a vazão, x é a distância longitudinal do volume de controle, q_l é a vazão lateral por unidade de largura, h é a profundidade do rio, S_0 é a declividade do fundo do rio, S_f representa a perda de energia por atrito, g é a aceleração da gravidade e x é a distância no sentido longitudinal da vazão Q .

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad 10$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad 11$$

Para resolver as equações 10 e 11 em um sistema fluvial complexo, o HEC-RAS até sua versão 5 oferecia exclusivamente a solução através de um esquema implícito das diferenças finitas, mas,

recentemente, a partir da versão 6, também passou a oferecer ao usuário a possibilidade da adoção da solução através de um sistema de volumes finitos.

O esquema implícito de diferenças finitas é solucionado a partir do uso da técnica de iteração de Newton-Raphson, que é aplicado para cada seção transversal que faz parte da geometria inserida no HEC-RAS. Esse tipo de solução em geral 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 e em processos potencialmente instáveis para valores de θ inferiores a 0,5. Possíveis instabilidades no HEC-RAS não residem, por outro lado, apenas na escolha do valor de θ . 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), seções muito distantes, mudanças abruptas no formato do hidrograma de montante ou trechos inicialmente secos.

Já o esquema semi-implícito de volumes finitos apresenta algumas vantagens, como maior estabilidade e possibilidade de simular ambientes inicialmente secos. Nesse sentido, embora esse avanço tenha permitido a diminuição do tempo anteriormente gasto para estabilização do modelo, ainda assim a preparação dos dados de entrada do modelo requer uma intensa intervenção humana.

Dessa forma, no âmbito da busca de um balanço mais positivo entre aplicabilidade das equações de Saint-Venant e custo computacional e temporal, ganham destaque os diversos tipos de simplificações dessas equações (TUCCI, 1998). Os distintos termos da equação da conservação da quantidade de movimento representam aspectos diferentes das forças que atuam no escoamento (FAN et al., 2014a; GETIRANA & PAIVA, 2013). Assim, versões simplificadas das equações de Saint-Venant, que surgem a partir da supressão de um ou mais termos (FAN et al., 2014a; PONTES, 2016), são frequentemente utilizadas. Se por um lado as versões simplificadas advindas das equações de Saint-Venant em geral representam ganhos computacionais no sentido de agilidade, robustez e estabilidade nas soluções (PONTES & COLLISCHONN, 2016), por outro, sua utilização pode estar relacionada à perda de representatividade dos resultados (GETIRANA & PAIVA, 2013). Tipicamente, as simplificações aplicadas às equações de Saint-Venant dão origem a modelos classificados como sendo: (i) de armazenamento; (ii) de onda cinemática; (iii) não inerciais; (iv) inerciais; e (v) gravitacionais. O Quadro 1 apresenta um resumo desses modelos de propagação, em conjunto com o significado físico dos termos existentes na equação de conservação da quantidade de movimento (FAN et al., 2014a; PONTES, 2016).

Modelos de Onda Cinemática são métodos simplificados que negligenciam os termos de aceleração local, inércia advectiva e força de pressão, que em geral apresentam pequena influência em cursos hídricos com declividades acentuadas (FAN et al., 2014a). Esse tipo de modelo consegue representar o escoamento apenas com as forças de atrito e força gravitacional,

propagando a onda de cheia apenas no sentido de montante para jusante, sem, dessa forma representar efeitos de remanso (BEVEN, 2012; CHANSON, 2004). O principal método analítico de resolução dessas equações é reconhecido pelo método de Muskingum-Cunge (BEVEN, 2012; CUNGE, 1969; FAN et al., 2014a; PONTES & COLLISCHONN, 2016), que representa bem a translação de hidrogramas apenas em casos mais simples, sendo frequentemente utilizado em modelos hidrológicos de grande escala (COLLISCHONN et al., 2007; MUNAR et al., 2018; SINDHU & DURGA RAO, 2017; YAMAZAKI et al., 2011).

Quadro 1 – Simplificações das equações de Saint-Venant

SIGNIFICADO DE CADA TERMO	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Inércia Local</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Força de Pressão</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Força de Atrito</div> </div> $\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f$ <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Inércia Advectiva</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Força Gravitacional</div> </div>	
NOME DO MODELO	EQUAÇÕES	TERMOS SUPRIMIDOS
MODELO HIDRODINÂMICO COMPLETO	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$ $\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f$	Nenhum
MODELO DE ARMAZENAMENTO	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$	Todos da Equação da Quantidade de Movimento
MODELO ONDA CINEMÁTICA	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$ $gAS_f - gAS_0 = 0$	Inércia Local, Inércia Advectiva, Força de Pressão
MODELO NÃO INERCIAL	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$ $gA \frac{\partial h}{\partial x} - gAS_0 + gAS_f = 0$	Inércia Local, Inércia Advectiva
MODELO INERCIAL	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$ $\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f$	Inércia Advectiva
MODELO DE ONDA GRAVITACIONAL	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$ $\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = 0$	Inércia Advectiva, Força Gravitacional, Força de Pressão

O modelo não-inercial negligencia os termos de inércia advectiva e inércia local, mantendo os termos que representam: (i) a diferença de pressão entre os volumes de controle de montante e de jusante; (ii) a força de atrito com o fundo e com as margens; e (iii) o peso da massa d'água no volume de controle. Esse modelo de propagação, também utilizado em modelos hidrológicos (BATES & ROO, 2000; YAMAZAKI et al., 2011), apresenta como principal característica a possibilidade de representar efeitos de jusante sob o escoamento. Por outro lado, uma das suas simplificações pode dar origem a outro modelo, tipicamente conhecido como modelo difusivo (CHANSON, 2004; FAN et al., 2014a), que não é capaz de representar efeitos de jusante.

Dentre todos os modelos do Quadro 1 pode ser destacado o modelo inercial, que negligencia apenas o termo de inércia advectiva da equação de conservação da quantidade de movimento (BATES & HORRITT & FEWTRELL, 2010), gerando maior eficiência computacional e estabilidade ao modelo hidrodinâmico (FAN et al., 2014a). Além disso, por considerar os termos de pressão e de inércia local, esse modelo tende a representar muito bem o escoamento de rios não só com alta, mas também com baixa declividade (ANDRADE et al., 2017; DE ALMEIDA & BATES, 2013; FAN et al., 2014a). Em geral, a boa representação de escoamento que o modelo inercial proporciona em cursos hídricos de diferentes características está relacionada com o pequeno peso que o termo de inércia advectiva exerce sob as equações de Saint-Venant. Foeger et al. (2022) conduziram um estudo na bacia do rio Madeira que mostrou que esse termo em geral representa pesos muito baixos (especialmente para vales declivosos), podendo chegar até a ordem de 13% nos rios estudados. Da mesma forma, Getirana & Paiva (2013) mostraram que, para simular a bacia amazônica, em apenas 1% dos trechos era necessária a aplicação completa das equações de Saint-Venant.

De modo geral, é vastamente observável o acoplamento de modelos de propagação associados a simplificações das equações de Saint-Venant (como os modelos de onda cinemática e modelo inercial) aos módulos de propagação de Modelos Hidrológicos de Grande Escala (PAIVA et al., 2013; PONTES et al., 2017; SIQUEIRA et al., 2018). Dessa forma, buscando estabelecer fundamentos a acerca desses MHGEs, este tema é introduzido no próximo item.

2.5 Modelos hidrológicos de grande escala - MHGE

Na sua forma mais simples, um modelo hidrológico pode ser considerado como uma representação matemática do ciclo hidrológico, usado para entender as relações existentes entre forçantes climatológicas e os processos ambientais e hidrológicos observados em bacias hidrográficas (DEVIA & GANASRI & DWARAKISH, 2015), podendo ser aplicado nas mais diversas escalas (FLEISCHMANN & COLLISCHONN & PAIVA, 2019a; SINGH et al., 2017) para as mais diversas finalidades (BEVEN, 2012; PONTES & COLLISCHONN, 2016). São tipicamente classificados quanto à variabilidade espacial (DEVIA & GANASRI & DWARAKISH, 2015) e representação de processos de escala de bacia (NILAWAR et al., 2017). Podem também ser categorizados como modelos concentrados, que são aqueles em que toda a bacia é considerada como uma simples unidade, como por exemplo o IPH II (TUCCI, 2005), ou como modelos semi-distribuídos, que são aqueles em que se considera parcialmente a distribuição espacial da bacia (NOBREGA et al., 2008), que pode ser dividida em unidades menores, como minibacias. Para esse tipo de modelo, podem ser destacados o MGB-IPH (COLLISCHONN et al., 2007; PONTES, 2016) e o SWAT (ARNOLD et al., 1998). Além de modelos hidrológicos concentrados e semi-distribuídos também ganham notoriedade os modelos hidrológicos de grande escala “distribuídos”, como por exemplo o MIKE-SHE (LI et al., 2021).

Quando aplicados a bacias hidrográficas heterogêneas de área de drenagem normalmente superiores a 1.000 km², em que processos de propagação fluvial não podem ser negligenciados, sendo a translação e atenuação de ondas cheias relevantes na dinâmica da bacia hidrográfica, os modelos hidrológicos podem passar a ter características de modelos hidrológicos de grande escala – MHGEs (DOLL et al., 2012; UFRGS, 2022).

Modelos Hidrológicos de Grande Escala tipicamente se caracterizam como sendo modelos semi-distribuídos ou distribuídos (PONTES et al., 2017), subdivididos em minibacias e em URHs (unidades de resposta hidrológica), que se configuram como regiões hidrológicamente homogêneas, definidas a partir da combinação de mapas de tipo e uso do solo dentro de uma bacia (FAN et al., 2015). Isso significa que os cálculos envolvendo o balanço de água são realizados para cada minibacia inserida na bacia hidrográfica de interesse. Em cada uma dessas unidades são verificadas, temporalmente e espacialmente, variáveis como chuva, evapotranspiração, infiltração, armazenamento de água no solo e escoamento gerado, entre outros. Nestes casos, diferentemente de modelos hidrodinâmicos unidimensionais, como os citados no item 2.4, seções transversais de rios normalmente não são consideradas, pois a abordagem topológica desse tipo de modelo é diferente.

Normalmente a topologia de MHGEs se fundamenta em informações extraídas de Modelos Digitais de Elevação que contemplam toda a bacia hidrográfica estudada. Utilizando-se o MGB-IPH como

exemplo, a base das simulações é fundamentada no MDE da área de estudo, cuja descrição é realizada por um pacote de extração de informações hidrológicas denominado IPH Hydrotools (SIQUEIRA et al., 2016). O IPH Hydrotools extrai, a partir do MDE da área de estudo, informações que contemplam toda a área da bacia hidrográfica estudada. Dentre outras características extraídas da bacia, podem ser citadas as direções de fluxo, fluxos acumulados, trechos de rios, larguras e profundidades de rios, minibacias e um MDE hidrológicamente corrigido. Todos esses dados posteriormente são armazenados num arquivo de texto ordenado que nada mais é do que a descrição topológica da bacia, contendo, entre outros, numeração de trechos de rio, declividades e comprimento de trechos de rios e curva cota-área-volume de cada minibacia associada a cada trecho de rio.

Os modelos hidrológicos são compostos normalmente por dois módulos principais (PONTES, 2016), sendo um referente ao processo de balanço de água no solo, e consequente geração de escoamento, e outro referente à propagação do escoamento ao longo do sistema rio-planícies, que pode variar significativamente em termos de complexidade (GETIRANA & PAIVA, 2013; PAIVA et al., 2013; PONTES et al., 2017). Normalmente, o módulo de propagação de escoamento em MHGEs é embasado na escolha do modelo de propagação e em informações topológicas advindas de um modelo descritor de terreno (como o IPH Hydrotools), destacando-se principalmente: (i) tamanho de trecho de rio; (ii) declividade; (iii) larguras; (iv) profundidades; e (v) curva cota-área-volume.

Conforme anteriormente destacado, a maior parte desses modelos representa os processos hidrodinâmicos a partir de simplificações das equações de Saint-Venant (BRISSET et al., 2018; PAIVA et al., 2013), observando-se um avanço dessas soluções com o passar do tempo. Inicialmente, os MHGEs utilizavam simplificações menos complexas para propagar o escoamento, como, por exemplo, o modelo de onda cinemática ou modelos de armazenamento. Com o passar do tempo e com o avanço do conhecimento e da capacidade computacional na área, essas soluções foram sendo cada vez mais aprimoradas (SALVADORE & BRONDERS & BATELAAN, 2015). A partir do início da década de 2010, passou a ser mais comum a existência de modelos simplificados que conseguem representar melhor áreas inundáveis em diversas escalas, como o modelo inercial (FLEISCHMANN et al., 2018; PONTES et al., 2017; SAMPSON et al., 2015) e o modelo não inercial (YU et al., 2019).

A aplicação de modelos hidrológicos em escalas que perpassam a escala de bacia hidrográfica não é recente, uma vez que as primeiras tentativas de concepção de um modelo hidrológico global primordial foram realizadas na década de 1970 (MANABE, 1969). Desde então, muitos modelos hidrológicos globais, como o WATERGAP3 (ALCAMO et al., 2003; BIERKENS, 2015b; VERZANO et al., 2012), PCR-GLOBWB 2.0 (SUTANUDJAJA et al., 2018; WADA, WISSER & BIERKENS,

2014), GLOBAL LISFLOOD (DE ROO, WESSELING & VAN DEURSEN, 2000); e CAMA-FLOOD (YAMAZAKI et al., 2011), dentre outros, vêm sendo concebidos e melhorados, podendo dessa forma prover informações importantes a respeito do ciclo hidrológico global. Ou seja, a partir da concepção de MHGEs globais passou a ser possível a avaliação integrada do ciclo hidrológico com áreas como energia (MASAKI et al., 2017; VAN VLIET et al., 2012), biodiversidade (SOOD & SMAKHTIN, 2014), suprimento de alimentos (KUMMU et al., 2014; ZHU et al., 2017), consumo humano (WADA et al., 2017) e gestão e prevenção de desastres (EMERTON et al., 2016; PAPPENBERGER et al., 2012) em locais com grande escassez de dados. O Quadro 2 apresenta os principais Modelos Hidrológicos de Grande Escala existentes em escala continental ou global, separando-os quanto à abrangência e modo de propagação de vazão.

Quadro 2 – Principais Modelos Hidrológicos de Grande Escala encontrados na revisão bibliográfica.

Nome do Modelo	Modo de Propagação	Abrangência	Referências
WaterGap 3	Modelo Onda Cinemática	Global	Alcamo et al. (2003), e Verzano et al. (2012)
PCR-GLOBWB 2.0	Modelo Onda Cinemática; Modelo Hidrodinâmico	Global	Wada et al. (2014)
GLOBAL LISFLOOD	Modelo Onda Cinemática; Modelo Inercial	Global	De Roo et al. (2000);
			Sampson et al. (2015)
CAMA-Flood	Modelo Onda Cinemática; Modelo Inercial	Global	YAMAZAKI (2011).
SWAT	Modelo Muskingum	Continental	Abbaspour et al. (2015);
MGB	Modelo Inercial; Modelo Muskingum Cunge	Continental	Collischonn et al. (2007); Siqueira et al. (2018)
National Water Model	Modelo Muskingum Cunge	Continental	Viterbo et al. (2020); ARISTIZABAL et al., 2018

Revelam-se como especialmente de interesse a este estudo aqueles MHGEs direcionados à predição de inundações (ALFIERI et al., 2013) e de inundações bruscas, que se configuram como um dos desastres naturais mais perigosos existentes, caracterizando-se pelo rápido deslocamento de ondas de cheia em bacias bem encaixadas (LI et al., 2019). Ou seja, MHGEs podem ser acoplados a sistemas de previsão meteorológica (ALFIERI et al., 2018; HIRPA et al., 2016; WARD et al., 2018) para, a partir do uso de uma abordagem inercial de propagação unidimensional, gerar informações consistentes quanto a potenciais áreas inundadas, indicando portanto potencialidade de uso dessa abordagem em estudos de ruptura de barragens. Como exemplo de esforços realizados nesse sentido podem ser destacados sistemas continentais, como o European Flood Awareness System – EFAS (THIELEN et al., 2009), e globais, como o Global Flood Awareness System – GloFAS (ALFIERI et al., 2013).

2.6 Incertezas em estudos de ruptura de barragens

Estudos de ruptura de barragens são rodeados por incertezas (KIM & SANDERS, 2016). Pode-se considerar que a incerteza é a falta de precisão ou a dúvida frente à definição de um processo (AURÉLIO, 1967), seja em termos numéricos, seja em termos de definição. Aplicando esse conceito na temática de estudos de ruptura de barragem, pode-se inferir que a incerteza associada aos resultados obtidos é originada pela falta de conhecimento ou por erros nas medições de parâmetros naturalmente randômicos utilizados como dados de entrada em estudos de ruptura (ABDEDOU, SOULAIMANI & TCHAMEN, 2021).

As incertezas podem ser, ainda, subdivididas em alguns grupos: (i) incerteza epistêmica; (ii) incerteza paramétrica; e (iii) ontológicas. A incerteza epistêmica faz referência à falta de conhecimento sobre algum fenômeno, sendo uma característica do estado mental humano. Neste sentido, entende-se que possivelmente esta incerteza sempre estará em um nível que figura entre o conhecimento pleno e a ignorância total para um dado processo (GIRARDI et al., 2022). Portanto, sob uma abordagem de recursos hídricos, as incertezas epistêmicas sempre vão existir simplesmente pelo fato de que nunca haverá pleno conhecimento sobre os sistemas hidrológicos e hidráulicos, bem como seus *inputs* e *outputs* (BEVEN, 2016). Entretanto, pode ser possível diminuir essa incerteza a partir da busca de maiores informações sobre os processos, que permitam melhores compreensões e consecutivamente construções de modelos de melhor representatividade. Ou seja, no âmbito de estudos de ruptura poder-se-ia inferir que a consolidação de hidrogramas de ruptura sem a consideração de fenômenos físicos potencialmente relevantes, como o assoreamento do reservatório, está rodeada de incertezas epistêmicas.

Além das incertezas epistêmicas, a utilização de equações preditoras para definir hidrogramas de ruptura também está imersa em incertezas paramétricas que se manifestam em função do tamanho das amostras utilizadas para definição de equações que relacionam variáveis (VIEIRA et al., 2021). Isso porque, uma vez que as equações para definição de vazão de pico e tempo de pico são originadas a partir de observações de rompimentos passados (FROEHLICH, 2016), pode-se entender que o número de casos estudados influencia diretamente na equação preditiva gerada.

A incerteza ontológica, por sua vez, se refere àquela originada da variabilidade inerente ao fenômeno de interesse, de modo que seu comportamento caótico impede a previsibilidade total. Esse tipo de incerteza em geral está mais associada a questões físicas do que ao conhecimento sobre o fenômeno propriamente dito (GIRARDI et al., 2022). Dessa forma, por definição, entende-se que a incerteza ontológica não pode ser reduzida fazendo mais pesquisas ou construindo melhores modelos sobre o fenômeno de interesse (DEWULF & BIESBROEK, 2018). Sob uma abordagem de rompimentos de barragem, um exemplo de incerteza ontológica estaria associado

ao local de início da brecha de uma barragem. Ou ainda, relacionado à vazão de cheia que pode vir a ocasionar processos de galgamento e consequente ruptura da barragem.

Ainda, considerando que a realização de estudos de rompimento de barragens que consideram modificações no leito ou na planície de inundação são muito raras, pode-se inferir que simulações de rompimentos de barragens normalmente estão também sob forte influência de incertezas decorrentes das potenciais alterações da seção hidráulica e do leito do rio, devido às interações existente entre deslocamento da massa d'água e deposição ou erosão de sedimentos, conforme apresentado no item 2.3.

Dessa forma, muitas são as fontes de incerteza em estudos de ruptura de barragens, sendo que elas podem estar relacionadas diretamente à qualidade dos dados de entrada utilizados nestes estudos, bem como as simplificações e hipóteses adotadas. Nos próximos itens, as incertezas associadas a cada dado de entrada normalmente utilizado em estudos de ruptura são mais bem exploradas, subdividindo-se em: (i) condição de contorno de montante; (ii) topografia; (iii) coeficiente de Manning; (iv) modelo de propagação de vazão; e (v) condição de contorno de jusante.

2.6.1 Condição de Contorno de Montante

A condição de contorno de montante (CCM) utilizada em modelos de ruptura de barragem em geral está associada a um hidrograma de ruptura. O hidrograma de ruptura, conforme visto anteriormente, usualmente pode ser estimado a partir do uso de modelos paramétricos (isto é, embasado em rompimentos passados) ou de forma pré-determinada (isto é, levando em conta o volume do reservatório e parâmetros pré-definidos de tamanho e tempo de formação de brecha). Segundo Tschiedel (2017), um hidrograma de ruptura tipicamente calculado para uma barragem a partir de uma abordagem pré-determinada pode ter variações da vazão de pico da ordem de 150% e de 250% para o tempo de pico. Segundo Ferla (2017), vazões de pico calculadas por equações preditoras podem incorrer em diferenças da ordem de até 600%, podendo variar para mais ou para menos dependendo da altura da barragem.

Mesmo que muitas incertezas estejam associadas à formação da brecha em uma barragem e consequente formação do hidrograma, estudos mostram que em geral esse impacto é mais presente nos primeiros quilômetros a jusante de barragens (COLLISCHONN & TUCCI, 1997; KUHLKAMP, 2016, TSCHIEDEL, 2017; BELLOS et al., 2020; ABDEDOU et al., 2020). Essas variações têm potencial para resultar em diferenças da ordem média de 110% a 140% para vazões de pico (TSCHIEDEL, 2017; BELLOS et al., 2020) e de 45% a 350% do tempo de pico, principalmente para seções mais próximas das barragens. Para seções mais distantes, esses valores caem para a ordem de 1% a 10% (TSCHIEDEL, 2017; KIM et al., 2016). Por outro lado,

incertezas associadas ao volume do reservatório (em situações em que esse volume é utilizado na estimativa do hidrograma de ruptura) têm potencial para gerar diferenças na vazão de pico em ordem média de 145% e de 20% para o tempo de pico em locais distantes das barragens, principalmente quando é contabilizado o volume do reservatório (TSCHIEDEL, 2017). Devido a essas incertezas, quando modelos de ruptura de barragens são aplicados para subsidiar Planos de Ações Emergenciais, sempre é importante a realização de uma análise prévia que avalie a sensibilidade associada à interação entre a incerteza da vazão de pico e os níveis inundados a jusante, bem como tempos de chegada de onda associados.

2.6.2 Topografia

A topografia é outra fonte de incerteza em estudos de ruptura, em geral tendo papel preponderante (ROCHA, 2015; KIM et al., 2016; KHEIRKHAH et al., 2021). Até o início dos anos 2000, quando ainda era incipiente o uso de dados de sensoriamento remoto para composição de Modelos Digitais de Elevação (MDEs), o levantamento da topografia de jusante de barragens em geral era realizado a partir do uso de métodos convencionais de levantamento topográfico, com a utilização de aparelhos de GPS (*Global Positioning System*), Estação Total e/ou GPS RTKs (*Real Time Kinematic*), segundo Jensen (2009). Essa abordagem agregava elevado custo de tempo e de recursos financeiros à obtenção de dados de entrada para serem usados em estudos de ruptura.

Entretanto, com o passar do tempo, novas formas de obtenção de topografia do vale de jusante foram se estabelecendo comercialmente. Entre elas, podem ser citados produtos topográficos, oriundos de aerofotogrametria, *Ligth Detection and Ranging* (LiDAR) ou sensoriamento remoto, capazes de fornecer Modelos Digitais de Terreno (MDTs) ou Modelos Digitais de Superfície (MDS) com altas resoluções. Essa evolução tecnológica, especialmente relacionada ao sensoriamento remoto, resultou também no melhoramento de Modelos Digitais de Elevação (MDEs) gratuitos disponíveis globalmente (ARAUJO, 2010; FARR et al., 2007; PARADELLA et al., 2015; TACHIKAWA et al., 2011; DEVARAJ & YARRAKULA, 2020), passando de uma resolução espacial aproximada de 900 metros no ano de 1996 (GTOPO30), para 90 metros em 2000 (SRTM90), para 30 metros em 2011 e 2014 (ASTER GDEM 30 e SRTM 30, respectivamente) e para 12 metros em 2015 (ALOS PALSAR DEM). Também é notável o desenvolvimento e distribuição de Modelos Digitais de Elevação globais pós-processados e hidrológicamente mais consistentes, como o Bare Earth SRTM (O'LOUGHLIN et al., 2016), o MERIT DEM, com 90 metros de resolução espacial (YAMAZAKI et al., 2019), o Hydrosheds (LEHNER et al., 2021), com 90 metros de resolução, e o FABDEM, com 30 metros de resolução espacial (HAWKER et al., 2022).

Ou seja, mesmo que o levantamento de seções batimétricas ao longo do curso hídrico de interesse ainda seja necessário, ao longo do tempo observa-se uma diminuição da incerteza associada ao

dado de entrada associado à topografia do vale de jusante, uma vez que esse passou a ser mais bem representado e identificada pelas novas tecnologias.

De qualquer modo, muito embora melhorias substanciais estejam acontecendo em relação a esse dado de entrada, a representação da topografia do vale de jusante em estudos de ruptura ainda não é ideal. Pesquisas identificam que essa potencial má representação do terreno em estudos de ruptura de barragens pode representar diferenças da ordem de 20% a 170% (DEWALS et al., 2014; KIM et al., 2016; TSCHIEDEL, 2017) para vazão de pico e de 20% a 50% para o tempo de pico, principalmente em seções mais distantes da barragem (TSCHIEDEL, 2017; DEWALS et al., 2018).

2.6.3 Coeficiente de Manning

Segundo Lyra et al. (2010), uma das grandes dificuldades em estudos envolvendo modelagem hidrodinâmica reside na escolha correta dos valores de variáveis que representam a rugosidade das superfícies de rios naturais, como, por exemplo, o coeficiente de Manning. Segundo USACE (2016), reproduzido na Tabela 9, o coeficiente de Manning pode variar significativamente para um mesmo tipo de descrição do local do escoamento, o que leva muita subjetividade à determinação desse parâmetro em estudos de ruptura de barragens. Normalmente, em estudos envolvendo simulações de cheias naturais, por outro lado, esse parâmetro é calibrado a partir da análise de dados históricos, sendo de extrema relevância nos resultados. Entretanto, como em estudos de ruptura de barragens dificilmente existem dados de inundação observados a jusante com magnitude similar à potencial inundação oriunda de ruptura, a calibração desse parâmetro acaba sendo dificultada.

Neste sentido, a incerteza associada à definição desse parâmetro também resulta em diferenças na propagação da onda de cheia, majoritariamente no tempo de pico e tempo de chegada de onda de cheia (COLLISCHONN & TUCCI, 1997 e GALLEGO, SCHUBERT & SANDERS, 2009). Ao longo do tempo, diversos autores vêm tentando quantificar essas incertezas, procurando identificar como a definição do coeficiente de Manning pode impactar em variáveis de interesse nos estudos de cheia. Nesse sentido, a definição desse parâmetro, dentre opções que tipicamente poderiam ser escolhidas por profissional que está realizando a simulação, tem potencial para resultar em diferenças da ordem de 7% a 170% no tempo de pico e de 2% a 170% nas vazões de pico (TSCHIEDEL, 2017; BORNSCHEIN, 2018; PILOTTI et al., 2020). Indo ao encontro dessa faixa de potencial incerteza, em sua pesquisa, Pilotti et al. (2020) mostraram que variações da ordem de 25% no coeficiente de Manning podem resultar em variações inferiores a 10% em variáveis como vazão de pico e tempo de pico para seções próximas à CCM de um modelo de propagação de ondas de ruptura de barragens, o que pode significar que em alguns casos específicos a variação

da brecha pode ser mais relevante do que variações no coeficiente de Manning, dependendo das configurações do conjunto rio-barragem e da extensão de cálculo realizada.

Tabela 9 – Estimativas quanto ao coeficiente de Manning (adaptado de USACE, 2016)

Local de Escoamento	Descrição	Mínimo	Normal	Máximo
Canais Construídos	Concreto, para diversas situações	0,011	0,018	0,027
	Asfalto, para diversas situações	0,013	0,016	0,016
Rios Naturais	Limpo, pouco sinuoso e sem grandes obstruções	0,025	0,030	0,033
	Igual ao anterior, com alguns matacões e pedras	0,030	0,035	0,040
	Limpo, sinuoso com alguns bancos de areia	0,033	0,040	0,045
	Igual ao anterior, com obstruções, pedras e zonas inefetivas	0,045	0,050	0,06
	Trechos sinuosos, vagarosos com obstruções e muitas zonas inefetivas	0,05	0,070	0,08
	Trechos sinuosos com muitos obstáculos, vegetação e bancos de areia	0,07	0,100	0,15
Zonas de Inundação	Zonas com gramíneas apenas	0,025	0,032	0,05
	Zonas Agrícolas	0,020	0,035	0,05
	Vegetação densa de pequeno porte	0,045	0,085	0,16
	Zona limpa com árvores bem espaçadas	0,030	0,040	0,05
	Vegetação não fechada e presença de algumas árvores	0,035	0,055	0,08
	Vegetação média e obstáculos naturais consideráveis para escoamento	0,08	0,1	0,12
	Vegetação densa em diversos estágios evolutivos. Mata fechada.	0,11	0,15	0,2

2.6.4 Modelo de propagação de vazão

Um modelo matemático pode ser entendido como uma forma de representação da realidade a partir da adoção de condições simplificadoras. Neste sentido, o tipo de modelo de propagação de vazão, bem como as simplificações inerentes de cada um, é uma escolha que deve ser feita por parte do profissional que está realizando a modelagem hidrodinâmica de uma onda de ruptura. Conforme apresentado no item 2.4, o escoamento pode ser representado em sua forma completa a partir das equações tridimensionais de Navier-Stokes (KRYLOVA & ANTIPOVA & PEREVOZKIN, 2017). Entretanto, como a resolução dessas equações requer a transposição de inúmeras dificuldades (como custo computacional e definição de dados de entrada), normalmente estudos de ruptura de barragens (e também de propagação de escoamento, de uma forma geral) utilizam simplificações dessas equações. E essas simplificações, que podem ser tanto no âmbito da dimensionalidade, como no âmbito do corte de parâmetros que representam forças ao escoamento, geram diferenças nas ondas de cheia estimadas.

Segundo Tschiedel (2017), Psomiadis et al. (2021), Bornschein et al. (2018) e Tschiedel et al. (2021), essas diferenças podem chegar a valores da ordem de 100% para a vazão de pico e para o tempo de pico ao longo do trecho simulado.

2.6.5 Incertezas globais

Estudos de ruptura de barragem inevitavelmente estão associados a inúmeras incertezas, sendo muitas vezes indicado o emprego de metodologia probabilística em simulações dessa natureza (FERC, 2014; LARA, 2016). Ao longo do tempo, observam-se esforços associados ao estudo de como fontes de incerteza podem afetar os resultados obtidos em simulações de rompimentos de barragens, especialmente nas variáveis de vazão de pico (Q_p) e tempo de pico (T_p), conforme apresentado nos itens anteriores. Uma compilação simplificada de incertezas em estudos de ruptura é apresentada na Tabela 10, que mostra potenciais erros em variáveis de interesse em conjunto com a referência do estudo consultado. Esta tabela tem o objetivo de contextualizar o panorama geral dos potenciais erros máximos que diferentes fontes de incerteza mapeadas neste capítulo podem gerar nas vazões de pico e tempo de pico estimados. Adicionalmente, essa tabela foi constituída com base nos estudos consultados, para seções localizadas em diferentes distâncias a jusante de barragens em simulações de ruptura de barragens para as quais potencialmente não foram utilizados dados de entrada com máxima acurácia.

Essa tabela dá origem aos gráficos *boxplot* apresentados na Figura 30 para a vazão de pico e na Figura 31 para o tempo de pico. Estes gráficos *boxplot* foram construídos a partir da obtenção da média, valores máximos e mínimos, bem como percentis 25 e 75 interpolados para cada fonte de incerteza existente na Tabela 10, tanto para vazão de pico como para tempo de pico. Dessa forma, mesmo que eles sejam compostos por amostras muito pequenas, o que poderia inviabilizar análises mais aprofundadas, a partir da sua visualização é possível comparar mais facilmente a influência que diferentes formas de incerteza podem exercer nos resultados avaliados, com base nos estudos consultados e, principalmente, levando-se em conta a variação da faixa de valores associados aos dados de entrada adotados por cada autor.

Tabela 10 – Impacto das incertezas associadas à diferentes dados de entrada segundo diferentes pesquisadores

Fonte da Incerteza	Autor	Potenciais Erros	
		Qp	Tp
Topografia	Tschiedel, 2017	60%	40%
		25%	18%
		144%	63%
	Dewals et al., 2018	178%	50%
	Kim et al., 2016	20%	0%
Coeficiente de Manning	Tschiedel, 2017	169%	113%
		80%	127%
		33%	100%
	Bornschein, 2018	15%	23%
	Pilotti et al., 2020	2%	7%
	Collischonn, 1997	11%	15%
		15%	18%
Formação da Brecha	Tschiedel, 2017	6%	45%
		80%	350%
		111%	89%
		140%	186%
	Bellos et al., 2020	111%	-
		25%	-
	Kim et al., 2016	10%	-
	Ferla et al., 2017	597%	0%
	Collischonn, 1997	97%	201%
		62%	79%
		210%	39%
Modelo de Propagação	Tschiedel, 2017	100%	60%
		57%	39%
	Psomiadis et al., 2021	3%	10%
	Marangoz et al., 2021	-	83%
		-	88%
		-	90%
	Bornschein, 2018	75%	100%
	Tschiedel et al., 2021	10%	10%

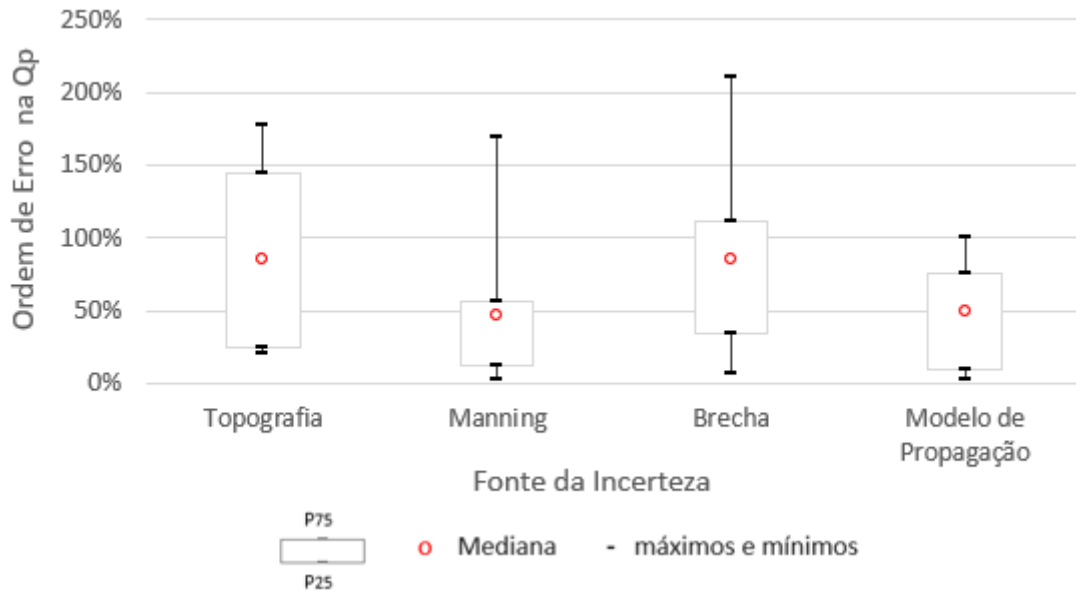


Figura 30 – Ordem de erro máximo na vazão de pico ao longo do vale de jusante por fonte de incerteza

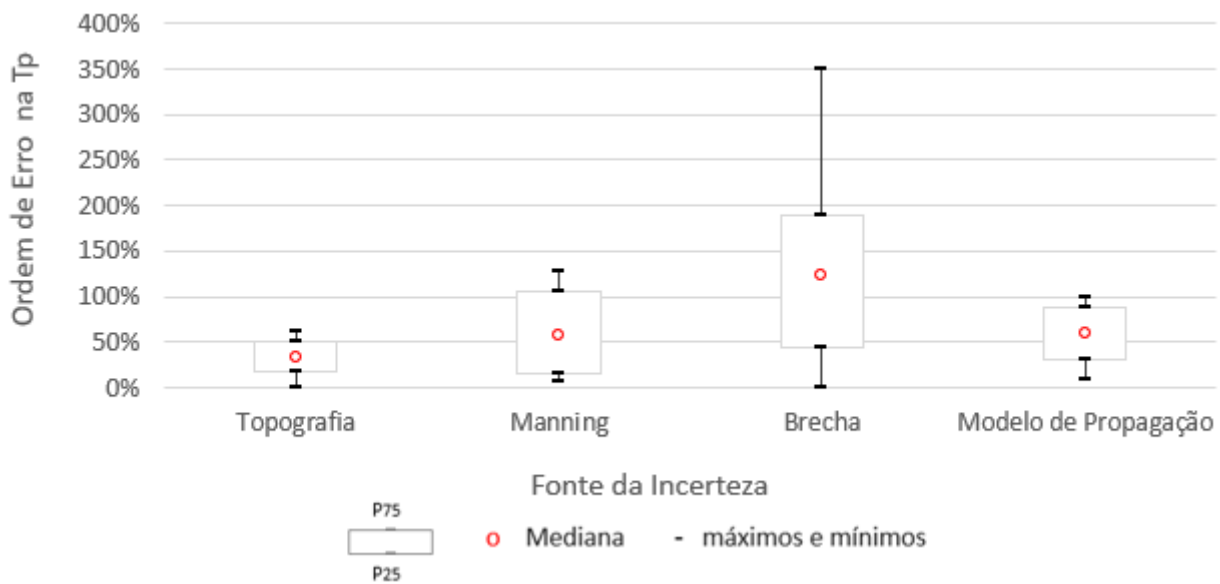


Figura 31 – Ordem de erro máximo no tempo de pico ao longo do vale de jusante por fonte de incerteza

A partir do exposto, as incertezas potencialmente existentes em estudos de rompimento de barragens são contextualizadas, de forma que as diferenças possivelmente existentes em simulações desta natureza poderiam variar entre 0 e 200% para a vazão de pico e entre 0 e 350% para o tempo de pico, em diferentes seções, avaliando-se as fontes de incerteza de forma separada e considerando a faixa de variação de dados de entrada adotada em cada referência consultada e apresentada na Tabela 10. Considerando-se, por outro lado, a média das diferenças apontadas na

Figura 30 e na Figura 31, é viável inferir a possibilidade de existência de potenciais diferenças da ordem média de 35% a 120% para o tempo de pico, e da ordem média de 45% a 85% para a vazão de pico, em diferentes seções ao longo do vale de jusante quando as fontes de incerteza são analisadas separadamente. Especificamente para o modelo de propagação utilizado em simulações dessa natureza, por outro lado, esses valores máximos de diferenças tipicamente variam da ordem de 3% a 100% para a vazão de pico (Figura 30) e de 10% a 100% para o tempo de pico (Figura 31).

Embora muitas incertezas existam em estudos de ruptura de barragens (que podem ter suas mais diversas profundidades quanto à representação de potenciais impactos), cabe ressaltar que essas incertezas podem (e devem) ser reduzidas ao máximo em estudos de ruptura utilizados para subsidiar Planos de Ação Emergenciais. Nestes casos, em que a exatidão se faz de extrema relevância, a utilização de Modelos Digitais de Elevação de grande resolução espacial obtidos por técnicas de *Ligth Detection and Ranging* (LiDAR) capazes de gerar produtos topográficos com resoluções espaciais de 1 metro, associados a levantamentos batimétricos em todo o curso do rio, podem, por exemplo, levar as incertezas associadas à topografia a níveis potencialmente insignificantes. Da mesma forma, a utilização das equações de Navier-Stokes tridimensionais para propagar o hidrograma de ruptura associadas a um processo de calibração do coeficiente de Manning a partir da utilização de mapas históricos de inundação (ou outras marcas se disponíveis) também potencialmente leva a incerteza associada ao modelo de propagação a níveis insignificantes. Nesse sentido, em simulações de grande acurácia, pode-se entender que uma das grandes fontes de incerteza acaba recaindo sob o “gatilho”, a forma e a evolução da brecha, que por sua vez também pode ter a incerteza diminuída a partir da aplicação de modelos fisicamente embasados que consigam representar todo o processo de interação entre reservatório-barragem-brecha da forma mais fidedigna possível.

Por outro lado, também se destaca que o mundo “ideal” da simulação (associado, por exemplo, à aplicação das equações de Navier-Stokes e de modelos fisicamente embasados para definição de brecha) pode não ser técnica e operacionalmente viável, necessitando o profissional que está realizando a modelagem optar por sistemas com condições simplificadoras. É importante, nesse sentido, que as incertezas associadas a essas condições simplificadoras façam parte de análises aprofundadas e de cenários construídos que tenham o intuito de identificar os impactos que as simplificações adotadas podem exercer nos resultados.

3 CAPÍTULO 03 – UTILIZAÇÃO DE MODELOS HIDROLÓGICOS DE GRANDE ESCALA NA PREDIÇÃO DE IMPACTOS RELACIONADOS A ROMPIMENTO DE BARRAGENS

Este artigo foi elaborado na fase inicial desta pesquisa, visando a responder os objetivos específicos I e II apresentados no item 1.2.1. No momento de elaboração desse artigo, a pergunta principal era a seguinte:

“É possível utilizar um Modelo Hidrológico de Grande Escala (MHGE) para propagar hidrogramas de ruptura e estimar manchas de inundação geradas por rompimentos de barragens? “

A resposta encontrada a partir do desenvolvimento do trabalho a seguir exposto foi que sim, é possível utilizar MHGEs para reproduzir de forma aproximada a propagação de hidrogramas de ruptura em modelos hidrodinâmicos de *benchmark*, como o HEC-RAS 5.06 (USACE, 2016) quando iguais dados de entrada e condições de contorno são adotados. Entretanto, isso só é possível a partir da consideração de algumas restrições que têm pouco embasamento físico, como, por exemplo, o fato de não poder existir escoamento nas planícies, que deveriam atuar apenas como áreas de armazenamento, e não de propagação. Ainda, esses resultados satisfatórios estão associados apenas à forma de cálculo da propagação do hidrograma de ruptura em cenário de grandes simplificações de processos que seriam relevantes em um acontecimento real de rompimento, e que não foram aqui levados em consideração.

Em geral, identificar o comportamento de uma planície não é uma tarefa trivial. Essas regiões podem atuar ativamente (também chamadas de planícies ativas), isto é, com escoamento e velocidades relevantes, ou atuar apenas como área de armazenamento (também chamadas de planícies de armazenamento), com velocidades iguais ou próximas de zero. A ocorrência de um fenômeno ou outro normalmente está associada à conectividade hidráulica entre rio e planície (WOHL, 2021), que indiretamente se vincula à relação existente entre a topografia da planície e a elevação da lâmina d'água acima do terreno. Além disso, uma planície pode ter comportamentos distintos, como aponta Fassoni-Andrade (2020), que demonstra que planícies amazônicas podem ter comportamento ativo em épocas de cheia, enquanto em épocas de baixas vazões apenas armazenam água.

Tratando-se especificamente da atuação de planícies de inundação em rompimentos de barragens, pode-se inferir que, em casos reais, as planícies tendem a atuar de forma ativa em locais mais próximos da barragem, uma vez que profundidades maiores são atingidas nessas zonas. Por outro lado, tendem a atuar como áreas de armazenamento em locais mais distantes, quando a onda de ruptura passa a ter características de cheias naturais com tempos de retorno não tão altos, podendo essa característica, portanto, ser função da distância da barragem. Em simulações

hidrodinâmicas de rupturas de barragens, por outro lado, é esperado que um modelo hidrodinâmico bidimensional, cujos dados de entrada tenham resolução espacial e acurácia satisfatórias para representar o escoamento, seja capaz de identificar automaticamente as partes ativas e inativas de planícies.

Dessa forma, identificou-se a partir deste artigo o primeiro requisito (ou critério) para propagar hidrogramas de ruptura de barragens a partir de uma abordagem de grande escala: a necessidade de consideração de planícies ativas nas simulações.

Adicionalmente, outro foco desse trabalho foi entender se a utilização do modelo de propagação de vazões conhecido como “Modelo Inercial” seria capaz de propagar hidrogramas de ruptura, que se diferenciam de hidrogramas naturais principalmente em termos de maior vazão de pico e menor tempo de base. Os resultados obtidos permitem inferir que esse modelo de propagação tem grande potencial para ser utilizado em estudos de ruptura de barragem preliminares, uma vez que as diferenças máximas obtidas para a vazão de pico em diferentes seções do vale de jusante estudado foram da ordem de 13%, para o esquema de propagação de vazão adotado. Portanto, entendeu-se que a hipótese inicialmente estabelecida, associada à utilização do modelo inercial para propagar hidrogramas de ruptura, era potencialmente válida. Por outro lado, essa hipótese teria que ser mais bem explorada, principalmente considerando barragens de diferentes portes e vales de jusante com características contrastantes.

Por fim, também se observou que a utilização de um modelo hidrológico de grande escala com inputs similares a um MHGE continental, como o MGB-IPH da América do Sul (SIQUEIRA et al, 2018) para propagar hidrogramas de ruptura, não permitiria o estudo de pequenas barragens, devido à escala de aplicação do modelo. Contextualizando essa limitação, pode-se pensar que uma pequena barragem que tem uma crista com um comprimento da ordem de 50 metros não poderia ser representada em um MHGE cuja célula do MDE de entrada tenha uma resolução espacial de 250 metros por 250 metros, sem que fosse adotada uma abordagem de *subgrid*. Por outro lado, essa barragem poderia ser representada em um modelo hidrológico, como o próprio MGB-IPH, desde que ele fosse aplicado a partir da utilização de dados de entrada com grande resolução espacial, o que agregaria um relevante custo computacional à aplicação do modelo. Ou seja, entendeu-se que esse era mais um critério a ser seguido: a utilização de uma abordagem de grande escala em estudos de ruptura de barragem não pode ser restringida apenas a grandes barragens, devendo-se obter o melhor balanço entre aplicabilidade do modelo, resolução de dados de entrada e custo computacional. Resumindo, os critérios, a serem adotados em estudos de ruptura de barragem com uma abordagem de grande escala do presente trabalho, identificados neste artigo foram:

Critério 1: A necessidade de consideração de planícies ativas nas simulações;

Critério 2: Necessidade de utilização de um modelo de propagação de vazões como o modelo inercial, que considera os termos de inercia local, termos de pressão, termos de fricção e de gravidade na equação da conservação de momento; e

Critério 3: A abordagem a ser adotada não pode ser restrita apenas a grandes barramentos, devendo-se obter o melhor balanço entre aplicabilidade do modelo, resolução de dados de entrada e custo computacional.

Ademais, se faz importante ressaltar que o artigo apresentado a seguir tem o objetivo de comparar a performance de dois modelos em estudos de ruptura de barragens (MGB-IPH e o HEC-RAS 5.03) a partir da adoção de dados de entrada de baixa resolução espacial e a partir da consideração de diversas condições simplificadoras. Por consequência, essas hipóteses adotadas potencialmente distanciam os resultados apresentados dos reais impactos que a ruptura da barragem analisada poderia gerar, destacando-se aqui, não ser a representação real dos impactos o objetivo do artigo.

Este artigo é a apresentado a seguir.

Use of Large-Scale Hydrological Models to Predict Dam Break-Related Impacts

Utilização De Modelos Hidrológicos De Grande Escala Na Predição De Impactos Relacionados A Rompimento De Barragens

Arthur da Fontoura Tschiedel; Rodrigo Cauduro Dias de Paiva; Fernando Mainardi Fan

ABSTRACT

In this research study, the MGB-IPH (acronym for Large Scale Model in Portuguese - Modelo de Grandes Bacias) was used to simulate the propagation of a dam breach hydrograph estimated from predictor equations for the Três Marias Hydropower Dam, considered one of the largest in South America. The results of the peak flow, peak time and flood spot were compared with results of the HEC-RAS 5.06 model, typically used for local-scale dam break studies. As for the extent of the flood, a hit rate of 84% and a median error of 2.1 meters deep, along 4,055 km² of the flooded area downstream was obtained. Maximum errors of 13% were observed in the prediction of the peak flow and of 20% for the peak time in distant locations up to 526 km downstream from the dam, thus establishing itself within the limits of the typical uncertainties associated with dam break studies. Thus, the potential of using this type of approach in previous studies of large dam failures is explored, configuring this method as an alternative to the use of robust or simplified models for determining downstream areas potentially affected by these disasters.

Keywords: Large Scale Hydrological Models; Dam Break Simulation; Inundation Boundary

RESUMO

Neste trabalho, foi utilizado o Modelo de Grandes Bacias (MGB-IPH) para simular a propagação de um hidrograma de ruptura estimado a partir de equações preditoras para a barragem da UHE Três Marias, considerada uma das maiores da América do Sul. Os resultados, quanto à vazão de pico, tempo de pico e mancha de inundação foram comparados com os resultados advindos do modelo HEC-RAS 5.06, tipicamente utilizado para estudos de rompimento de barragens em escala local. Quanto à extensão da mancha de inundação, obteve-se um índice de acerto de 84% e um erro mediano de 2,1 metros de profundidade, ao longo de 4.055 km² de área inundada a jusante. Observaram-se erros máximos de 13% na predição da vazão de pico e de 20% para o tempo de pico em locais distantes até 526 km a jusante da barragem, estabelecendo-se, portanto, dentre os limites das incertezas típicas associadas a estudos de rompimento de barragens. Desta forma, o uso potencial deste tipo de abordagem em estudos prévios de rompimento de barragens é explorado, configurando-se este método como uma alternativa ao uso de modelos robustos ou simplificados para determinação de áreas de jusante potencialmente afetadas por estes desastres.

Palavras-chave: Modelos Hidrológicos de Grande Escala, Simulação de Rompimento de Barragens, Manchas de Inundação

3.1 Introduction

According to the International Commission of Large Dams - ICOLD (2018), more than 59 thousand large dams, for many different purposes, are observed worldwide. According to the Brazilian National Water Agency (ANA, 2018), around 25 thousand dams (of all sizes) are observed on national soil. These structures, which are so important from the point of view of water resources management (WOOD et al., 2011; ZARFL et al., 2015), are mostly used for irrigation and energy supply purposes (ICOLD, 2018). On the other hand, the existence of dams is associated with potential risks that affect the resident populations downstream from these structures (HARIRI-ARDEBILI, 2018; LUO et al., 2012), and embankment ruptures have been constantly observed throughout history (ZHANG et al., 2016 e MAO et al., 2017; TSCHIEDEL et al., 2019).

The numerous historical disasters related to dam failures have led to the need for sector regulation, and in Brazil the main legal tool is established based on the National Policy on Dam Safety (BRASIL, 2010). This policy foresees, for dams with high or medium Associated Potential Damage - APD (excluding other situations), establishing Dam Safety Plans and consequent Emergency Action Plans - EAP (PETER, 2017; ANA, 2016b;), which should be triggered in case of disasters.

In this case it is noted that to estimate the Associated Potential Damage of a dam (and consequently prioritize actions by regulatory agencies), there must be minimal knowledge about the potentially affected downstream zone in the case of a disaster (CNRH 2012). And this estimate can be performed mostly in two ways: use of local hydrodynamic models and use of local simplified models.

The use of local hydrodynamic models such as HEC-RAS, Lisflood, Mike3 and FLDWV (GEORGE; NAIR, 2015; PATEL et al., 2017) can be considered a robust approach as these models solve the Saint-Venant equations in forms 1D, 2D (ANA, 2016b), providing accurate information on peak flows, peak time, and extent of flooded areas at different sites downstream of the dams.

Regardless of the dimensionality considered, the approach associated with the use of these models to simulate dambreak wave can be considered local, specific and time-consuming (from the point of view of execution), associated with several input data specific to the region studied. Moreover, this approach can hardly be applied speedily on a large scale, ie for more than one dam or for more than one region, thus making it unfeasible to use for APD classification of dams.

In order to overcome this problem, simplified and more flexible methods have been developed in recent years to perform a preliminary estimate of flood spots associated with possible dam failures (FERLA et al., 2017). Among these methods, it is highlighted MELO et al. (2015), which presupposes only the use of topographic data associated with peak flow estimates obtained by using predictor equations (FROEHLICH, 1995a, 2008; WANG et al., 2018) to estimate downstream zones possibly reached in dambreak scenarios. In this sense, if on the one hand methods such as

this are capable of quickly providing satisfactory preliminary results regarding the extent of the floodplain (PEREIRA et al., 2017; GONÇALVES. 2018), without necessarily applying hydrodynamic models in the study area, on the other hand, its applicability remains, in most cases, punctual and restricted only to the area delimited for the study, rarely contemplating more than one dam located in the same area (PETRY et al., 2018).

Therefore the need is observed for integrative assessments in extensive and diverse regions regarding the failure of dams, together with the lack of a hydrodynamic method to predict these impacts, applicable in areas that transcend the local scale, ie considering the entire river basin of interest and considering more than one dam in a single study.

Wherefore, this work intends to explore a third alternative to the establishment of preliminary flood spots that may subsidize the calculation of the Associated Potential Damage of large dams. This alternative is based on the use of the flow propagation module of a Large Scale Hydrological Model (LSHM), constituted for a watershed of interest.

Outstanding among these LSHMs, which enable the provision of important information on water resources management (EMERTON et al., 2016; WOOD et al., 2011; SOOD; SMAKHTIN, 2014), is the MGB-IPH (COLLISCHONN et al., 2007) that has already been applied to several Brazilian basins, and recently to South America (SIQUEIRA et al., 2018a).

This model, in its most current version, allows representing the horizontal water balance processes in the watercourses and floodplains from the Inertial model (PONTES et al., 2017), which is a simplification of the Saint-Venant equations used to several well-known LSHM like Camaflood (YAMAZAKI et al., 2013), Lisflood (BATES, HORRITT & FEWTRELL, 2010; SHUMANN et al., 2012) and Hymap (GETIRANA et al., 2017). The Inertial model neglects the term of advective inertia of the momentum conservation equation (BATES, HORRITT & FEWTRELL, 2010), generating greater computational efficiency as regards the representativeness of floodplains associated with good accuracy (DE ALMEIDA & BATES, 2013; FAN et al., 2014a).

It is also observed that the prediction of impacts associated with dam failures from the use of LSHMs has already been seen in Alves et al. (2019). In this work, MGB-IPH model (associated with the Inertial flow propagation module) was applied in Uruguay River to estimate the damage associated with the cascade rupture of several dams present in the watershed, without any kind of validation. In this sense, even if the authors have not validated the results from a more consistent hydrodynamic model, we can see the beginning of the application of this approach in dam break analyses, and the error associated with its application should be quantified.

It is possible to observe, therefore, the need for APD estimates by regulatory agencies for a large number of dams on Brazilian soil, the limitations presented for the typically used approaches and

also the need for knowledge of the error associated with the application of LSHMs in dam break analyses. So, aiming to better explore these problems, the work developed here verified the performance of the propagation module of the LSHM MGB IPH to predict variables related to the rupture of a large Brazilian dam. In this sense, once the potential use of this approach for a single dam has been tested and its limitations identified, it is understood as possible to perform further future tests applying this method to other situations involving different scales, regions and number of dams.

3.2 Methodology

The methodology of this work is based on the comparison between the results obtained from the application of two distinct models to propagate an estimated rupture hydrograph for the chosen study area: the Três Marias HPP dam. Thus, the flow propagation module of the MGB-IPH model (COLLISCHONN et al., 2007; PONTES et al., 2017), consolidated as a large-scale hydrologic-hydrodynamic simulation model and HEC-RAS 5.06 (USACE, 2014), considered as a hydrodynamic model, widely used in studies of dam failure, are applied to the study area.

The experiment in this study is consolidated as the simulation of the same rupture hydrograph in both models, observing the differences calculated as to the peak flow and peak time in 5 cross-sections, located at distances ranging from 131 km to 542 km downstream from the dam.

The two models are different in their ways of considering not only flow propagation but also the topographic characteristics of the downstream valley. Due to these different characteristics, they are explored in the next topics.

3.3 HEC-RAS 5.06

HEC-RAS 5.06 is a non-commercial hydrodynamic model widely used for water resource management (BHOLA et al., 2018), which allows performing one-dimensional and/or two-dimensional flow simulations based on numerical solutions of the Saint-Venant equations (USACE, 2016). In the unidimensional context, the equations of Saint-Venant are presented as a set of two equations: the equation of continuity (1) and the equation of momentum (2), which together represent the physical laws that control the flow of a river dominated by flows in only one direction.

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

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

This versatile model also includes simulations of sediment transport, water quality (LEON, GOODELL, 2016) and, as of 2014, dam rupture (USACE, 2014). Thus, from this year on, HEC-RAS has been widely used to predict the impact related to the collapse of these structures (JUNG & KIM,

2017; TSCHIEDEL & PAIVA, 2018), both in 1 dimension and in 2 dimensions (USACE, 2016). The resolution of the Saint-Venant equations is obtained by using an implicit finite difference scheme, which is solved numerically based on the interaction of Newton-Raphson (USACE, 2016).

Substantial differences (BHANDARI et al, 2017) or not (GHARBI et al., 2016; SHUSTIKOVA et al., 2019; LIU et al., 2018b) can be observed regarding the application of different dimensional approaches to flood simulations, so that their occurrence is directly related to the characteristics of the downstream valley (LEA et al., 2019). In general, when floodplains play a key role in downstream valley runoff, small differences in flow rates and peak times associated with dam breaks can be observed, as well as differences in flooded areas in most cases (AHMADIAN et al., 2018; TSCHIEDEL, 2017), when the same physical processes of the Saint Venant equation are considered.

Thus, the way the floodplain is considered in the hydrodynamic model can directly influence the results obtained. In one-dimensional HEC-RAS, the Saint-Venant equations are solved not only for the main channel but for all cross-sections representing the topography of the simulated area, including, therefore, the floodplain. This means that the one-dimensional HEC-RAS is constituted from Active Plains. That is, the water moves not only in the main channel but also in the floodplains between two cross-sections (Figure 32), unlike MGB-IPH.

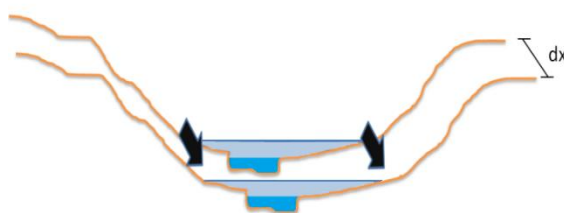


Figure 32 – Behavior of water flow between cross-sections in one-dimensional HEC-RAS

3.4 MGB-IPH

In its complete version, the MGB IPH (COLLISCHONN et al., 2007; PONTES et al., 2017) is a large-scale distributed model that uses physical and conceptual equations to simulate hydrological and hydrodynamic processes that take place in a watershed, discretized in unit catchments associated with the units of homogeneous hydrological response, called HRU - Hydrological Response Unit. The model simulates Vertical Balance processes such as the water storage in the soil, evapotranspiration (by Penman Monteith), and the use of input data that vary spatially and temporally, such as rainfall and climate, interception, water infiltration in the soil, surface and subsurface runoff (COLLISCHONN et al., 2007; FLEISCHMANN et al., 2018; PONTES et al., 2017; SIQUEIRA et al., 2018b).

The horizontal flow balance of the MGB-IPH is calculated by the propagation module, which calculates, for each unit catchment, the propagation of the volume existing in the upstream boundary condition for each time interval, in a system composed of main channel and a floodplain. In MGB-IPH, floodplains are considered passive, acting only as water reserve areas, without propagation between them, unlike HEC-RAS (GETIRANA; PAIVA, 2013; SIQUEIRA et al., 2018b). Thus, the only way to propagate water to a downstream unit catchment is from the main channel. In this sense, for a given time step in which the calculated water level for the river is such that it does not fit inside the river (Figure 33), the surplus volume is deposited in the floodplains (Figure 34), and is only available to be moved downstream when at a given time step the calculated water level for the main watercourse is less than the water level calculated for the floodplain in the previous time step (Figure 35).

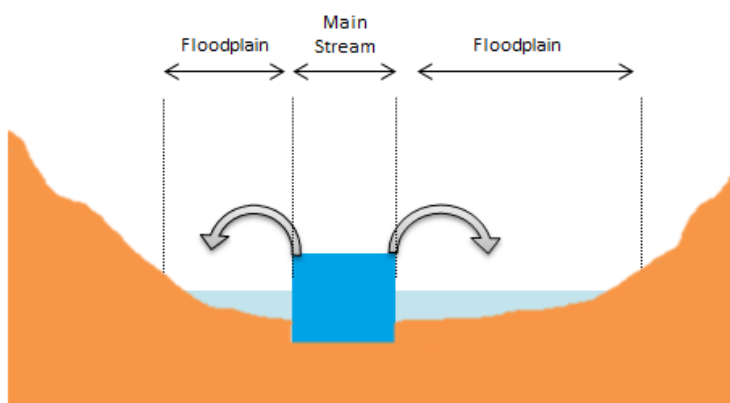


Figure 33 – Volume calculation in unit catchment

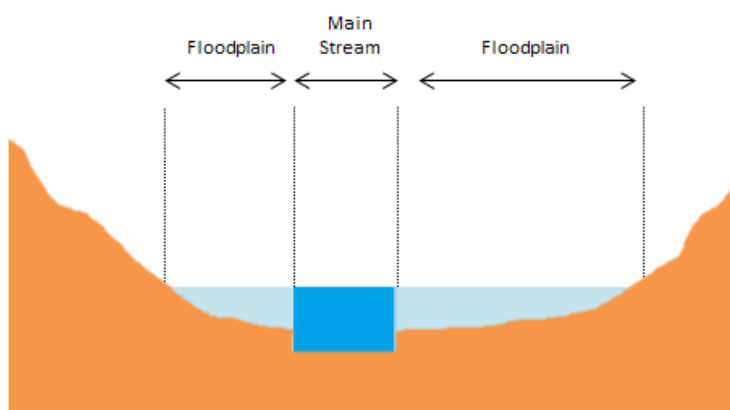


Figure 34 – Updating the water table's elevation on the floodplain

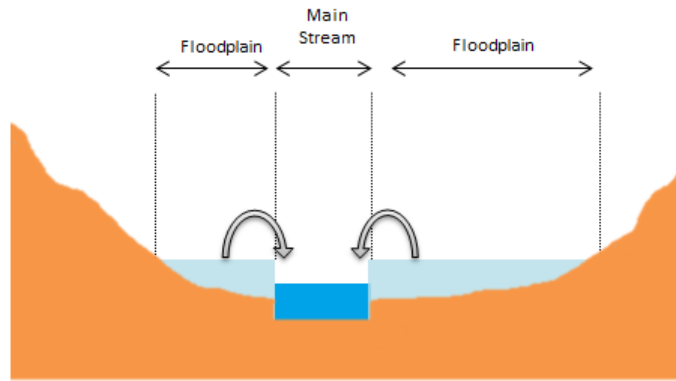


Figure 35 – Contribution of the floodplain to the main channel

The flow propagation can be calculated by the Muskingum-Cunge method (COLLISCHONN et al., 2007; FAN et al., 2014b), or based on 1D hydrodynamic models (FLEISCHMANN et al., 2018), simplified or not. 1D hydrodynamic models in the MGB have already been used considering both the complete form of the Saint-Venant equations (PAIVA et al., 2011) and simplified forms (FLEISCHMANN et al., 2018; PONTES et al., 2006, 2017, SIQUEIRA et al., 2018a). Outstanding among the simplified forms is the Inertial Model (BATES, HORRITT & FEWTRELL, 2010), which considers, among others, the terms of Pressure and Local Inertia, that can thus provide a good representation of the downstream effects in rivers with a low slope (FAN et al., 2014a; HOCH et al., 2017; PONTES & COLLISCHONN, 2016). The flow propagation in the MGB-IPH, adopted for this work, was simulated based on the Inertial Model (PONTES et al., 2017), established from a finite difference scheme (SIQUEIRA et al., 2018b), so that the horizontal flow between the unit catchments occurs only by the main channel (with a rectangular section), whose widths and depths have previously been established from geomorphological relations (PAIVA et al., 2013).

The choice regarding the use of the inertial model was based on the fact that it is currently available in the latest versions of the aforementioned model, besides the fact that these flow propagation scheme has greater numerical stability associated with shorter processing time, when compared to the use of the Saint-Venant equations to simulate flow propagations (FAN et al., 2014a). In addition, other studies using simplified propagation models in hypothetical problems associated with dam ruptures have been previously conducted, showing potential good results, for certain flow conditions, when the Advective Inertia term, among others, are desconsidered (Martins et al., 2016; Liu et al., 2018a).

It is also important to highlight that there are several solutions of equations of Saint-Venant (beyond the inertial model), highlighting the kinematic wave model, gravitational model, diffusion model, non-inertial model among others. These solutions can be used to give quick answers, but it is detrimental

in relation to the difficulty of its implementation when it is desired to represent detailed problems with real and complex geometry.

A complete description regarding the names of the simplified models based on the Saint-Venant equations and their respective terms considered is presented in the Table 01, that are a compilation based on Fan et al (2014a) and Martins et al (2016).

Here it is important to highlight that throughout the history of the development of simplifications of Saint-Venant's equations, different names have been (and still are) assigned to equal sets of equations, in the same way that different sets of equations are presented with the same name in different studies. Thus, Table 01 does not seek to deeply exhaust this subject, but only to establish a basis for understanding these models within the scope of this work.

Table 01 – Saint-Venant equations and its simplifications

MEANING OF EACH TERM	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Local Inertia Term</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Pressure Term</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Friction Term</div> </div> $\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x}}_{\text{Advective Inertia Term}} + \underbrace{gA \frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{Gravity Term}} = gAS_0 - gAS_f$ <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center; margin-top: 5px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Advective Inertia Term</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; margin: 2px;">Gravity Term</div> </div>		
	NAME	EQUATIONS	DELETED TERMS
SAINT VENANT EQUATIONS	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$		None
	$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f$		
STORAGE MODEL	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$	-	All of momentum conservation equation
KINEMATIC WAVE MODEL	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$	-	Local Inertia, Advective Inertia, Pressure Term
	$gAS_f - gAS_0 = 0$		
NOT INERTIAL MODEL	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$	-	Local Inertia, Advective Inertia
	$gA \frac{\partial h}{\partial x} - gAS_0 + gAS_f = 0$		
INERTIAL MODEL	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$	-	Advective Inertia
	$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f$		
GRAVITY WAVE	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0$	-	Advective Inertia, Gravity Term, Friction Term
	$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = 0$		

3.5 Observed differences

Two main differences are perceived regarding the propagation of the flow between the HEC-RAS and MGB models. The first is about the equation considered: while in HEC-RAS the complete equations of Saint-Venant (Hydrodynamic Model) are considered, in the MGB-IPH a simplification of these equations (Inertial Model) is considered, in which the term of advective inertia is suppressed (Table 01). The second is about flow propagation in the floodplain, which propagates flow in HEC-RAS but not in MGB-IPH. These two structural differences between the models may be highly relevant, when the results obtained from them are compared. On the other hand, it is possible to make HEC-RAS behaves similarly to MGB in terms of the consideration of floodplains in the scope of propagation. This is possible by adopting infinite Manning coefficients for the external areas of the main watercourse in HEC-RAS (ie areas outside the banks), following an approach explored by LIU et al. (2018b) or by considering ineffective areas in the model.

This type of approach adopted in HEC-RAS can, therefore, generate compatibility between both models, which allows evaluating the differences obtained only in the method of propagation of the main channel hydrograph (Hydrodynamic Model x Inertial Model) and the degree of representativeness of the topography (sections x unit catchments). Further details on how the rupture hydrograph was estimated for the study area are presented in the next item.

It is also worth noting that the HEC-RAS model is a local hydrodynamic model whose simulations typically does not represent vertical water balance processes, such as precipitation, infiltration and evapotranspiration. On the other hand, MGB-IPH represents these processes, which were deactivated in order to achieve full compatibility between the models. Thus, in this work an alternative version of the MGB-IPH was used in which the vertical soil water balance processes were disregarded, considering only the flow propagation module.

Therefore, we attempted to identify only the differences related to the consideration of topography by unit catchments and the use of the inertial method, to the detriment of the representation of topography by transversal sections and the use of the complete hydrodynamic model, respectively in MGB-IPH and Hec- Ras.

Finally, MGB-IPH for the case presented here was used based on an hourly discretization, similar to that observed in Fleischmann & Collischonn (2019a), which allows greater representativeness regarding the propagation of the estimated rupture hydrograph.

3.6 Rupture hydrograph

The characteristics of the rupture hydrograph formed due to the collapse of a dam are directly related to several aspects involved in this process, such as the type of breach considered,

the width, height, gap and formation time (USACE, 2014; WANG et al., 2018). Likewise, it is observed that the shape of the rupture hydrograph is also directly related to some geometric characteristics of both the dam and the reservoir (FROEHLICH, 1995a; MELO et al., 2015). In this sense, it is to be expected, for example, that the larger the reservoir, the greater the peak flow of the dam break hydrograph. On the other hand, the greater the height of the dam, the higher the peak flow. Thus, in order to better understand these processes, over time, many researchers have dedicated efforts to studies that could correlate geometric variables of dams (such as reservoir volume, height and length of the dam) with peak flows and breach formation times observed in real failures (FROEHLICH, 2016; PIERCE, THORNTON & STEVEN, 2010; WANG et al., 2018; ZHONG, CHEN & DENG, 2018).

In this sense, assuming that the peak time of the rupture hydrograph occurs at the moment the breach is formed completely (FERLA, 2018), it is possible to estimate peak flow and peak time from the use of prediction equations that take into account the geometric variables of the dams (FROEHLICH, 2016; WANG et al., 2018).

Thus, even with a high degree of variability and uncertainties (FERLA, 2018; SARAIVA, 2014), the use of these equations for the prediction of peak flow and peak time may be feasible mainly for evaluations in sections distant from the dam. This is because the greater the distance between the section analyzed and the dam, the less influence is exerted by the different aspects related to the formation of the breach in variables such as peak flow and peak time. In this case, other input data such as Manning coefficient and reservoir volume will exert a greater influence on the prediction of variables such as peak time and peak flow (COLLISCHONN & TUCCI, 1997; KUHLEKAMP, 2016; TSCHIEDEL & PAIVA, 2018).

The equations used for flow prediction and breach formation time (also considered as peak time) are highlighted in Equation 03, which was presented by FROEHLICH (1995b), and Equation 04, presented by FROEHLICH (2008), respectively. In these equations, T_p is the peak time (s); Q_p is the peak flow (m^3/s), V_w is the reservoir volume at the moment of the rupture (m^3), H_b is the height of the water depth above the base of the breach formed (m) and g is the acceleration of gravity (m/s^2).

$$Q_p = 0.607 \times V_w^{0.295} \times H_w^{1.24} \quad (3)$$

$$T_p = 63.2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}} \quad (4)$$

To estimate a rupture hydrograph empirically, on the other hand, not only the peak flow and the peak time must be estimated, but the hydrograph base time estimation is also of utmost importance, as can be observed in Figure 5.

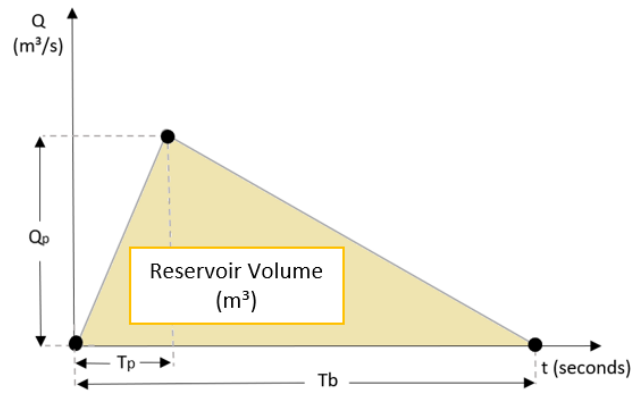


Figure 36 – Rupture hydrogram scheme

The resultant relationship of these observations is presented in Equation 05, where the base time can be obtained from the observations of BRASIL (2005) and MASCARENHAS (1990), which assume a linear decrease of the maximum flow over time. In Equation 5, V_r is the reservoir volume (m^3), Q_p is the peak flow (m^3/s), and T_b is the base time (s).

$$T_b = \frac{2V_r}{Q_p} \quad (5)$$

Equations 3, 4 and 5, if worked together, can be used to establish a hydrograph with hyperbolic decay (BARFIELD et al., 1981 apud BRASIL, 2005; LAURIANO, 2009), represented by Equation 06, where k is a decay coefficient that varies from 0 to 1, which must be estimated considering the volume of the reservoir and the hydrograph obtained.

$$Q(t) = Q_p \left[\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right]^k \quad (6)$$

3.7 Study area

The study area of this work is a 567 km section of the São Francisco River, together with four tributaries, and their corresponding drainage areas. The mainstream (São Francisco River) starts at the Três Marias Hydroelectric Power Plant, owned by Companhia Energética de Minas Gerais - CEMIG, and ends (in the downstream portion) at the confluence with Carinhanha River, as presented in Figure 37. The study area of this work can therefore be compartmentalized into two different parts. The first one refers to the drainage area of the dam and the São Francisco River stretch, established in MGB-IPH Model (51,300 km^2). The second refers specifically to the stream of the São Francisco River that were evaluated for the propagation of a rupture hydrograph potentially generated by the Três Marias HPP.

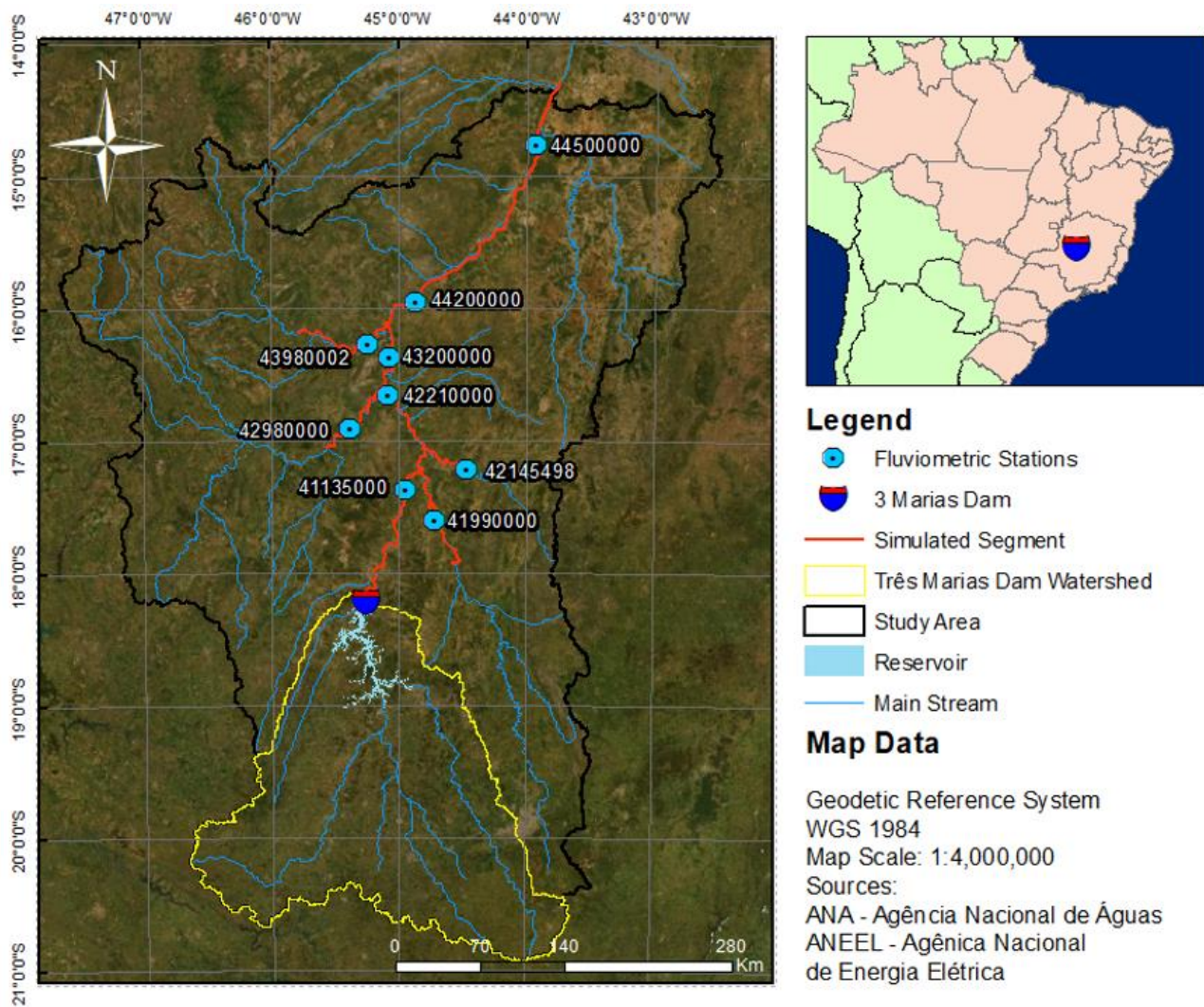


Figure 37 – Study area

The choice of Três Marias HPP as a study area is due to two determining factors. The first of them is based on the relation of drainage area of the contributing basin (km^2) by reservoir volume (km^3), whose value is of the order of 2,500, according to data obtained in LEHNER et al. (2011). Other large dams located on Brazilian soil, such as Porto Primavera HPP or Itaipú HPP have values close to 30 thousand $\text{km}^2 / \text{km}^3$. In addition to this relationship, another determining factor in the choice of Três Marias HPP as a study area is based on the geomorphological characteristics of the São Francisco River, which has a large partially rectilinear stretch downstream of the dam, with few large tributaries.

Thus, it is understood that the choice of this dam as a study area allows computational gain in the established LSHM, since among the input data there is the Digital Elevation Model (DEM) of the whole associated watershed, which is significantly smaller than other basins associated to dams with similar volume reservoirs.

The Três Marias Hydroelectric Power Plant was built between 1957 and 1962, for the purpose of generating energy, flow regulation, improving navigability, irrigation and industry development (FAN et al., 2014b; ONS, 2009). With an installed capacity of 396 MW, the hydroelectric power plant has an average outflow of 436 m³/s (ANA 2019b) for the period between January 2010 and January 2018 (Figure 38).

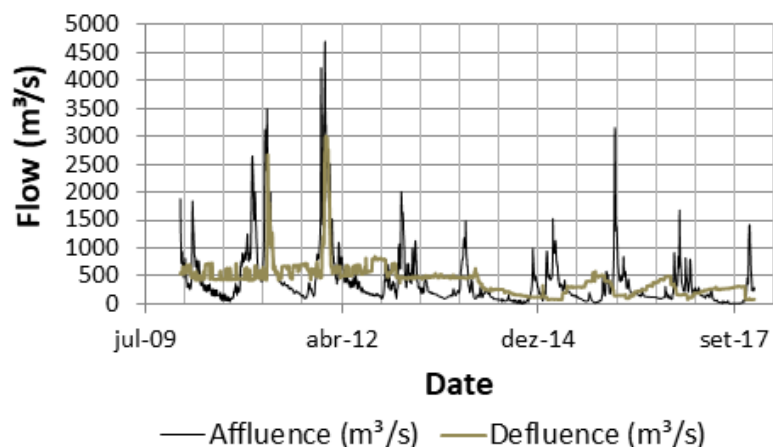


Figure 38 – Reservoir inflows and outflows

The dam, from the structural point of view, is an earth embankment, of the homogeneous type. With a length of 2,600 meters and a maximum height of 75 meters, from the foundation to the crest (CRUZ, 2007), the dam is responsible for a flooded area that can reach up to approximately 1,000 km² depending on the operating water level (BRAVO et al., 2006). This reservoir is one of the 10 largest in Brazil, a list that consists of reservoirs of plants such as Sobradinho HPP, Balbina HPP, Tucuruí HPP, Itaipu HPP, among others (ANA, 2016a).

Likewise, the maximum volume of the Três Marias dam reservoir is also considered one of the largest in the national territory. With approximately 19,528 hm³ in the 572.5 m water surface elevation (BRAVO et al., 2006), it is the sixth largest dam (ANA 2016a), surpassed only by Serra de Mesa HPP (56,960 hm³), Tucuruí HPP (50,280 hm³), Sobradinho HPP (34,116 hm³), Furnas HPP (24,881 hm³) and Ilha Solteira HPP, (22,273 hm³).

The downstream section of the study area, related to the 567 km of São Francisco River shown in Figure 37, is monitored by five fluviometric stations with an extended period of observation, which allows characterizing this section hydrologically. Thus, it is possible to visualize, in Figure 39, that the Pirapora Barreiro fluviometric station (41135000), the one closest to the Três Marias HPP dam (Figure 37), presents average flows of about 750 m³/s for the period between 1968 and 2016, while the Manga fluvial station (44500000), the farthest from Três Marias HPP, has an average flow rate of 1,859 m³/s.

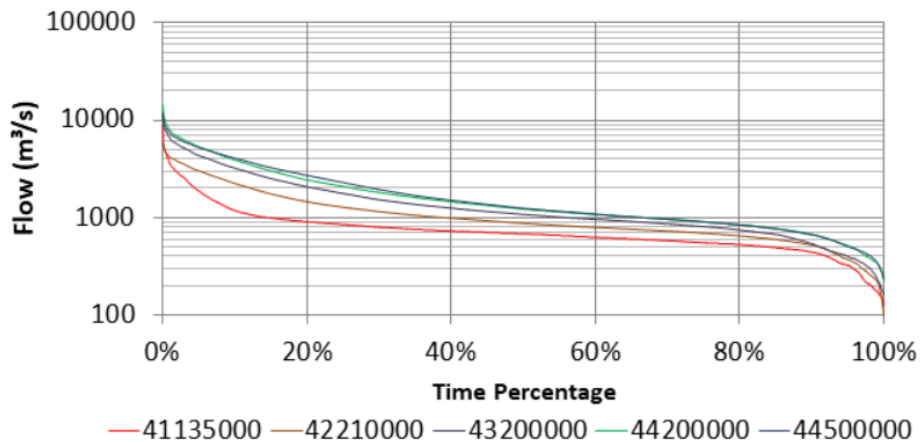


Figure 39 – Flow duration curves of the São Francisco River Fluviometric Stations

It is also interesting to note that, for the mainstream of the São Francisco River, the maximum flows observed in the aforementioned stations vary from about 8,890 m³/s, for station 41135000, to 11,790 m³/s, for Station 44500000 (Figure 40). In the same way that the fluvimetric stations existing along the stretch of the São Francisco River were characterized, there was also the fluvimetric characterization of some of the affluent rivers of this watercourse (also presented in Figure 37). Thus, the mean flows in stations 42145498, 41990000, 4298000 and 43980002 were obtained in order to compose the boundary conditions of the simulations performed.

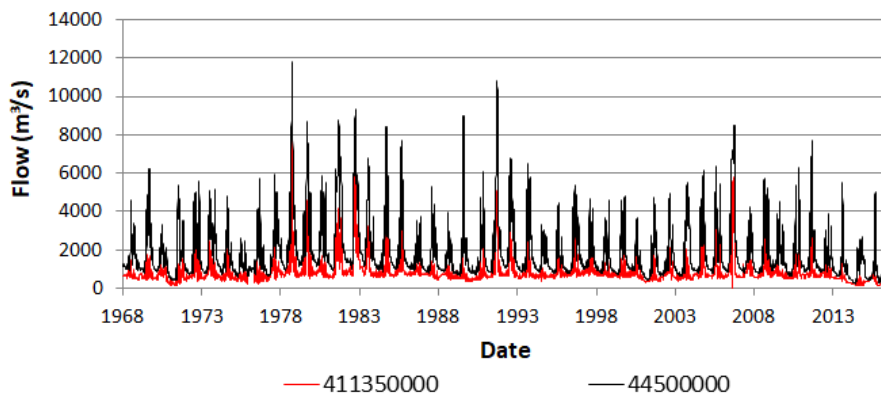


Figure 40 – Characterization of the downstream segment

3.8 Input data and boundary conditions

The input data used in both models relate mainly to the topographic and topobathymetric representation of the region, as well as to the Manning coefficients adopted for both the main channel ($0.03 \text{ sm}^{-1/3}$ for both models) and for the plains ($10 \text{ sm}^{-1/3}$ in HEC-RAS and not applicable for MGB-IPH). The boundary conditions, on the other hand, are related to the flows adopted in the limits of the amount of the simulated stretches and to the considerations regarding the downstream limit in both models.

The topobathymetric characterization of the region initially passes through the definition of average widths and depths of the watercourses, correlated with the amount of drainage area of each section of interest. This type of information is typically used in Large-Scale Hydrological Models (PAIVA et al., 2013, YAN et al., 2015), which approximate the bathymetry of watercourses from rectangular channels.

Thus, the bathymetric profiles were consulted for a large number of fluviometric stations in the study area (ANA, 2019c), which were used to establish depths and rectangular widths for each section, considering the wet area and the average height observed in February 2000. This period was chosen to measure the region's watercourse water surface elevation, since it is concomitant with the period of overflight in the center-west region of Brazil (SEAL & ROGEZ, 2000) of the Shuttle Radar Topography Mission, which resulted in the SRTM global Digital Elevation Model (DEM) with 30 m of spatial resolution (FARR et al., 2007) and up to 6.2 m of absolute error for South America (RODRIGUEZ et al., 2006). This DEM gave rise to the product used to represent the topography of the study area, which is a resampling of this DEM to a spatial resolution of 60m and was intended to increase the computational gain in the simulations (according to techniques observed in studies such as BENAS et al., 2014; MASON et al., 2016 and FLEISCHMANN, PAIVA & COLLISCHONN, 2019b). For this reason, the average depth in each section was established from the level observed on the same day the topographical data were obtained, resulting in greater compatibility between both items of information.

In addition, to establish the width of the watercourses as a function of the drainage area, virtual sections were also drawn along the basin's watercourses, using a satellite image to estimate widths for each section.

Finally, the knowledge of depths, widths and drainage area of each evaluated section, facilitated the formatting of geomorphological regression curves for these variables, which are presented in Figure 41.

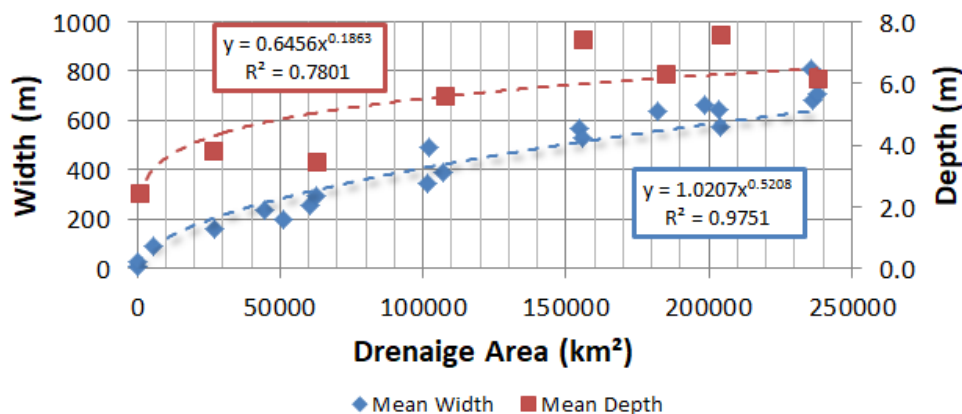


Figure 41 – Geomorphological relations in downstream segment

The inclusion of bathymetric information on the main watercourses in the topography was therefore based on the use of the geomorphological curve for depth (Figure 41), with this information being used to "burn" the São Francisco River and the four main tributaries in the SRTM DEM re-sampled to 60m, considering as a water extension the product provided by ANA (2019a). This procedure, which is a common technique for correcting surface drainage patterns (such as stroke and depth), derived from digital elevation models (LINDSAY et al., 2015; WANG et al., 2019) generated a burned topographic product that was used to create hypsometric curves that relate the dimension to the volume stored in each unit catchment in the MGB IPH model. Likewise, the representation of the topography in the HEC-RAS model was carried out by using this burned DEM with a 60-meter resolution.

To illustrate the differences, in Figure 42 both topographies are presented together with the cross-sections estimated for Station 43200000, as well as with the hypsometric curve generated for the unit catchment, which is the said station considering the burned DEM. It is emphasized that in this figure it is possible to perceive the limits of the width of the watercourse with certain precision.

The widths of the São Francisco River were defined in each section of HEC-RAS by the visualization of the boundaries imposed by the topography of the DEM itself of 60 meters, burned. It should be pointed out that this accurate representation of the width of the watercourses is not observed in the MGB-IPH model, where the width of the watercourse associated with each unit catchment (discretized for every 10km of main river) is typically defined based on the geomorphological relationships calculated for the study area (Figure 41).

Aiming for greater representativeness between both models for the average width of the watercourses, for each unit catchment associated with the São Francisco River, the geomorphological relations for the width were replaced by an "average effective width", calculated from the average length of the river and water area of the São Francisco River within each unit catchment. From the division of the water extending (ANA 2019a) along the length of the São Francisco River, in each unit catchment, a more representative "average effective width" for each stretch of river was obtained.

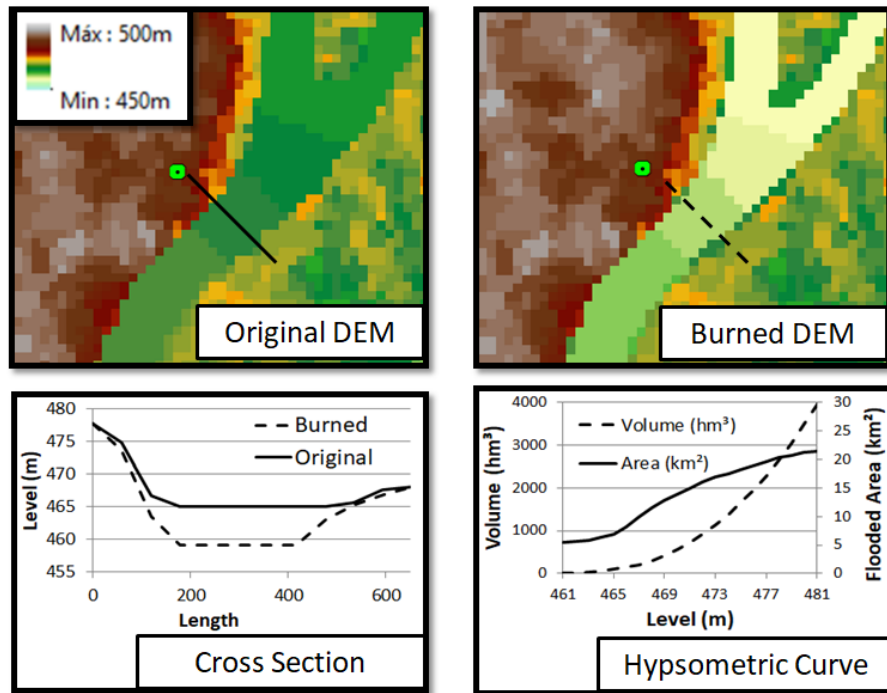


Figure 42 – Differences between the original topobathymetry and tuning for station section 43200000

The Upstream Boundary Conditions (UBCs) and the Downstream Boundary Conditions (DBC) used for both models were exactly the same, adopting five different hydrograms for each of the five UBCs and a normal slope for the single DBC of each model. The UBCs, with the exception of the rupture hydrograph located at the Três Marias HPP, refer to the mean flow rates measured in the fluviometric stations 42145498, 41990000, 4298000 and 43980002, previously presented in Figure 37, respectively, for each tributary segment. For DBC, a value of 0.00005 m/m was adopted, which refers to the average slope observed in the last 100 km of the simulated section.

Regarding the Rupture Hydrograph for the main UBC, this was defined using the equations previously presented, estimating a peak flow of about 140,000 m³/s, associated with an estimated reservoir emptying time of approximately five days and at a peak time of about 10 hours.

3.9 Evaluation methods

The evaluative metrics used in this work are configured as the direct comparison between the peak and peak time flows for the region of the five fluviometric stations found along the São Francisco River, shown previously in Figure 37, distant approximately 131, 246, 287, 352 and 542 km from the dam site.

In addition to these metrics, we also compared flood spots generated by MGB and HEC-RAS from the use of the Critical Success Index (BATES et al., 2018; FLEISCHMANN, PAIVA & COLLISCHONN, 2019b; HOCH et al., 2017).

This index is calculated as shown in Equation 7, where A and B are the flood spots simulated respectively by HEC-RAS and MGB-IPH. The value of F varies from 0% to 100%, so that 100% reflects the perfect coupling between the two spots, occurring when the sum between the areas not flooded by both with the sum of the flooded areas is equal to the area of the union between the two spots.

$$F = 100\% \times (A \cap B)/(A \cup B) \tag{7}$$

As for the evaluation of the flood spot extension, a normalized depth error map was generated pixel by pixel, made from the subtraction of the depth verified in each pixel flooded by both models. Equation 08 shows this relationship.

$$Ep = \sqrt{(Prof_{Hec} - Prof_{MGBIPH})^2} \tag{8}$$

Where $Prof_{Hec}$ is the depth verified from the application of the HEC-RAS model, $Prof_{MGBIPH}$ is the depth verified from the application of the MGB-IPH model and Ep is the depth error given in meters. This map was later evaluated considering the magnitude of the estimated pixel-to-pixel errors in relation to the reference depths obtained from the HEC-RAS model.

3.10 Results

In general, low-magnitude differences are observed when comparing the HEC-RAS model and the MGB-IPH model for the peak time and peak flow variables. The differences obtained in the section located 131 km downstream from the dam (Figure 43) are about 13% for peak flow (82,211 m³/s versus 72,834 m³/s) and about -8% (2 days versus 1.83 days) for the peak time, showing an underestimation of the peak flow in the MGB model associated with a peak wave delay.

This behavior of the propagated flood wave changed as it moved downstream, observing an advance of the arrival of the hydrogram simulated by the MGB-IPH model associated with an overestimation of the peak flow, as can be observed in the figures 246 km downstream from the dam (Figure 44), 287 km (Figure 45), 352 km (Figure 46) and 542 km (Figure 47).

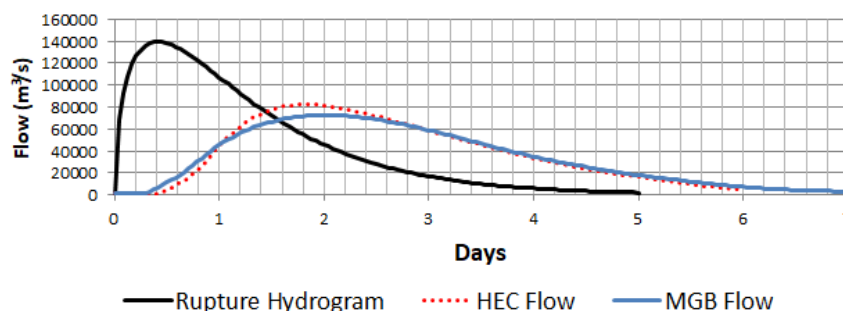


Figure 43 – Hydrograms 131 km downstream from the dam (Station 411350000)

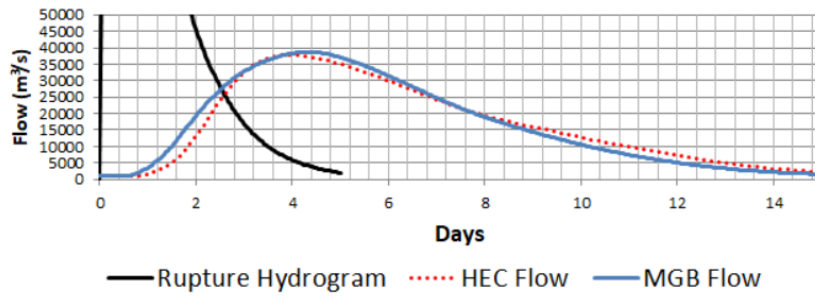


Figure 44 – Hydrograms 246 km downstream from the dam (Station 42210000)

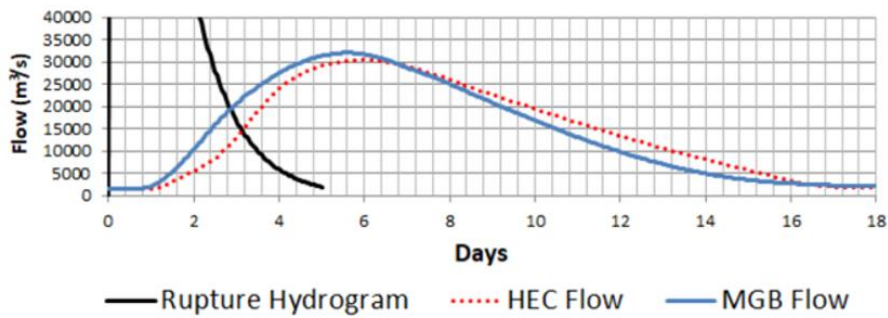


Figure 45 – Hydrograms 287 km downstream from the dam (Station 4320000)

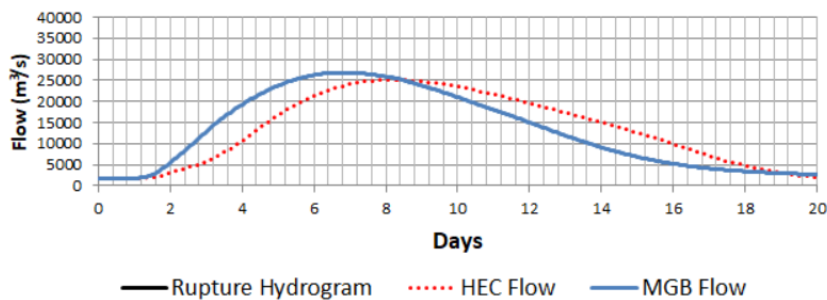


Figure 46 – Hydrograms 352 km downstream from the dam (Station 4420000)

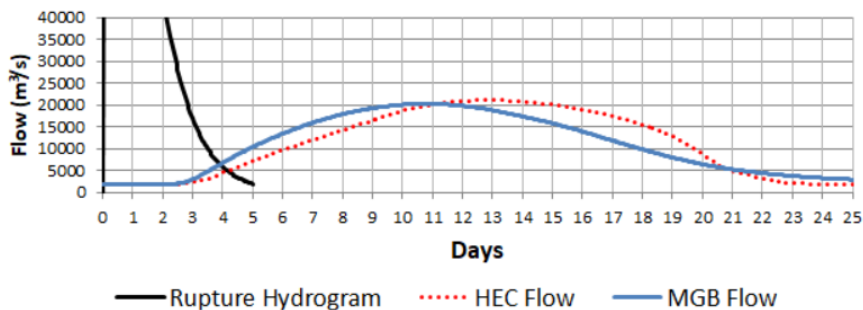


Figure 47 – Hydrograms 542 km downstream from the dam (Station 4450000)

As presented in Figure 48, the use of the MGB-IPH model to propagate dam rupture hydrograms to the study area presented the highest error relative to the peak flow for the first section analyzed

(located at a distance of 131 km downstream from the dam). As this wave propagated downstream, errors in this parameter decreased in magnitude, ranging from -7% to + 5% in relation to the reference simulation. The opposite behavior is observed in peak time.

In this sense, the further the section, the greater these errors, which may be associated with differences of about 20% in localized sections at distances of 352 and 542 km downstream from the dam. On the other hand, these errors are in favor of safety, since they are associated with the advance of the flood peak in the MGB-IPH. In this sense, the prediction of the arrival time of the peak flow can be advanced by up to 2 days, in a universe of approximately 13 days, if the MGB-IPH model is used for this purpose (Figure 48).

Station	411350000	42210000	4320000	4420000	4450000
Distance from Dam	131km	246km	287km	352km	542km
Flow Peak MGB (m ³ /s)	72834	38746	32062	26812	20256
Flow Peak Hec (m ³ /s)	82211	37823	30476	25069	21128
Time Peak MGB (day)	2.00	4.29	5.58	6.79	10.75
Time Peak Hec (day)	1.83	3.96	5.96	8.25	12.88
Flow Peak Diff. (%)	13%	-2%	-5%	-7%	4%
Time Peak Diff. (%)	-8%	-8%	7%	21%	20%

Figure 48 – Differences observed among the models

These differences observed in the evaluated parameters (which are associated only with the difference between the propagation models used and the structural and topological differences of the propagation model inside the channel) can be considered as additional components of the typical uncertainty existing in studies of dam ruptures, which is directly related to the accuracy of the input data used (COLLISCHONN & TUCCI, 1997; GALLEGOS, SCHUBERT & SANDERS, 2009; KIM & SANDERS, 2016).

It is known that small variations in the input data (such as reservoir volume, adopted Manning coefficient or ruptured hydrograph form) have different influences on the results regarding the peak flow and peak time for different distances from the dam under analysis (TSCHIEDEL & PAIVA, 2018). The evaluation of the errors associated with the use of the MGB-IPH to predict the impacts related to this type of disaster must be carried out in an integrated way to these typical uncertainties.

Many research studies have shown that for sections located at great distances from the dam, the influence (both in peak and peak time) exerted by fluctuations in the Manning values adopted is superior to the uncertainties associated with, for example, the rupture hydrograph or even representation of topography (COLLISCHONN & TUCCI, 1997; SOUZA, 2016). For example, usual variations in the adopted Manning coefficient may exert uncertainties of about 25% to 60% in the peak time and 10% to 70% in the peak flow in distant sections of the dam, while variations involving the rupture hydrograph can have an influence of about 20% and 5%, respectively, for these

parameters (BEGNUDELLI & SANDERS, 2007; REGASA & JABIR, 2019; TSCHIEDEL & PAIVA, 2018).

Considering the existence of these uncertainties in the dam breaking simulation process, the definition of probabilistic flood boundaries (FERC, 2014, LARA, 2016) is growing, since their objective is to insert the uncertainties regarding the use of input data into the results obtained.

As observed in Figure 48, the values for the simulated peak flows in the MGB model were very close to the simulated values in the HEC-RAS reference model. And consequently, this generated an also very close coupling between the simulated flood spots, as well as the critical success rate and the normalized depth error.

In Figure 49 a map showing these results is presented globally for the study area and also locally for some regions. The value reached for the Critical Success Index was 84.2%, which indicates a good representation of the flood spot by the MGB-IPH model.

Likewise, Figure 50 presents the map resulting from the evaluation of the normalized mean error for the simulated depth. In this sense, there is a median difference of 2.11 meters in depth between both models, associated with an error of fewer than 3 meters in 70% of the area and less than 1 meter in 23% of the flood area.

These pixel-to-pixel depth differences were finally compared to the depth obtained from the HEC-RAS (Benchmark) model, generating the map in Figure 51, which shows the representativeness of the depth error versus the calculated depths by HEC-RAS. In this figure, it is observed that the performance of the MGB –IPH model in the depth estimation had a median difference of 23%, for the whole simulated area.

Finally, the results obtained in this work allowed observing that the use of the MGB-IPH to predict the propagation of a rupture hydrograph along the downstream valley of the dam of the Três Marias HPP is configured as having a high potential of representation both of the peak flows and peak time as well as of the flood spot generated, for the evaluated sections and conditions adopted.

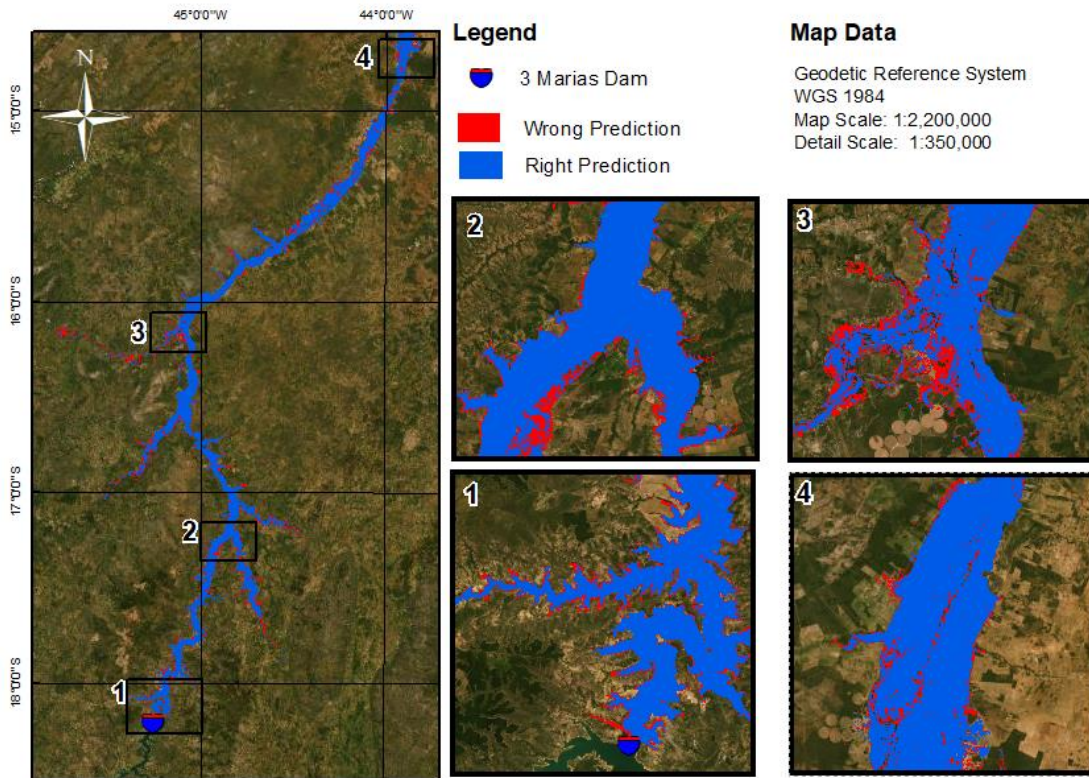


Figure 49 – MGB model set-up index in relation to HEC-RAS (benchmark).

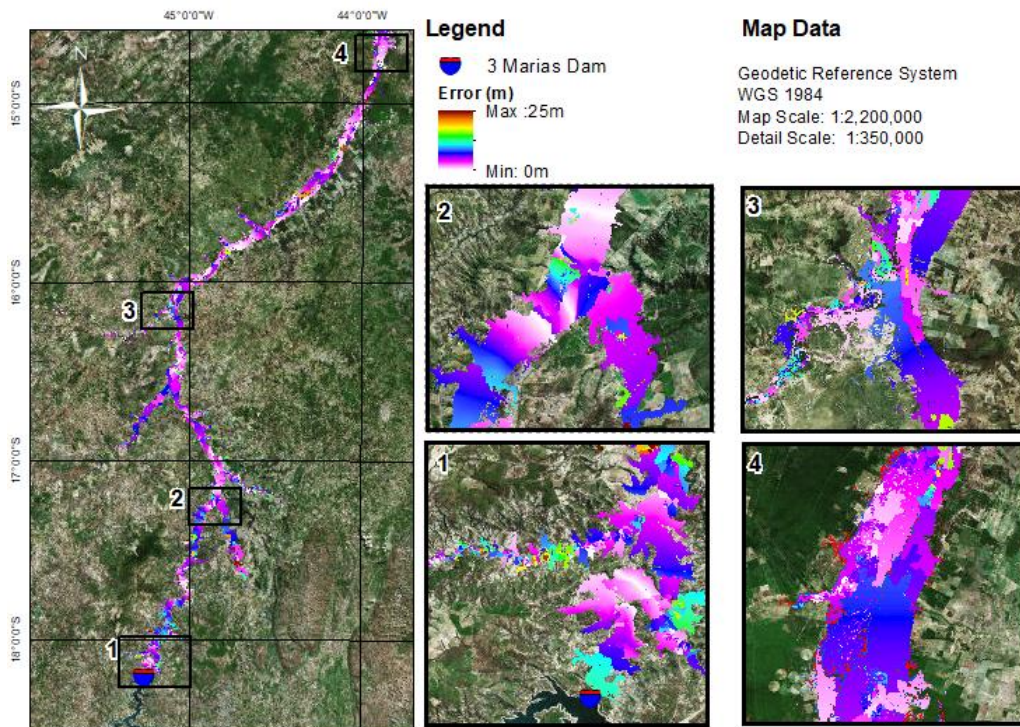


Figure 50 – Depth error of the MGB model compared to the HEC-RAS (benchmark).

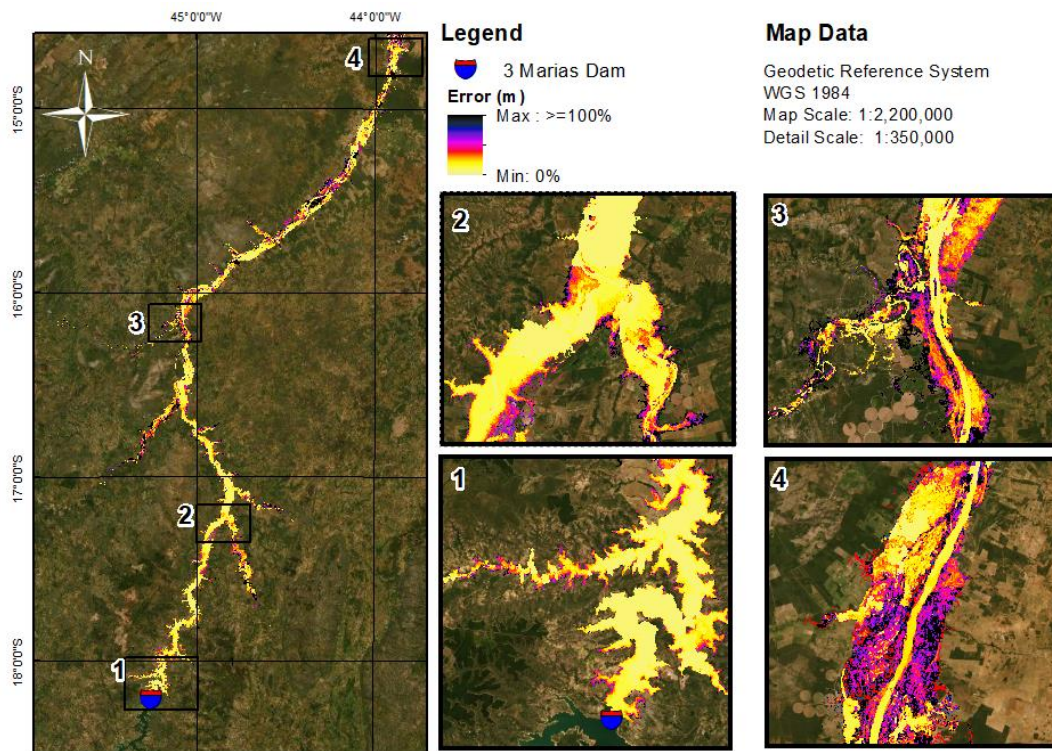


Figure 51 – Relative depth error of the MGB model compared to HEC-RAS (benchmark).

3.11 Conclusions

Considering the need for disaster management agencies to estimate the impacts associated with possible failure of large dams, and also considering the lack of non-simplified methods that can be applied at scales that exceed the basin scale, this study showed that the use of Large Scale Hydrological Models associated with inertial propagation model to simulate flood waves caused by a dam break process has the potential to contribute to the management of these disasters on a national or continental scale. Thus, from this study:

The use of the MGB-IPH propagation module to propagate flows along the main channel has a potential to predict important variables in dam break analyses, since the errors obtained in this study have been shown to be low magnitude (less than 20%) or of the same order as uncertainties typically associated with dam breaks.

The use of the propagation module of MGB-IPH to predict areas flooded due to dam rupture tends to overestimate the peak flow of the rupture hydrograph for the conditions presented in this study, being configured as conservative in the Emergency Action, mainly regarding the definition of Associated Potential Damage.

The main limitations of the use of the propagation module of MGB-IPH to predict the propagation of a dam failure flood wave are associated with non-propagation of the hydrograph in the floodplain.

This simplification tends to generate an overestimation of the potentially flooded area, favoring the safety of its application as a subsidy to Emergency Action Plans. On the other hand, it is emphasized that the peak and base times estimated by MGB-IPH are much higher than they would have been if propagation was considered in the floodplain. Considering these limitations, caution should be exercised if the information on hydrograph propagation times is used in studies associated with the definition of, for example, Associated Potential Damage of dams.

It is also noted that the differences obtained in the hydrographs, and consequently in the flooded areas, not only reflect the changes made in the flow propagation scheme (inertial x Saint-Venant), but also in the structural and topological architecture of the model within the main channel and on the floodplains.

Considering only the main channel, where the hydrograph propagates, whereas HEC-RAS calculates water surface elevation and flow from one cross section to the next, the MGB calculates the downstream flow and the water surface elevation value for each river reach (in this work defined in 10 km).

Likewise, there are also structural and topological differences in the floodplain. Even though the consideration of the floodplain is similar in both models, since there is no propagation in these areas, it is emphasized that the calculation of the water surface elevation (and consequently the flooded area) is performed in each cross section in HEC-RAS, while in the MGB this calculation is performed considering the hypsometric curve of each unit catchment discretized and the volume that exceeds the banks of the river reach in each calculation interval.

However, if on the one hand it is not possible to measure what is the real impact of each of the different approaches on the resulting hydrographs, it should be noted that the sum of these two is associated with very similar results.

Despite this, another conclusion of this study is associated with the provision of first indications that the inertial propagation (which neglects only the term of advective inertia of the Saint-Venant equations) may be appropriate to propagate abrupt hydrographs resulting from the rupture of dams, for certain conditions. This observation seems to be promising since the hydrological community has in recent years adopted this type of solution in Large Scale Hydrological Models widely used in the management of water resources (YAMAZAKI et al., 2013; BATES, HORRITT & FEWTRELL, 2010; SHUMANN et al., 2012; GETIRANA et al., 2017). Finally, it is understood that MGB-IPH was adequate to simulate the propagation of the adopted rupture hydrograph, mainly taking into account the quality of the topographic data used, which tend to represent the downstream plains well. Therefore, considering the consolidation of the MGB-IPH model on a continental scale (SIQUEIRA et al., 2018a), there is the motivation to use this model in the context of the prediction of the joint

impact associated with the rupture of large dams in the continent or in other scales. In this sense, it is important to note that, pending the consolidation of hydrological models of hyper resolution (WOOD et al., 2011), the hydrological community still faces the tradeoff between the application of models at different scales and the resolution of the input (and hence output) data. While a better spatial resolution of input data is generally associated with local and regional models, large-scale models use input data with a lower resolution, which may be associated with a possible loss of hydrological representativeness in stretches of interest (FLEISCHMANN, PAIVA & COLLISCHONN, 2019b). On the other hand, even if the accuracy of the exit data can be partially sacrificed in large-scale models, the fast generation of downstream dam failure impacts seems to be relevant. In addition, the application of this method on a large scale seems to open an opportunity to carry out dam break analyses in an integrated manner in large territories, which may result in new conceptions about this type of problem.

3.12 Bibliographic references

Agência Nacional de Água (ANA). Manual do Empreendedor Sobre Segurança de Barragens: Guia de Orientação e Formulários do Plano de Ação Emergencial – PAE. DF. 2016b.

Agência Nacional de Água (ANA). Massas D'água (Espelhos D'água) (SRE). Brasília, DF. 2019a. Disponível em < <http://metadados.ana.gov.br/geonetwork/srv/pt/main.home>>. Acesso em 12/04/2019

Agência Nacional de Água (ANA). Relatório de Segurança de Barragens 2015. Superintendência de Regulação (SRE). Brasília, DF. 2016a.

Agência Nacional de Água (ANA). Relatório de Segurança de Barragens 2017. Superintendência de Regulação (SRE). Brasília, DF. 2018.

Agência Nacional de Água (ANA). Sistema de Acompanhamento de Reservatórios. Brasília, DF. 2019b. Disponível em < <http://sar.ana.gov.br/MedicaoSin>>. Acessado em janeiro de 2019.

Agência Nacional de Água (ANA): Portal Hidroweb. Brasília, DF. 2019c. Disponível em < <http://www.snirh.gov.br/hidroweb/publico/apresentacao.jsf>>. Acessado em janeiro de 2019.

Ahmadian, Reza; Falconer, Roger A.; Wicks, Jon. Benchmarking of flood inundation extent using various dynamically linked one-and two-dimensional approaches. *Journal of Flood Risk Management*, v. 11, p. S314-S328, 2018.

Alves, Maria Eduarda Pereira et al. Simulação de Rompimento de Barragens em Cascata com o Modelo MGB. In: *XXIII Simpósio Brasileiro De Recursos Hídricos*, Foz do Iguaçu, PR. Anais... Foz do Iguaçu, PR.

Barfield, B.J., Warner, R.C. e Haan, C. T. Applied hydrology and sedimentology for disturbed areas. *Oklahoma Technical Press*. 104-108 p. 1981.

Bates, Paul D. et al. Progress Toward Hyperresolution Models of Global Flood Hazard. In: *Risk Modeling for Hazards and Disasters*. [s.l.]: Elsevier Inc., 2018. p. 211–232.

Bates, Paul D.; Horritt, Matthew S.; Fewtrell, Timothy J. A simple inertial formulation of the shallow water equations for efficient two-dimensional flood inundation modelling. *Journal of Hydrology*, v. 387, p. 33–45, 2010.

Begnudelli, Lorenzo; Sanders, Brett F. Simulation of the St. Francis Dam-Break Flood. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 133, n. 11, p. 1200–1212, 2007.

Benas, N. et al. WRF input parameter updates based on recent and long-term satellite observations. In: *Proceedings of the 12th International Conference of Meteorology, Climatology and Physics of the Atmosphere*. 2014. p. 28-31.

Bhandari, Manahari. *One-Dimensional (1D) & Two-Dimensional (2D) Dam Break Analysis and Comparison of Different Breaching Parameters Using HEC-RAS*. Southern Illinois University at Carbondale, 2017.

Bhola, Punit Kumar et al. Flood inundation forecasts using validation data generated with the assistance of computer vision. *Journal of Hydroinformatics*, v. 21, p. 1–17, 2018.

Brasil, Lucas Samuel Santos (2005). *Utilização de Modelagens Uni e Bidimensional para a Propagação de Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem. Estudo de Caso: Barragem de Rio de Pedras – MG*. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG.

Brasil. Lei nº. 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à armazenamento 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. 4º da Lei nº 9.984. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*, Brasília, DF, 20 set. 2010.

Bravo, Juan Martín et al. Otimização de Regras de Operação de Reservatórios Utilizando um Algoritmo Evolutivo. In: *I Simpósio De Recursos Hídricos Do Sul-Sudeste 2006*, Curitiba, PR. Anais... Curitiba, PR

Collischonn, Walter et al. The MGB-IPH model for large-scale rainfall — runoff modelling The MGB-IPH model for large-scale rainfall – runoff modelling. *Hydrological Sciences Journal*, v. 52, p. 878–895, 2007.

Collischonn, Walter; Tucci, Carlos E. M. Análise Do Rompimento Hipotético Da Barragem De Ernestina. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 2, p. 191–206, 1997.

Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). Resolução nº143 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. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Brasília. 2012.

Cruz, Jamil Ferreira (2007). *Reavaliação Da Segurança Da Barragem De Terra Da Usina Hidrelétrica Do Piau*. Dissertação. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, MG.

De Almeida, Gustavo A. M.; Bates, Paul. Applicability of the local inertial approximation of the shallow water equations to flood modeling. *Water Resources Research*, v. 49, n. 8, p. 4833–4844, 2013.

Emerton, Rebecca E. et al. Continental and global scale flood forecasting systems. *Wiley Interdisciplinary Reviews: Water*, v. 3, n. 3, p. 391–418, 2016.

Fan, Fernando Mainardi et al. Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos* Volume, v. 19, n. 2, p. 137–147, 2014a.

Fan, Fernando Mainardi et al. Ensemble streamflow forecasting experiments in a tropical basin: The São Francisco river case study. *Journal of Hydrology*, 2014b.

Farr, T.G. et al. The Shuttle Radar Topography Mission. *Reviews of Geophysics*, v. 45, n. 2. 2007.

Federal Guidelines for Dam Safety (FERC). *Dam Breach Analysis*. USA. 2014.

Ferla, R.; Priebe, P. S.; Novakoski, C. K.; Hampe, R. F.; Saliba, A. P. M.; Teixeira, E. D.; Marques, M. G. Utilização de diferentes equações empíricas na previsão de características de inundação proveniente do rompimento de barragens. In: *Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*. 2017. Porto, Portugal. Anais... Porto, Portugal.

Ferla, Rute (2018). *Metodologia Simplificada Para Análise de Aspectos Hidráulicos em Rompimento de Barragens*. Dissertação. Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. RS.

Fleischmann, Ayan et al. Modelling hydrologic and hydrodynamic processes in basins with large semi-arid wetlands. *Journal of Hydrology*, 2018.

Fleischmann, Ayan Santos; Collischonn, Walter. Estimating design hydrographs at the basin scale: from event-based to continuous hydrological simulation. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 24, p. 15, 2019a.

- Fleischmann, Ayan; Paiva, Rodrigo; Collischonn, Walter. Can regional to continental river hydrodynamic models be locally relevant? A cross-scale comparison. *Journal of Hydrology X*, v. 3, 2019b.
- Froehlich, David C. Peak Outflow from Breached Embankment Dam. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 121, n. 1, p. 90–97, 1995. b.
- Froehlich, David C. Predicting Peak Discharge from Gradually Breached Embankment Dam. *Journal of Hydrologic Engineering*, v. 21, p. 15, 2016.
- Froehlich, David. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 134, p. 1708–1721, 2008.
- Froehlich, David. Embankment dam breach parameters revisited. *Water Resorce Engineering*, p. 887–891, 1995. a.
- Gallegos, Humberto A.; Schubert, Jochen E.; Sanders, Brett F. Two-dimensional, high-resolution modeling of urban dam-break flooding: A case study of Baldwin Hills, California. *Advances in Water Resources*, v. 32, n. 8, p. 1323–1335, 2009.
- George, Anila C.; Nair, B. Thulasidharan. Dam Break Analysis Using BOSS DAMBRK. *Aquatic Procedia*, v. 4, p. 853–860, 2015.
- Getirana, Augusto C. V.; Paiva, Rodrigo C. D. Mapping large-scale river flow hydraulics in the Amazon Basin. *Water Resources Research*, v. 49, n. 5, p. 2437–2445, 2013.
- Getirana, A., Peters-Lidard, C., Rodell, M., Bates, P. D. Trade-off between cost and accuracy in large-scale surface water dynamic modeling. *Water resources research*, 53(6), 4942-4955. 2017.
- Gharbi, M. et al. Comparison of 1D and 2D hydraulic models for floods simulation on the medjerda riverin tunisia. *J. Mater. Environ. Sci*, v. 7, n. 8, p. 3017-3026, 2016.
- Gonçalves, R.C.D (2018). *Análise de Metodologias para classificação quanto ao Dano Potencial Associado em Barragens*. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 70 p.
- Hariri-Ardebili, Mohammad Amin. Risk, Reliability, Resilience (R3) and beyond in dam engineering: A state-of-the-art review. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, v. 31, p. 806–831, 2018.
- Hoch, Jannis M. et al. GLOFRIM v1.0-A globally applicable computational framework for integrated hydrological-hydrodynamic modelling. *Geoscientific Model Development*, v. 10, n. 10, p. 3913–3929, 2017.
- International Comission On Large Dams (ICOLD). World Register – General Synthesis. Disponível em < https://www.icold-cigb.org/GB/world_register/general_synthesis.asp>. Acesso em 12/12/2018

- Jung, Chung-Gil; Kim, Seong-Joon. Comparison of the Damaged Area Caused by an Agricultural Dam-Break Flood Wave Using HEC-RAS and UAV Surveying. *Agricultural Sciences*, v. 08, n. 10, p. 1089–1104, 2017.
- Kim, Byunghyun; Sanders, Brett F. Dam-Break Flood Model Uncertainty Assessment: Case Study of Extreme Flooding with Multiple Dam Failures in Gangneung, South Korea. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 142, n. 5, p. 14, 2016.
- Kuhlkamp, Jonas Freitas (2016). *Análise do Efeito em Cascata da Propagação da Onda de Cheia Gerada pelo Rompimento Hipotético de uma das Barragens Existentes no Rio Irani-SC*. Monografia. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.
- Lara, Pedro Guilherme (2016). *Metodologia Probabilística de previsão de brecha de ruptura de barragens*. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. SC.
- Lauriano, André Wilhiam (2009). *Estudo de Ruptura da Barragem de Funil: Comparação Entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS*. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG.
- Lea, Dasallas; Yeonsu, Kim; Hyunuk, An. Case Study of HEC-RAS 1D–2D Coupling Simulation: 2002 Baeksan Flood Event in Korea. *Water*, v. 11, n. 10, p. 2048, 2019.
- Lehner, Bernhard et al. Global Reservoir and Dam (GRanD) database– Technical documentation – Version 1.1, 2011. Disponível em: <<http://www.gwsp.org/products/grand-database.html>>
- Leon, Arturo S.; Goodell, Christopher. Controlling HEC-RAS using MATLAB. *Environmental Modelling and Software*, v. 84, p. 339–348, 2016.
- Lindsay, John B. The practice of DEM stream burning revisited. *Earth Surface Processes and Landforms*, v. 41, n. 5, p. 658-668, 2016.
- Liu, W., Wang, B., Chen, Y., Wu, C., & Liu, X. Assessing the Analytical Solution of One-Dimensional Gravity Wave Model Equations Using Dam-Break Experimental Measurements. *Water*, 10(9), 1261. 2018a.
- Liu, Zhu; Merwade, Venkatesh; Jafarzadegan, Keighobad. Investigating the role of model structure and surface roughness in generating flood inundation extents using 1D and 2D hydraulic models. *Journal of Flood Risk Management*: e12347, 2018b.
- Luo, You et al. Review of dam-break research of earth-rock dam combining with dam safety management. *Procedia Engineering*, v. 28, n. 2011, p. 382–388, 2012.

Mao, Jian et al. Management System for Dam-Break Hazard Mapping in a Complex Basin Environment. *International Journal of Geo-Information*, 2017.

Martins, R., Leandro, J., & Djordjević, S. Analytical solution of the classical dam-break problem for the gravity wave–model equations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(5), 06016003.2016.

Mascarenhas, Flávio Cesar Borba (1990). *Modelação Matemática de Ondas Provocadas por Ruptura de Barragens*. Tese. COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. RJ.

Mason, David C. et al. Improving the TanDEM-X Digital Elevation Model for flood modelling using flood extents from Synthetic Aperture Radar images. *Remote sensing of environment*, v. 173, p. 15-28, 2016.

Melo, José et al. Hazard Potential Classification of Dams Using a Simplified Methodology. *In: Second International Dam World Conference 2015*, Lisbon, Portugal. Anais... Lisbon, Portugal

Operador Nacional do Sistema Elétrico - ONS. Previsão de vazões diárias ao reservatório de Três Marias usando a técnica de redes neurais. 2009. Disponível em: <https://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/consulta_publica/documentos/NT_ONS-051_Revis%C3%A3o%201.pdf>

Paiva, Rodrigo C. D.; Collischonn, Walter; Tucci, Carlos E. M. Large scale hydrologic and hydrodynamic modeling using limited data and a GIS based approach. *Journal of Hydrology*, v. 406, p. 170–181, 2011.

Paiva, Rodrigo et al. Large-scale hydrologic and hydrodynamic modeling of the Amazon River basin. *Water Resources Research*, v. 49, p. 1226–1243, 2013.

Patel, Dhruvesh P. et al. Assessment of flood inundation mapping of Surat city by coupled 1D / 2D hydrodynamic modeling: a case. *Natural Hazards*, 2017.

Pereira, Carlos Eugénio et al. Comparação entre modelos simplificados e o modelo HEC-RAS no estudo de áreas de inundação para o caso de Minas Gerais, Brasil. *Recursos Hídricos*, v. 38, n. 1, 2017.

Peter, Samuel J (2017). *Dam Break Analysis under Uncertainty*. Tese. ETH Zurich. Zurique. Suíça.

Petry, André et al. Classificação de Barragens Quanto ao Dano Potencial Associado: A Experiência da Agência Nacional de Águas. *In: Third International Dam World Conference 2018*, Foz do Iguaçu - PR. Anais... Foz do Iguaçu - PR

Pierce, M.; Thornton, Christopher; Steven, R. Predicting peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydrologic Engineering*, v. 15, p. 338–349, 2010.

- Pontes, P. R. M.; Collischonn, W. O modelo Muskingum-Cunge-Todini em rios com planície de inundação. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 20, p. 298–309, 2016.
- Pontes, Paulo R. M. et al. MGB-IPH model for hydrological and hydraulic simulation of large floodplain river systems coupled with open source GIS. *Environmental Modelling & Software*, v. 94, p. 1–20, 2017.
- Pontes, Paulo R. M. et al. Modelagem hidrológica e hidráulica de grande escala com propagação inercial de vazões. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 20, p. 888–904, 2015.
- Regasa, Motuma Shiferaw; Jabir, Asie Kemal. Nashe Dam Fail and Risk Analysis. *Engineering Science*, v. 4, p. 12–27, 2019.
- Rodriguez E, Morris CS, Belz JE. A global assessment of the SRTM performance. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing* v. 72, n. 3, p.249 – 260. 2006
- Saraiva, Lorena Silva (2014). *Comparação entre critérios para determinação de hidrogramas de ruptura de barragens*. Monografia. Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS.
- Seal, David; Rogez, F. SRTM As-Flown Mission TimelineNasaJPL NASA, 2000. Disponível em: <<http://samadhi.jpl.nasa.gov/srtm>>
- Schumann, G. P., Neal, J. C., Voisin, N., Andreadis, K. M., Pappenberger, F., Phanthuwongpakdee, Hall, A.C., Bates, P.D. A first large-scale flood inundation forecasting model. *Water Resources Research*, 49(10), 6248-6257. 2013
- Shustikova, Luliia et al. Comparing 2D capabilities of HEC-RAS and LISFLOOD-FP on complex topography. *Hydrological Sciences Journal*, v. 64, n. 14, p. 1769-1782, 2019.
- Siqueira, Vinícius A. et al. Toward continental hydrologic – hydrodynamic modeling in South America. *Hydrology and Earth System Sciences*, p. 4815–4842, 2018a.
- Siqueira, Vinícius A. Supplement of Toward continental hydrologic – hydrodynamic modeling in South America S1. Details about the MGB hydrological – hydrodynamic model. *Hydrology and Earth System Sciences*, p. 4815–4842, 2018b.
- Sood, Aditya; Smakhtin, Vladimir. Global hydrological models: a review. *Hydrological Sciences Journal*, v. 60, p. 549–565, 2014.
- Souza, Danielle Hoffert Cruz (2016). *Análise Probabilística e de Sensibilidade dos Parâmetros de um Estudo de Rompimento Hipotético: Barragem de Terra*. Dissertação. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Unicamp. Campinas. SP.

Tschiedel, Arthur da Fontoura et al. Barragens e Rompimentos: Compilação Histórica Nacional e Internacional. In: *XXIII Simpósio Brasileiro De Recursos Hídricos*, Foz do Iguaçu, PR. Anais... Foz do Iguaçu, PR.

Tschiedel, Arthur da Fontoura; Paiva, Rodrigo Cauduro Dias De. Uncertainty assessment in hydrodynamic modeling of floods generated by dam break. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 30, p. 1–17, 2018.

Tschiedel, Arthur. Fontoura (2017). *Avaliação de incertezas em estudos de rompimento de barragens*. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

US Army Corps of Engineers (USACE). HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Hydrologic Engineering Center. California, EUA. 2016.

US Army Corps of Engineers (USACE). Using HEC-RAS for Dam Break Studies. Davis, CA. U.S. Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources. 2014.

Wang, Bo et al. Empirical and semi-analytical models for predicting peak outflows caused by embankment dam failures. *Journal of Hydrology*, v. 562, p. 692–702, 2018.

Wang, Yi-Jie; Qin, Cheng-Zhi; Zhu, A.-Xing. Review on algorithms of dealing with depressions in grid DEM. *Annals of GIS*, v. 25, n. 2, p. 83-97, 2019.

Wood, Eric F. et al. Hyperresolution global land surface modeling: Meeting a grand challenge for monitoring Earth's terrestrial water. *Water Resources Research*, v. 47, n. 5, p. 1–10, 2011.

Yamazaki, Dai; De Almeida, Gustavo A.M; Bates, Paul D. Improving computational efficiency in global river models by implementing the local inertial flow equation and a vector-based river network map. *Water Resources Research*, v. 49, n. 11, p. 7221-7235. 2013.

Yan, Kun et al. A review of low-cost space-borne data for flood modelling: topography, flood extent and water level. *Hydrological Processes*, v. 29, p. 3368–3387, 2015.

Zarfl, Christiane et al. A global boom in hydropower dam construction. *Aquatic Sciences*, p. 161–170, 2015.

Zhang, L.; Peng, M., Chang, D., & Xu, Y. Dam failure mechanisms and risk assessment. John Wiley & Sons. 2016.

Zhong, Qiming; Chen, Shengshui; Deng, Zhao. A simplified physically based model for core dam overtopping breach. *Engineering Failure Analysis*, v. 90, p. 141–155, 2018.

4 CAPÍTULO 04 – UM MÉTODO DE PROPAGAÇÃO INERCIAL 1D PARA USO RÁPIDO E ÁGIL EM ESTUDOS DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS COM ABORDAGEM DE GRANDE ESCALA

Uma vez que no Artigo 01 (apresentado no capítulo 3) foram identificados os critérios mínimos que deveriam ser adotados em estudos de ruptura de barragens a partir de uma abordagem de grande escala, no Artigo 02 esses critérios foram mais bem explorados e também aplicados.

No momento de elaboração deste artigo, a principal pergunta que se desejava responder era: “Como fazer uma propagação de ondas de ruptura em uma abordagem de grande escala que supere as limitações observadas no Artigo 01?”

Neste sentido, o artigo 02 foi elaborado visando:

- (i) o atendimento do objetivo específico de número 3 (propor um modelo de ruptura de barragens que atenda aos critérios mínimos necessários visando propagar hidrogramas de ruptura de barragens a partir de uma abordagem de grande escala); e
- (ii) avaliar o desempenho da técnica proposta a partir da comparação dos resultados com os obtidos por modelos tipicamente utilizados em simulações de rompimento de barragens.

Conforme pode ser verificado nos itens subsequentes, este trabalho mostrou que o uso do modelo inercial de planície ativa proposto gera resultados compatíveis com os obtidos a partir do uso de modelos de propagação hidrodinâmica completa para simular a propagação de ondas de ruptura de barragens de diferentes tamanhos, indo ao encontro das conclusões do primeiro artigo apresentado.

A execução desse capítulo resultou na proposição de um novo modelo de propagação de ondas de ruptura de barragens, o **Dam Break Hydrodynamic Inercial Flow Model – DB-HiFlow**, cuja construção procurou atender aos critérios mínimos identificados anteriormente. Esse modelo, utilizado para propagar, a partir de uma abordagem de grande escala, ondas de cheia ocasionadas por ruptura de barragens, foi aplicado para barragens de diferentes tamanhos cujo volume de reservatório variou entre 1 e 335 hm³, localizadas na bacia do Lago Guaíba, Rio Grande do Sul, Brasil. Dessa forma, o modelo se provou versátil em relação à escala de aplicação, podendo ser utilizado em estudos de ruptura de barragens pequenas ou de barragens grandes, dadas algumas limitações e simplificações.

Neste trabalho, o modelo **DB-HiFlow** foi utilizado para propagar ondas de ruptura de quatro barragens de tamanhos diferentes e vales de jusante com características contrastantes. Os resultados foram comparados com os obtidos pelo *benchmark*, HEC-RAS 6.0 (USACE, 2021), para

idênticos dados de entrada e condições de contorno. Como resultados, observe-se diferenças máximas da ordem de 25%, sendo mais comuns diferenças da ordem de +-15%, o que significa uma boa potencialidade de aplicação do modelo **DB-HiFlow** para representar o decaimento da onda de ruptura ao longo do vale de jusante para certas condições simplificadoras. Adicionalmente, esses resultados vão ao encontro daqueles encontrados no primeiro artigo deste projeto de tese, cujas diferenças variaram entre -7% e 13% para a vazão de pico e de -8% a 21% para o tempo de pico.

Apesar de o segundo artigo desta Tese ter indicado que o modelo de propagação inercial tem grande potencial para representar satisfatoriamente a atenuação de hidrogramas de ruptura em canais simplificados, algumas limitações do DB-HiFlow foram observadas. Entre elas, são citadas:

- (i) o vale de jusante das barragens é parametrizado, a partir de uso de produtos de sensoriamento remoto globais, em canais retangulares compostos por planícies retangulares fixas, o que pode agregar incertezas relevantes nos resultados;
- (ii) o modelo não gera manchas de inundação; e
- (iii) o modelo não gera mapa de tempo de chegada de onda de cheia.

A seguir o artigo 02 é apresentado.

An 1D Inertial Propagation Method for Fast and Agile Use in Dam Failure Studies with a Large Scale Approach

Um Método De Propagação Inercial 1D para Uso Rápido e Ágil em Estudos de Rompimento de Barragens com Abordagem de Grande Escala

Arthur da Fontoura Tschiedel; Rodrigo Cauduro Dias de Paiva; Fernando Mainardi Fan; João Paulo Fialho Breda.

ABSTRACT

In this research, a new hydrodynamic propagation model that neglects the advective inertia term (also known as inertial propagation model), developed for dam failure studies is presented. The propagation model, called Dam Break Hydrodynamic Inertial Model (DB-HiFlow) Model, has as input data, in addition to the characteristics of the dams to be evaluated, global topography datasets, which are parameterized throughout the course of river under study, creating a fictitious structure composed of a channel and an active floodplain (that is, where there is propagation of flow) with quadrangular sections. The performance of the model was compared with the HEC-RAS 6.0, considered as a benchmark, involving the hypothetical rupture of four dams. As a result, maximum differences in the order of 25% were observed, with differences below 10% being more common when evaluating parameters such as peak flow, peak time and flood wave arrival time.

Keywords: Large Scale Hydrological Models; Dam Break Simulation; Inundation Boundary

RESUMO

Nesta pesquisa é apresentado um novo modelo de propagação de cheias que negligencia o termo de inércia advectiva (também conhecido como modelo de propagação inercial) voltado para estudos de rompimento de barragens. O modelo de propagação, chamado de Dam Break Hydrodynamic Inercial Model (DB-HiFlow), tem como dados de entrada, além de características das barragens a serem avaliadas, *datasets* globais de topografia, que são parametrizados ao longo do curso de rio em estudo, criando uma estrutura fictícia composta de um canal e uma planície ativa (isto é, onde há escoamento) com seções quadrangulares. O desempenho do modelo foi comparado com o HEC-RAS 6.0, considerado como *benchmark* nos testes realizados envolvendo o rompimento hipotético de quatro barramentos em uma geometria de jusante simplificada. Como resultado, observaram-se diferenças máximas da ordem de 25%, sendo mais comum diferenças inferiores a 10% quando avaliados variáveis como vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda de cheia em trechos de iguais discretizações espaciais.

Palavras-Chave: Simulação de Rompimento de Barragens; Propagação de Vazão Inercial; DB-HiFlow; Abordagem de Grande Escala.

4.1 Introdução

Historicamente as barragens se encontram no centro de controvérsias associadas às suas relações custo-benefício (SCHULZ & ADAMS, 2019). Levantamentos recentes apontam a existência de mais de 58 mil grandes barragens no planeta (ICOLD 2021) com capacidade de volume acumulado estimada em 8 mil km³ (MULLIGAN et al. 2020), o que equivale a cerca de 18% do volume anual médio que rios de água doce aportam nos oceanos (44.200 km³/ano), considerando os dados de Clarck et al. (2015). Por outro lado, considerando-se barragens de todos os tamanhos, pode ser esperado algo da ordem de 16 milhões de barramentos ao redor do mundo (LEHNER et al., 2011), associadas a usos como geração de energia, irrigação e abastecimento, se configurando, portanto, como obras estratégicas e importantes não só para o presente, mas para o futuro de uma sociedade em expansão (KARAMI & KARAMI, 2020; LIMA, 2021).

Se por um lado as barragens desempenham papel fundamental na evolução da sociedade, por outro são também responsáveis por gerar impactos ambientais muitas vezes de extrema relevância (BOTELHO et al., 2017), além de serem responsáveis por levar às populações de jusante o convívio diário com o risco de ruptura, que pode levar a sérios danos materiais e perdas de vidas humanas (ÁLVAREZ et al., 2017). Na América do Sul o maior país em termos de território é o Brasil, que também é o maior país em número de grandes barragens contendo aproximadamente 73% das existentes no continente (ICOLD 2021). Segundo o Relatório de Segurança de Barragens de 2020 (ANA, 2021), das quase 22 mil barragens cadastradas no sistema, em torno de 5% estão enquadradas na categoria de risco (que está associado a possíveis problemas estruturais) e ao mesmo tempo classificadas como tendo alto Dano Potencial Associado (que está associado à existência de população vulnerável no vale de jusante). Ainda, segundo o mesmo levantamento, no ano de 2020 foram notificados 44 rompimentos de barragens no Brasil, número que vai ao encontro de estudos que apontam a alta possibilidade (70%) de existência de ao menos um rompimento de barragem por ano no Brasil (TSCHIEDEL et al., 2019). Em nível global, casos históricos notáveis e pontuais de rompimentos de barragens são vastamente encontrados na literatura (BEGNUDEL & SANDERS, 2007, ROSSI et al, 2021). Entretanto, considerando-se casos não notáveis, é possível somar os 3.498 casos de rompimento de barragens chinesas (MAO et al., 2017) aos 1.333 casos de rompimento de barragens localizadas em outros países (ZHANG et al., 2016) ao longo do período compreendido entre 1954 e 2006 para se obter uma estimativa conservadora média de existência de um rompimento de barragem a cada quatro dias para o período em escala global (TSCHIEDEL et al, 2019).

Dessa forma, a avaliação do risco de rompimento e suas consequências, bem como a descrição da severidade de impactos decorrentes do deslocamento da onda de ruptura ao longo do vale de jusante, devem ser realizadas (KALININA et al., 2020, GE et al., 2020). Esses estudos são cruciais

para identificar impactos sociais, econômicos e ambientais associados a possíveis rompimentos (LI, LI & GE, 2018), ainda mais em um cenário onde o estabelecimento dessas estruturas se fará cada vez mais relevante (BARBAROSSA et al., 2020, BOULANGE et al., 2021) devido ao crescimento populacional. No território brasileiro, usado como estudo de caso da presente pesquisa, estas avaliações tipicamente são compiladas em Planos de Ação Emergencial (PAEs) que envolvem não só empreendedores de barragens, como também corpo de bombeiros e defesa civil (ANA 2016).

Em geral, os Planos de Ação Emergencial são embasados em resultados (como vazão de pico, tempo de chegada de onda de cheia, tempo de pico, entre outros) obtidos a partir da aplicação das equações de águas rasas, ou equações de Saint-Venant, que permitem prever como um possível hidrograma de ruptura se propagaria para o vale de jusante.

Essas equações partem de simplificações das equações de Navier-Stokes (KRYLOVA & ANTIPOVA & PEREVOZKIN, 2017), podendo ser aplicadas em múltiplas dimensionalidades, como 1D (MOHAMMED, KHASSAF & MURSHIDI, 2019; TEDLA, CHO & JUN, 2021), utilizado desde a década de 1970 (GARCIA & GONZALEZ & O'BRIEN, 2009), 2D (KUMAR et al., 2017; MARANGOZ & ANILAN, 2021) e, mais recentemente, abordagens em 3 dimensões (MUNOZ & CONSTANTINESCU, 2020; RONG et al., 2019; FEIZI, 2018).

No contexto unidimensional, muitas vezes ainda escolhido devido ao elevado custo computacional que a adoção de outras dimensionalidades exige para grandes trechos de rio (PALU & JULIEN, 2020), as equações de Saint-Venant são compostas por duas equações (USACE, 2016): a equação da continuidade (12) e a equação da conservação de momentum (13).

Essas equações juntas representam as leis físicas que controlam o fluxo de um rio dominado por vazões unidimensionais. A solução das equações de Saint-Venant pode passar por uma resolução numérica a partir do uso do método de interação de Newton Raphson em um esquema implícito de diferenças finitas (USACE, 2016).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad 12$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad 13$$

A aplicação dessas equações para uma certa área de estudo é possível a partir do uso de modelos hidrodinâmicos, podendo-se destacar alguns clássicos, como o HEC-RAS, Lisflood, Mike (GEORGE & NAIR, 2015; PATEL et al., 2017, URIZCÁ, 2020; MARANGOZ & ANILAN, 2021), ou ainda modelos hidrodinâmicos ainda pouco conhecidos, mas vastamente encontrados em literatura específica (VENTURI et al., 2020; YIN et al., 2017), que procuram superar desafios associados,

entre outros, à estabilidade do método numérico (FAROOQ, SHAFIQUE & KHATTAK, 2019; RANGARI, UMAMAHESH & BHATT, 2019; SRIDHARAN et al., 2021).

Esses desafios podem ser somados a outras questões importantes de serem levadas em conta quando se deseja realizar um estudo de ruptura de barragem para uma certa área de estudo. Entre elas, destaca-se o tempo para a implementação e parametrização da geometria no modelo (que pode muitas vezes não estar disponível do ponto de vista do tomador de decisão) e adequação de propriedades hidráulicas, que requerem intensa intervenção humana, sejam elas para modelos unidimensionais ou para modelos bidimensionais.

Dificuldades como essas acabam impossibilitando o uso de modelos hidrodinâmicos para estimar áreas impactadas por rompimento de barragens quando se faz necessário o estudo integrado de rompimento de diversas barragens existentes em um mesmo território, uma demanda cada vez mais presente na realidade brasileira por parte de agências de abastecimento e de energia, que necessitam identificar prioridades de atuação e de elaboração de PAEs.

As dificuldades associadas à aplicação e estabilização de modelos hidrodinâmicos complexos acabaram dando origem a uma série de modelos de propagação simplificados vastamente conhecidos, como, por exemplo o modelo de onda cinemática (PONCE, 1991), também aplicado em estudos de ruptura de barragens (CHEN & CAPART, 2020; OLIVEIRA et al., 2021), o modelo de onda difusiva (AKAN & YEN, 1981; YAO et al., 2012) e, finalmente, o modelo inercial (BATES & HORRITT & FEWTRELL, 2010), que negligencia apenas o termo de inércia advectiva ($\frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x}$) das equações completas de Saint-Venant (FAN et al., 2014; PONTES et al., 2017; FASSONI-ANDRADE et al., 2018; LI et al., 2021). Neste sentido, o modelo inercial unidimensional vem sendo utilizado com sucesso no âmbito de modelagem hidrológica de grande escala (FLEISCHMANN et al., 2018; SIQUEIRA et al., 2018), constituindo-se como um modelo de propagação de vazões mais estável do que as equações de Saint-Venant e com grande acurácia na representação de cheias naturais (FLEISCHMANN et al., 2019).

Tendo essas questões em vista, a hipótese explorada neste trabalho está associada ao seguinte questionamento:

“Para a avaliação preliminar de desastres envolvendo ruptura de barragens, seria possível a obtenção de informações como vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda cheia em seções de interesse a partir do uso do modelo hidrodinâmico inercial unidimensional, que é mais simplificado e mais estável, de forma mais ágil e com a menor intervenção humana possível?”

Essa pergunta também é motivada pela avaliação de trabalhos anteriores envolvendo a temática de rompimento de barragens e propagação com o modelo inercial. Dentre eles pode-se citar, no âmbito unidimensional, os trabalhos de Alves (2018) e Tschiedel (2020), e no âmbito bidimensional

o de Sridharan et al. (2021). Além desses, essa pergunta também é motivada pelo trabalho desenvolvido por Fan et al. (2014), que realizaram diversos testes envolvendo uma adaptação unidimensional do modelo inercial 2D (BATES, HORRITT & FEWTRELL, 2010) a partir de um esquema numérico proposto por Almeida et al. (2012) para propagar um hidrograma hipotético com vazão de pico igual a 5.000 m³/s, vazão de base de 500 m³/s e tempo de base do hidrograma da ordem de 20 horas.

Embora não sendo seu objetivo inicial, e mesmo adotando um hidrograma com características aleatórias, é interessante notar que os autores propagaram um hidrograma que poderia ser equivalente ao hidrograma de ruptura de uma barragem com volume de 141,6 hm³ e altura de 19 metros, que são as características da barragem de terra Rio Grande, da companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (BR) e que fica localizada no município de São Bernardo do Campo (BR).

A comparação entre o hidrograma utilizado por Fan et al. (2014) e o hidrograma de ruptura citado é apresentada na Figura 52. Esse hidrograma é constituído a partir de um hidrograma de ruptura triangular (HTR) que teve vazão de pico obtida a partir da Equação 14 (US. BUREAU Of RECLAMATION, 1982), vazão de base de 500 m³/s, tempo de pico da ordem de 9 horas e tempo de base obtido a partir da equação 15. Nesse conjunto de equações, H_{hid} é a altura da barragem (m), Q_p é a vazão de pico (m³/s) e V_r é o volume do reservatório (m³).

$$Q_p = 19 H_{hid}^{1,85} \quad 14$$

$$T_b = \frac{2V_r}{Q_p} \quad 15$$

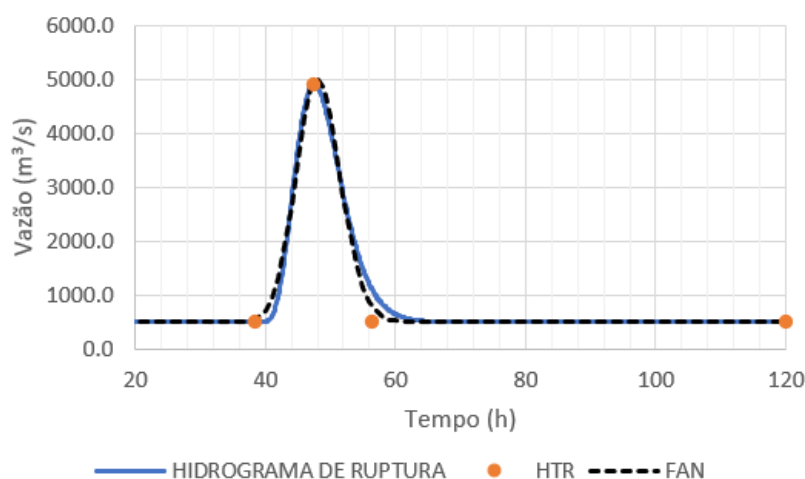


Figura 52 – Hidrograma de Fan et al. (2014) e hidrograma de ruptura da barragem Rio Grande

Mesmo que os testes de Fan et al. (2014) indiretamente tenham demonstrado a potencial capacidade que o modelo inercial unidimensional teria em representar adequadamente hidrogramas de ruptura de barragens com algumas características específicas (utilizando as

equações de Saint-Venant completas como *benchmark*), o referido autor propagou a vazão em um canal retangular hipotético, de largura constante, sem planícies. No entanto, o que se observa no mundo real associado a estudos de ruptura é a propagação de vazão de forma intensa e relevante na planície de inundação (COLFERAI, 2018), sendo importante a sua representação ativa (isto é, com escoamento) em simulações de rompimento de barragens (TSCHIEDEL et al., 2020).

Dessa forma, neste artigo é verificada a viabilidade de aplicação de uma adaptação do esquema de propagação inercial unidimensional para estudos preliminares de ruptura de barragem que considere propagação de vazão em planícies ativas (isto é, com escoamento nas planícies), em um pacote de ferramentas que requer pouca intervenção humana. Esses testes iniciais aqui propostos têm o objetivo de avaliar o potencial que o modelo inercial 1D teria para fornecer futuramente, para qualquer ponto a jusante da barragem estudada, uma estimativa de vazão de pico e de tempo de pico associado. Os testes foram realizados a partir da adoção de uma abordagem simplificada, que utiliza modelos paramétricos para definição de hidrogramas de ruptura e que considera uma geometria do vale de jusante parametrizada em canal retangular acoplado à uma planície retangular. Os resultados são, então, comparados com aqueles obtidos a partir do uso do HEC-RAS 6.0 usando-se geometria e condições de contorno de montante e de jusante idênticas em ambos os modelos.

4.2 Materiais e métodos

A estrutura majoritária deste trabalho consistiu em comparar os resultados gerados pelo modelo de propagação a seguir proposto com os resultados gerados pelo modelo HEC-RAS 6.0, considerado aqui como *benchmark*, para quatro áreas de estudo diferentes.

Inicialmente é apresentado o que batizamos de **Dam Break Hydrodynamic Inercial Flow (DB-HiFlow)** Model, que se configura como sendo um modelo hidrodinâmico inercial 1D de planície ativa proposto neste trabalho. Após, no item de área de estudo, são apresentadas as quatro diferentes áreas de estudo analisadas, bem como as fontes de obtenção dos dados necessários às simulações no item “fontes de dados”. No item “metodologia” são apresentados os testes cruzados propostos (DB-HiFlow x HEC-RAS 6.0). Por fim, no item “Métricas de Avaliação”, são apresentadas as formas definidas para avaliar os resultados produzidos pelos testes propostos.

4.2.1 Modelo DB-HiFlow

O modelo DB-HiFlow se constitui como um conjunto de equações e rotinas em linguagem MATLAB que tem como objetivo propagar hidrogramas de ruptura em trechos a jusante de barramentos de interesse, utilizando como dado de entrada unicamente informações como volume e altura da barragem, que são utilizadas para o cálculo do hidrograma de ruptura a partir de equações

preditoras. Esse hidrograma de ruptura, por sua vez, é propagado no trecho de jusante de interesse a partir da consideração de uma geometria simples composta por canal retangular acoplado a planícies ativas (isto é, que propagam vazão), parametrizada a partir do uso de bases de dados de topografia global, como o MERIT DEM (YAMAZAKI et al., 2019). O módulo de propagação hidrodinâmica do hidrograma de ruptura considera uma abordagem 1D, porém com troca lateral entre canal e planície, seguindo as equações 16, 17 e 18, que são aplicadas tanto para o canal quanto para a planície.

$$q_{i+1}^{t+1} = \frac{(q_{i+1}^t - g \cdot \Delta t \cdot (B \cdot hflow_i^t) \cdot Sflow_i^t)}{\left(1 + \frac{g \cdot \Delta t \cdot n^2 \cdot hflow_i^t (q_{i+1}^t)}{B (hflow_i^t)^{10/3}}\right)} \quad 16$$

$$Sflow_i^t = \frac{(h_{i+1}^t + z_{i+1}) - (h_i^t + z_i)}{\Delta x_i} \quad 17$$

$$hflow_i^t = \max[h_{i+1}^t + z_{i+1}; h_i^t + z_i] - \max[z_{i+1}; z_i] \quad 18$$

Em que: Δt é o passo de tempo do modelo [s]; q_{i+1}^t e q_{i+1}^{t+1} são, respectivamente, a vazão do passo de tempo presente e a vazão do passo de tempo futuro do segmento de jusante, dividido pela largura do canal do trecho de jusante [m^2/s]; $Sflow_i^t$ e $hflow_i^t$ são, respectivamente, a declividade da superfície d'água [m/m] e a profundidade efetiva envolvendo cota de fundo e elevação da lâmina d'água do trecho atual (i) e do trecho de jusante ($i+1$); Δx_i é o tamanho do trecho, calculado entre os pontos centrais do trecho de canal L_i e L_{i+1} ; h_i e h_{i+1} representam as profundidades em cada trecho; e z_i e z_{i+1} representam as cotas de fundo de rio, respectivamente dos i e $i+1$.

A ideia geral contemplada pelo esquema de propagação montado é que a propagação de vazão do hidrograma de ruptura ocorre apenas dentro do canal principal enquanto o nível d'água não extrapola a cota do canal. Mas quando existe volume de água suficiente para que haja extrapolação da cota do canal, as planícies passam a ser ativadas, havendo propagação de vazão tanto no canal principal como nas planícies adjacentes, que por sua vez podem ter cotas de lâmina d'água ligeiramente diferentes da cota de lâmina d'água do canal principal.

Uma concepção ilustrativa de como funciona o modelo para a situação em que a vazão propagada é insuficiente para extrapolar o canal principal é apresentada na Figura 53, ao passo que na Figura 54 é apresentada outra concepção ilustrativa que demonstra o modelo trabalhando em uma situação em que a vazão propagada no rio é superior à capacidade de condução do mesmo, havendo, portanto, trocas de vazão entre canal e planície lateralmente e também entre planícies de montante e de jusante.

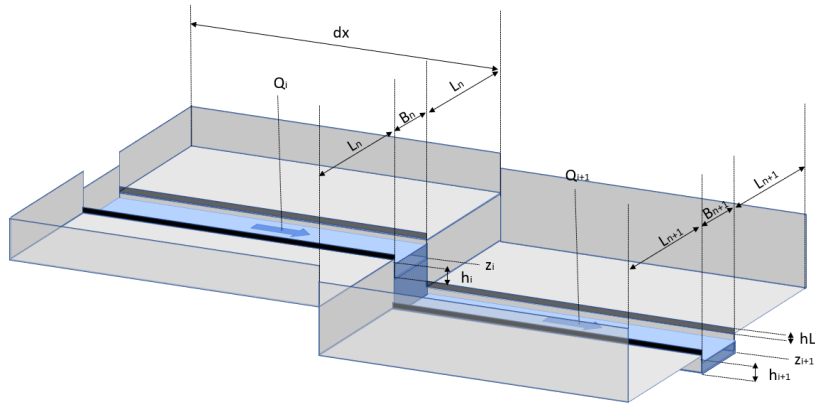


Figura 53 – Concepção ilustrativa do modelo quando planícies não são ativadas

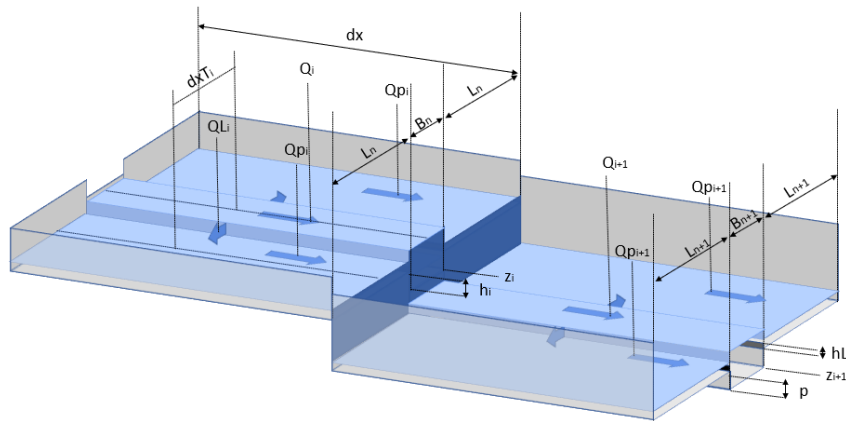


Figura 54 – Concepção ilustrativa do modelo quando planícies são ativadas para situação 1

Da mesma forma, quando as cotas da planície e curso hídrico se igualam (ou ficam próximas), existe troca de fluxo nos dois sentidos (Figura 55), e quando a cota da lâmina d'água do curso hídrico é inferior à cota de lâmina d'água da planície, passa a existir um fluxo no sentido da planície para o curso principal (Figura 56).

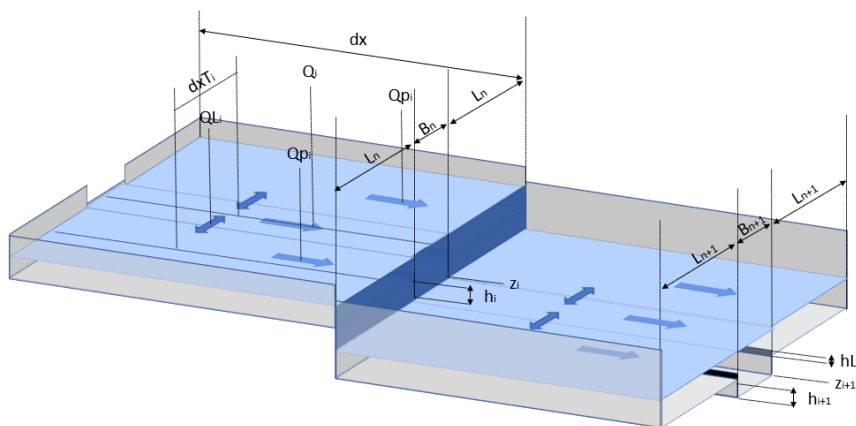


Figura 55 – Concepção ilustrativa do modelo quando planícies são ativadas para situação 2

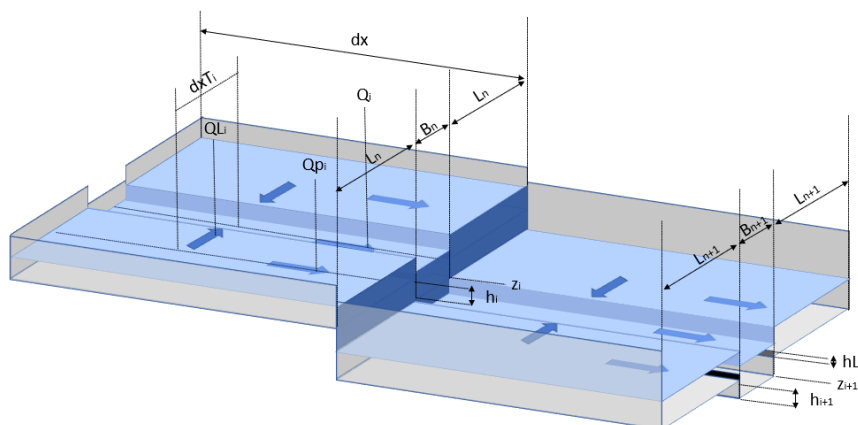


Figura 56 – Concepção ilustrativa do modelo quando planícies são ativadas para situação 3

Nessas ilustrações é possível perceber a existência de uma pequena estrutura longitudinal semelhante a um pequeno dique. Essa estrutura nada mais é do que a representação de um artifício matemático para a consideração de planícies ativas no modelo. A concepção dessa estrutura foi necessária, pois, para que o modelo inercial seja aplicado, é preciso que haja uma vazão mínima escoando, seja no canal ou na planície. Dessa forma, essa estrutura deve ter a altura de 0,001 metros e se faz necessária para, mesmo que não haja escoamento real na planície de inundação, matematicamente exista escoamento.

Ressalta-se também a concepção do fluxo lateral existente entre canal principal e planície. O cômputo desse fluxo ocorre a partir das aplicações das equações 16, 17 e 18, usando um valor de dx variável (aqui chamado de dxT), que depende da largura calculada para a planície e para o canal principal, sendo obtido a partir da Equação 19, em que B_i é a largura do canal principal (m) e L_i é a largura de uma planície (m).

$$dxT_i = \frac{B_i + L_i}{2} \quad 19$$

Em se tratando das trocas laterais entre canal e planície, destaca-se que internamente os cálculos são realizados para um certo dt considerando apenas o fluxo entre o canal e a planície da margem direita. Após, a troca total é computada multiplicando-se o valor da troca lateral por 2, assumindo-se uma simetria entre as planícies das margens esquerda e direita.

A estrutura do modelo matemático aqui proposto está embasada principalmente no cômputo de vazão e cota para cada segmento (dx) simulado para cada intervalo de tempo (dt) calculado. Inicialmente, no primeiro intervalo de tempo, um valor de vazão de base é estabelecido para todos os segmentos (Equação 20) e a cota correspondente é calculada a partir do uso das relações simplificadas de Manning, a seguir definidas, em que qb é a vazão de base (m^3/s), n é o coeficiente de Manning, b_i é a largura do canal do segmento i e dec é a declividade definida para o trecho.

$$h_i = \sqrt{\frac{qb \cdot n}{(b_i \cdot \sqrt{dec})}}$$

20

Após ter uma relação de cota e vazão para todos os trechos simulados, o modelo proposto calcula o volume de água de cada segmento, separadamente para canal e planície e, a partir desse volume inicial e dos fluxos calculados anteriormente, recalcula o volume e define novas cotas. A partir do segundo passo de tempo as equações 16, 17 e 18 passam a ser aplicadas gerando informação de fluxo entre células e gerando novos balanços de volume e novas definições de cotas. Esse passo a passo é realizado para cada dt , que é recalculado a cada iteração do programa levando em consideração as relações de Froude exploradas por Fan et al. (2014) e o maior valor de h calculado para todos os trechos no intervalo de tempo anterior, segundo a equação 21.

$$dt = \frac{\alpha \cdot dx}{\sqrt{gh}}$$

21

Na equação anterior, dx é a discretização espacial (m), g é a aceleração da gravidade (m/s^2), h é a maior profundidade calculada para todos os trechos no intervalo de tempo (m) e α é um parâmetro unidimensional utilizado para estabilizar o modelo, que tipicamente pode variar entre 0,05 e 0,3 quando esse modelo é utilizado para propagar cheias oriundas de rompimentos de barragens.

O DB-HiFlow foi aplicado para estimar a propagação do hidrograma de ruptura de quatro barragens localizadas no sul do Brasil. O item a seguir tem o objetivo de detalhar a área de estudo.

4.2.2 Área de estudo

A área de estudo, apresentada na Figura 57, demonstra a localização e características gerais dos trechos de jusante das quatro barragens estudadas neste trabalho, que se encontram inseridas na Bacia do Lago Guaíba.

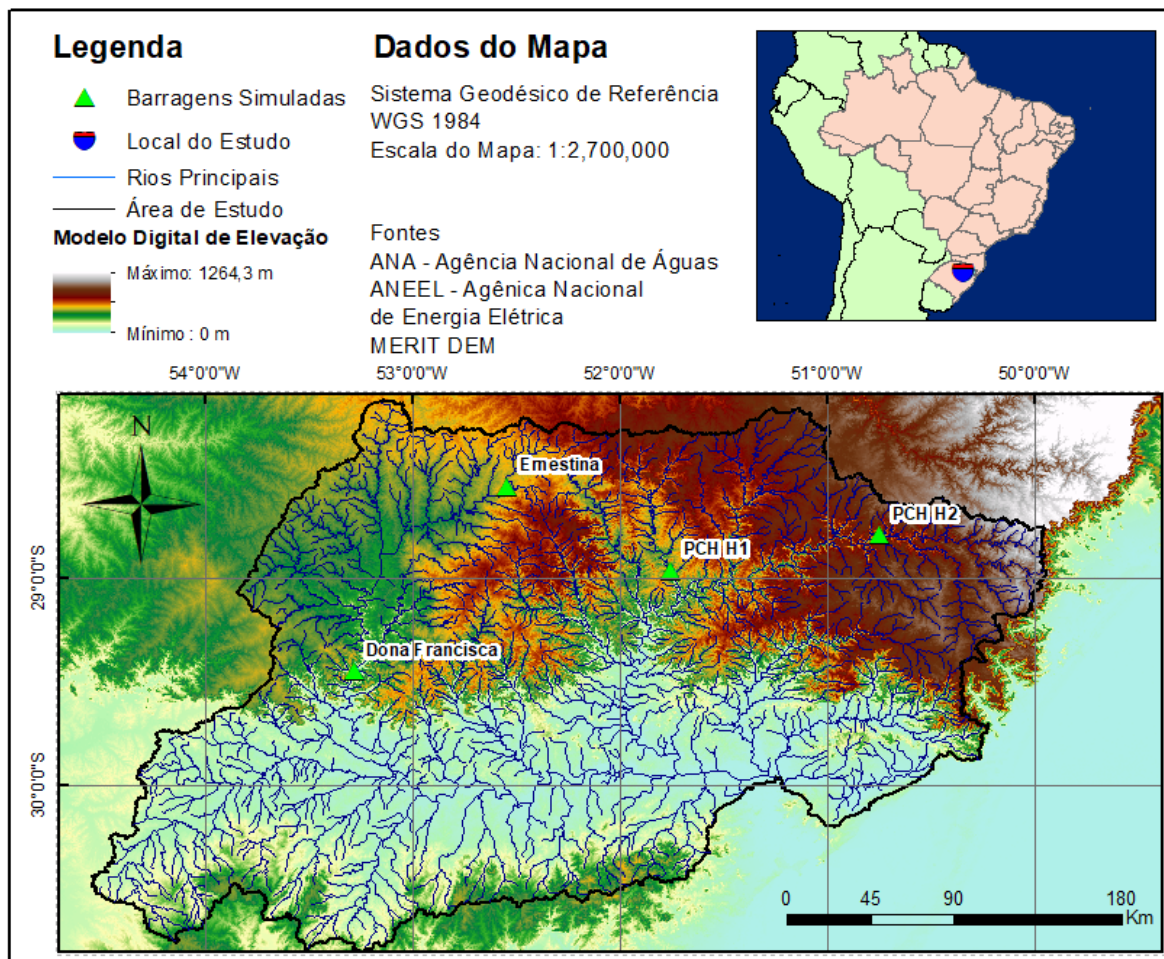


Figura 57 – Área de estudo: Bacia do lago Guaíba

Desse conjunto de barramentos, destaca-se que duas barragens são verdadeiras (Ernestina e Dona Francisca) e duas são fictícias (PCH H1 e PCH H2). Especificamente, a área de estudo contemplada por cada um desses barramentos se refere aos respectivos trechos de 60 km de distância a jusante de cada estrutura. Esses trechos são mais bem caracterizados na Tabela 11, em que são apresentados valores associados às dimensões das barragens (volume e altura), retirados de ANA (2021) para as barragens verdadeiras Ernestina e Dona Francisca e escolhidos aleatoriamente para as barragens hipotéticas PCH1 e PCH2. Esses valores foram determinados visando à aplicação do modelo para extremos distintos, como, por exemplo, barragens de tamanhos discrepantes (Ernestina x PCH H2) em trecho de jusante com declividade média similar (em torno de 0,002 m/m). A área de montante e as características do vale de jusante representado pela declividade média foram parametrizadas a partir do produto MERIT HYDRO (YAMAZAKI, 2019), enquanto a Q50 e a vazão média específica foram obtidas de Siqueira et al. (2018). No próximo item as fontes de dados utilizados neste trabalho são mais bem explicitadas.

Tabela 11 – Características dos barramentos

Dados	Dona Francisca	Ernestina	PCH H1	PCH H2
Volume da Barragem (10 ⁶ m ³)	335	258	3,57	1
Altura (m)	40	17,6	39,02	30
Área de Montante (km ²)	13279	1042	794,93	3824,2
Q50 (L/s.km ²)	18,81	18,96	16,58	20,64
Q50 (m ³ /s)	249,78	19,76	13,18	78,93
Q média (L/s.km ²)	29,42	31,16	25,8	28,93
Q média (m ³ /s)	390,67	32,47	20,51	110,63
Limiar de Busca	5000	1000	1000	1000
Tamanho de Trecho Simulado (m)	60000	60000	60000	60000
Declividade Média (m/m)	0,00042	0,0020	0,0013	0,0023

4.2.3 Fontes de dados

4.2.3.1 Características do vale de jusante

A parametrização do vale de jusante de cada barragem e a simplificação da complexidade do vale em seções quadrangulares compostas por um canal e por uma planície associada partiram do uso dos produtos do MERIT HYDRO (YAMAZAKI, 2019), que estão disponibilizados globalmente, quais sejam: (i) DEM - Digital Elevation Model; (ii) FDR - Flow Direction; (iii) UPA – Upstream Area; e (iv) HAND – Height Above River Channel.

Essa parametrização consistiu no uso do MERIT DEM utilizando a localização da barragem como ponto de partida da análise. Dessa forma, a partir dos valores do FDR de cada pixel de análise, é possível determinar a localização e a cota do próximo pixel de rio, e ao mesmo tempo, determinar a linha perpendicular a essa direção, utilizada para estimar a seção transversal local de cada pixel, a partir de uma distância de busca pré-definida. Portanto, em cada pixel que compõe cada seção, é possível extrair o valor de cota. Essas seções posteriormente são agrupadas conforme a discretização espacial “dx” utilizada no modelo. Na Figura 58 é apresentada essa concepção, de forma que cada conjunto de cores de seções representa locais de informações topográficas retiradas para um segmento em específico.

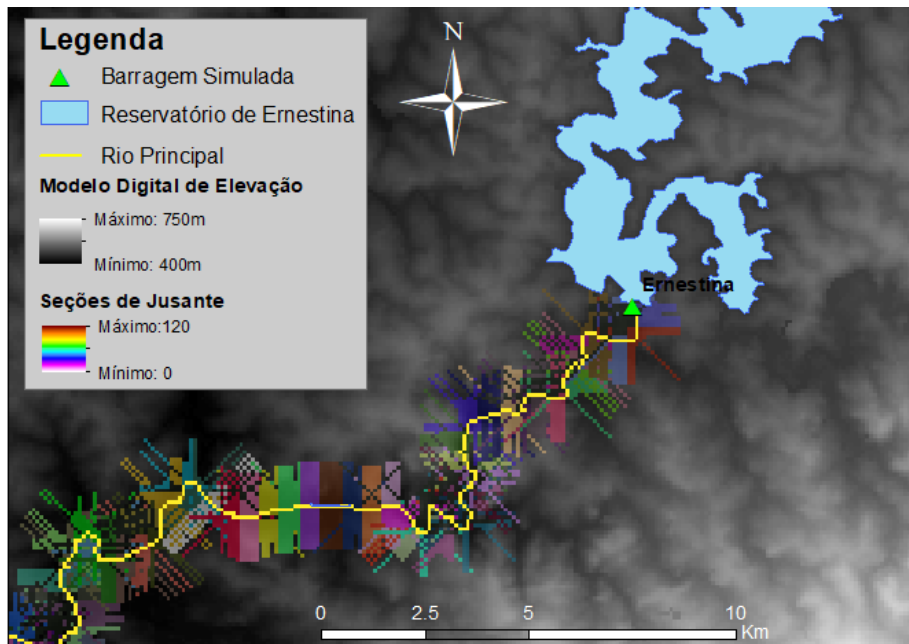


Figura 58 – Seções a jusante da barragem Ernestina

A partir da junção de seções transversais conforme a discretização espacial utilizada no modelo, e obtendo-se o valor do HAND em cada pixel que compõe cada seção transversal, foi possível obter o número de pixels que representam rios ou planícies, considerando-se aqueles com alturas variando de zero a dois metros.

Dessa forma, conhecida a resolução espacial do MERIT HAND, foi possível estimar a área de regiões baixas no segmento e, dividindo-se esse valor pela discretização espacial escolhida (dx), foi possível identificar um valor médio de comprimento de planície em cada segmento. A representação da calha e da profundidade do curso hídrico em cada segmento é realizada a partir do uso de relações geomorfológicas, que se configura numa técnica utilizada para estimar larguras e profundidades de cursos hídricos a partir das áreas de drenagem em cada trecho, muito utilizada em estudos de hidrologia de grande escala (PAIVA et al., 2013). Nesse sentido, a partir de Lopes (2015) foram definidas as equações 22 e 23 para a área de estudo. Nessas equações, W é a largura dos cursos hídricos (m), D é a profundidade (m) e A é a área de montante (km^2).

$$W = 0,9186A^{0,5237} \quad 22$$

$$D = 0,4317A^{0,2711} \quad 23$$

Nesse sentido, uma vez definida a cota média da seção (a partir do MDE utilizado), a cota da planície foi definida como sendo igual à cota média da seção mais a profundidade calculada pela equação 23. Na Figura 59 são apresentados os perfis transversais dos trechos simulados. Nessa figura a altitude do trecho inicial de todas as áreas de estudo foi ajustada para começar em 1.000 m, com a finalidade de permitir uma melhor visualização acerca das diferenças existentes entre as declividades dos trechos de jusante. Neste sentido, observa-se que os testes aqui apresentados

foram realizados para trechos com declividades bastante distintas, principalmente considerando-se os trechos da UHE Dona Francisca e da PCH H2.

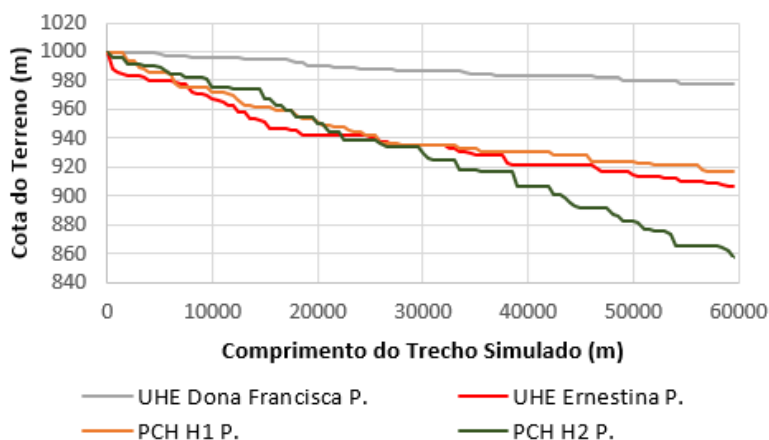


Figura 59 – Perfis transversais dos trechos simulados

4.2.3.2 Características hidráulicas e hidrológicas

Um aspecto necessário para o estabelecimento de modelos hidrodinâmicos está associado à definição de condições de contorno de montante, condições de contorno de jusante e condições iniciais de simulação. No âmbito deste trabalho a definição das vazões iniciais partiu de Siqueira et al. (2018), que estimaram vazões específicas para todo o território da América do Sul. Dessa forma, sabendo-se a vazão específica média (L/s.km²) e também a área de montante fornecida pelo MERIT UPA, foi possível determinar a vazão (m³/s) inicial de cada trecho de interesse, escolhendo-se a Q_{50} ou a $Q_{média}$ associada ao local dos barramentos.

A condição de contorno de montante adotada para as quatro áreas de estudo se configura como sendo o hidrograma de ruptura de cada barragem precedido de um longo período de vazões iniciais constantes. Para a estimativa do hidrograma de ruptura foi utilizada a equação 24, proposta por Froehlich (1995) para estimar a vazão de pico de ruptura (m³/s), a equação 25, proposta por Froehlich (2008) para estimar o tempo de pico (h), e equação 26, para a composição de um hidrograma de ruptura com decaimento hiperbólico (BARFIELD, WARNER & HAAN et al., 1981 apud BRASIL, 2005; LAURIANO, 2009). Nessas equações, T_p é o tempo de pico (s), Q_p é a vazão de pico (m³/s), V_w é o volume do reservatório no momento da ruptura (m³); H_b é a altura de água acima da base da brecha formada (m), g é a aceleração da gravidade (m/s²) e K é um coeficiente de decaimento que varia entre 0 e 1, que deve ser estimado levando em consideração o volume do reservatório e volume do hidrograma final obtido. Nestas simulações do presente trabalho, o valor adotado para k foi de 0,5 para todos os cenários.

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

24

$$T_p = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}} \quad 25$$

$$Q_{(t)} = Q_p \left(\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p}\right)} \right)^k \quad 26$$

A condição de contorno de jusante adotada para as quatro áreas de estudo se embasou em uma curva de descarga cujas relações entre vazão e cota foram calculadas a partir da equação de Manning (Equação 27). Dessa forma, a composição dessa curva de descarga seria possível a partir apenas da definição do coeficiente de Manning e da declividade da lâmina d'água representativa de trechos de jusante não contemplados pelo modelo.

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{2/3} \cdot \sqrt{S}}{n} \quad 27$$

Nessa equação, A é a área molhada (m²), Rh é o raio hidráulico (m), S é a declividade da lâmina d'água (m/m) e n é o coeficiente de Manning (s.m.^{-1/3}).

4.2.4 Metodologia

Os testes realizados neste trabalho consistem majoritariamente em comparar, para as mesmas condições, os resultados obtidos com o DB-HiFlow (que usa o modelo de propagação Inercial 1D) com os resultados obtidos pelo HEC-RAS 6.0 (que usa o modelo de propagação Saint-Venant 1D). Dessa forma, a partir dessas comparações, realizadas para as métricas de avaliação vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda, é possível identificar as diferenças associadas ao modelo de propagação. Consequentemente, é possível verificar a viabilidade de aplicação dessa nova abordagem para estimar a atenuação de hidrogramas de ruptura de barragens de armazenamento de água ao longo de um vale de jusante parametrizado em segmentos caracterizados por terem um canal retangular acoplado a uma planície ativa também retangular.

Para tornar válidas as comparações para uma mesma área de estudo, em que possam ser observadas unicamente as diferenças decorrentes do esquema de propagação, foram definidos "critérios de similaridade" que devem ser idênticos em ambos os modelos testados. São eles: (i) geometria de canal e planície; (ii) condição de contorno de montante; (iii) condição de contorno de jusante; (iv) coeficiente de Manning adotado; (v) vazão inicial; e (vi) discretização espacial. Esses critérios foram atendidos para os quatro testes principais realizados neste trabalho, que contaram cada qual com 2 simulações, uma no DB Hi-Flow e outra no HEC-RAS 6.0, resultando, portanto, em 8 simulações no total.

Outro aspecto relevante frente à comparação dos resultados está associado à difusão numérica existente entre os modelos. Nesse sentido, especificamente para a PCH H2, são realizados testes

adicionais que fazem parte do conjunto “Teste 5”. Neste teste são mantidos os mesmos dados de entrada do Teste 4 com a exceção da discretização espacial, que varia em três cenários diferentes (a, b, c) com os seguintes valores: 250 m, 500 m e 1000 m, tanto para o DB-HiFlow como para o HEC-RAS 6.0. Essas 3 simulações foram realizadas tanto para o DB-HiFlow como para o HEC-RAS 6.0, totalizando, portanto, seis simulações para este teste.

Por fim, foi feito um último teste (Teste 6), que procurou complementar o Teste 5 a partir da comparação entre resultados obtidos no DB-HiFlow e no HEC-RAS 6.0 considerando diferentes discretizações espaciais entre eles. O objetivo deste teste foi verificar se o modelo DB-HiFlow poderia gerar resultados similares aos do modelo HEC-RAS utilizando-se diferentes discretizações espaciais. No cenário 6a, a discretização espacial é definida em 1.000 metros para o DB-HiFlow e em 1.000 metros para o HEC-RAS 6.0. No cenário 6b, a discretização espacial definida para o DB-HiFlow é de 250 metros, e para o HEC-RAS 6.0 permanece em 1.000 metros, totalizando, portanto, quatro simulações neste teste. Todos os testes realizados neste trabalho são definidos na Tabela 12.

Tabela 12 – Simulações realizadas

Teste	1		2		3		4		5			6	
									a	b	c	a	b
PCH	Dona Francisca	Ernestina	PCH H1	PCH H2	PCH H1	PCH H2	PCH H2	PCH H2	PCH H2	PCH H2	PCH H2	PCH H2	PCH H2
Altura (m)	40	17,6	39,02	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
Volume (hm ³)	355	258	3,57	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Trecho (km)	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
Declividade Média (m/m)	0,00042	0,002	0,0013	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023
Discretização Espacial no DB-HiFlow (m)	500	500	500	250	250	500	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Discretização Espacial no HEC-RAS (m)	500	500	500	250	250	500	1000	1000	1000	1000	1000	1000	250
Coefficiente de Manning (s.m. ^{-1/3})	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
Vazão de Base (m ³ /s)	249,78	32,47	20,51	78,9	78,9	78,9	78,9	78,9	78,9	78,9	78,9	78,9	78,9

4.2.5 Métricas de avaliação

Os resultados obtidos a partir dos testes realizados são comparados em termos de forma de hidrograma, vazão de pico (Qp), tempo de chegada de vazão de pico (T_{cp}) e tempo de chegada de onda de cheia (T_c) para quatro seções localizadas a 10, 25, 40 e 60 km a jusante dos barramentos simulados. Além disso, também são comparadas as elevações da cota da lâmina

d'água (Ela) tanto nas seções de interesse como as obtidas em cada segmento existente ao longo dos quatro trechos simulados

Para avaliação das diferenças associadas aos valores de vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda de cheia nas seções de interesse, utilizou-se a Equação 28, que nada mais é do que o cálculo da diferença percentual do valor estimado pelo DB-HiFlow, considerando-se como valor real aquele obtido a partir do uso do HEC-RAS 6.0. Neste caso, "Result" está associado às variáveis vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda de cheia (que foi considerado como sendo aquele associado à um valor de vazão 3 vezes superior ao valor da vazão de base).

$$Dif_q = 1 - \frac{Result_{DB\ HiFlow}}{Result_{HEC-RAS}} \quad 28$$

Para avaliação da diferença associada à elevação da lâmina d'água calculada para cada segmento ao longo dos trechos simulados, a equação 29 foi utilizada. Nessa equação, Dif_d (%) é a diferença relativa de profundidade no segmento em análise, $Depth_{HEC-RAS}$ (m) é a profundidade simulada pelo HEC-RAS e $Depth_{DBHiFlow}$ (m) é a profundidade simulada pelo modelo proposto.

$$Dif_d = \sqrt{\left(1 - \frac{Depth_{DB\ HiFlow}}{Depth_{HEC-RAS}}\right)^2} \quad 29$$

A aplicação da equação 29 para cada um dos segmentos simulados (cujo número total é obtido pela divisão entre o comprimento do trecho e o dx adotado) permite, portanto, a obtenção de variáveis como diferenças médias, medianas, máximas e mínimas para cada teste realizado.

4.3 Resultados

A seguir são apresentados os resultados deste trabalho, subdivididos em seções para cada teste realizado.

4.3.1 Teste 01

Inicialmente são apresentados os resultados obtidos para as seções de interesse considerando a ruptura hipotética da barragem Dona Francisca. O trecho de jusante dessa barragem é apresentado na Figura 60, podendo-se observar a existência de um canal principal com largura média da ordem de 130 metros e profundidade média da ordem de 5 metros. Ainda, observa-se que a largura média da planície do trecho de jusante é da ordem de 400 metros.

O hidrograma de ruptura, calculado a partir do uso das equações 24, 25 e 26, mostrou que o rompimento dessa barragem poderia gerar uma vazão de pico da ordem de 19.000 m³/s, associado a um tempo de pico de 2,5 horas após o início da ruptura. Na Figura 61 é possível visualizar esse hidrograma de ruptura (em preto) e também os hidrogramas simulados ao longo das seções de

interesse, observando-se o excelente acoplamento entre os resultados obtidos pelo HEC-RAS 6.0 e os resultados obtidos pelo DB-HiFlow nesse teste.

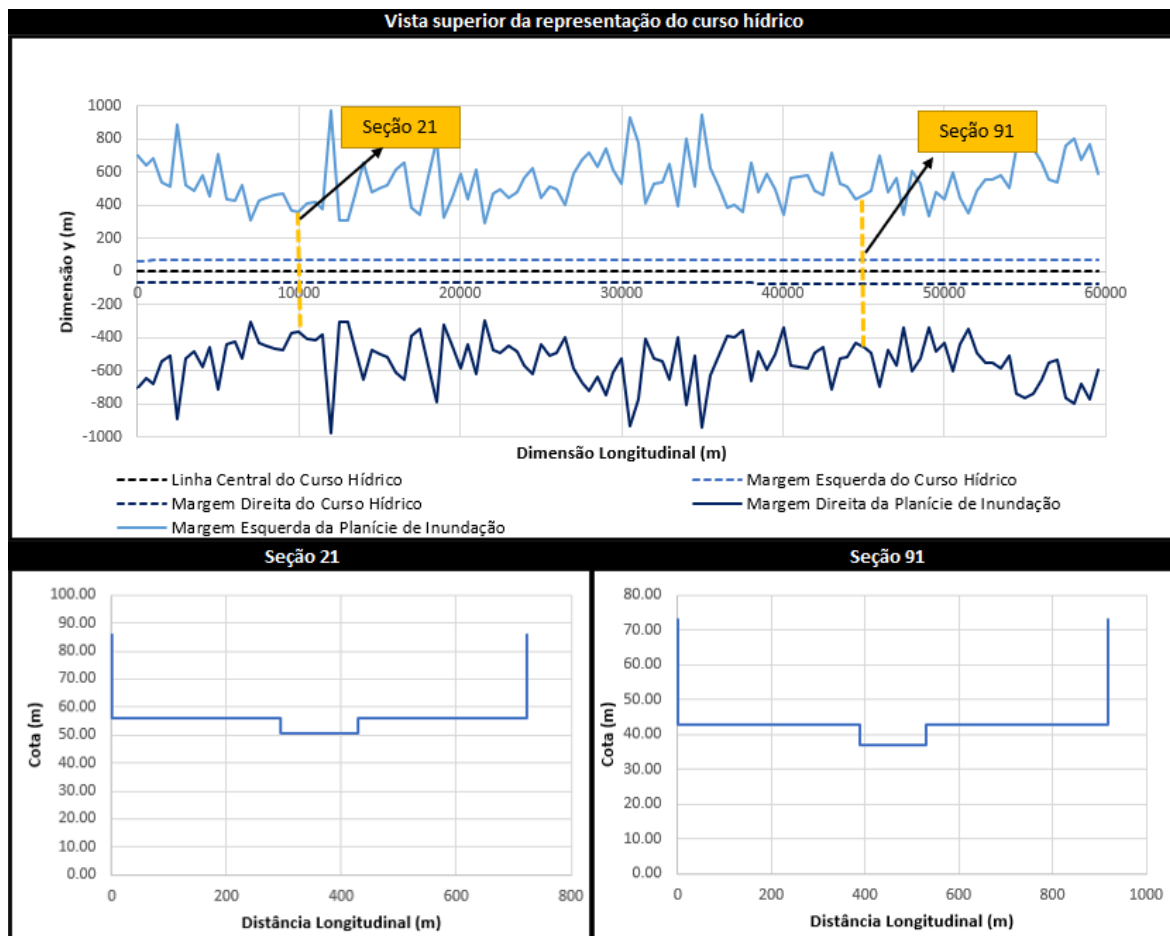


Figura 60 – Representação do vale de jusante da UHE Dona Francisca

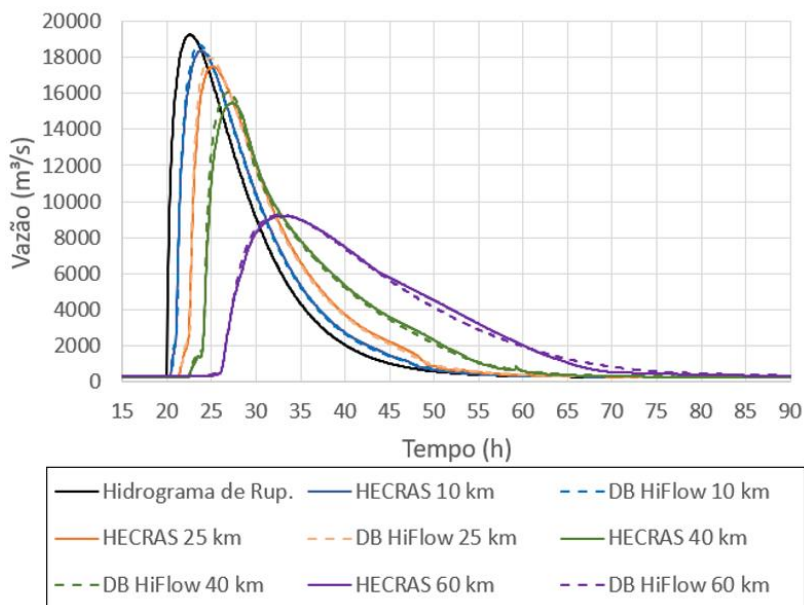


Figura 61 – Hidrogramas para a barragem Dona Francisca

Consequentemente, observa-se também uma aderência bem consistente entre a elevação da lâmina d'água simulada pelo modelo DB-HiFlow e a elevação da lâmina d'água simulada pelo modelo HEC-RAS 6.0. A Figura 62 representa essa variação de elevação da lâmina d'água ao longo do canal considerando a máxima profundidade computada por ambos os modelos, sendo possível verificar uma pequena subestimativa das profundidades simuladas pelo DB-HiFlow em alguns pontos.

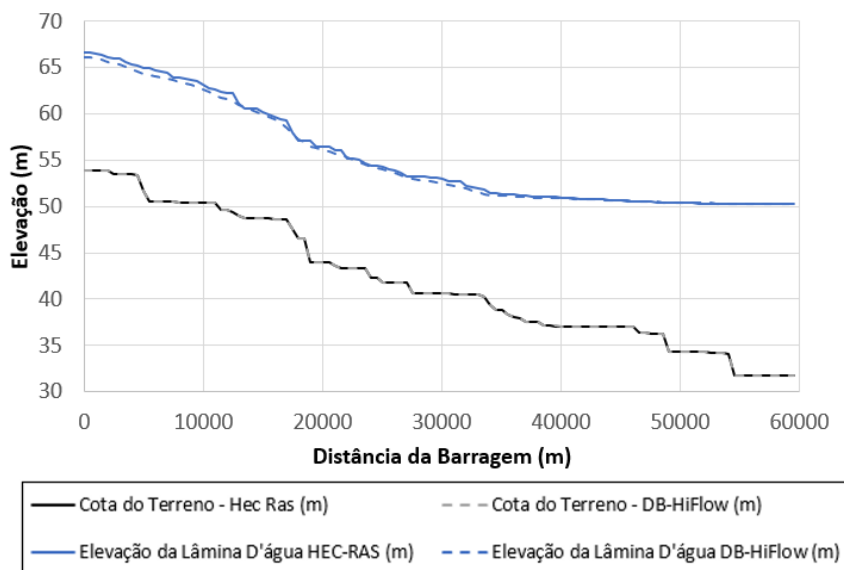


Figura 62 – Elevação da lâmina d'água para a barragem Dona Francisca

Os resultados desse teste são resumidos na Tabela 13, em que “T_{cp}” significa tempo de chegada da vazão de pico, “T_c” significa tempo de chegada, “Q_p” significa vazão de pico e “E_{la}” significa elevação da lâmina d'água. Nessa tabela observa-se que a diferença máxima na vazão de pico, para as seções estudadas, está associada a uma superestimativa do DB-HiFlow que supera em 3,9% os valores obtidos pelo HEC-RAS (ressaltando-se que valores positivos representam resultados majorados no HEC-RAS, e valores negativos resultados majorados no DB-HiFlow). As diferenças associadas aos tempos de pico e tempo de chegada de onda de cheia ficaram entre -10,3% e 7,4% nas seções estudadas. Além disso, as diferenças associadas às profundidades também se mantiveram baixas, menores do que 4%.

Tabela 13 – Diferenças entre HEC-RAS 6.0 e DB-HiFlow para Dona Francisca

Barragem	Var.	10 km a Jus.	25 km a Jus.	40 km a Jus.	60 km a Jus.
Dona Francisca	T _{cp}	3,9%	4,9%	4,8%	1,9%
	T _c	-9,1%	-10,3%	-1,9%	7,4%
	Q _p	-1,7%	-2,7%	-3,9%	-0,5%
	E _{la}	3,1%	2,7%	1,2%	0,2%

4.3.2 Teste 02

Bem como os resultados obtidos para o teste 01, o teste 02 (simulação de ruptura da barragem Ernestina) também demonstrou um bom acoplamento entre os modelos de propagação testados. O hidrograma de ruptura obtido para a barragem Ernestina teve uma vazão de pico da ordem de $6.500 \text{ m}^3/\text{s}$ e um tempo de pico da ordem de 2,5 horas, que foi propagado ao longo de um canal com largura média de 35 metros, e profundidade média da ordem de 3 metros e variação de declividade longitudinal média da ordem de $0,0020 \text{ m/m}$. As características da planície de inundação, apresentadas na Figura 63, permitem inferir uma largura média de planície da ordem de 200 metros.

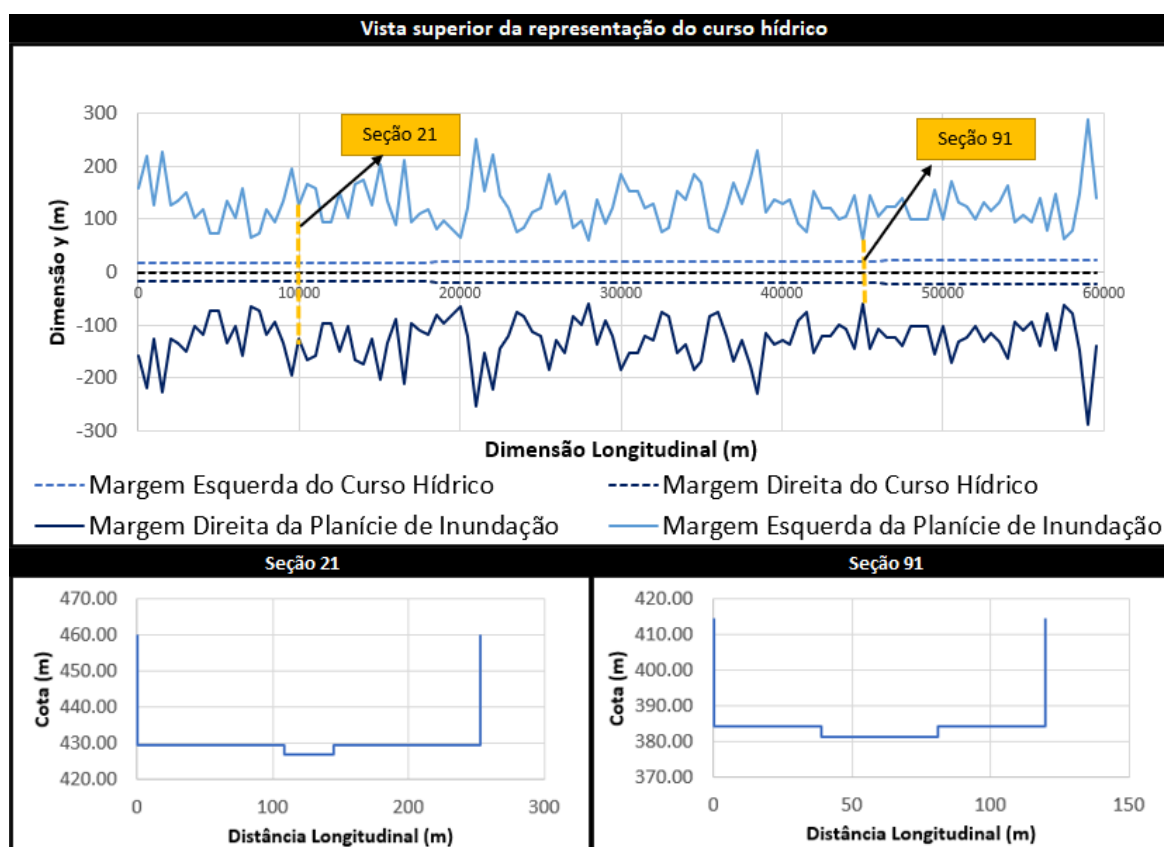


Figura 63 – Representação do vale de jusante da UHE Ernestina

Na Figura 64 são apresentados os resultados do teste 02, sendo possível observar que o modelo inercial 1D de planície ativa (DB-HiFlow) conseguiu representar adequadamente os resultados do HEC-RAS 6.0 para todas as seções estudadas. Esse bom acoplamento reflete consequentemente nas pequenas diferenças observadas no perfil da elevação da lâmina d'água, extraída para a lâmina máxima computada, apresentada na Figura 65.

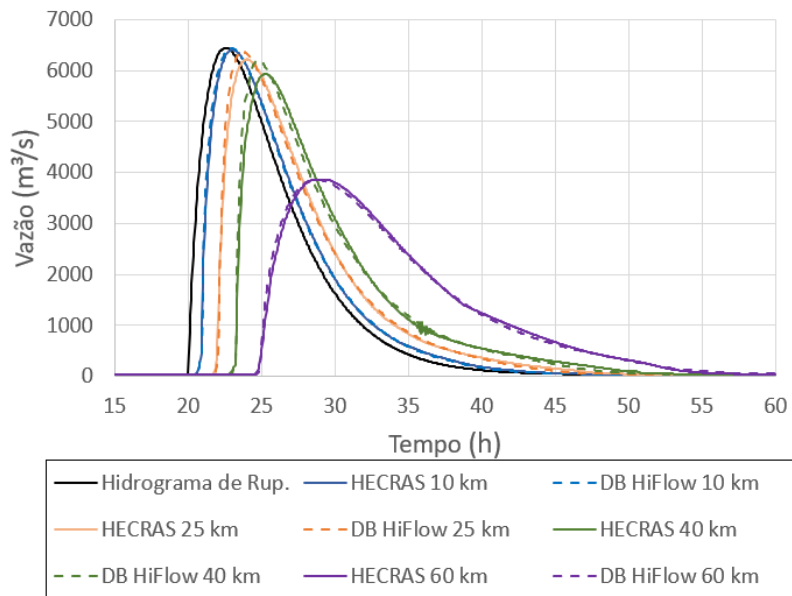


Figura 64 – Hidrogramas para a barragem Ernestina

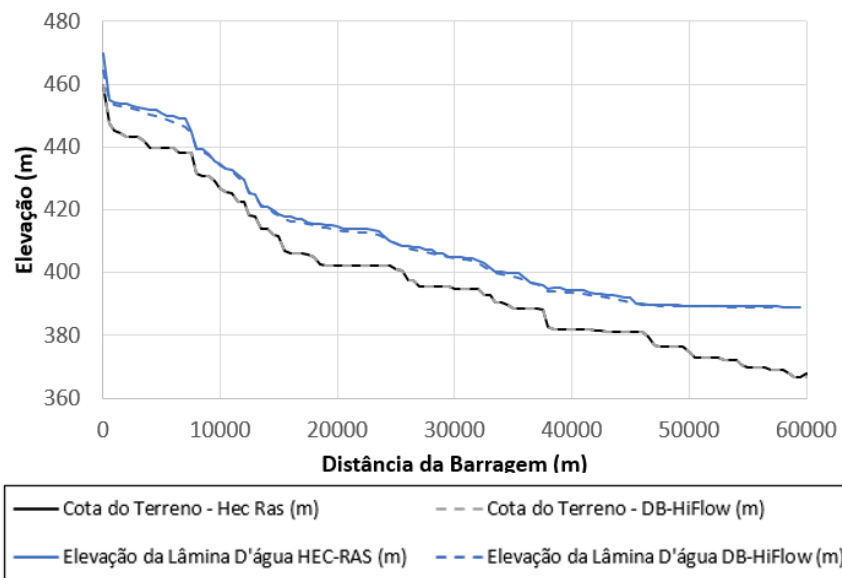


Figura 65 – Elevação da lâmina d'água para a barragem Ernestina

Os resultados desse teste são resumidos na Tabela 14, em que se observa que a similaridade comentada sobre as vazões de pico está associada a uma superestimativa por parte do DB-HiFlow em até 5% para as seções estudadas. De forma análoga, as diferenças associadas aos tempos de pico e tempo de chegada de onda de cheia também são de baixa relevância, chegando a valores máximos da ordem de 10% para as seções estudadas, observando-se majoritariamente um atraso da onda de cheia (pois o tempo computado é maior) nas simulações do DB-HiFlow. Quanto à

elevação de lâmina d'água calculada por ambos os modelos nas seções de interesse, observam-se diferenças inferiores a 8%.

Tabela 14 – Diferenças entre HEC-RAS 6.0 e DB-HiFlow para Ernestina

Barragem	Variável	10 km a Jus.	25 km a Jus.	40 km a Jus.	60 km a Jus.
Ernestina	Tcp	1,7%	7,5%	9,5%	2,8%
	Tc	-8,3%	0,0%	-5,2%	-3,2%
	Qp	-0,5%	-2,3%	-4,5%	0,2%
	Ela	3,6%	2,2%	7,9%	0,4%

4.3.3 Teste 03

O teste 03 se refere à simulação de onda de cheia provocada pelo rompimento hipotético de uma pequena barragem (PCH H1), diferindo-se dos testes anteriores principalmente pela reduzida ordem de magnitude do reservatório, que tem 3,57 hm³. Além disso, esse teste também se difere dos demais por haver uma descontinuidade importante ao longo do trecho simulado, conforme pode ser observado na Figura 66. Esse aumento repentino do tamanho do canal principal ocorre pelo fato de o curso hídrico a jusante da barragem PCH 1 (Rio Carreiro) interceptar, numa distância aproximada de 25 km da barragem, um curso hídrico de maior porte, no caso, o rio Taquari. Dessa forma, a largura do canal no trecho simulado aproximadamente dobra de tamanho, bem como sua profundidade média, que vai de aproximadamente 3 para 6 metros.

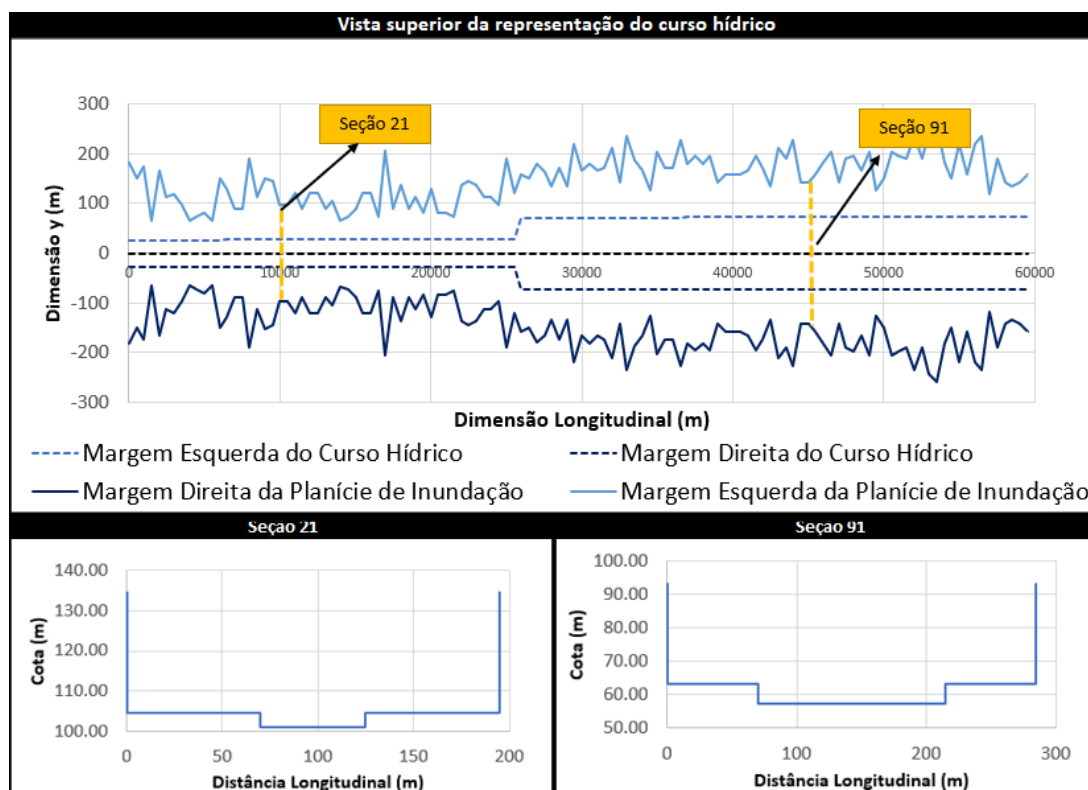


Figura 66 – Representação do vale de jusante da PCH H1

Mesmo com uma alta complexidade na geometria do canal, observa-se na Figura 67 hidrogramas muito similares nas seções estudadas, entendendo-se que o DB-HiFlow conseguiu representar adequadamente parâmetros como vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda de cheia ocasionada por um rompimento que gerou um hidrograma de ruptura com vazão de pico da ordem de 5 mil m³/s e tempo de pico de aproximadamente 0,3 horas.

Conseqüentemente, esse bom acoplamento dos hidrogramas gerou resultados satisfatórios quando comparados os valores de elevação de lâmina d'água obtidos pelo DB-HiFlow e pelo HEC-RAS 6.0 ao longo do trecho com declividade média aproximada de 0,0013 m/m, conforme apresentado na Figura 68.

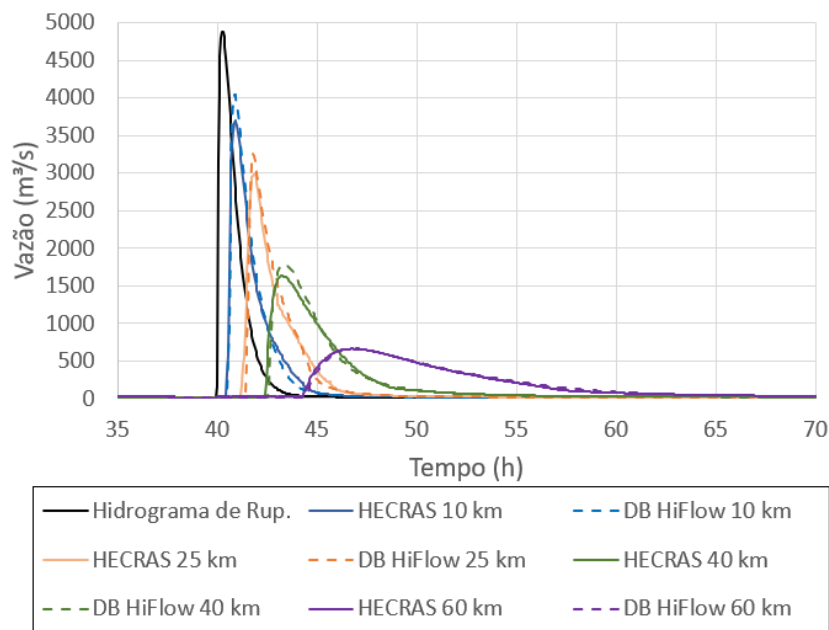


Figura 67 – Hidrogramas para a barragem PCH1

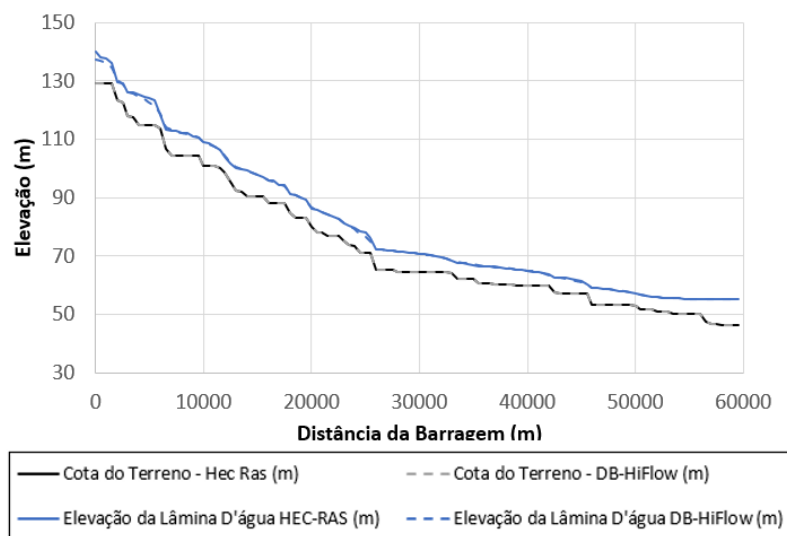


Figura 68 – Elevação de lâmina d'água para a barragem PCH1

Da mesma forma como nos testes anteriores, a Tabela 15 apresenta as diferenças encontradas a partir da comparação entre os resultados obtidos neste trabalho. Observa-se um atraso nos hidrogramas simulados pelo DB-HiFlow de até a ordem de 12% em relação aos tempos de chegada de onda de cheia e o tempo de pico, e uma majoração de até 10% nos valores observados na vazão de pico. Conforme é possível observar na Figura 68, o cômputo da lâmina d'água foi equivalente em ambos os modelos, havendo, entre as seções estudadas, diferenças de até a ordem de 19% e outros pontos com grande similaridade, com diferenças inferiores a 1%.

Tabela 15 – Diferenças entre HEC-RAS 6.0 e DB-HiFlow para PCH H1

Barragem	Var.	10 km a Jus.	25 km a Jus.	40 km a Jus.	60 km a Jus.
PCH H1	Tcp	0,0%	5,3%	-1,5%	-1,5%
	Tc	0,0%	-12,0%	-8,3%	-3,4%
	Qp	-9,6%	-8,3%	-9,6%	-0,4%
	Ela	0,6%	19,0%	0,3%	0,3%

4.3.4 Teste 04

O teste 04 refere-se ao rompimento hipotético da barragem considerada como integrante da última área de estudo deste trabalho, chamada de PCH H2. Essa barragem, conforme demonstrado na Tabela 11, tem volume de reservatório muito pequeno (1 hm³) se comparado com os volumes dos reservatórios que fizeram parte do teste 01 e do teste 02. Conseqüentemente, o hidrograma de ruptura dessa barragem também é menor, com vazão de pico da ordem de 2.400 m³/s e tempo de pico da ordem de 0,2 horas que se propaga ao longo de um trecho com declividade média considerada como alta, sendo da ordem de 0,0023 m/m. As planícies do trecho de jusante dessa barragem se configuram com uma largura relativamente constante, da ordem de 100 metros em cada margem, mas havendo um aumento relevante da largura do canal principal, que começa com 70 metros de largura e termina com 90 metros, conforme ilustrado na Figura 69.

Os resultados obtidos por este teste, que diferentemente dos testes anteriores considerou uma discretização espacial de 250m, permitiram identificar que nem sempre a utilização do modelo inercial 1D de planície ativa proposto neste trabalho consegue reproduzir os resultados obtidos pelo HEC-RAS 6.0 com a proximidade visual antes verificada em outros testes, havendo uma superestimação das vazões de pico calculadas pelo DB-HiFlow (Figura 70).

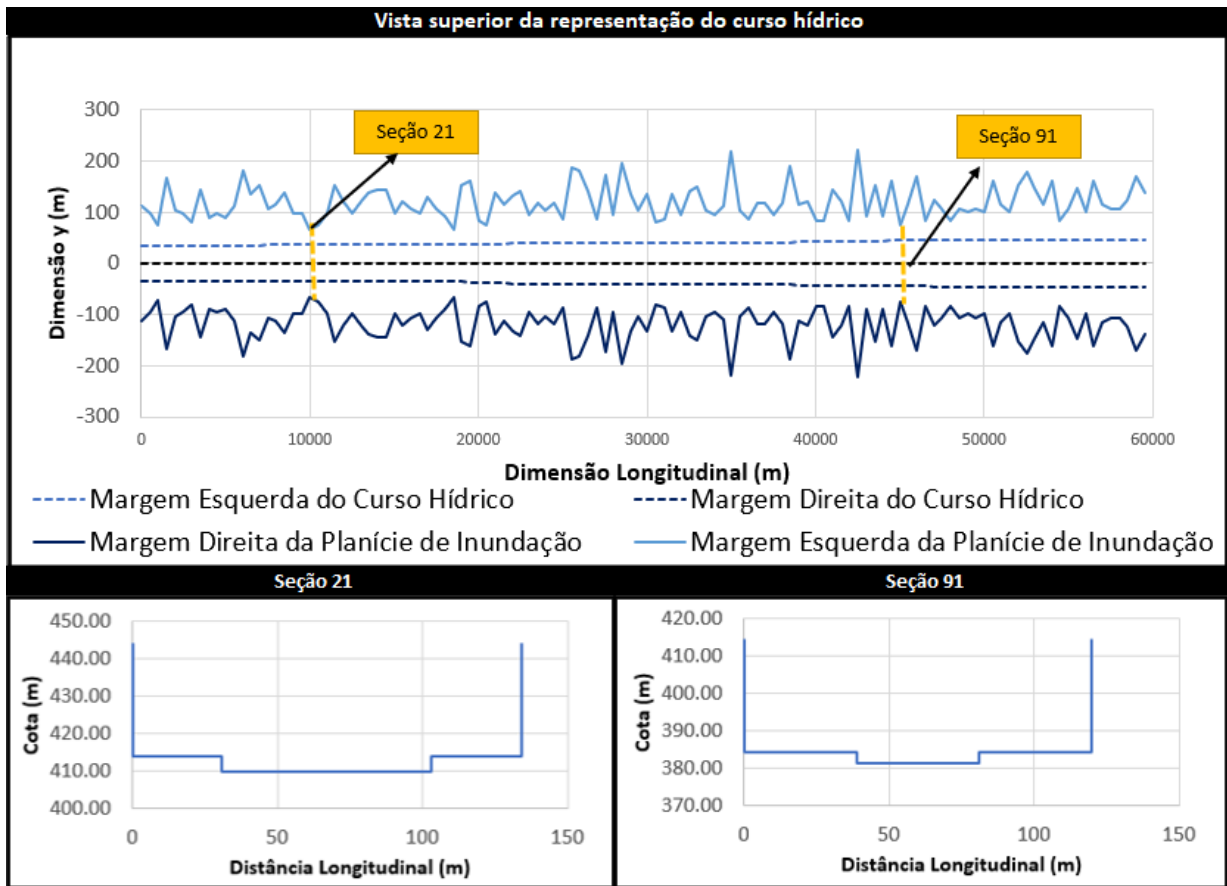


Figura 69 – Representação do vale de jusante da PCH H2

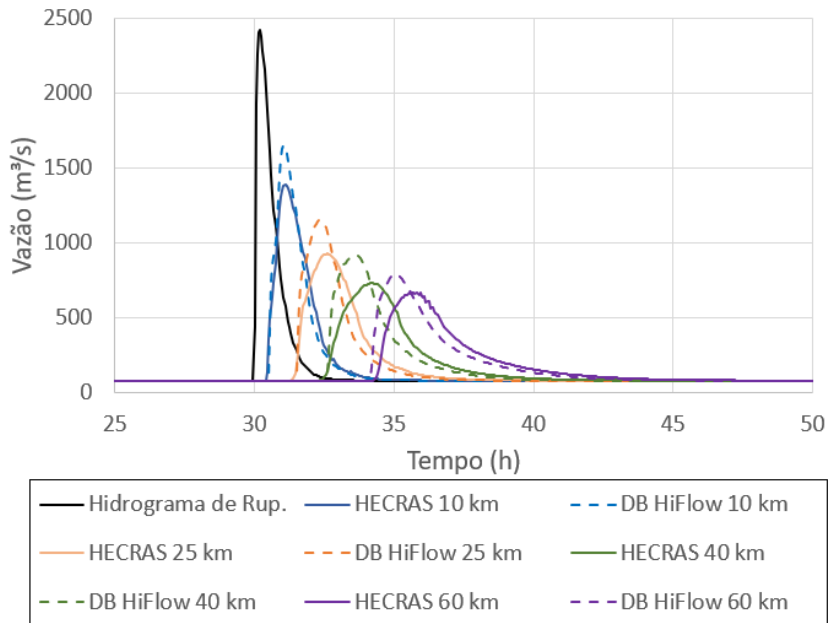


Figura 70 – Hidrogramas para a barragem PCH2

Muito embora as vazões de pico tenham sido superestimadas pelo DB-HiFlow nesse teste, ressalta-se que o perfil da elevação da lâmina d'água obtido ao longo do trecho foi similar em ambos os modelos, conforme pode ser observado na Figura 71.

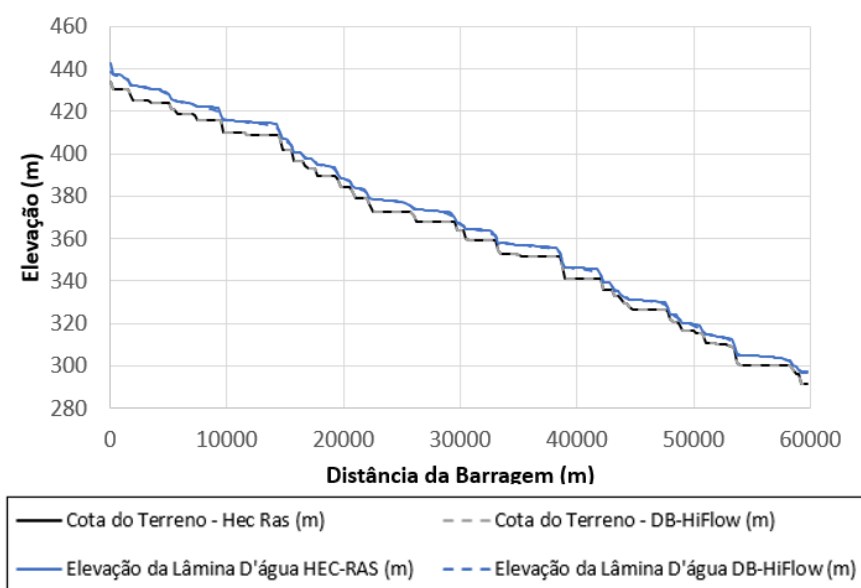


Figura 71 – Elevação da lâmina d'água para a barragem PCH2

Na Tabela 16 são quantificadas as diferenças observadas na Figura 70, observando-se uma superestimação de até a ordem de 25% por parte do DB-HiFlow quanto à vazão de pico. Por outro lado, as diferenças associadas ao tempo de chegada de onda de cheia ficaram entre -10% e 5,6%, e os associados ao tempo de pico ficariam abaixo de 15%, observando-se majoritariamente um adiantamento do tempo de chegada da cheia por parte do DB-HiFlow neste caso. As diferenças associadas às profundidades simuladas variaram entre 2% e 9% nas seções estudadas neste teste.

Tabela 16 – Diferenças entre HEC-RAS 6.0 e DB-HiFlow para PCH H2

Barragem	Var.	10 km a Jus.	25 km a Jus.	40 km a Jus.	60 km a Jus.
PCH H2	Tcp	4,5%	9,6%	13,1%	12,9%
	Tc	-10,0%	-3,3%	0,0%	5,6%
	Qp	-18,9%	-24,7%	-25,6%	-17,6%
	Ela	1,8%	3,1%	8,8%	9,2%

Especificamente ao longo dos testes realizados para esta barragem, observou-se uma potencial diferença entre a difusão numérica (associada à escolha da discretização espacial) existente entre o modelo DB-HiFlow e o modelo HEC-RAS 6.0, motivando, portanto, o teste de número 05, cujos resultados são a seguir apresentados.

4.3.5 Teste 05

Neste teste, utilizou-se a mesma área de estudo do teste 04, ou seja, da PCH H2, para estudar como a difusão numérica associada à escolha de diferentes discretizações espaciais (dx) afeta os resultados tanto do HEC-RAS 6.0 como o do DB-Hiflow, procurando dessa forma identificar o porquê da existência de resultados discrepantes no Teste 04 quanto à vazão de pico principalmente. Dessa forma, na Figura 72 são apresentadas as diferenças nos resultados obtidos com diferentes discretizações espaciais (250 m, 500 m e 1000 m) unicamente no DB-Hiflow. Do mesmo modo, na Figura 73 são apresentados os hidrogramas obtidos no HEC-RAS 6.0 a partir da adoção de diferentes discretizações espaciais (250 m, 500 m e 1000 m).

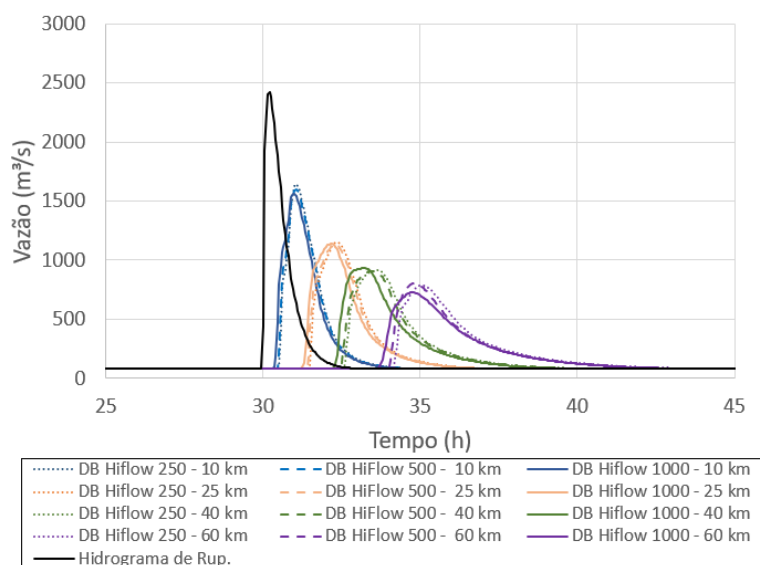


Figura 72 – Difusão numérica no DB-HiFlow

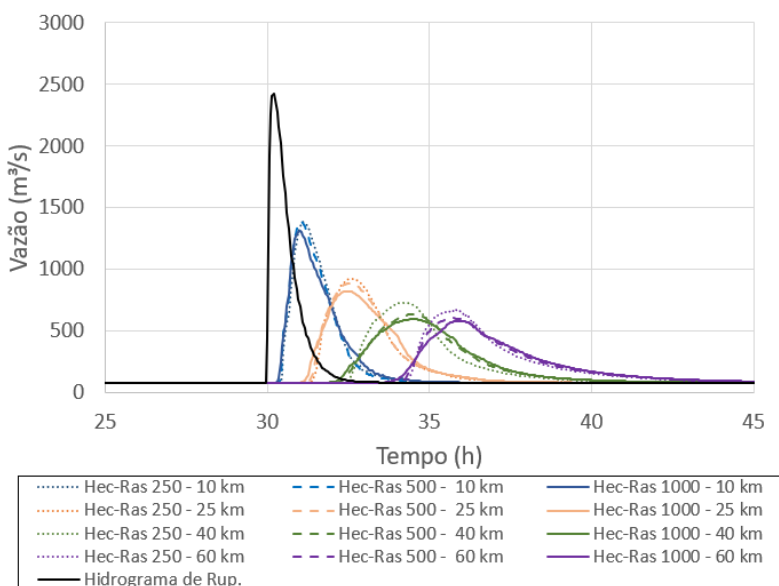


Figura 73 – Difusão numérica no HEC-RAS

A partir da visualização da Figura 72 e da Figura 73 é possível perceber comportamentos diferentes associados à forma que distintas discretizações espaciais afetam variáveis de análise, como vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda de cheia. Desses, destacam-se as diferenças principalmente na vazão de pico, de forma que o modelo DB-HiFlow tende a manter vazões de pico mais similares para diferentes discretizações espaciais escolhidas, diferentemente do HEC-RAS 6.0, cuja variação da discretização espacial parece impactar mais nas vazões de pico para essa área de estudo. A Tabela 17 resume essa avaliação, cujo cômputo da diferença considerou o valor com menor dx (no caso, 250 metros) como referência e apresenta a maior diferença computada entre as discretizações espaciais definidas. É possível observar que, considerando o modelo DB-HiFlow, podem ser obtidas vazões de pico com superestimativas de até 8% quando comparadas com as vazões de pico obtidas com uma discretização de 1.000 metros. Por outro lado, considerando o modelo HEC-RAS 6.0, essa superestimativa pode chegar até a ordem de 19% para a vazão de pico. Esse comportamento diferente frente à difusão numérica teria potencial para indicar que as diferenças nos resultados obtidos no teste 4 (associado a um dx de 250 metros) estão associadas à pequena discretização espacial adotada no teste, que neste caso, gera resultados mais distantes, entre os modelos, para menores discretizações. Ainda, esse teste diferiu significativamente dos anteriores também em relação ao volume da onda de cheia propagada, que é significativamente menor. Portanto, esse também pode ser um aspecto relevante que pode vir a exercer influência nos resultados.

Tabela 17 – Resumo dos resultados da difusão numérica

Esquema de Propagação	Var.	10 km a Jus.	25 km a Jus.	40 km a Jus.	60 km a Jus.
DB-HiFlow	Qp	-5,20%	-1,20%	1,80%	-7,60%
	Tp	-4,80%	-8,50%	-12,30%	-5,90%
HEC-RAS 6.0	Qp	-5,30%	-10,90%	-18,70%	-13,70%
	Tp	-9,10%	-5,80%	8,30%	2,60%

Neste sentido, uma vez observadas as relevantes diferenças que a difusão numérica gera entre os modelos de propagação testados, foi proposto o teste número 6, cujos resultados são a seguir apresentados.

4.3.6 Teste 06

O teste 06 procura identificar a viabilidade da aplicação do modelo DB-HiFlow com uma discretização espacial menos detalhada (dx = 1.000 m), ao compará-lo com o *benchmark* de referência (HEC-RAS 6.0) com uma discretização espacial mais detalhada (dx = 250 m). A área de estudo escolhida, bem como todos os inputs (excetuando-se a discretização espacial) refletem o Teste 04, e os resultados desse teste são apresentados na Figura 74.

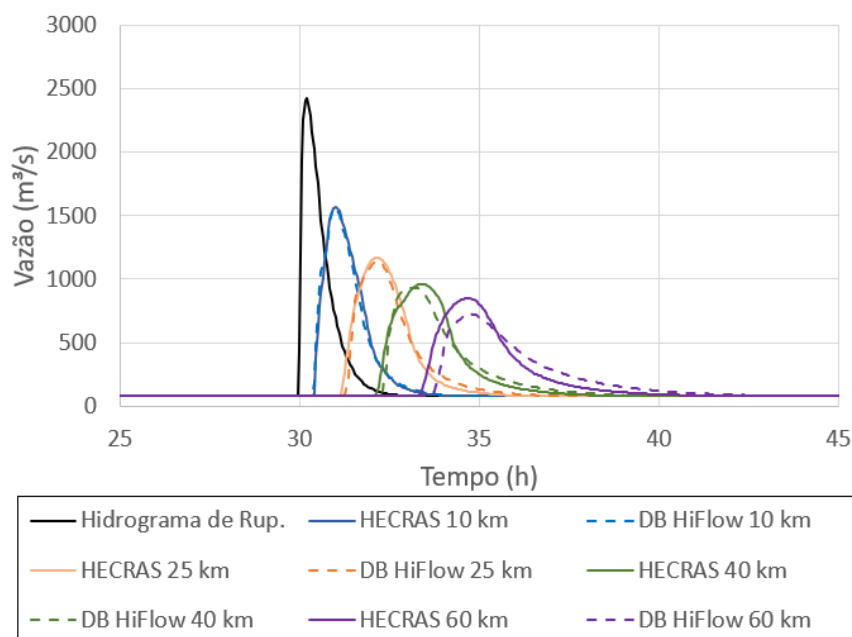


Figura 74 – Hidrogramas no DB-HiFlow (1000m) x HEC-RAS 6.0 (250m)

Neste teste pode-se observar que o DB-HiFlow conseguiu representar de forma mais adequada os hidrogramas simulados pelo HEC-RAS 6.0, quando utilizada uma discretização espacial mais refinada no modelo de referência, possibilitando uma menor difusão numérica. Neste sentido, considera-se essa uma vantagem em especial do DB-HiFlow sob o *benchmark*, para essa área de estudo, uma vez que é possível gerar resultados similares com menor esforço computacional e consequentemente menor tempo de processamento.

Na Tabela 18 é possível observar o ganho de performance do modelo DB-HiFlow quando seus resultados obtidos a partir de uma discretização espacial de 1.000 metros são comparados com o HEC-RAS 6.0 simulado a partir de uma discretização espacial de 250 m, em detrimento a uma simulação no HEC-RAS 6.0 com discretização espacial de 1.000 m.

Tabela 18 – Resumo dos resultados das diferenças obtidas na comparação cruzada HEC-RAS (250 m) x DB-HiFlow (1.000 m)

Esquema de Propagação	Var.	10 km a Jus.	25 km a Jus.	40 km a Jus.	60 km a Jus.
DB-HiFlow (1000m) x HEC-RAS 6.0 (1000m)	Tcp	0,00%	12,20%	29,70%	20,20%
	Tc	0,00%	-3,80%	2,10%	10,60%
	Qp	-19,00%	-38,30%	-57,20%	-26,00%
DB-HiFlow (1000m) x HEC-RAS 6.0 (250m)	Tcp	0,00%	0,00%	5,90%	-1,10%
	Tc	0,00%	-8,00%	-4,40%	-10,10%
	Qp	0,50%	2,90%	3,10%	14,60%

Neste sentido, observa-se que as diferenças em relação ao tempo de pico diminuem de valores da ordem de até 30% para valores da ordem de 6%. Ou seja, é menor a diferença associada ao

adiantamento do pico onda de cheia do DB-HiFlow especificamente para a seção localizada 40km a jusante da barragem. O mesmo ocorre para a vazão de pico, que diminui de diferenças da ordem de 57% para diferenças da ordem de 14%.

4.4 Discussão

Observa-se que a performance do modelo DB-HiFlow variou não só para cada área de estudo, mas também para as seções avaliadas e para cada parâmetro considerado. Dessa forma, todas as diferenças calculadas são apresentadas em conjunto na Tabela 19, que procura resumir os resultados deste trabalho. Essas diferenças são também apresentadas graficamente na Figura 75 para o tempo de pico, na Figura 76 para o tempo de chegada de onda de cheia e na Figura 77 para a vazão de pico, considerando os resultados do Teste 01 para a barragem Dona Francisca, do Teste 02 para a barragem Ernestina, do Teste 03 para a barragem PCH H1 e do Teste 06 para a barragem PCH H2. Adicionalmente, estes testes têm seus resultados ilustrados quanto à vazão de pico e tempo de pico nos gráficos presentes nas Figuras 78 a 81, permitindo-se verificar visualmente a coerência dos resultados ao longo dos vales de jusante simulados. Os valores que deram origem a esses gráficos se encontram no apêndice desse trabalho.

Tabela 19 – Resumo dos resultados dos hidrogramas

Barragem	Var	10 km a Jus.	25 km a Jus.	40 km a Jus.	60 km a Jus.
Dona Francisca	Tcp	3,95%	4,90%	4,79%	1,92%
	Tc	-9,09%	-10,34%	-1,92%	7,44%
	Qp	-1,71%	-2,69%	-3,87%	-0,55%
Ernestina	Tcp	1,67%	7,50%	9,52%	2,78%
	Tc	-8,33%	0,00%	-5,17%	-3,23%
	Qp	-0,48%	-2,32%	-4,46%	0,22%
PCH H1	Tcp	0,00%	5,26%	-1,54%	-1,48%
	Tc	0,00%	-12,00%	-8,33%	-3,45%
	Qp	-9,56%	-8,32%	-9,59%	-0,40%
PCH H2	Tcp	0,00%	0,00%	5,88%	-1,06%
	Tc	0,00%	-8,00%	-4,44%	-10,14%
	Qp	0,48%	2,90%	3,14%	14,64%

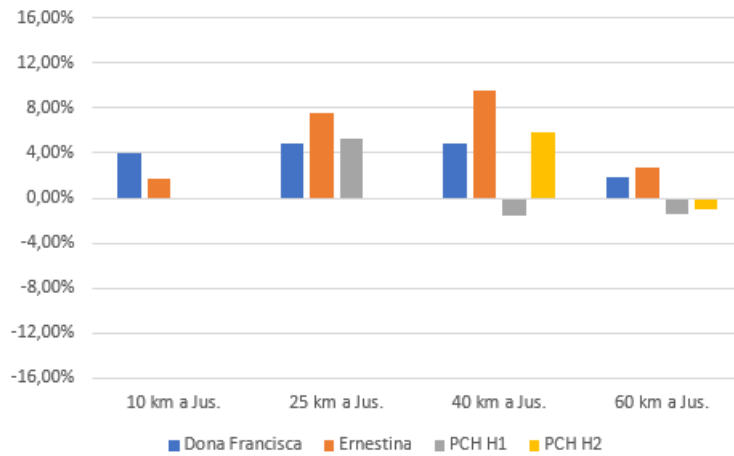


Figura 75 – Diferenças no tempo de pico

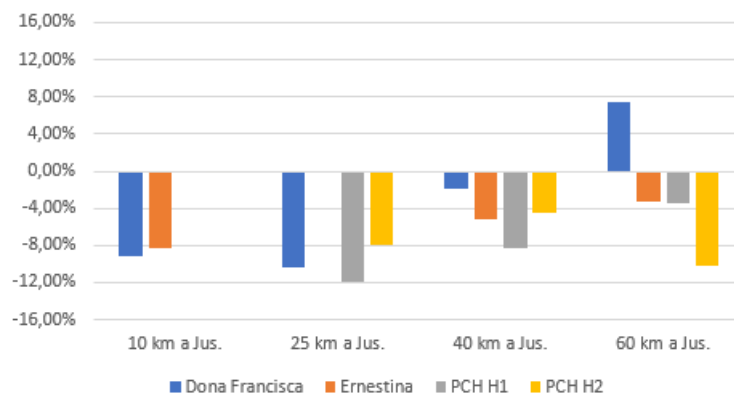


Figura 76 – Diferenças no tempo de chegada

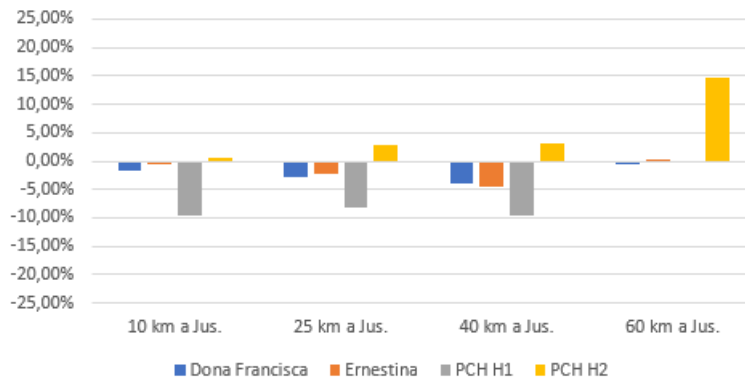


Figura 77 – Diferenças na vazão de pico

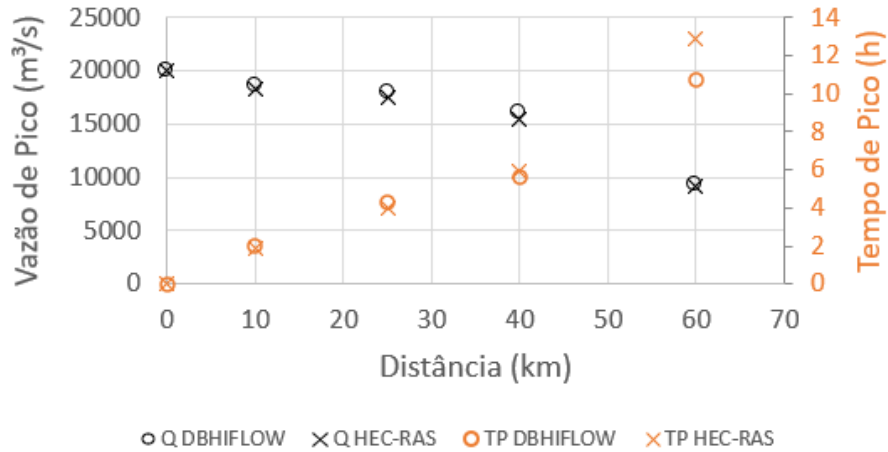


Figura 78 – Diferenças na vazão de pico e tempo de pico: Dona Francisca

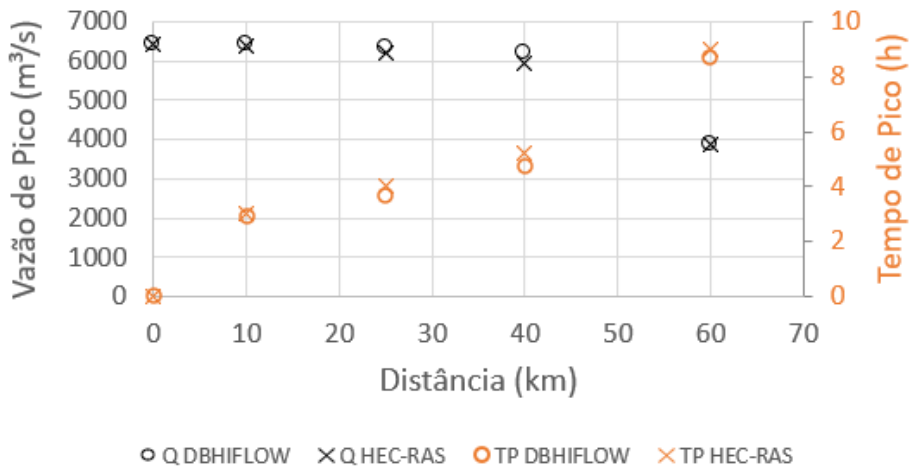


Figura 79 – Diferenças na vazão de pico e tempo de pico: Ernestina

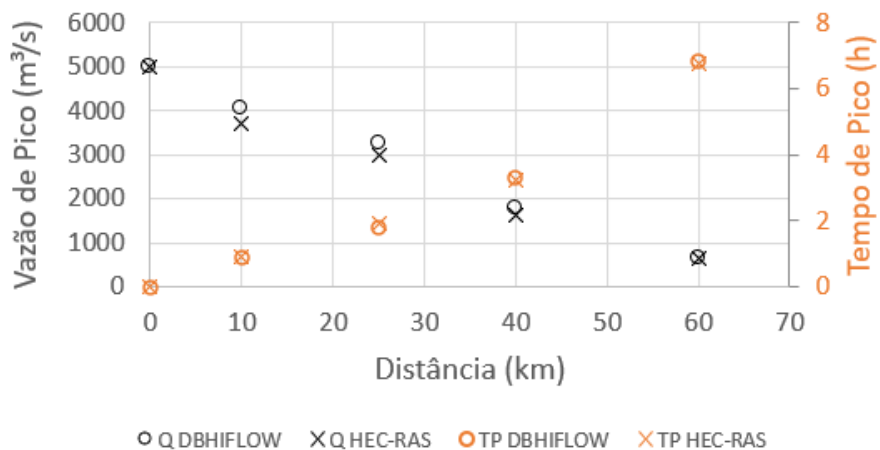


Figura 80 – Diferenças na vazão de pico e tempo de pico: PCHH1

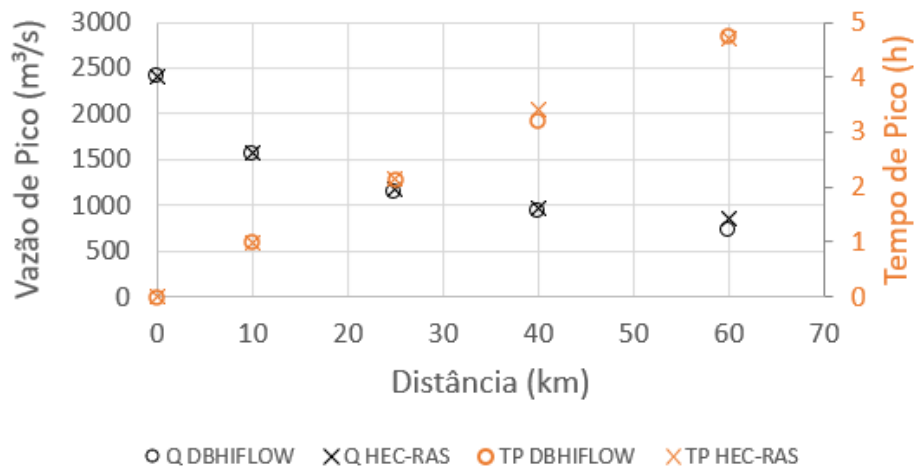


Figura 81 – Diferenças na vazão de pico e tempo de pico: PCHH2

A partir da avaliação da Tabela 19 e das figuras anteriores é possível inferir que, quando comparado ao *benchmark* e para as condições simplificadoras adotadas, a vazão de pico calculada pelo modelo DB-HiFlow pode gerar superestimativas da ordem de até 25% (valores negativos) e subestimativas da ordem de 15% (valores positivos), sendo mais comuns diferenças inferiores a +-10% para as quatro barragens estudadas.

Da mesma forma, também é possível concluir que o uso do DB-HiFlow, nos testes realizados, demonstrou superestimativas no tempo de chegada de onda de cheia que podem alcançar a ordem de 12% e subestimativas que podem chegar à ordem de até 8%. Neste caso, salienta-se que os valores positivos da Figura 76 representam superestimativas de tempo de chegada de onda de cheia por parte do DB-HiFlow, o que significa que a onda de cheia chega antes nas seções de interesse a partir de simulação no HEC-RAS 6.0.

Ainda, em se tratando do tempo de pico, os testes demonstraram que o DB-HiFlow subestimou esses tempos em magnitudes na ordem de 12%, o que significa que o modelo DB-HiFlow antecipou a chegada da vazão de pico na grande maioria dos testes realizados, com exceção de algumas seções das barragens PCH H1 e PCH H2, para as quais os tempos de pico foram superestimados em até 8%.

Avaliando-se as diferenças existentes nas profundidades simuladas (Figura 62, Figura 65, Figura 68 e Figura 71), observa-se na Tabela 20 valores médios e medianos inferiores a 10%, mesmo salientando-se inconsistências maiores em alguns trechos, como anteriormente demonstrado e salientado na coluna de diferenças máximas.

Tabela 20 – Resumo das diferenças obtidas quanto à profundidade

Barragem	Média	Mediana	Máxima
Dona Francisca	2,0%	1,6%	7,1%
Ernestina	6,7%	7,0%	54,8%
PCH H1	3,5%	1,3%	25,6%
PCH H2	8,3%	5,7%	44,8%
Valores Médios	5,1%	3,9%	33,1%

Os resultados apresentados permitem inferir que a utilização do método de propagação inercial proposto por Bates, Horritt & Fewtrell (2010), testado na forma 1D por Fan et al. (2014) e atualmente aplicado com sucesso na área de hidrologia de grande escala para representação não só de áreas inundáveis (YAMAZAKI et al., 2013; SIQUEIRA et al., 2020; FLEISCHMANN et al., 2020), mas também de outros processos, como avaliação de impactos de reservatórios (PASSAIA et al., 2020), impacto de mudanças climáticas em cursos hídricos (BREDA et al., 2020), predição de concentrações de sedimentos em escala continental (FAGUNDES et al., 2021) e integração entre sensoriamento remoto e modelos hidrológicos para predição de diversas variáveis de interesse do ciclo hidrológico (MEYER & PAIVA & FLEISCHMANN, 2021), tem grande potencial para ser utilizado, também, na propagação de ondas de rupturas de barragens de armazenamento de água, principalmente no âmbito de estudos preliminares.

Esse fato é embasado não só na proximidade de resultados obtidos com o DB-HiFlow e com o HEC-RAS 6.0, mas também na comparação entre as magnitudes dessas diferenças com as incertezas tipicamente associadas ao modelo de propagação de onda de cheia adotado em estudos preliminares de rompimentos de barragens, que pode chegar até a ordem média de 50%, quando comparados modelos difusivos com as equações de Saint-Venant (TSCHIEDEL & PAIVA, 2018), ou quando comparados diferentes métodos numéricos para resolução das equações de Saint-Venant 1D (Tschiedel et al., 2021).

Desta forma, indo ao encontro das indicações iniciais de Bates, Horritt & Fewtrell, (2010), Fan et al. (2014) e Sridharan et al. (2021), os testes aqui realizados permitiram identificar que o uso de um modelo inercial unidimensional para propagar cheias oriundas de rompimentos de barragens é possível, desde que observadas as condições simplificadoras adotadas e também as potenciais diferenças que isso pode ocasionar, tipicamente inferiores a 10% para variáveis como vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda de cheia para as áreas aqui analisadas.

Além disso, observa-se que o esquema adotado para representação de planícies ativas (isto é, com fluxo entre planícies de montante e de jusante, e também entre planície e canal principal) pareceu ser consistente, representando adequadamente os fluxos e trocas de volume laterais que

permitiram uma adequada representação de hidrogramas, tempos de chegada de onda de cheia, tempo de pico e vazão de pico em boa parte dos trechos estudados, resultado que vai ao encontro das observações de Tschiedel, Paiva & Fan, (2020).

A vantagem que reside na utilização do DB-HiFlow em detrimento ao HEC-RAS 6.0, considerando o escopo analisado, recai principalmente na pouca intervenção humana necessária para rodar o modelo, não havendo necessidade de trabalhos associados à definição manual de seções transversais, ajustes de propriedades hidráulicas e definição de parâmetros que visem à estabilidade hidráulica do modelo, o que costumam tomar muito tempo. Uma vez que o DB-HiFlow utiliza unicamente dados de entrada disponíveis globalmente (MERIT DEM) para parametrizar automaticamente as planícies de inundação, o modelo tem potencial de utilização para gerar, de forma integrada e rápida, informações que proporcionam uma visão global única a respeito da propagação de onda de cheia de ruptura hipotética para diversas barragens de interesse em vastos territórios na mesma simulação, sendo esse um escopo de atuação ainda pouco eficiente no HEC-RAS 6.0 ou em outros modelos similares em termos de agilidade para consolidação do modelo hidráulico.

Por outro lado, o DB-HiFlow também apresenta claras desvantagens em relação ao HEC-RAS, como por exemplo a forma muito simples de parametrização do vale de jusante e a incapacidade de gerar manchas de inundação, dentre inúmeras outras capacidades do HEC-RAS não contempladas pelo DB-HiFlow. Neste sentido, considerando também que o desenvolvimento do DB-HiFlow não tem o intuito de substituir o uso do HEC-RAS em estudos de ruptura que subsidiem PAEs, seus resultados poderiam ser utilizados para prever preliminarmente informações importantes a respeito de desastres de ruptura de barragens, que por sua vez poderiam subsidiar decisões relevantes a respeito de ordenamento de prioridades de elaboração de PAEs em territórios com grande número de barramentos.

Por fim, mas não menos importante, este trabalho abre o precedente para uma discussão mais aprofundada a respeito do *trade off* existente entre acurácia que alguns modelos de propagação de cheias podem fornecer em detrimento não só ao custo computacional, mas também ao tempo gasto para montagem do modelo hidráulico, muitas vezes não disponível em situações de emergência. Neste sentido, o modelo aqui proposto procura se colocar em meio a esse trade-off, fornecendo a baixo custo computacional resultados similares àqueles obtidos a partir de um alto custo computacional, numa abordagem preliminar de estudos de ruptura de barragens para dados de entrada simplificados.

4.5 Conclusões

Este trabalho explorou uma nova forma de gerar informações relevantes associadas à propagação de ondas de cheia provocadas por rupturas de barragens com a apresentação do modelo DB-Hiflow – Dam Break Hydrodynamic Inercial Flow Model.

Esse modelo permite propagar, com acurácia satisfatória, ondas de cheias de ruptura de barragens a partir do uso de um modelo de propagação mais estável (inercial unidimensional de planície ativa) se comparado ao modelo de propagação tradicionalmente usado para esse fim – o modelo unidimensional de Saint-Venant. Associado a uma técnica de parametrização de geometria a jusante do barramento que tem como dados de entrada produtos do MERIT DEM (YAMAZAKI et al., 2019) e informações associadas ao tamanho do barramento estudado, a vantagem de utilização do modelo DB-HiFlow, em detrimento ao *benchmark* analisado (HEC-RAS 6.0), reside na flexibilidade, estabilidade e agilidade para dadas condições simplificadoras.

Neste trabalho, o modelo DB-HiFlow foi testado para quatro barragens de características contrastantes, tanto em termos de altura e volume de reservatório, como também em termos de características do vale de jusante. Nestes testes, para os quais os hidrogramas de rompimento foram propagados em trechos compostos por canal retangular acoplado a planície retangular parametrizada a partir dos produtos de topografia globais MERIT DEM (YAMAZAKI, 2019), demonstrou-se que as diferenças ficaram tipicamente abaixo dos 10% para as variáveis como vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda de cheia, podendo chegar até valores da ordem de 15% e 25% para algumas situações quanto à vazão de pico.

Salienta-se, por fim, que o modelo aqui proposto não tem o intuito de substituir aplicações envolvendo modelos hidrodinâmicos mais robustos como o HEC-RAS 6.0 (USACE, 2021), que, se aplicados localmente, permitem uma visão mais completa dos impactos associados a rompimentos de barragens. O modelo aqui proposto tem o intuito de fornecer uma visão global, rápida e mais fisicamente embasada fundamentada na rápida propagação de ondas de ruptura de barragem para situações em que não há tempo hábil para montagem de modelos hidrodinâmicos complexos. Também pode ser aplicado para situações em que há a necessidade de se fornecer uma abordagem integrada que tenha o objetivo de identificação de prioridades em termos de aplicação local de modelos hidrodinâmicos mais robustos em grandes territórios com grande número de barragens, dadas algumas restrições anteriormente destacadas.

4.6 Agradecimentos

Os autores deste trabalho agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPQ), vinculado ao Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovações do Brasil pela concessão de bolsa de doutorado que permitiu o desenvolvimento deste trabalho.

4.7 Referências

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Manual do Empreendedor Sobre Segurança de Barragens**: Guia de Orientação e Formulários do Plano de Ação Emergencial – PAE. Brasília, ANA: 2016. Disponível em: <https://www.snisb.gov.br/Entenda_Mais/volume-iv-guia-de-orientacao-e-formularios-dos-planos-de-acao-de-emergencia-2013-pae>. Acesso em 11 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2020**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2021. Disponível em: <<https://www.snirh.gov.br/portal/snisb/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2020>>. Acesso em 17 fev. 2022.

AKAN, A. O., YEN, B. C. Diffusion-wave flood routing in channel networks. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 107, n. 6, p. 719-732, 1981.

ALMEIDA, G. A. et al. Improving the stability of a simple formulation of the shallow water equations for 2-D flood modeling. **Water Resources Research**, v. 48, n. 5, p. 1-14, 2012. Disponível em: <<https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/epdf/10.1029/2011WR011570>>. Acesso em 11 fev. 2022.

ÁLVAREZ, M. et al. Two-dimensional dam-break flood analysis in data-scarce regions: The case study of Chipembe dam, Mozambique. **Water**, v. 9, n. 432, p. 1-19, 2017. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2073-4441/9/6/432>>. Acesso em 11 fev. 2022.

ALVES, Maria Eduarda Pereira. **Simulação de Rompimento de Barragens em Cascata com o Modelo MGB**. 2018. Monografia (Engenharia Ambiental), Instituto de Pesquisas Hidráulicas e Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2018. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/196355/001095507.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em 11 fev. 2022.

BARBAROSSA, V. et al. Impacts of current and future large dams on the geographic range connectivity of freshwater fish worldwide. **Proceedings of the National Academy of Sciences**, v. 117, n. 7, p. 3648-3655, 2020. Disponível em: <<https://pubmed.ncbi.nlm.nih.gov/32015125/>>. Acesso em 16 fev. 2022.

BARFIELD, B. J., WARNER, R. C.; HAAN, C. T. **Applied hydrology and sedimentology for disturbed areas**. Oklahoma: Oklahoma Technical Press, 1981.

- BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; FEWTRELL, T. J. A simple inertial formulation of the shallow water equations for efficient two-dimensional flood inundation modelling. 2010. **Journal of Hydrology**, v. 387, n. 1-2, p. 33-45.
- BEGNUDELLI, L.; SANDERS, B. F. Simulation of the St. Francis dam-break flood. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 133, n. 11, p. 1200-1212, 2007.
- BOTELHO, A. et al. Assessment of the environmental impacts associated with hydropower. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 70, p. 896-904, 2017.
- BOULANGE, J et al. Role of dams in reducing global flood exposure under climate change. **Nature Communications**, v. 12, n. 1, p. 1-7, 2021.
- BRASIL, Lucas Samuel Santos. **Utilização de Modelagens Uni e Bidimensional para a Propagação de Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem**. Estudo de Caso: Barragem de Rio de Pedras – MG. 2005. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: UFMG, 2005.
- BREDA, J. P. L. F. et al. Climate change impacts on South American water balance from a continental-scale hydrological model driven by CMIP5 projections. **Climatic Change**, Springer, v. 159, n. 4, p. 1-20, 2020. Disponível em: <https://ideas.repec.org/a/spr/climat/v159y2020i4d10.1007_s10584-020-02667-9.html>. Acesso em 16 fev. 2022.
- Chen, T. Y. K., & Capart, H. (2020). Kinematic wave solutions for dam-break floods in non-uniform valleys. **Journal of Hydrology**, 582, 124381.
- CLARK, E. A. et al. Continental runoff into the oceans (1950–2008). **Journal of Hydrometeorology**, v. 16, n. 4, p. 1502-1520, 2015. Disponível em: <https://journals.ametsoc.org/view/journals/hydr/16/4/jhm-d-14-0183_1.xml>. Acesso em 16 fev. 2022.
- COLFERAI, Marcele Nonnenmacher. **Análise da influência da topobatimetria de jusante em estudo de rompimento de barragem**. 2018. Monografia (Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2018. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/179904?locale-attribute=es>>. Acesso em 16 fev. 2022.
- FAGUNDES, H. O. et al. (2021). Sediment flows in South America supported by daily hydrologic-hydrodynamic modeling. **Water Resources Research**, v. 57, n. 2. Disponível em: <<https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1029/2020WR027884>>. Acesso em 16 fev. 2022.

Fan, F. M. et al. Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. **RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 19, n. 4, out./dez., p. 137-147, 2014.

FAROOQ, M.; SHAFIQUE, M.; KHATTAK, M. S. Flood hazard assessment and mapping of River Swat using HEC-RAS 2D model and high-resolution 12-m TanDEM-X DEM (WorldDEM). **Natural Hazards**, v. 97, n. 2, p. 477-492, 2019.

FASSONI-ANDRADE, Alice César et al. Comparison of numerical schemes of river flood routing with an inertial approximation of the Saint-Venant equations. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 23, p. 1, 2018. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/178498>>. Acesso em 16 fev. 2022.

FEIZI, A. Hydrodynamic Study of the Flows Caused by Dam Break around Downstream Obstacles. **The Open Civil Engineering Journal**, v. 12, n. 1, 2018.

FLEISCHMANN, A. S. et al. Trade-offs between 1D and 2D regional river hydrodynamic models. **Water Resources Research**, v. 56, 14 jun., 2020.

FLEISCHMANN, Ayan et al. Modelling hydrologic and hydrodynamic processes in basins with large semi-arid wetlands. **Journal of Hydrology**, v. 561, abr., 2018.

FLEISCHMANN, Ayan; PAIVA, Rodrigo; COLLISCHONN, Walter. Can regional to continental river hydrodynamic models be locally relevant ? A cross-scale comparison. **Journal of Hydrology X**, v. 3, 2019.

FROEHLICH, David C. Peak Outflow From Breached Embankment Dam. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 121, n. 1, p. 90–97, 1995.

FROEHLICH, David. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 134, p. 1708-1721, 2008.

GARCIA-MARTINEZ, R.; GONZALEZ-RAMIREZ, N.; O'BRIEN, J. Dam-break flood routing. **WIT Transactions on State-of-the-art in Science and Engineering**, v. 36, 2009.

GE, W. et al. Risk evaluation of dam-break environmental impacts based on the set pair analysis and cloud model. **Natural Hazards**, v. 104, n. 2, p. 1641-1653, 2020.

GEORGE, Anila C.; NAIR, B. Thulasidharan. Dam Break Analysis Using BOSS DAMBRK. **Aquatic Procedia**, v. 4, p. 853-860, 2015.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **World Register – General Synthesis**. Disponível em <https://www.icold-cigb.org/GB/world_register/general_synthesis.asp>. Acesso em 12 out. 2021.

KALININA, A. et al. Metamodeling for uncertainty quantification of a flood wave model for concrete dam breaks. **Energies**, v. 13, n. 14, p. 3685, 2020. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/1996-1073/13/14/3685>>. Acesso em 16 fev. 2022.

KARAMI, Shobeir; KARAMI, Ezatollah. Sustainability assessment of dams. **Environment, Development and Sustainability**, v. 22, n. 4, p. 2919-2940, 2020.

KRYLOVA, A. I.; ANTIPOVA, E. A.; PEREVOZKIN, D. V. The derivation of the Saint–Venant equations. **Bull. Nov. Comp. Center, Num. Model. in Atmosph., etc**, v. 16, p. 21-35, 2017.

KUMAR, S. et al. Literature review of dam break studies and inundation mapping using hydraulic models and GIS. **International Research Journal of Engineering and Technology**, v. 4, n. 5, p. 55-61, 2017.

LAURIANO, André Wilhiam. **Estudo de Ruptura da Barragem de Funil: Comparação Entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS**. 2009. Dissertação (Programa de Pós Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: UFMG, 2009.

LEHNER, Bernhard et al. High-resolution mapping of the world's reservoirs and dams for sustainable river-flow management. **Frontiers in Ecology and the Environment**, v. 9, n. 9, p. 494-502, 2011.

LI, D. et al. Coupling a 1D-local inertia 2D hydraulic model for flood dispatching simulation in a floodplain under joint control of multiple gates. **Natural Hazards**, v. 109, n. 2, p. 1801-1820, 2021.

LI, Z.; LI, W.; GE, W. Weight analysis of influencing factors of dam break risk consequences. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 18, n. 12, p. 3355-3362, 2018.

LIMA, R. P. et al. Assessment of Digital Terrain Models in Dam Break Simulation Studies. **Boletim de Ciências Geodésicas**, v. 27, 2021.

LOPES, Vitória Ache Rocha. **Modelagem hidrológica integrada da bacia hidrográfica da Laguna dos Patos e seus complexos lagunares usando o modelo MGB-IPH com propagação inercial de vazões**. 2015. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, UFRGS, 2015.

MAO, Jian et al. Management System for Dam-Break Hazard Mapping in a Complex Basin Environment. **International Journal of Geo-Information**, v. 6, n. 6, p. 162, 2017.

MARANGOZ, H. O.; ANILAN, T. Two-dimensional modeling of flood wave propagation in residential areas after a dam break with application of diffusive and dynamic wave approaches. **Natural Hazards**, 26 jul., p. 1-21, 2021. Disponível em: <<https://link.springer.com/article/10.1007/s11069->

021-04953-

w?utm_source=xmol&utm_medium=affiliate&utm_content=meta&utm_campaign=DDCN_1_GL01_metadata>. Acesso em 16 fev. 2022.

MEYER OLIVEIRA, A.; PAIVA, R. C. D.; FLEISCHMANN, A. S. On the contribution of remote sensing-based calibration to model multiple hydrological and hydraulic processes in tropical regions. **Journal of Hydrology**, v. 597, 2021. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0022169421002316?via%3Dihub>>. Acesso em 16 fev. 2022.

MOHAMMED, L. A.; KHASSAF, S. I.; AL-MURSHIDI, K. R. Application HEC-RAS Model to Simulate the Flood Wave Due to Dam Failure. In: **2019 4th Scientific International Conference Najaf (SICN)**. p. 150-155.

MULLIGAN, Mark; VAN SOESBERGEN, Arnout; SÁENZ, Leonardo. GOODD, a global dataset of more than 38,000 georeferenced dams. **Scientific Data**, v. 7, n. 1, p. 1-8, 2020.

MUNOZ, D. H.; CONSTANTINESCU, G. 3-D dam break flow simulations in simplified and complex domains. **Advances in Water Resources**, 137, mar., p.103510, 2020.

OLIVEIRA, J.A. et al. Dambreak Model – Software de Simulação de Rompimento de Barragens. In: XXIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos - XXII SBRH 2021, Belo Horizonte, MG. **Anais...** Belo Horizonte, MG.

PAIVA, R. C. D. et al. Large-scale hydrologic and hydrodynamic modeling of the Amazon River basin. **Water Resources Research**, v. 49, n. 3, p. 1226-1243, 2013. Disponível em: <<https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/full/10.1002/wrcr.20067>>. Acesso em 16 fev. 2022.

PALU, M. C.; JULIEN, P. Y. Test and improvement of 1D Routing algorithms for dam-break floods. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 146, n. 6, p. 04020043-1, 2020.

PASSAIA, O. et al. Impact of large reservoirs on simulated discharges of Brazilian rivers. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 25, p. 1, 2020. Disponível em: <<https://www.scielo.br/j/rbrh/a/QQvxWFBsNLJ4mhGsx9vQ4xr/?lang=en>>. Acesso em 16 fev. 2022.

PATEL, Dhruvesh P. et al. Assessment of flood inundation mapping of Surat city by coupled 1D / 2D hydrodynamic modeling: a case. **Natural Hazards**, v. 89, p. 1141-1152, 2017.

PONCE, V. M. Kinematic wave controversy. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, v. 117, n. 4, p. 511-525, 1991. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9429%281991%29117%3A4%28511%29>>. Acesso em 16 fev. 2022.

- PONTES, P. R. M. et al. MGB-IPH model for hydrological and hydraulic simulation of large floodplain river systems coupled with open source GIS. **Environmental Modelling & Software**, v. 94, 1-20, 2017.
- RANGARI, V. A.; UMAMAHESH, N. V.; BHATT, C. M. Assessment of inundation risk in urban floods using HEC-RAS 2D. **Modeling Earth Systems and Environment**, v. 5, n. 4, p. 1839-1851, 2019.
- RONG, Y. et al. Three-dimensional numerical simulation of dam discharge and flood routing in Wudu Reservoir. **Water**, v. 11, n. 10, p. 2157, 2019. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2073-4441/11/10/2157/htm>>. Acesso em 16 fev. 2022.
- ROSSI, C. L. C. U. et al. Dam-Break analysis: proposal of a simplified approach. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 26, 2021. Disponível em: <<https://www.scielo.br/j/rbrh/a/8BnG3BNbncVgqYG7Sd3hGqF/>>. Acesso em 16 fev. 2022.
- SCHULZ, Christopher; ADAMS, William M. Debating dams: the World Commission on Dams 20 years on. **Wiley Interdisciplinary Reviews: Water**, v. 6, n. 5, p. e1396, 2019.
- SIQUEIRA, V. A. et al. Toward continental hydrologic–hydrodynamic modeling in South America. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 22, n. 9, p. 4815-4842, 2018.
- SIQUEIRA, Vinícius Alencar et al. Potential skill of continental-scale, medium-range ensemble streamflow forecasts for flood prediction in South America. **Journal of Hydrology**, aug., p. 125430, 2020
- SRIDHARAN, B. et al. Local-inertial shallow water model on unstructured triangular grids. **Advances in Water Resources**, v. 152, jun., 2021.
- Sridharan, B. et al. Local-inertial shallow water model on unstructured triangular grids. **Advances in Water Resources**, 152, 103930. 2021.
- TEDLA, M. G.; CHO, Y.; JUN, K. Flood Mapping from Dam Break Due to Peak Inflow: A Coupled Rainfall–Runoff and Hydraulic Models Approach. **Hydrology**, v. 8, n. 2, p. 2021. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2306-5338/8/2/89>>. Acesso em 16 fev. 2022.
- TSCHIEDEL, A. D. F et al. Barragens e rompimentos: compilação histórica nacional e internacional. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos (23, Foz do Iguaçu, 2019). **Anais...** [recurso eletrônico]. Porto Alegre: ABRH, 2019.
- TSCHIEDEL, A. D. F.; PAIVA, R. C. D. D.; FAN, F. M. Utilização de modelos hidrológicos de larga escala na predição de impactos relacionados a rompimento de barragens. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 25, 2020. Disponível em:

<<https://www.scielo.br/j/rbrh/a/wJz67pnkR5fqQgtc9DQbRWK/abstract/?lang=pt>>. Acesso em 16 fev. 2022.

TSCHIEDEL, Arthur da Fontoura; PAIVA, Rodrigo Cauduro Dias de. Uncertainty assessment in hydrodynamic modeling of floods generated by dam break. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 30, p. 1–17, 2018.

UNITED STATES. Bureau of Reclamation. **Guidelines for defining inundated areas downstream from Bureau of Reclamation dams**. Denver: U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, 1982.

URIZCĂ, A. et al. Using 2D HEC-RAS Modeling and Embankment Dam Break Scenario for Assessing the Flood Control Capacity of a Multi-Reservoir System (NE Romania). **Water**, v. 13, n. 1, p. 57, 2021.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual**. Version 6.0. California: Hydrologic Engineering Center, 2021.

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

VENTURI, S. et al. A new collision operator for lattice Boltzmann shallow water model: A convergence and stability study. **Advances in Water Resources**, v. 135, 2020.

YAMAZAKI, D. et al. MERIT Hydro: A high-resolution global hydrography map based on latest topography dataset. **Water Resources Research**, v. 55, n. 6, p. 5053-5073, 2019.

YAMAZAKI, Dai; DE ALMEIDA, Gustavo AM; BATES, Paul D. Improving computational efficiency in global river models by implementing the local inertial flow equation and a vector-based river network map. **Water Resources Research**, v. 49, n. 11, p. 7221-7235, 2013.

YAO, C. et al. A priori parameter estimates for a distributed, grid-based Xinanjiang model using geographically based information. **Journal of Hydrology**, v. 468, p. 47-62, 2012.

YIN, C. A. O. et al. Numerical simulation of dam-break flow based on structured grids. **Advances in Water Science**, v. 28, n. 6, p. 868-878, 2017.

ZHANG, L. et al. Dam failure mechanisms and risk assessment. Singapore: John Wiley & Sons, 2016.

5 CAPÍTULO 05 – UM MÉTODO UNIDIMENSIONAL DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS A SER UTILIZADO EM ABORDAGENS DE GRANDE ESCALA

Neste capítulo é apresentado o terceiro artigo que compõe esta tese. Este artigo foi desenvolvido procurando explorar aos objetivos específicos (iv), (v) e (vi), que são a seguir reproduzidos:

- (iv) avaliar o desempenho da técnica proposta a partir da comparação dos resultados com os obtidos por modelos tipicamente utilizados em simulações de rompimento de barragens;
- (v) consolidar o modelo de rompimento de barragens proposto visando à obtenção de confiáveis manchas de inundação, manchas de tempo de chegada de onda de cheia e tempo de chegada de pico de cheia, aplicável com pouca intervenção humana; e
- (vi) demonstrar a aplicabilidade do modelo proposto para gerar manchas de inundação para um grande número de barragens localizadas em uma grande bacia hidrográfica em uma única simulação.

A elaboração deste trabalho é fundamentada nos resultados obtidos nos estudos anteriores (apresentados nos capítulos 03 e 04), que indicaram uma grande potencialidade de uso do modelo inercial para propagar hidrogramas de ruptura de barragens. Esses trabalhos são recapitulados a seguir.

No capítulo 03, o modelo de propagação inercial foi comparado ao modelo hidrodinâmico completo para propagar, a partir de uma abordagem de planícies de armazenamento, o hidrograma de ruptura de uma grande barragem brasileira: A UHE Três Marias. Neste trabalho foram observadas diferenças da ordem de -8 a 21% para o tempo de pico e da ordem de -7% a 13% para a vazão de pico, em seções ao longo de aproximadamente 500 km a jusante da barragem. Neste estudo também se avaliou a acurácia da mancha de inundação gerada, para a qual foi possível obter um índice de sucesso crítico de 84%.

No capítulo 04, o modelo inercial foi comparado ao modelo hidrodinâmico completo para propagar, a partir de uma abordagem de planícies ativas, o hidrograma de ruptura de quatro barragens de tamanhos distintos e em vales de jusante com características distintas. Neste trabalho, mesmo que não tenham sido geradas manchas de inundação, foram observadas diferenças da ordem de -2% a +13% para o tempo de pico e da ordem de -12% a +15% para a vazão de pico, havendo um caso específico em que as vazões de pico foram majoradas (valores negativos) em 25% pelo modelo Inercial devido à maior difusão numérica do modelo de *benchmark* utilizado.

Dessa forma, verificando-se que até o início do desenvolvimento deste artigo a incerteza associada ao uso do modelo inercial era de em torno +- 15% para algumas variáveis de interesse em estudos

de ruptura, o modelo DB-HiFlow foi aprimorado para permitir sua utilização de forma mais sistemática e acurada do ponto de vista da representação do vale de jusante. Essa atualização permitiu superar algumas limitações verificadas na primeira versão, dentre as quais são destacadas:

- planícies com larguras fixas em cada trecho simulado, o que não permitia uma adequada caracterização da hipsometria local; e
- ausência de manchas de inundação e manchas de tempo de chegada (e de pico) de onda de cheia como produtos do modelo.

Como resultado, este artigo apresenta o modelo DB-HiFlow 2.0, que supera as limitações anteriormente citadas. Esse modelo foi testado para duas barragens de diferentes tamanhos e diferentes características de vale de jusante. Comparando-se os resultados do DB-HiFlow 2.0 com a versão bidimensional das equações de Saint-Venant presentes no HEC-RAS 6.1 (utilizado como *benchmark* neste estudo), foi possível verificar diferenças que variaram de -16% a +6% para a vazão de pico e de -10% a + 12% para o tempo de pico dos hidrogramas de ruptura propagados. Também foram analisados parâmetros como semelhança entre áreas inundadas (que variou de 79% a 85% para as áreas estudadas) bem como as diferenças nas profundidades calculadas nas manchas de inundação (que tiveram uma diferença mediana que variou entre 23% e 27%) e nos mapas de tempo de pico (que tiveram uma diferença mediana que variou entre -11% e +10%).

Por fim, o modelo DB-HiFlow 2.0 foi aplicado para gerar manchas de inundação para 26 barramentos, obtendo-se os resultados em seis horas de simulação. Este trabalho é apresentado no próximo capítulo.

A Unidimensional Dam Break Inertial Propagation Method to Be Used in Large Scale Approaches

Um Método Unidimensional de Rompimento de Barragens a Ser Utilizado em Abordagens de Grande Escala

Arthur da Fontoura Tschiedel; Rodrigo Cauduro Dias de Paiva; Fernando Mainardi Fan

ABSTRACT

In this paper it is presented the newest version of the Dam Break Hydrodynamic Inertial Flow model: DB-HiFlow 2.0. This model was developed from a perspective of application in Large Scale basins, being suitable to simulate the impact of the rupture of several existing dams in a vast territory. This approach is done in an integrated way, generating information such as flood maps, peak time flow maps and hydrographs in the sections of interest. DB-HiFlow uses the equations of the local inertial flow routing model, which neglects only the advective inertia term of the Saint-Venant equations, to propagate rupture hydrographs along the downstream valley, which in turn is parameterized from the adoption of unit catchments and respective Elevation-Area-Volume curves (EAVs) extracted using a topological description software used in the pre-processing stage. The dam failure model proposed here uses the concept of active floodplains, that is, areas that do not act only as storage areas but propagate flow downstream or upstream, depending on the existence of backwater effects. The tests showed that DB-HiFlow 2.0 can adequately represent the propagation of dam rupture hydrographs in comparison with the results obtained using the benchmark HEC-RAS 6.1, in a 2D approach, resulting in products such as flood maps with a similarity index between 79% and 85% for the analyzed dams. In addition, the results showed that the errors associated with peak flow and peak time are between -16% and +12%, which can be considered low given the uncertainties associated with rupture studies. Finally, the DB-HiFlow 2.0 model was used to simulate the failure of 26 dams located in different parts of an 83000 km² watershed, generating flood maps, peak time maps and hydrographs in all the downstream sections of all dams.

Keywords: Large Scale Hydrological Models; Dam Break Simulation; Inundation Map

RESUMO

Neste trabalho é apresentada a versão 2.0 do modelo de ruptura de barragens Dam Break Hydrodynamic Inercial Flow: DB-HiFlow 2.0. Esse modelo foi desenvolvido sob uma perspectiva de aplicação em Grande Escala, sendo seu uso adequado para simular impactos de ruptura de diversas barragens existentes em um vasto território. Essa abordagem é feita de uma forma integrada e centralizada, com pouca intervenção humana, gerando informações como mapa de inundação, mapa de tempo de pico e hidrogramas nas seções de interesse. O DB-HiFlow utiliza as equações do modelo de propagação inercial, que negligencia apenas o termo de inércia advectiva das equações de Saint-Venant para propagar hidrogramas de ruptura ao longo do vale de jusante, que por sua vez é parametrizado a partir da adoção de minibacias e respectivas curvas cota-área-volume (CAVs) extraídas a partir da utilização de um software de descrição topológica, utilizado na etapa de pré-processamento. O modelo de ruptura de barragens aqui proposto utiliza o conceito de

planícies ativas, isto é, áreas que não atuam apenas como sendo de armazenamento, mas que propagam escoamento para jusante, ou para montante, dependendo da existência de efeitos de remanso. Os testes mostraram que o DB-HiFlow pode representar adequadamente a propagação de hidrogramas de ruptura de barragens, em comparação com os resultados obtidos pelo *benchmark* HEC-RAS 6.1, em sua versão bidimensional, resultando em produtos como manchas de inundação com índice de semelhança entre 79% e 85% para as barragens analisadas. Além disso, os resultados mostraram que as diferenças associadas à vazão de pico e tempo de pico se situam entre -16% e +12%, que podem ser considerados baixos frente às incertezas associadas a estudos de rompimento principalmente de caráter preliminar. Por fim, o modelo DB-HiFlow 2.0 foi utilizado para realizar uma simulação de rompimento de 26 barragens localizadas em diferentes partes de uma bacia de 83 mil km², levando um total de seis horas para gerar manchas de inundação, manchas de tempo de pico e hidrogramas nas seções de jusante de todas as barragens.

Palavras-Chave: modelos de hidrologia de grande escala; simulação de rompimento de barragens; mapa de inundação

5.1 Introdução

Barragens são uma forma eficiente de gerenciar recursos hídricos, que por sua vez são essenciais para o desenvolvimento da sociedade, seja para abastecimento, para irrigação, controle de cheias, entre outros (ALTINBILEK, 2002; KHAGRAM, 2018).

Por outro lado, onde existem barramentos existe risco de ruptura (COLLISCHONN & TUCCI, 1997; TOAPAXI & ACERO, 2021), que pode causar não só prejuízos econômicos, mas também fatalidades às populações de jusante (FREITAS & SILVA & MENEZES, 2016).

Devido a esses riscos, e também devido aos inúmeros rompimentos já documentados no passado (LAURIANO, 2009, FERLA, 2018; AURELI et al., 2021), são observáveis muitas políticas, em diversos países que procuram regular o uso de barramentos, principalmente quanto à análise dos efeitos da propagação da possível onda de ruptura no vale de jusante. Essas leis e regulamentações, que muitas vezes acabam surgindo em função de acidentes ocorridos nos territórios (COLLISCHONN, 1997), foram se estabelecendo em diferentes períodos para diferentes países. A partir de Ferla (2018), Toh et al. (2019), Rossi (2020), Urizca (2021) e Jibhakate & Timbadiya (2022), podem ser destacados os seguintes países e os respectivos períodos de estabelecimento de leis de segurança de barragens: França (1968), Estados Unidos (1972), Austrália (1978), China (1985), Portugal (1990), Espanha (1992), Canadá (1995), Romênia (2007), Brasil (2010), Malásia (2017) e Índia (2018).

Em geral essas políticas demandam a delimitação de zonas potencialmente atingidas por ondas de ruptura de barragens nas mais diversas escalas e precisões, sejam elas para a elaboração de Planos de Ação Emergenciais, sejam elas para identificação de Dano Potencial Associado dos barramentos presentes nos territórios. Por sua vez, esses estudos são subsidiados por manchas de inundação e de tempo de chegada de onda de cheia obtidas a partir do uso de modelos hidrodinâmicos, que podem ser dos mais diversos tipos, características e aplicabilidades.

Dentre os mais conhecidos, podem ser destacados modelos com aplicabilidade local e de múltiplas dimensionalidades, como o DAMBRK model (FREAD, 1984; COLLISCHONN, 1997, KIM et al., 2021); MIKE (HU & ZHANG, 2018; SHAH et al., 2020; JIBHAKATE & TIMBADIYA, 2022), Flow 3D (VASQUEZ & RONCAL, 2009; HIEN & CHIEN, 2021) e, mais frequentemente, o HEC-RAS (USACE, 2014; KUMAR, USHA & KANCHANA, 2022). Esses modelos geralmente têm robusta base física e solucionam as equações de Saint-Venant a partir de métodos numéricos de diferenças finitas ou de volumes finitos.

Adicionalmente, também é corriqueiro o uso de modelos simplificados que utilizam abordagens mais simples e empíricas (FERLA, 2018; ROSSI, 2021) para abordagens preliminares em estudos de rupturas de barragens, que não necessariamente estão associados ao uso de modelos

hidrodinâmicos ou hidráulicos para prever vazões máximas em seções de interesse a jusante de barramentos. Dentre esses modelos, destacam-se o histórico modelo SMPDBK (WETMORE & FREAD, 1981; COLLISCHONN, 1997) e o modelo de Melo (2015), com seus respectivos aperfeiçoamentos (PETRY et al., 2018; OLIVEIRA et al., 2021), utilizado pela Agência Nacional de Águas do Brasil para classificar zonas de perigo de inundação a jusante de barramentos. Tipicamente esses modelos estimam manchas de inundação a partir da área molhada da seção de interesse em conjunto com a vazão máxima, que por sua vez é obtida ou a partir de taxas de decaimento da vazão de pico estabelecidas a partir da observação ou de rupturas passadas ou de simulações de outras barragens (KALININA et al., 2020). Em geral modelos como estes não fornecem informações a respeito do tempo de chegada de onda de cheia, além de ter fraca base física (FERLA, 2018), gerando resultados nem sempre coerentes (OLIVEIRA et al., 2021), principalmente quando aplicados a pequenas barragens ou a barragens com vale de jusante pouco declivoso.

Neste sentido, observa-se, de um lado, a existência de modelos robustos e locais, capazes de fornecer pontualmente informações precisas como tempo de chegada de onda de cheia, cotas de inundação e vazão de pico. Do outro lado, observam-se modelos simplificados conceituais com fraca base física, mas que são capazes de ser aplicados rapidamente para uma grande gama de barragens.

O objetivo deste trabalho reside no aprimoramento de um modelo de propagação de ondas de ruptura de barragens que se coloca em meio a esses dois extremos, o **Dam Break Hydrodynamic Inercial Flow Model – DB-HiFlow**, cuja base conceitual está escrita no capítulo anterior. O modelo DB-HiFlow utiliza a equação inercial, que negligencia apenas o termo de inércia advectiva das equações de Saint-Venant, para propagar ondas de ruptura de barragem em trechos de rios parametrizados a partir dos produtos globalmente disponíveis MERIT DEM (YAMAZAKI et al., 2019).

Na sua primeira versão, as saídas do modelo DB-HiFlow não contemplavam manchas de inundação nem tempo de chegada de onda de cheia, que são aspectos muito relevantes em estudos de ruptura de barragens. Na nova versão aqui apresentada (DB-HiFlow 2.0) essas variáveis são contempladas, uma vez que os trechos de rio a jusante do barramento são parametrizados a partir da definição de minibacias caracterizadas pelas respectivas curvas cota-área-volume, uma abordagem comumente aplicada em modelos hidrológicos de grande escala, como, por exemplo, o MGB-IPH (COLLISCHONN et al., 2007).

Essa nova abordagem permite, portanto, não só a geração de manchas de inundação, mas também uma maior acurácia do modelo em relação às interações existentes entre terreno de planície e propagação de fluxo.

Da mesma forma como descrito no capítulo 04, esse modelo tem como input apenas informações de terreno, como MDEs globais ou regionais, além de parâmetros como altura e volume do barramento. A saída do modelo se configura como sendo um mapa de inundação, um mapa de tempo de chegada de onda de cheia e hidrogramas em minibacias de interesse.

Neste trabalho, o modelo DB-HiFlow 2.0 foi utilizado para propagar hidrogramas de ruptura ao longo do vale de jusante de duas barragens, sendo seus resultados comparados aos obtidos pelo HEC-RAS 6.1 (USACE, 2021) com o objetivo de se avaliar a performance do modelo aqui proposto, para determinadas condições. Inicialmente, a abordagem dessa comparação consistiu em avaliar os resultados obtidos para duas barragens que têm tamanhos diferentes e configurações de vale de jusante com características distintas: a barragem da UHE Ernestina e a barragem de Laranjeiras. Ambas estão localizadas na bacia do Lago Guaíba, que faz parte do estado do Rio Grande do Sul – Brasil. As variáveis analisadas para estas barragens foram: (i) vazão de pico; (ii) tempo de pico; (iii) tempo de chegada de onda de cheia; (iv) profundidades ao longo do canal principal; (v) extensão de área inundada; (vi) profundidades das áreas inundadas; e (vii) tempos de chegada de vazão de pico nas áreas inundadas.

Dessa forma, a primeira parte deste trabalho explora a possibilidade de utilização do modelo DB-HiFlow 2.0 para representar áreas inundadas a jusante de barramentos de diferentes portes e diferentes características de vales de jusante.

A segunda parte explorada neste trabalho consiste em verificar qual é o desempenho do modelo DB-HiFlow 2.0 em estudos de ruptura com abordagem de grande escala, isto é, estudos de ruptura de várias barragens localizadas em um mesmo território. Nesse teste, o DB-HiFlow 2.0 é utilizado para realizar a ruptura de 26 pequenas barragens localizadas em diferentes zonas da bacia do Lago Guaíba de forma integrada e conjunta, sem, entretanto, existência de comparação dos resultados com o *benchmark*. A seguir esses dois modelos (HEC-RAS 6.1 e DB-HiFlow 2.0) são mais bem explicados.

5.1.1 HEC-RAS 6.1

Considerado aqui como referência ou *benchmark*, o HEC-RAS 6.1 (USACE 2021) é um modelo hidrodinâmico que resolve as equações de Saint-Venant unidimensionais (composto pelas equações 30 e 31) e também bidimensionais (equações 32 e 33) a partir da utilização de métodos numéricos de volumes finitos ou de diferenças finitas.

Para as equações 30 e 31, “A” é a área da seção transversal, “t” é o tempo, “Q” é a vazão, “x” é a distância longitudinal do volume de controle, “ql” é a vazão lateral por unidade de largura, “h” é a profundidade do rio, “S0” é a declividade do fundo do rio, “Sf” representa a perda de energia por atrito, “g” é a aceleração da gravidade e “x” é a distância no sentido longitudinal da vazão Q. Para

as equações 32 e 33, “h” é a profundidade de água, “t” é o tempo, “R” é o raio hidráulico, “V” é o vetor de velocidade, “k” é o vetor unitário na direção vertical, “vt” é o tensor de viscosidade turbulenta, “ τ_b ” é o vetor de tensão de cisalhamento de fundo, “ τ_s ” é o vetor de tensão de superfície do vento, “ ρ ” é a massa específica da água.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad 30$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad 31$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \nabla \cdot (hV) + q = 0 \quad 32$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + (V \cdot \nabla)V + f_c k \times V = -g\nabla Z_s + \frac{1}{h} \nabla \cdot (v_t h \nabla V) - \frac{\tau_b}{\rho R} + \frac{\tau_s}{\rho h} \quad 33$$

Utilizado em muitos trabalhos ao redor do mundo (BRUNNER, 2003; GEE & BRUNNER, 2005; KILANIA & CHAHAR, 2019; RAMAN & LIU, 2019; TOAPAXI & ACERO, 2021; URIZCÁ et al., 2021) envolvendo ruptura de barragens, esse modelo tem tipicamente uma aplicabilidade local, dificilmente sendo utilizado para compor estudos de rompimentos de um grande número de barragens de forma integrada, que é um escopo para o qual o modelo DB-HiFlow foi desenvolvido.

5.1.2 DB-HiFlow 2.0

Este é um modelo de propagação hidrodinâmica unidimensional da planície ativa (isto é, que propaga escoamento) desenvolvido para estudos de ruptura de barragem que faz uso da aproximação inercial das equações de Saint-Venant, utilizando, portanto, a equação de conservação de massa (Equação 34) em conjunto com uma versão adaptada da equação de conservação da quantidade de movimento (Equação 35), em que o termo de inércia advectiva é eliminado.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad 34$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad 35$$

A vantagem associada ao uso do modelo inercial, em detrimento das equações de Saint-Venant completas, reside na estabilidade e ganho computacional do modelo matemático (FAN et al., 2014; PONTES et al., 2017). Da mesma forma, se comparada com outras simplificações das equações de Saint-Venant, o modelo inercial apresenta maior precisão na simulação de cheias em planícies (FLEISCHMANN et al., 2019). A utilização desse conjunto de equações em simulações hidrológicas de grande escala começou no início dos anos 2010 (BATES, HORRITT & FEWTRELL, 2010; DE ALMEIDA & BATES, 2013; FAN et al., 2014; ANDRADE et al., 2017), podendo-se considerar uma prática consolidada atualmente. Por outro lado, seu uso em estudos de ruptura de barragens, que tipicamente estão associados a hidrogramas mais “magros” e mais “altos” do que cheias naturais,

ainda vem sendo testado, com relativo sucesso (ALVES, 2018; TSCHIEDEL, PAIVA & FAN., 2020 e SRIDHARAN et al., 2021).

A versão do DB-HiFlow apresentada neste trabalho (2.0) utiliza como dados de entrada informações topográficas, que podem ser tanto globais quanto regionais, e informações sobre localização, altura e volume do barramento. Nesta versão é inserida uma etapa de pré-processamento dos dados, que consiste na utilização do software de descrição topológica IPH Hydrotools (SIQUEIRA et al., 2016). A partir da escolha de uma discretização espacial adequada à situação, nessa etapa de pré-processamento o curso hídrico de jusante é dividido em subtrechos de forma que para cada um está associada uma minibacia. Para cada minibacia (delimitada conforme área de drenagem de cada subtrecho) é possível a extração e características topológicas utilizadas na simulação, como: (i) declividade; (ii) largura de rio; (iii) profundidade de rio; e (iv) curva cota-área-volume da planície de inundação.

Na Figura 82 é apresentado o esquema topológico utilizado pelo modelo, que consiste na separação do curso hídrico em subtrechos e minibacias correspondentes numeradas. A partir das informações do MDE utilizado como dado de entrada, é possível a obtenção da cota média e comprimento de cada subtrecho, bem como a identificação das declividades existentes entre eles.

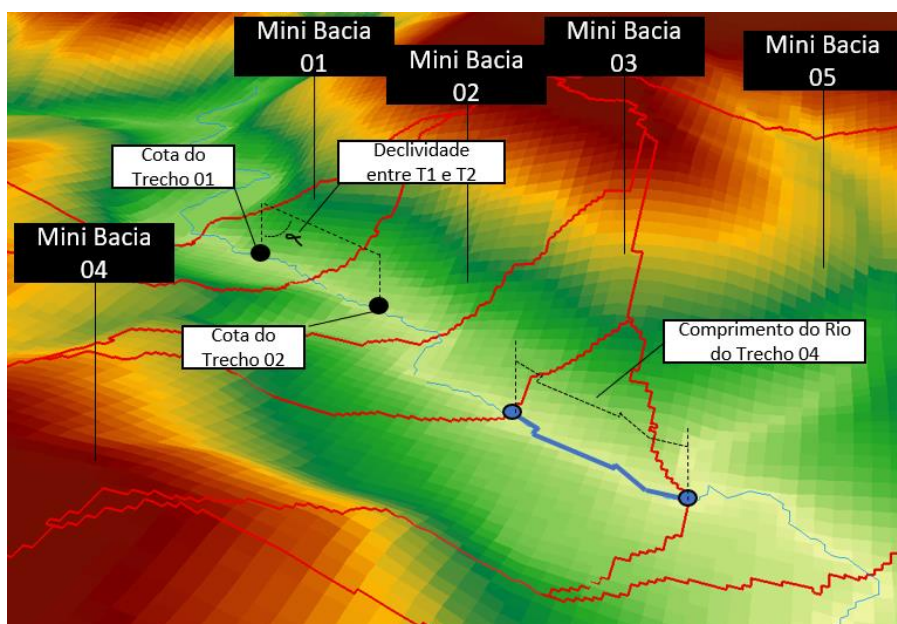


Figura 82 – Esquema topológico do modelo DB Hi-Flow 2.0 – minibacias

Já na Figura 83 pode ser observado em detalhe como a curva cota-área-volume (CAV) é obtida para cada minibacia. Para cada cota “h” (em metros) é obtida a área superficial correspondente (m^2). A multiplicação dessas duas variáveis permite a obtenção do volume (m^3) associado à cota e à minibacia correspondente. Fazendo-se isso para diversas cotas espaçadas, por exemplo, de 1 em 1 metro, é possível obter a CAV de cada minibacia existente a jusante do barramento. Na Figura

83 também é apresentada outra variável importante utilizada pelo modelo: a área molhada associada a cada camada da minibacia, que também é parametrizada nessa versão do DB-HiFlow.

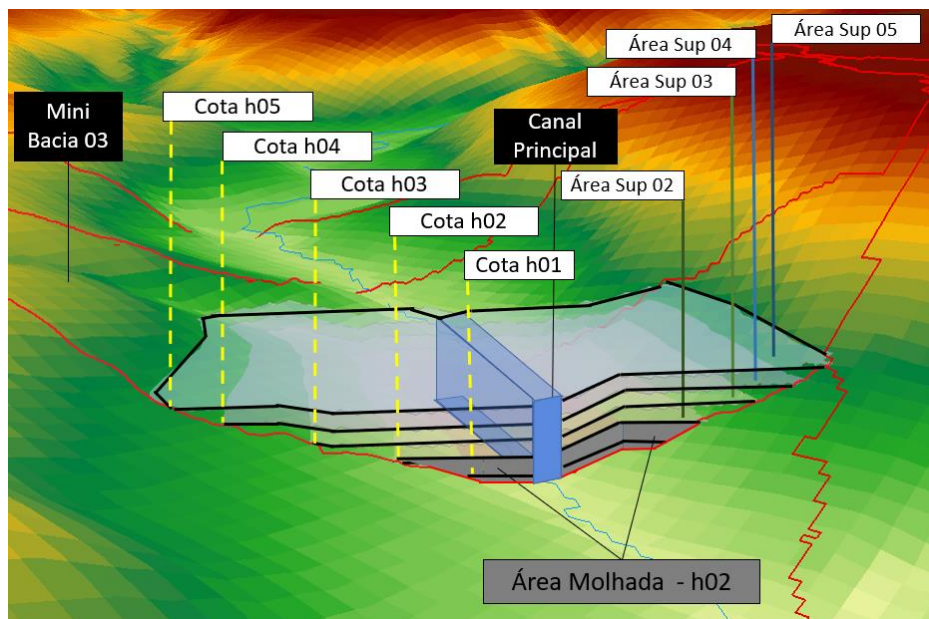


Figura 83 – Esquema topológico do Modelo DB Hi-Flow 2.0 - definição da CAV

Nessa nova versão do DB-HiFlow, a cada passo de tempo executado, definido a partir das relações de Froude, o modelo calcula os fluxos horizontais e laterais entre trechos, bem como a elevação da lâmina d'água no canal e na planície de cada um. Dessa forma, o passo de tempo a cada iteração é definido a partir do uso da equação 36, em que dx é a discretização espacial (m), g é a aceleração da gravidade (m/s^2), h é a maior profundidade calculada para todos os trechos no intervalo de tempo (m) e α é um parâmetro unidimensional utilizado para estabilizar o modelo, que tipicamente pode variar entre 0,05 e 0,3 quando esse modelo é utilizado para propagar cheias oriundas de rompimentos de barragens.

$$dt = \frac{\alpha \cdot dx}{\sqrt{gh}} \quad 36$$

O canal tem largura e profundidade fixadas para cada subtrecho de forma retangular. Entretanto a planície (de forma também retangular) tem largura variável, que aumenta conforme aumenta o nível d'água no conjunto rio-planície, ou diminui conforme diminui o nível d'água na planície. Essa largura, atualizada em cada passo de tempo, é obtida com base no volume associado à cota calculada para a minibacia em questão. Esse volume é dividido pelo comprimento do trecho e também pela profundidade calculada no passo de tempo anterior. O resultado dessa operação consiste em uma largura (representada pela variável "Lmed" na Figura 84) para a qual a área molhada estimada é igual à área molhada "real" calculada pela curva CAV para a cota em questão.

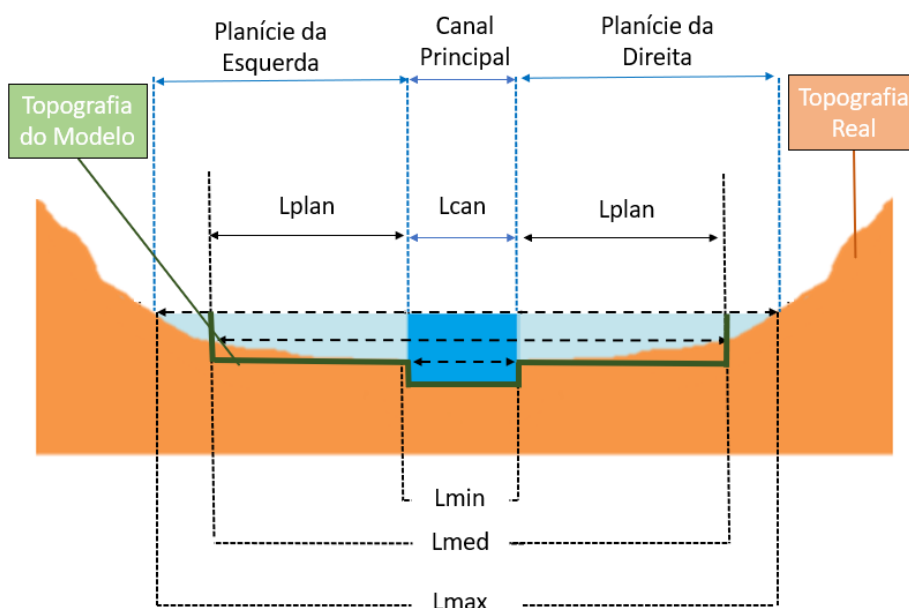


Figura 84 – Esquema topológico do modelo DB Hi-Flow 2.0 – cálculo de largura

Como o modelo DB-HiFlow 2.0 trabalha com a existência de duas planícies simétricas e calcula os fluxos separados para cada uma, o valor de “Lplan”, que varia de tamanho a cada passo de tempo, uma vez que está associada à Lmed (Equação 37). Nessa figura, Lplan é a largura da planície (m) individual (da esquerda ou da direita), Lmed é a largura da lâmina d’água na seção e Lcan (m) é a largura fixa do canal principal para cada trecho de análise.

$$L_{plan} = \frac{L_{med}}{2} - \frac{L_{can}}{2}$$

37

5.2 Área de estudo

A área de estudo deste trabalho está delimitada pela bacia hidrográfica do Lago Guaíba, que tem 83 mil km², contemplando um total de 28 barragens: duas barragens verdadeiras (Ernestina e Laranjeiras) e 26 barragens fictícias. A barragem da UHE Ernestina se encontra entre os municípios de Tio Hugo e de Ibirapuitã, enquanto o seu reservatório se divide entre mais três municípios: Ernestina, Nicolau Vergueiro e Marau. A barragem de Laranjeiras, por outro lado, está localizada em apenas um município (Canela). A localização dessas estruturas na bacia do Lago Guaíba é destacada na Figura 85, que também mostra a localização das outras 26 barragens fictícias, utilizadas no último teste realizado neste trabalho.

As características das barragens fictícias são apresentadas na Tabela 21, salientando-se que o volume e a altura de cada estrutura foram escolhidos aleatoriamente, restringindo-se os valores entre 0,3 e 15 hm³ para o volume e entre 5 e 15 metros para a altura. A localização de cada barragem fictícia foi escolhida com o intuito de abranger as regiões mais a montante dos principais afluentes da bacia.

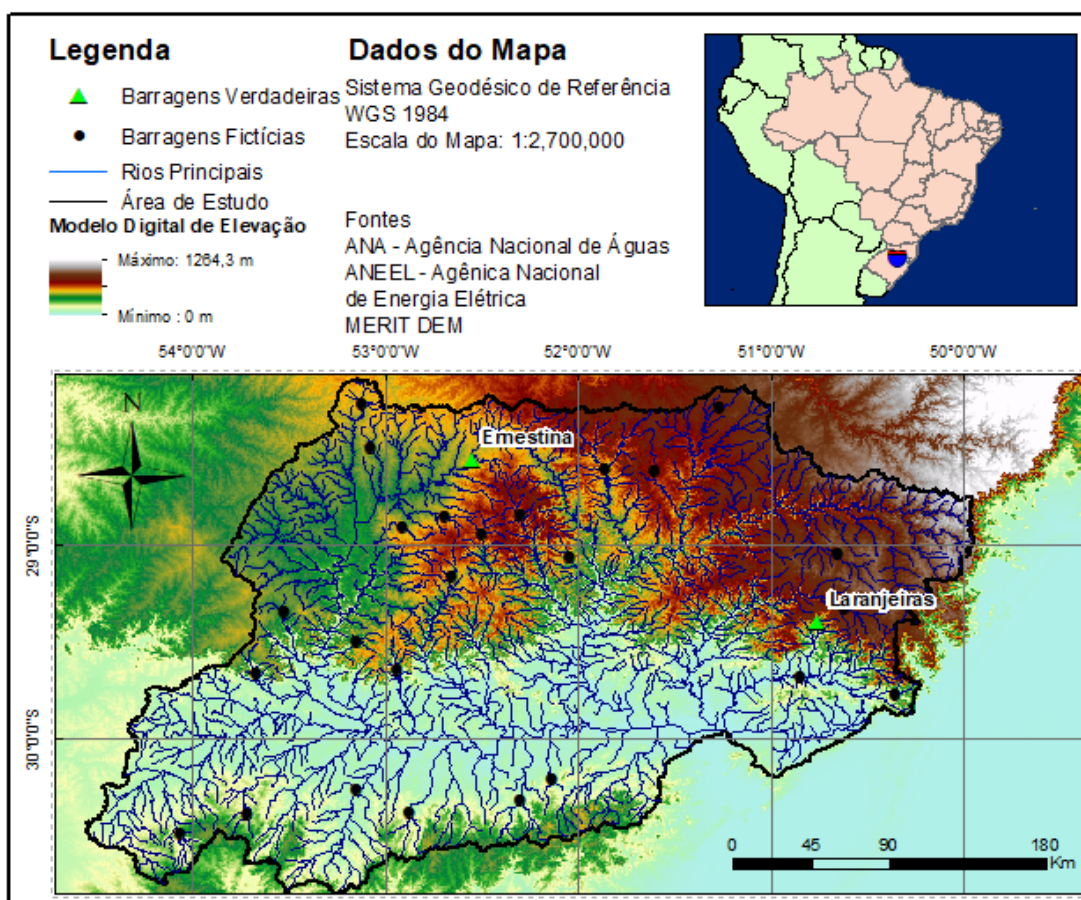


Figura 85 – Área de estudo e bacia do Lago Guaíba

Tabela 21 – Característica das barragens fictícias

Nome	Latitude	Longitude	Volume (hm ³)	Altura (m)	Nome	Latitude	Longitude	Volume (hm ³)	Altura (m)
Barragem1	-53,277	-29,981	14,6	6,3	Barragem14	-52,173	-29,170	0,4	9,3
Barragem2	-52,984	-30,057	12,6	12,9	Barragem15	-51,925	-29,190	13,1	12,4
Barragem3	-52,710	-30,061	5,1	11,3	Barragem16	-52,315	-29,151	11,2	12,6
Barragem4	-52,288	-29,988	0,9	8,2	Barragem17	-52,935	-28,760	12,6	10,2
Barragem5	-52,149	-29,965	5,2	5	Barragem18	-53,180	-28,589	13	5
Barragem6	-51,175	-29,763	6	5	Barragem19	-53,029	-28,755	12,2	5
Barragem7	-50,686	-29,719	10,7	14,4	Barragem20	-53,072	-29,154	0,3	12,9
Barragem8	-51,080	-29,291	0,5	5	Barragem21	-52,810	-29,527	10,8	5
Barragem9	-50,536	-28,861	4,2	5	Barragem22	-53,135	-29,906	2	14,1
Barragem10	-50,838	-28,836	0,9	5	Barragem23	-52,810	-29,987	9,8	5
Barragem11	-51,383	-28,535	6,1	11,2	Barragem24	-53,295	-29,570	14,2	12,1
Barragem12	-51,480	-28,849	14	5	Barragem25	-53,470	-29,553	13,7	10,4
Barragem13	-51,819	-28,873	4,4	11	Barragem26	-54,170	-30,222	7,5	5

Tratando-se das estruturas verdadeiras, o barramento de Ernestina foi construído entre 1950 e 1954, em concreto protendido, tendo um vertedor de 132 metros de comprimento (COLLISCHONN, 1997) e uma altura de 17,6 metros associada a um reservatório de 258 hm³ de volume (ANA, 2020). Uma foto aérea do corpo principal da barragem, bem como do conjunto de vertedouros é apresentada na Figura 86. A configuração dessa barragem em relação à altimetria local, baseada no MERIT DEM (YAMAZAKI et al., 2019), é apresentada na Figura 87, sendo possível verificar também o trecho de jusante que foi simulado neste trabalho e o substancial reservatório da barragem de Ernestina, que tem área superficial aproximada em 33 km².



Figura 86 – Foto aérea da barragem de Ernestina. Fonte: Fraga, 2022.

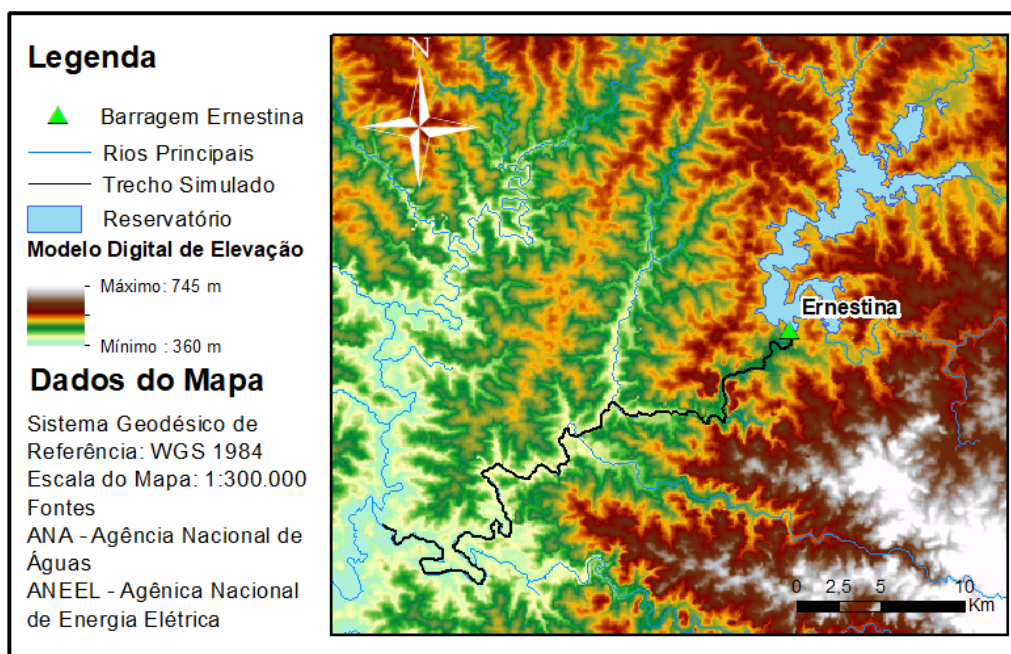


Figura 87 – Hipsometria da barragem de Ernestina.

Por sua vez, a barragem de Laranjeiras tem um porte bem menor do que a barragem de Ernestina. Construída na década de 1960 para fins de geração de energia, essa barragem tem em torno de 15 metros de altura e conta com um vertedouro de soleira livre com comprimento da ordem de 95 metros, segundo o levantamento aerofotogramétrico realizado por Tschiedel (2017). Essa barragem, construída visando a geração de energia, se encontra no presente destinada apenas a fins recreativos (VASCO, 2017). Esta estrutura, que passou a ser de responsabilidade da Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE) a partir do ano de 2020 (PORTALDAFOLHA, 2022) é apresentada na composição de fotografias da Figura 88.



Figura 88 – Foto aérea da barragem de Laranjeiras. Fonte: Diego Land (Catania, 2020) e acervo pessoal.

A caracterização do vale de jusante dessa barragem (Figura 89) é feita a partir da topografia de IEDE (2022), que foi gerada a partir de um levantamento aerofotogramétrico com alta resolução espacial (2,5 metros), realizado para o Estado do Rio Grande do Sul no ano de 2020. Nesta figura é também identificado o trecho de rio simulado, e outros trechos de rio extraídos diretamente do MDE utilizado.

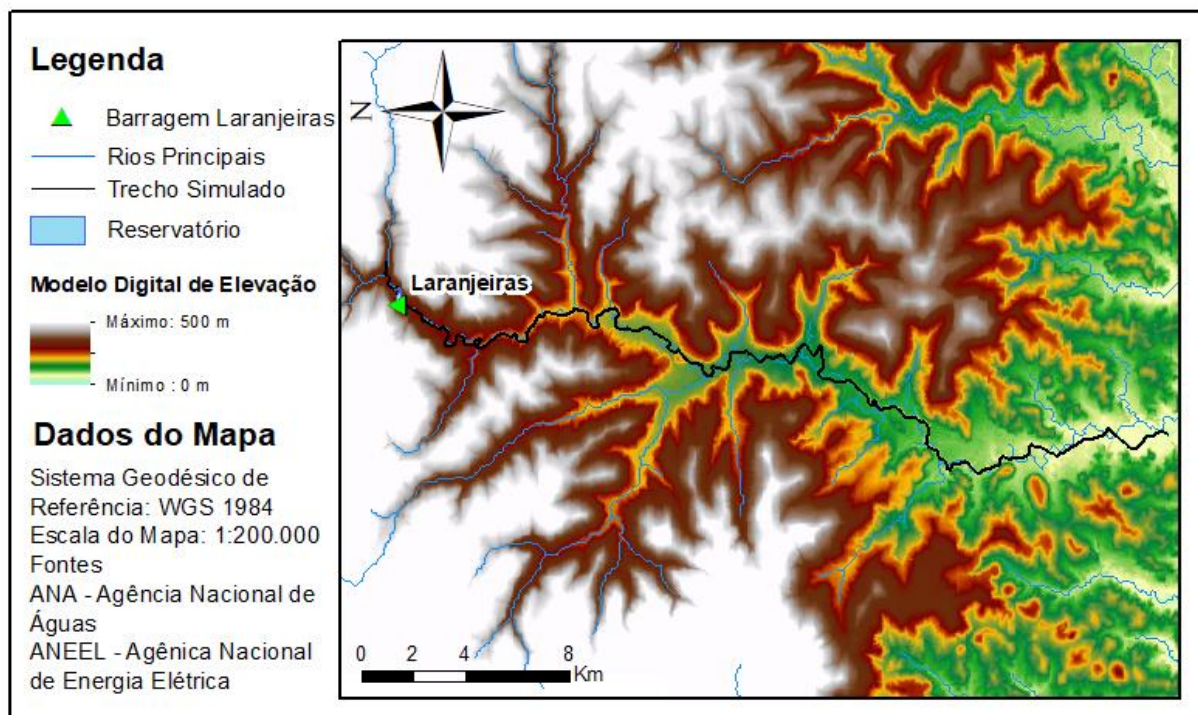


Figura 89 – Área de estudo associada à barragem de Laranjeiras

O reservatório dessa barragem pode ser considerado pequeno, contando com aproximadamente 65 mil m² de área, segundo ANA (2019). Dessa forma, inexistindo informações mais consistentes, o volume da barragem poderia ser conservadoramente aproximado de uma forma prismática triangular, multiplicando-se a altura da barragem pela área do reservatório e multiplicando-se por um fator de 0,5 que representaria um decaimento linear da profundidade do reservatório que tem início na barragem e fim a uma distância aproximada de 550 metros. Utilizando essa abordagem simplificada de estimativa de volume de reservatório, seria possível prever conservadoramente que o reservatório detém um volume da ordem de 0,5 hm³, consistindo em uma informação utilizada como dado de entrada ao longo do trabalho.

Por fim, o perfil longitudinal do vale de jusante para essas barragens é apresentado na Figura 90, salientando-se que a cota de início de cada trecho foi ajustada para o valor de 1.000 metros, a fim de facilitar a comparação visual entre as curvas. Nessa figura observa-se o quão distintas são as declividades existentes a jusante dessas estruturas, com o vale da barragem de Laranjeiras tendo uma declividade média de 0,0033 m/m e o vale da barragem de Ernestina apresentando valores da ordem de 0,0015 m/m.

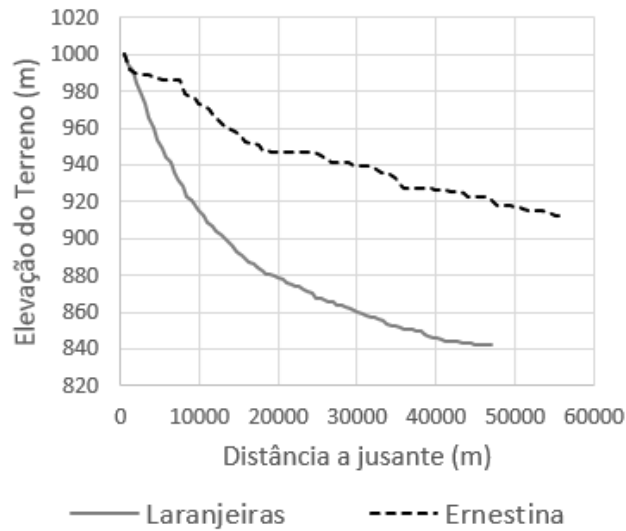


Figura 90 – Características do vale de jusante das barragens

5.3 Metodologia

A metodologia deste trabalho consiste inicialmente em comparar os resultados obtidos pelo modelo DB-HiFlow 2.0 unidimensional de planície ativa com os resultados obtidos a partir do modelo HEC-RAS 6.1, na versão bidimensional, para as barragens de Ernestina e de Laranjeiras, para um trecho de em torno de 50 km a jusante de cada barramento.

Os dados de entrada utilizados em ambos os modelos foram idênticos: coeficiente de Manning igual a $0,03 \text{ sm}^{-1/3}$ para o conjunto rio e planície; Modelo Digital de Elevação com iguais características; discretização espacial no HEC-RAS 6.1 condizente com a discretização espacial definida na etapa de pré-processamento do DB-HiFlow 2.0 (500 metros); Condição de Contorno de Jusante igual à curva de descarga calculada pelo modelo DB-HiFlow 2.0; e Hidrograma de Ruptura idêntico associado a cada barramento.

Os hidrogramas de ruptura foram definidos a partir da equação 38, proposta por Froehlich (1995) para a vazão de pico de ruptura (m^3/s) e a partir da equação 39, proposta por Froehlich (2008) para estimar o tempo de pico (h). Uma vez definidas essas variáveis, foi aplicada a equação 40 para a composição de um hidrograma de ruptura com decaimento hiperbólico (BARFIELD, WARNER & HAAN, 1981 apud BRASIL, 2005; LAURIANO, 2009).

$$Q_p = 0,607 \times V_w^{0,295} \times H_w^{1,24} \quad 38$$

$$T_p = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}} \quad 39$$

$$Q_{(t)} = Q_p \left(\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right)^k \quad 40$$

Nessas equações, T_p é o tempo de pico (h), Q_p é a vazão de pico (m^3/s), V_w é o volume do reservatório no momento da ruptura (m^3), H_b é a altura de água acima da base da brecha formada (m), g é a aceleração da gravidade (m/s^2) e K é um coeficiente de decaimento que varia entre 0 e 1, que deve ser estimado levando em consideração o volume do reservatório e volume do hidrograma final obtido. Nas simulações realizadas, o valor adotado para k foi de 0,5 para todos os cenários.

Os resultados são comparados a partir da avaliação de cinco métricas de desempenho: (i) vazão de pico; (ii) tempo de pico; (iii) tempo de chegada de onda de cheia; (iv) profundidades ao longo do canal principal; (v) extensão de área inundada; (vi) profundidades das áreas inundadas; e (vii) tempos de chegada de vazão de pico nas áreas inundadas.

As três primeiras métricas citadas são avaliadas para quatro seções da UHE Ernestina, localizadas a 10, 20, 40 e 55 km a jusante do barramento, enquanto para a barragem de Laranjeiras eles são avaliados em seções localizadas a 10, 20, 30 e 45 km a jusante do barramento. A avaliação dessas métricas é feita a partir do uso da equação 41, em que “ Dif_r ” é a diferença percentual no resultado; “ $Result_{DBHiFlow}$ ” é o resultado obtido pelo modelo DB-HiFlow 2.0 e “ $Result_{HecRas}$ ” é o resultado obtido pelo modelo HEC-RAS 6.1, para a seção de interesse. Especificamente para o tempo de chegada de onda de cheia, salienta-se que esse valor foi extraído dos hidrogramas de interesse quando o aumento da vazão representava pelo menos o dobro da vazão de base considerada como condição inicial.

$$Dif_r = 1 - \frac{Result_{DB\ HiFlow}}{Result_{Hec-Ras}} \quad 41$$

A quarta métrica (profundidades ao longo do canal principal), por outro lado, é avaliada ao longo do canal principal, para ambas as barragens, utilizando-se a equação 42. Nessa equação, em que é extraído o módulo da diferença de profundidade, “ Dif_p ” é a diferença percentual da profundidade, “ $Prof_{DBHiFlow}$ ” é a profundidade obtida pelo modelo DB-Hiflow 2.0 e “ $Prof_{HecRas}$ ” é a profundidade obtida pelo modelo HEC-RAS 6.1 para cada trecho de rio simulado a jusante do barramento. A partir desse conjunto de dados é possível extrair informações estatísticas básicas, como média, mediana, valor máximo e valor mínimo, que permitem caracterizar bem a acurácia do modelo quanto à profundidade simulada no canal principal.

$$Dif_p = \sqrt{\left(1 - \frac{Prof_{DB\ HiFlow}}{Prof_{Hec\ Ras}}\right)^2} \quad 42$$

A quinta métrica avaliada (extensão da lâmina d’água) foi quantificada a partir do uso do índice de sucesso crítico (BATES et al., 2018; FLEISCHMANN, PAIVA; COLLISCHONN, 2019; HOCH et al., 2017), demonstrado na equação 43.

$$F = 100\% \times (A \cap B) / (A \cup B) \quad 43$$

Esse índice considera as áreas de inundação simuladas pelo HEC-RAS 6.1 (A) e as áreas de inundação simuladas pelo DB-HiFlow 2.0 (B), de forma que o valor de F varia de 0 a 100%, sendo que o valor de 100% reflete áreas iguais entre concordância e discordância entre os modelos.

A sexta métrica testada está associada à quantificação das diferenças nas profundidades obtidas ao longo de toda área inundada concordante entre ambos os modelos. Essa quantificação foi feita a partir da aplicação da Equação 44 para todos os pixels que fazem parte dessa área.

$$Dif_{p.a.i} = 1 - \frac{Prof_{DB\ HiFlow}}{Prof_{Hec\ Ras}} \quad 44$$

A sétima métrica (tempo de chegada de vazão de pico nas áreas inundadas) foi computada a partir da equação 45 para ambos os modelos. Nesta equação, “ Dif_{tcp} ” é a diferença percentual no tempo de chegada da vazão de pico; “ Tp_{HecRas} ” é o tempo de chegada de vazão de pico calculado pelo HEC-RAS e “ $Tp_{DBHiFlow}$ ” é o tempo de chegada de vazão de pico calculado pelo DB-HiFlow 2.0.

$$Dif_{tcp} = 1 - \frac{Tp_{DB\ HiFlow}}{Tp_{Hec\ Ras}} \quad 45$$

Após a comparação entre os resultados obtidos pelo DB-HiFlow 2.0 e pelo HEC-RAS 6.1, é realizado um teste final que tem o intuito de verificar a robustez, em termos de tempo de processamento, do modelo DB-HiFlow 2.0 em estudos de ruptura de um grande número de barragens em vastos territórios. Nesse teste, o modelo aqui proposto é utilizado para simular o rompimento conjunto das 26 barragens fictícias destacadas e caracterizadas anteriormente em trechos de jusante que variaram entre 20 e 140 km, com distância média de 60 km. Nessas simulações, a condição de contorno de jusante foi igual para todas as barragens (declividade normal de 0,0001 m/m), bem como o parâmetro α (igual a 0,1), o coeficiente de Manning (0,03 $sm^{-1/3}$), a discretização espacial (500 metros), o tempo de aquecimento (10 horas) e o tempo de simulação (40 horas). Resultados como mancha de inundação obtidos para essas barragens, mapas de tempo de pico, bem como tempo de processamento, são então resumidamente apresentados e discutidos.

5.4 Resultados

Esta seção é dividida em seis partes, sendo que na primeira são apresentados os resultados associados aos hidrogramas obtidos para as seções de interesse (distâncias de 10, 20, 30 e 45 km a jusante da barragem de Laranjeiras e de 10, 20, 40 e 55 km a jusante da barragem Ernestina) e avaliação das métricas de desempenho (i) vazão de pico; (ii) tempo de pico; e (iii) tempo de chegada de onda de cheia. Após, na segunda parte desta seção, são apresentados os resultados quanto às profundidades ao longo do canal principal. Na terceira parte são apresentadas comparações entre

as áreas inundadas. Na quarta parte, são apresentados os resultados quanto aos mapas de profundidades e, na quinta parte, os mapas de tempos de chegada de vazão de pico. Por fim, na sexta parte é apresentada a simulação de ruptura conjunta das 26 barragens fictícias na bacia do Lago Guaíba.

5.4.1 Hidrogramas nas seções de interesse

Neste item são apresentados os resultados associados aos hidrogramas obtidos em seções de interesse, localizadas a diferentes distâncias a jusante das barragens das duas áreas de estudo. Na Figura 91 é possível visualizar os resultados obtidos para a barragem de Laranjeiras, salientando-se o bom acoplamento dos resultados obtidos com o DB-HiFlow 2.0 aos resultados obtidos a partir de uma abordagem bidimensional no HEC-RAS 6.1 (USACE, 2021).

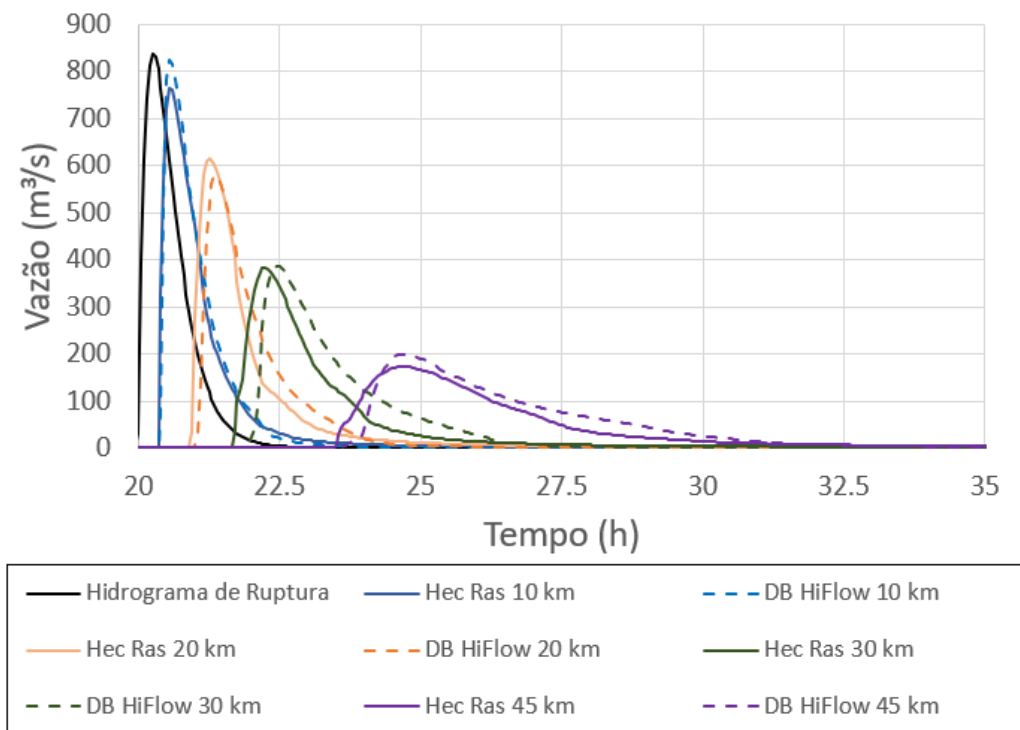


Figura 91 – Hidrogramas na barragem Laranjeiras

Fazendo uso da Equação 41 para mensurar as diferenças existentes nas variáveis vazão de pico, tempo de pico e tempo de chegada de onda, é possível concluir (Tabela 18) que a abordagem adotada para simular o hidrograma de ruptura gerou diferenças entre -16% e +6% para a vazão de pico, havendo em geral uma superestimativa dessa variável por parte do DB-HiFlow 2.0 (valores negativos). O tempo de vazão de pico também apresentou bons resultados, com diferenças de baixa magnitude (entre -9% e 0%). Por outro lado, a avaliação quanto ao tempo de chegada de onda de cheia apresentou valores relativamente altos, com diferenças que variaram entre 0,0% e -

17,6%, havendo dessa forma um adiantamento de chegada de onda de cheia observado no HEC-RAS.

Tabela 22 – Diferenças para a barragem de Laranjeiras

Barragem	Var	10 km a jus	20 km a jus	30 km a jus	45 km a jus
Laranjeiras	Tcp	0,0%	-8,0%	-8,9%	0,0%
	Tc	0,0%	-10,5%	-17,6%	-5,6%
	Qp	-7,7%	5,9%	-0,8%	-15,9%

Na Figura 92 são apresentados os resultados obtidos para a barragem da UHE Ernestina. Nessa figura é possível visualizar quatro hidrogramas obtidos para as seções de interesse (10, 20, 40 e 55 km a jusante do barramento), que, embora tenham comportamentos semelhantes, apresentam diferenças relevantes quanto ao tempo de chegada de onda de cheia.

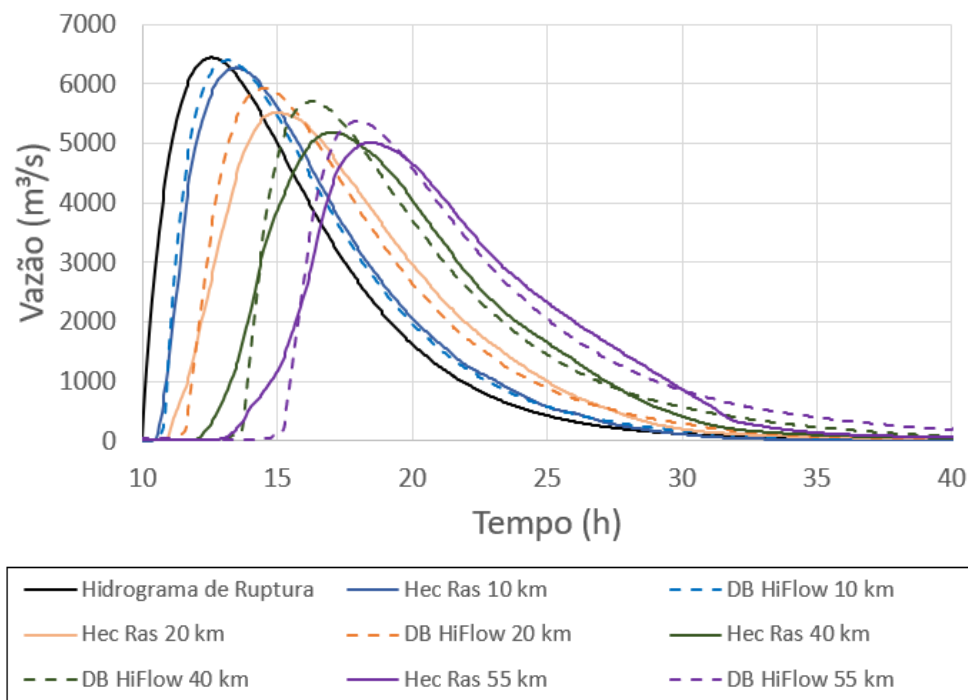


Figura 92 – Hidrogramas na barragem de Ernestina

Embora essas diferenças quanto ao tempo de chegada de onda de cheia tenham variado entre -9% e -55% (Tabela 23), ressalta-se a pequena diferença associada à vazão de pico, que ficou abaixo de 10%, havendo em geral superestimativas do modelo DB-HiFlow 2.0, assim como na primeira área de estudo. Quanto ao tempo de pico, também foram observadas diferenças da ordem de 10% para quase todas as seções estudadas.

Tabela 23 – Diferenças para a barragem de Ernestina

Barragem	Var	10 km a jus	20 km a jus	40 km a jus	55 km a jus
Ernestina	Tcp	8,7%	10,0%	11,3%	5,4%
	Tc	-9,1%	-30,0%	-48,8%	-54,8%
	Qp	-1,9%	-7,4%	-9,9%	-7,2%

5.4.2 Profundidades ao longo do canal principal

Outra variável relevante que foi avaliada neste trabalho foi o chamado “perfil de lâmina d’água”. Esse perfil de lâmina d’água foi avaliado ao longo do canal principal simulado, extraindo-se a maior cota registrada ao longo da passagem da onda de cheia, tanto no HEC-RAS como no DB-HiFlow 2.0. Na Figura 93 o perfil de lâmina d’água obtido para a barragem de Laranjeiras é apresentado, bem como a diferença percentual existente entre as profundidades calculadas pelo HEC-RAS e pelo DB-HiFlow 2.0. Neste sentido, calculou-se uma diferença média de 33%, máxima de 48% e mínima de 4% para essa variável para a barragem de Laranjeiras.

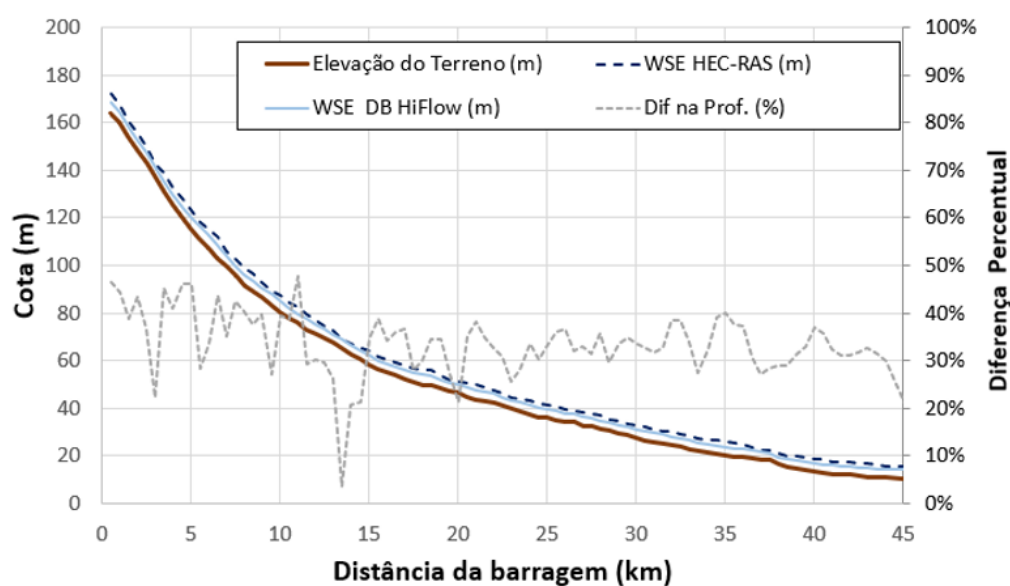


Figura 93 – Perfil da lâmina d’água na barragem de Laranjeiras

Na Figura 94 o perfil de profundidades do canal principal obtido para a barragem de Ernestina é apresentado. Observa-se uma diferença média menor do que a obtida para a barragem de Laranjeiras, com valores próximos de 14%. A máxima diferença entre os dois modelos, quanto à profundidade no canal principal, foi de 31%, havendo trechos com acoplamento ideal, sem nenhuma diferença entre eles.

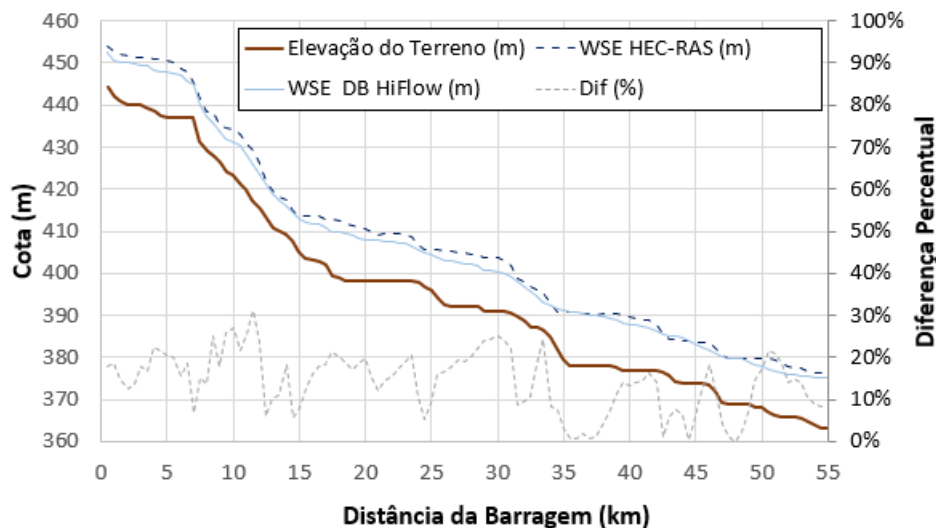


Figura 94 – Perfil da lâmina d’água na barragem de Ernestina

Os resultados obtidos para esta métrica de avaliação (elevação da lâmina d’água máxima) ao longo do canal principal das duas barragens mostram que em ambos os casos houve uma superestimativa de profundidades obtidas a partir do uso do HEC-RAS (com medianas de 33% para a barragem de Laranjeiras e de 14% para a barragem de Ernestina). Ao mesmo tempo, os resultados observados no item 5.4.1 mostram vazões de pico majoradas pelo modelo DB-HiFlow 2.0 (para a grande maioria dos casos) nas seções analisadas. Dessa forma, pode-se inferir que as velocidades calculadas por ambos os modelos (não exploradas nesse texto) podem ser diferentes, a ponto de o DB-HiFlow 2.0 resultar, para uma mesma seção, profundidades inferiores associadas à vazões superiores. Outro ponto de interferência neste caso pode estar associado à área molhada que conduz o escoamento ao longo do vale de jusante. Como o modelo HEC-RAS 6.1 em sua versão bidimensional parametriza a topografia a partir de células retangulares, e o DB-HiFlow 2.0 parametriza a topografia a partir de minibacias, a área disponível para escoamento em cada seção pode ser diferente e isso tem potencial para exercer influências no cômputo da profundidade em cada trecho.

Tendo em vista essas diferenças potenciais no cálculo das profundidades entre ambos os modelos, no próximo item são avaliadas as coerências entre as áreas inundadas.

5.4.3 Coerência entre áreas inundadas

Este item tem o objetivo de avaliar as áreas inundadas obtidas neste trabalho, para as duas áreas de estudo. Na Figura 95 é apresentada uma comparação qualitativa quanto à elevação da lâmina d’água computada por ambos os modelos, para a barragem de Laranjeiras. Nessa figura, observa-se que ambos os resultados foram similares. Essa constatação também é observada na Figura 96,

para a barragem de Ernestina, em que os resultados obtidos a partir do HEC-RAS 6.1 e a partir do DB-HiFlow 2.0 parecem ser bem consistentes.

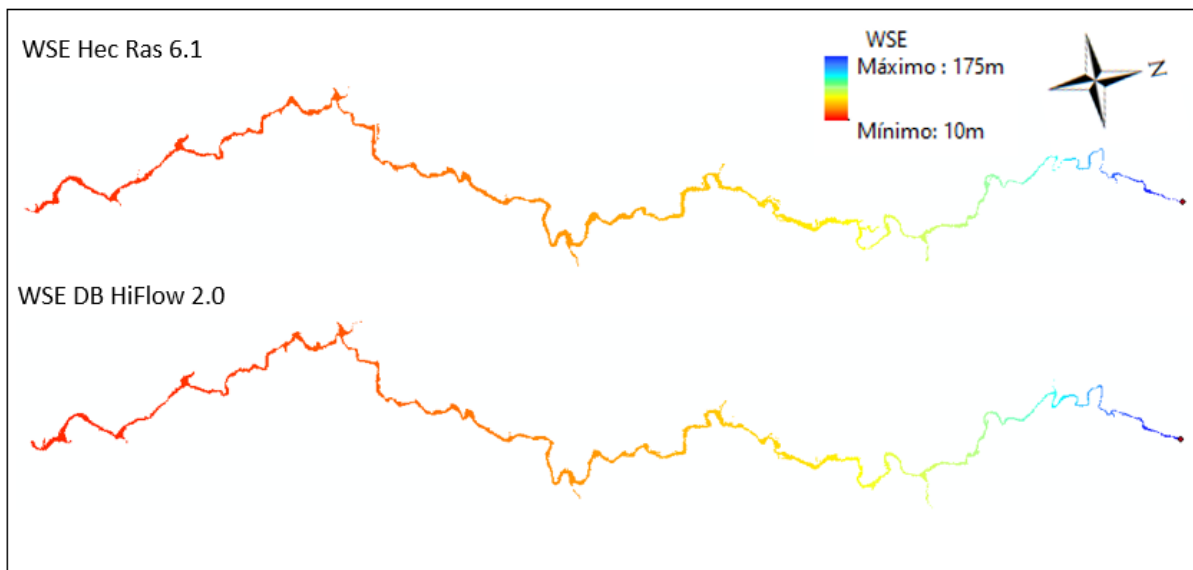


Figura 95 – Elevação da lâmina d’água para a barragem de Laranjeiras

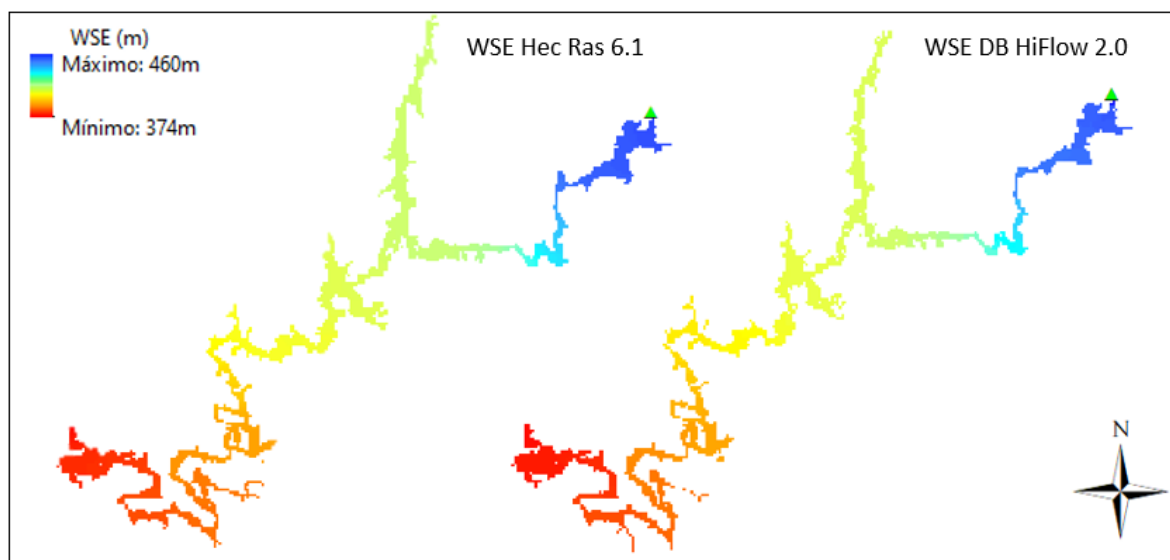


Figura 96 – Elevação da lâmina d’água para a barragem de Ernestina

Embora as figuras anteriores levem à interpretação de que o modelo DB-HiFlow 2.0 gera resultados totalmente compatíveis com os gerados pelo HEC-RAS 6.1, salienta-se que em algumas áreas houve concordância entre os dois modelos aplicados, mas em outras houve discordância. Dessa forma, a obtenção do índice de acurácia do modelo DB-HiFlow 2.0 para as duas áreas de estudo foi possível a partir da aplicação da equação 43, que resultou em bons índices de acerto de 79,9% para a barragem de Laranjeiras e de 84,5% para a barragem de Ernestina. Essas diferenças são

ilustradas na Figura 97 para a barragem de Laranjeiras e na Figura 98 para a barragem de Ernestina.

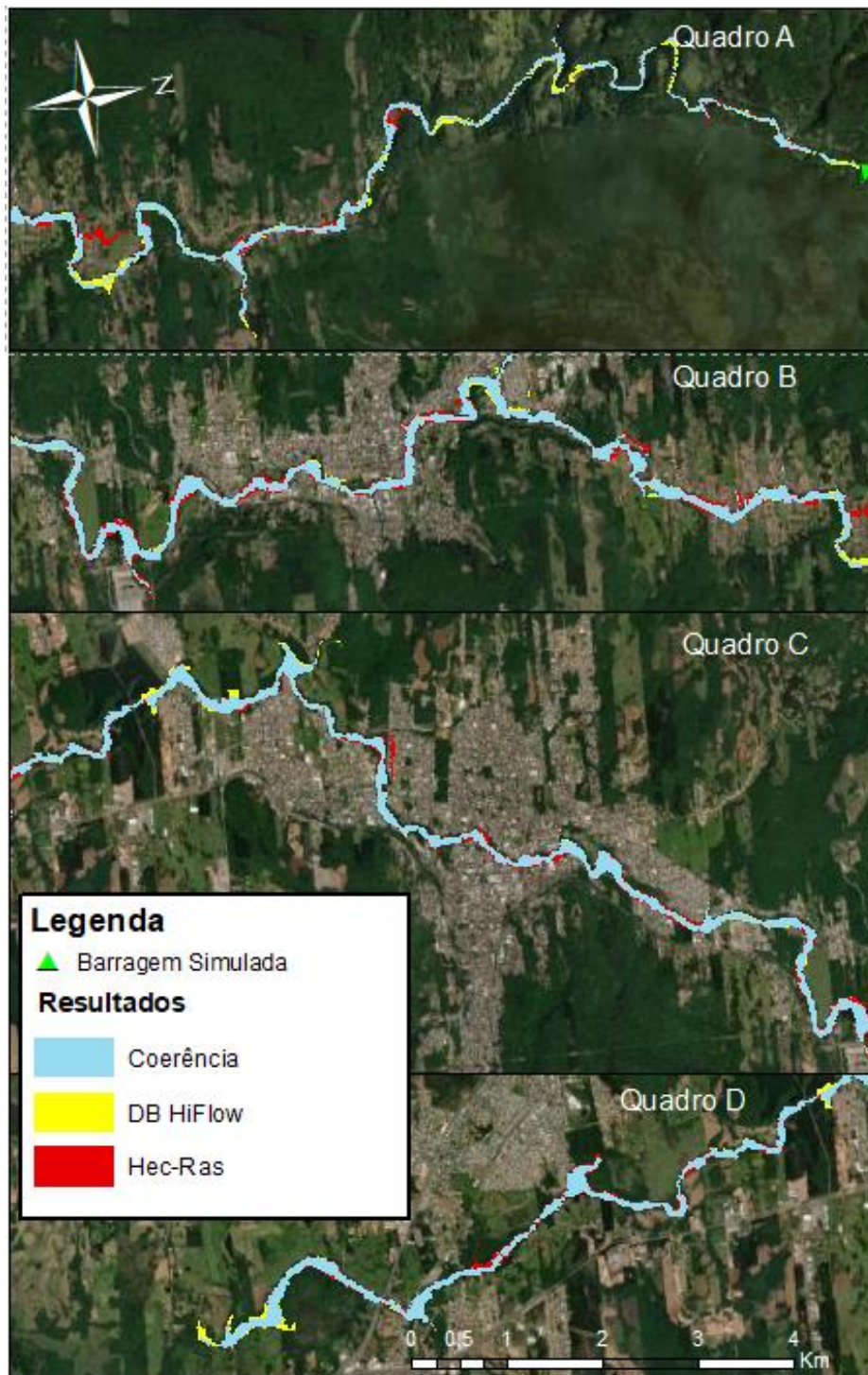


Figura 97 – Coerência entre os modelos HEC-RAS e DB-HiFlow 2.0 para a barragem de Laranjeiras

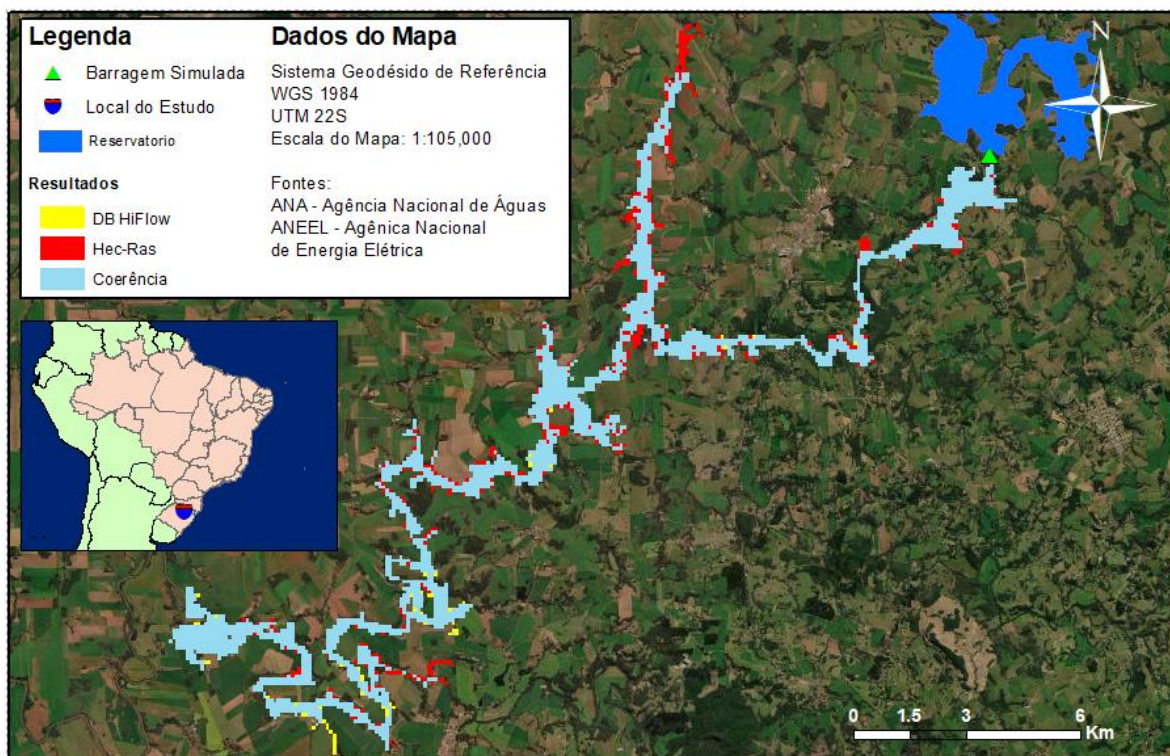


Figura 98 – Coerência entre os modelos HEC-RAS e DB-HiFlow 2.0 para a barragem de Ernestina

5.4.4 Coerência entre profundidades simuladas

A complementariedade dos resultados associados às áreas inundadas é realizada a partir da avaliação das profundidades simuladas ao longo do trecho de jusante. Na Figura 99 e na Figura 100 essas profundidades são apresentadas a partir de uma abordagem qualitativa, podendo ser perceptível que as profundidades simuladas seguem, em geral, comportamentos semelhantes.

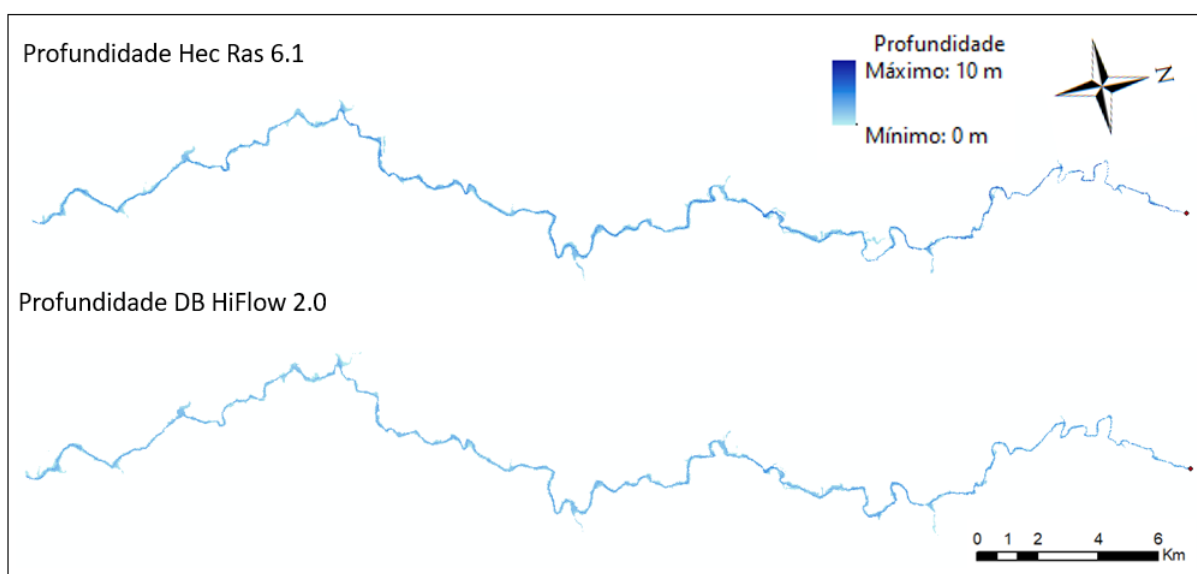


Figura 99 – Profundidades para a barragem de Laranjeiras

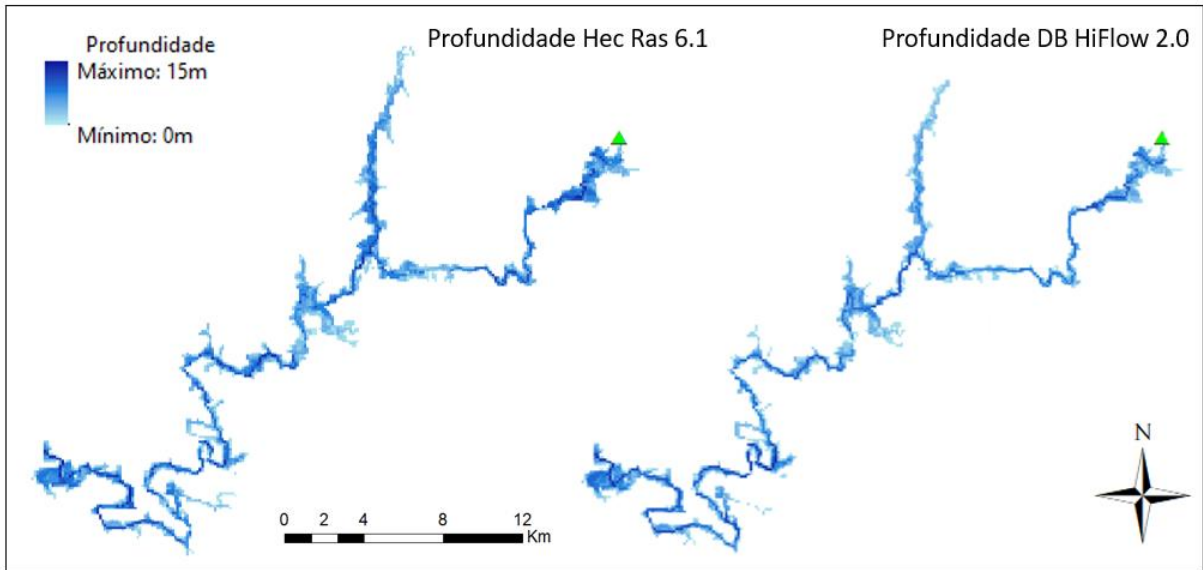


Figura 100 – Profundidades para a barragem de Ernestina

Na Figura 102 as diferenças quanto às profundidades simuladas no HEC-RAS 6.1 e no DB-HiFlow 2.0 são mais bem apresentadas, contextualizando-as regionalmente e comparando-as a partir do uso da equação 44, para a barragem de Laranjeiras. A partir dessa figura é possível visualizar trechos majoritariamente azuis, o que significa uma diferença percentual calculada entre majoritariamente -50% e + 50% para essa área. Essa percepção visual pode ser confirmada analisando-se o histograma da Figura 101, que é construído a partir de todos os erros computados apresentados na mancha de inundação da Figura 102. Esse histograma mostra diferenças máximas da ordem de 100% e diferenças mínimas da ordem de -450% em alguns pontos esporádicos da malha. Entretanto, a maioria das diferenças se situa entre -50% e + 50%, com mediana próxima de 23%.

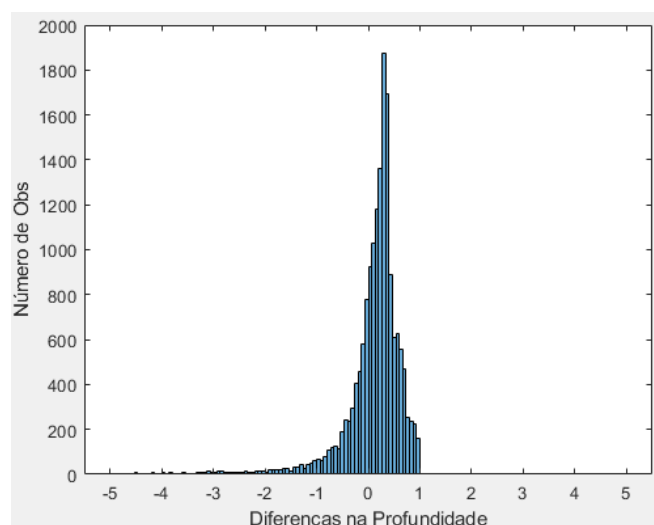


Figura 101 – Histograma de diferença de profundidades calculadas para a barragem de Laranjeiras

Ou seja, isso significa que o DB-HiFlow 2.0 subestimou as profundidades obtidas pelo HEC-RAS em valores próximos de 23% na maior parte das vezes, considerando toda a mancha simulada, existindo, entretanto, locais em que há superestimativas e locais em que há subestimativas. Ainda, esse resultado associado à subestimação das profundidades por parte do DB-HiFlow 2.0 é condizente com os obtidos considerando apenas o curso hídrico principal para essa barragem, que gerou diferenças medianas de 33% (Figura 93).

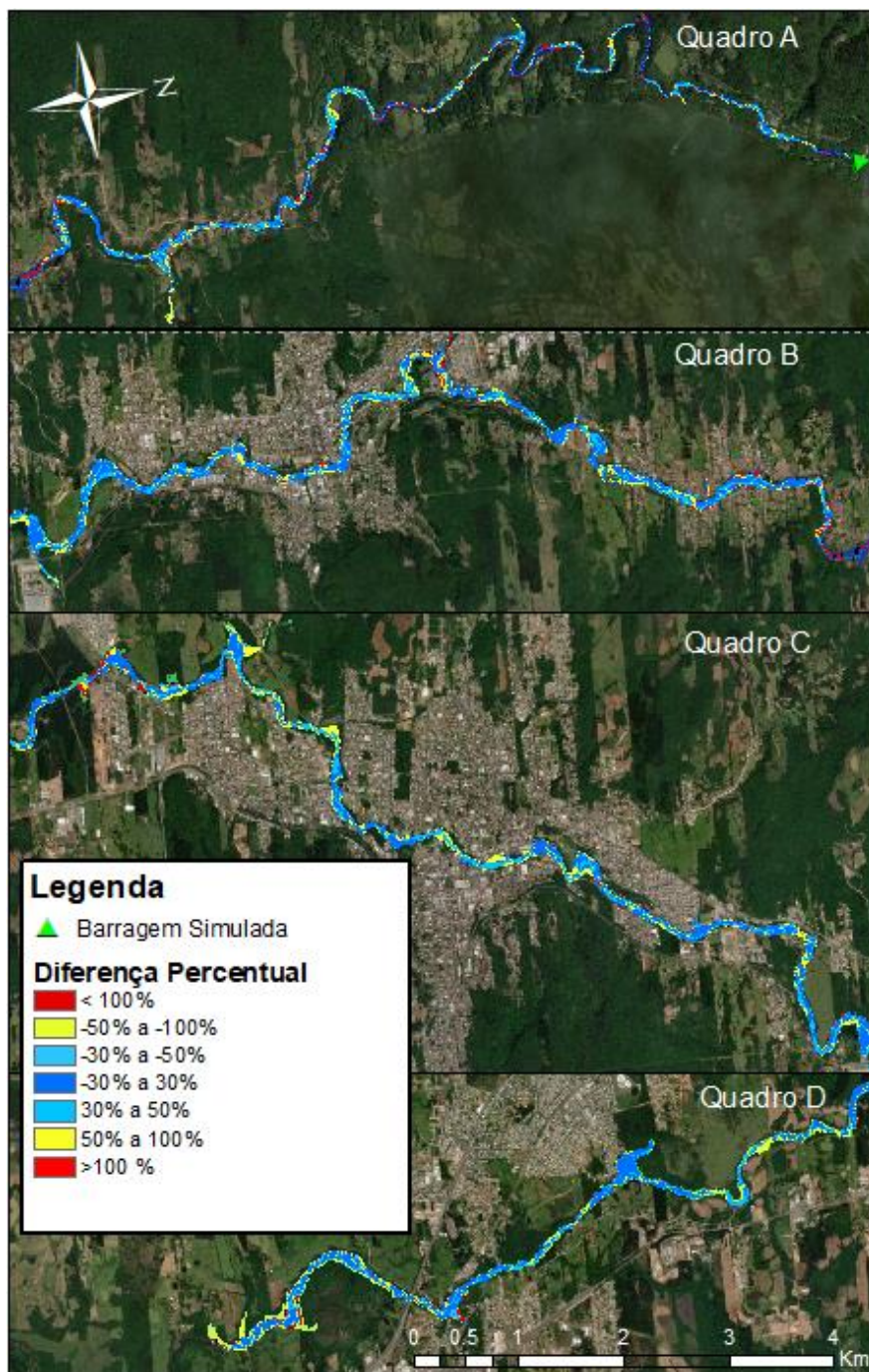


Figura 102 – Diferença entre profundidades simuladas a jusante da barragem de Laranjeiras. (HEC-RAS x DB-HiFlow 2.0)

As diferenças computadas para a UHE Ernestina (apresentada na Figura 103) também se mantêm majoritariamente entre -50% e +50% a partir de uma análise visual. A partir do histograma de diferenças calculada para essa área de estudo (Figura 104) obtém-se uma mediana de diferença com valor próximo a 27%, maior do que as diferenças medianas encontradas apenas para o canal principal, que era de 14%, mas que ao mesmo tempo confirma o comportamento observado no cálculo das profundidades para o canal principal: A majoração de profundidades por parte do HEC-RAS 6.1. O histograma das diferenças para essa barragem é apresentado na Figura 104, observando-se valores máximos da ordem de 300% e mínimos da ordem de -100%, que ocorrem esporadicamente em alguns pontos específicos da malha.

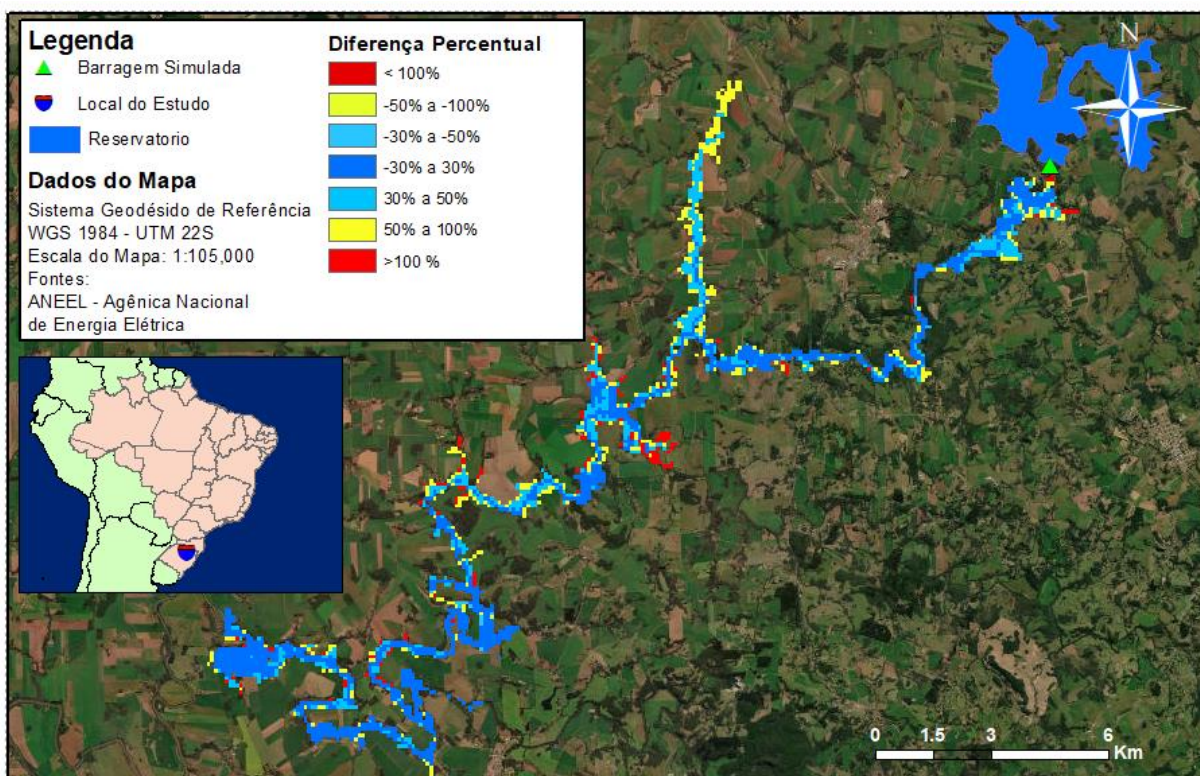


Figura 103 – Diferença entre profundidades simuladas a jusante da barragem de Ernestina (HEC-RAS x DB-HiFlow 2.0)

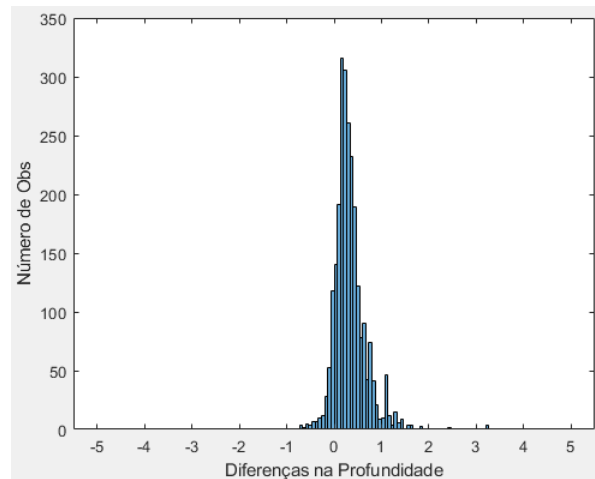


Figura 104 – Histograma de diferença de profundidades calculadas para a barragem de Ernestina

5.4.5 Coerência entre tempos simulados

Outro resultado avaliado neste trabalho está associado ao tempo de deslocamento da vazão de pico da onda de cheia ao longo da área inundada. Na Figura 105 esse resultado é apresentado para a barragem de Laranjeiras, sendo possível perceber a boa similaridade existente entre o produto oriundo do HEC-RAS 6.1 e o oriundo do DB-HiFlow 2.0. Para a barragem de Laranjeiras, o tempo de pico varia entre 0 e 7 horas para chegar em diferentes porções do vale de jusante. Da mesma forma, na Figura 106 esses resultados são apresentados para a barragem da UHE Ernestina, que teve a vazão de pico atingindo o vale de jusante num intervalo entre 2 horas e 10 horas. O motivo para que o tempo de pico não seja inferior a duas horas está no hidrograma de ruptura considerado como condição de contorno de montante. Na Figura 92 foram apresentados os hidrogramas obtidos para essa área de estudo, de forma que a vazão de pico formada ocorre em aproximadamente duas horas após o início da ruptura.

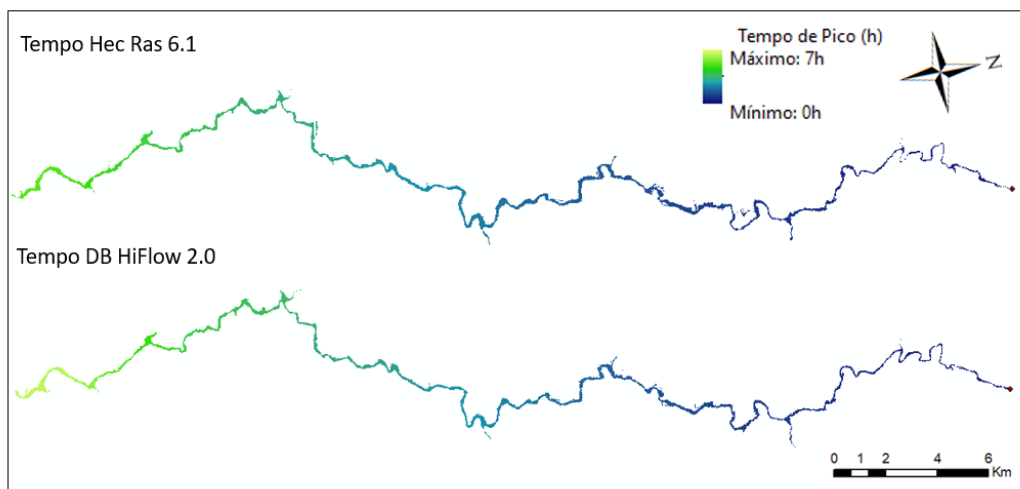


Figura 105 – Tempo de pico para a barragem de Laranjeiras

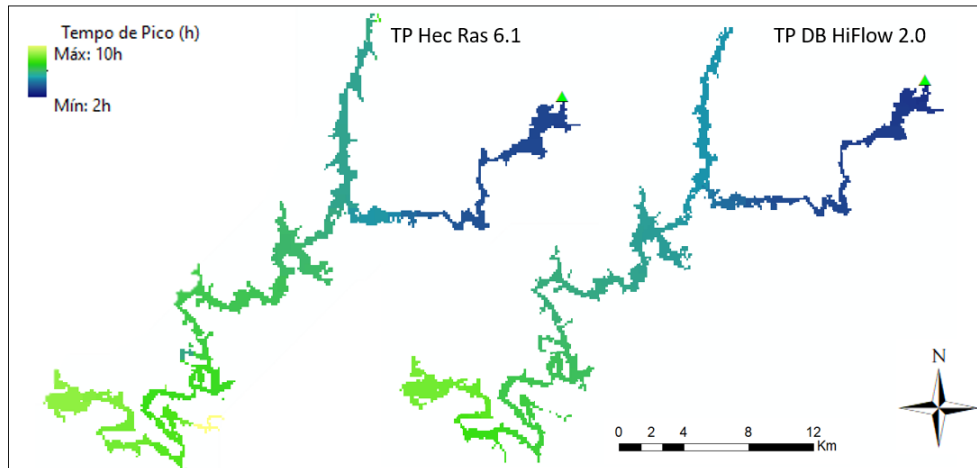


Figura 106 – Tempo de pico para a barragem de Ernestina

Da mesma forma como foi realizado para seções anteriores, a quantificação da diferença associada ao cômputo do tempo de pico, a partir da utilização da Equação 45, é apresentada na Figura 107 para a barragem da UHE Ernestina.

Observa-se qualitativamente nessa figura a existência de bons resultados, com diferenças percentuais majoritariamente abaixo de 20% com poucos trechos superando esse valor. Quantificando-se essas diferenças num histograma (Figura 108) é possível obter um valor mediano de 10%, além de confirmar essa observação qualitativa de que a grande maioria das diferenças está abaixo de 20%. Neste sentido, da mesma forma como observado para a barragem de Laranjeiras, esse histograma mostra que, em geral, o modelo DB-HiFlow 2.0 tende a subestimar as profundidades calculadas na mancha de inundação, com diferença mediana da ordem de 10% considerando todos os pixels analisados.

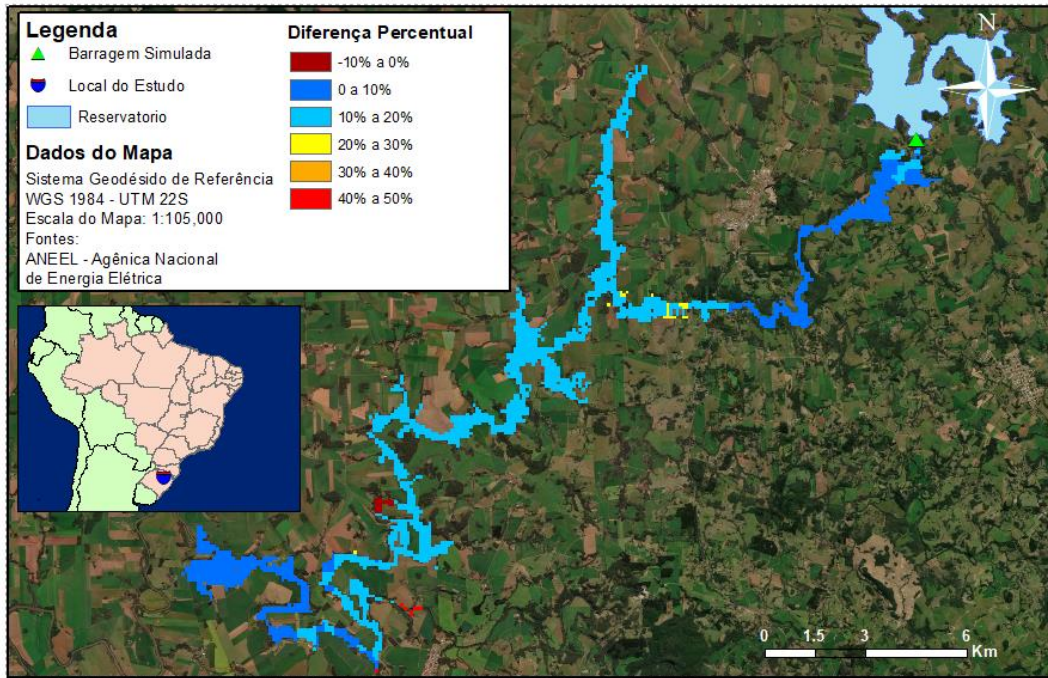


Figura 107 – Diferença entre tempo de pico simulado a jusante da barragem de Ernestina (HEC-RAS x DB-HiFlow 2.0)

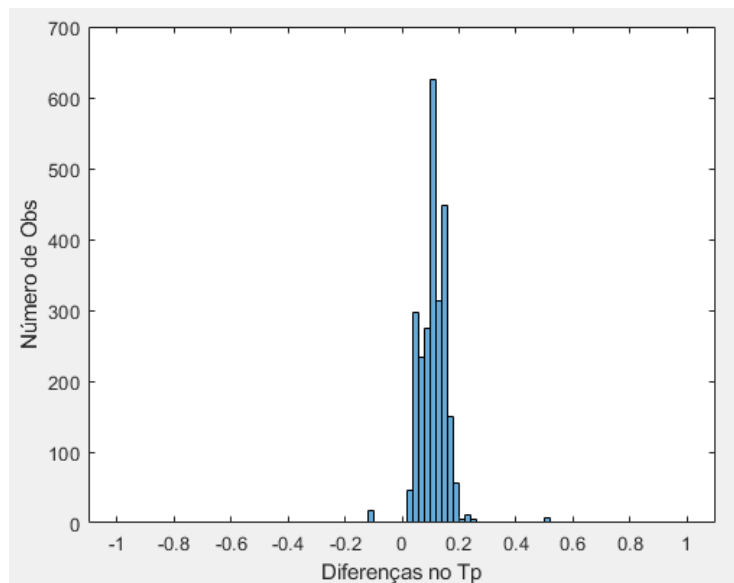


Figura 108 – Histograma de diferença de tempo de pico calculado para a barragem de Ernestina

Em se tratando da barragem de Laranjeiras, a quantificação da diferença associada ao cômputo do tempo de pico, a partir da utilização da Equação 45, é apresentada na Figura 109, percebendo-se que a grande maioria do trecho apresentou valores com diferenças de até +- 20%, o que é condizente com os resultados apresentados na Tabela 22.

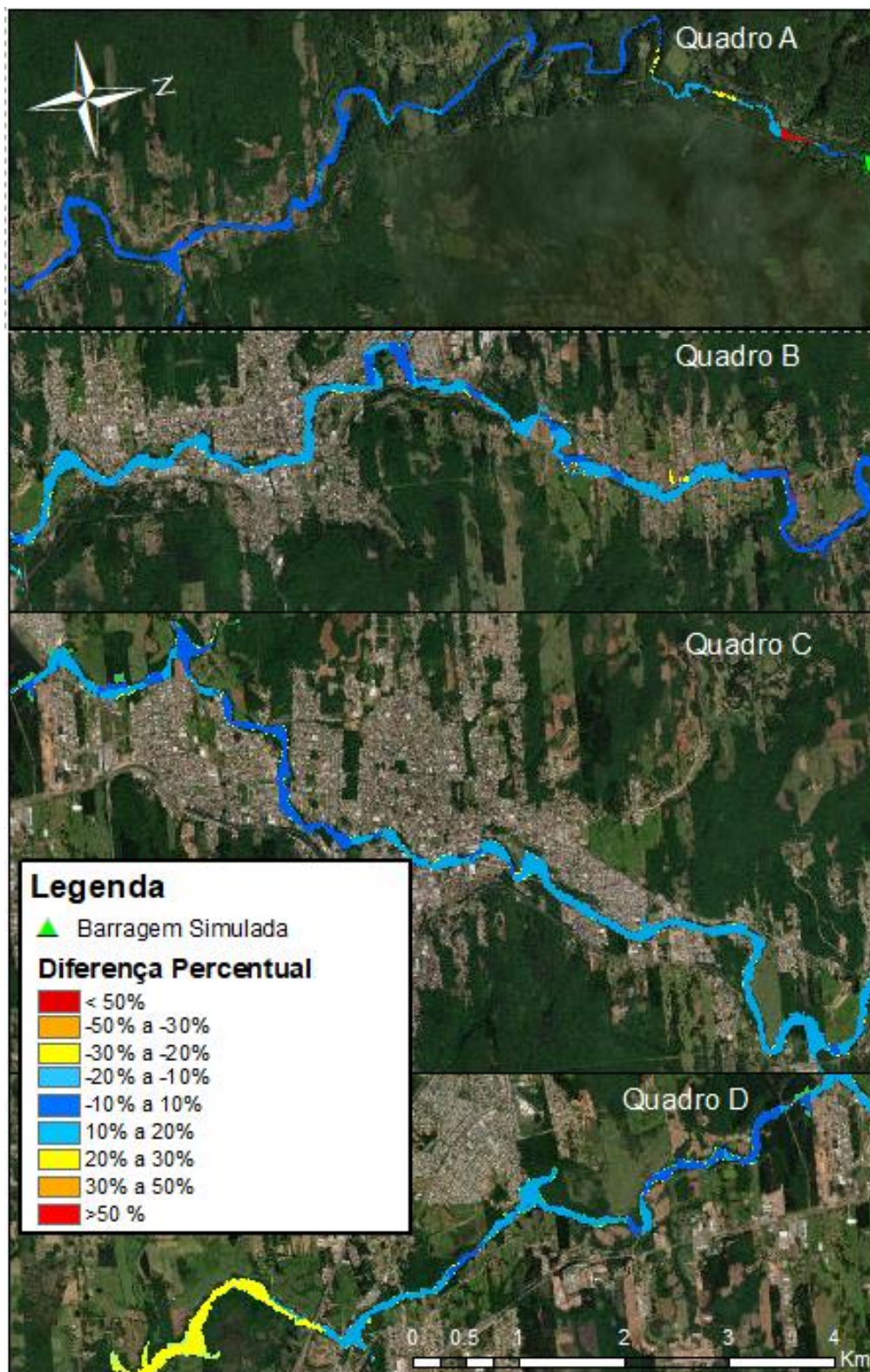


Figura 109 – Diferença entre tempo de pico simulado a jusante da barragem de Laranjeiras (HEC-RAS x DB-HiFlow 2.0)

Observa-se uma boa semelhança de regiões inundadas para a área à jusante da barragem de Laranjeiras. Por outro lado, ao mesmo tempo parece haver uma incoerência nos últimos trechos de

jusante (Quadro D da Figura 109), se forem comparados as diferenças entre 20% e 30% apresentados em mapa com os hidrogramas da Figura 91, que mostram diferença inexistente quanto ao tempo de pico para uma seção muito próxima da CCJ do modelo.

Isso ocorreu especificamente porque o tempo de pico calculado pelo DB-HiFlow 2.0 está associado ao tempo da máxima cota calculada. Enquanto isso, no HEC-RAS 6.1, o tempo de pico está associado à máxima vazão computada na seção. Portanto, em locais em que o efeito de remanso é representativo, esses valores podem variar (com máxima lâmina d'água não necessariamente ocorrendo no exato instante da máxima vazão).

Essas diferenças são mais bem visualizadas a partir do histograma da Figura 110, que mostra valores próximos de zero, mas majoritariamente negativos, o que significa que o tempo de pico calculado pelo DB-HiFlow 2.0 foi maior do que o tempo de pico calculado pelo HEC-RAS para a grande maioria dos pixels que fazem parte do mapa da Figura 109. Na Figura 110 também é apresentado o valor mediano da diferença entre os dois modelos, que ficou em torno de -11%.

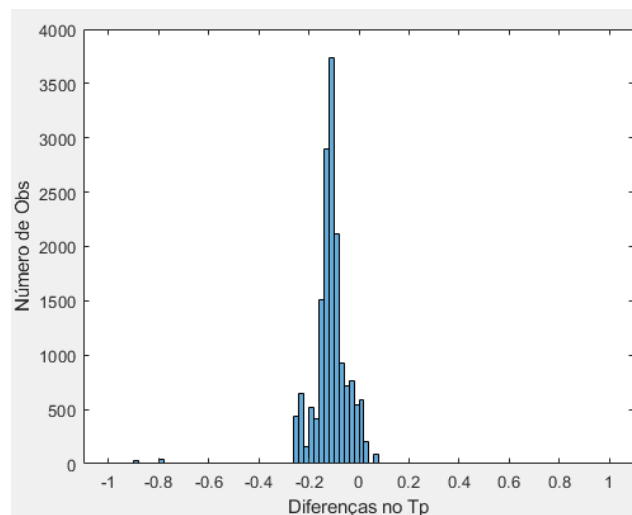


Figura 110 – Histograma de diferença de tempo de pico calculado para a barragem de Laranjeiras

5.4.6 Simulação de rompimento de 26 barragens da bacia do Lago Guaíba

O último teste realizado neste trabalho tem o intuito de apresentar a robustez do modelo DB-HiFlow 2.0, que pode ser utilizado para simular rupturas de diversas barragens presentes em vastos territórios de forma integrada e com pouca intervenção humana, em um único modelo. Dessa forma, nesta seção são apresentadas as manchas de inundação e mapas de tempo de chegada de onda de cheia para as 26 barragens fictícias definidas anteriormente. Na Figura 111 são apresentadas as 26 manchas de inundação oriundas das rupturas realizadas, enquanto na Figura 112 são apresentados os tempos de picos calculados.

Para realizar essas simulações, foram necessárias seis horas de simulação, das quais cinco horas associadas à etapa de simulações e uma hora associada à etapa de pré-processamento.

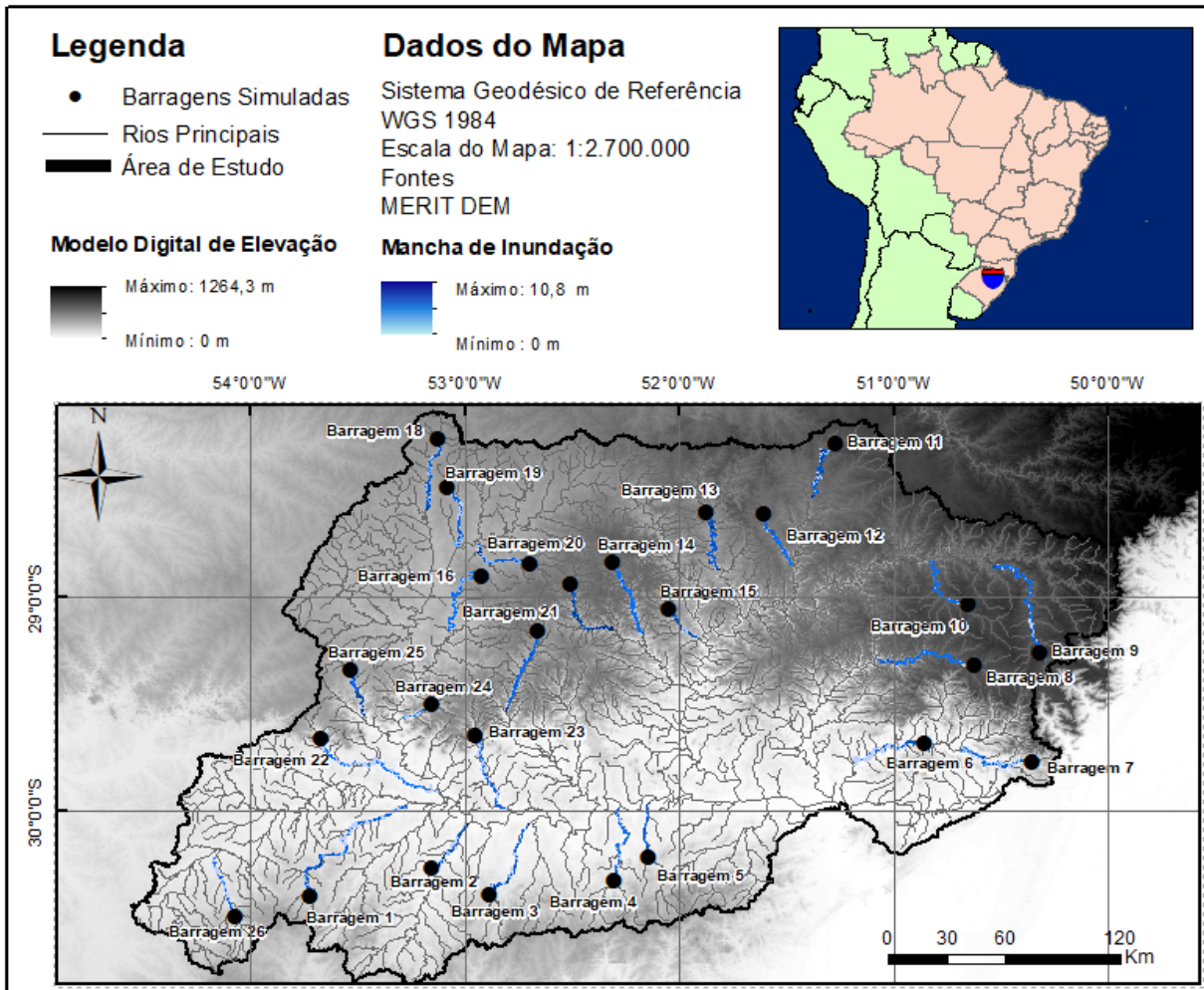


Figura 111 – Profundidade simuladas com o DB-HiFlow 2.0 para as 26 barragens localizadas na bacia hidrográfica do Lago Guaíba, RS, Brasil.

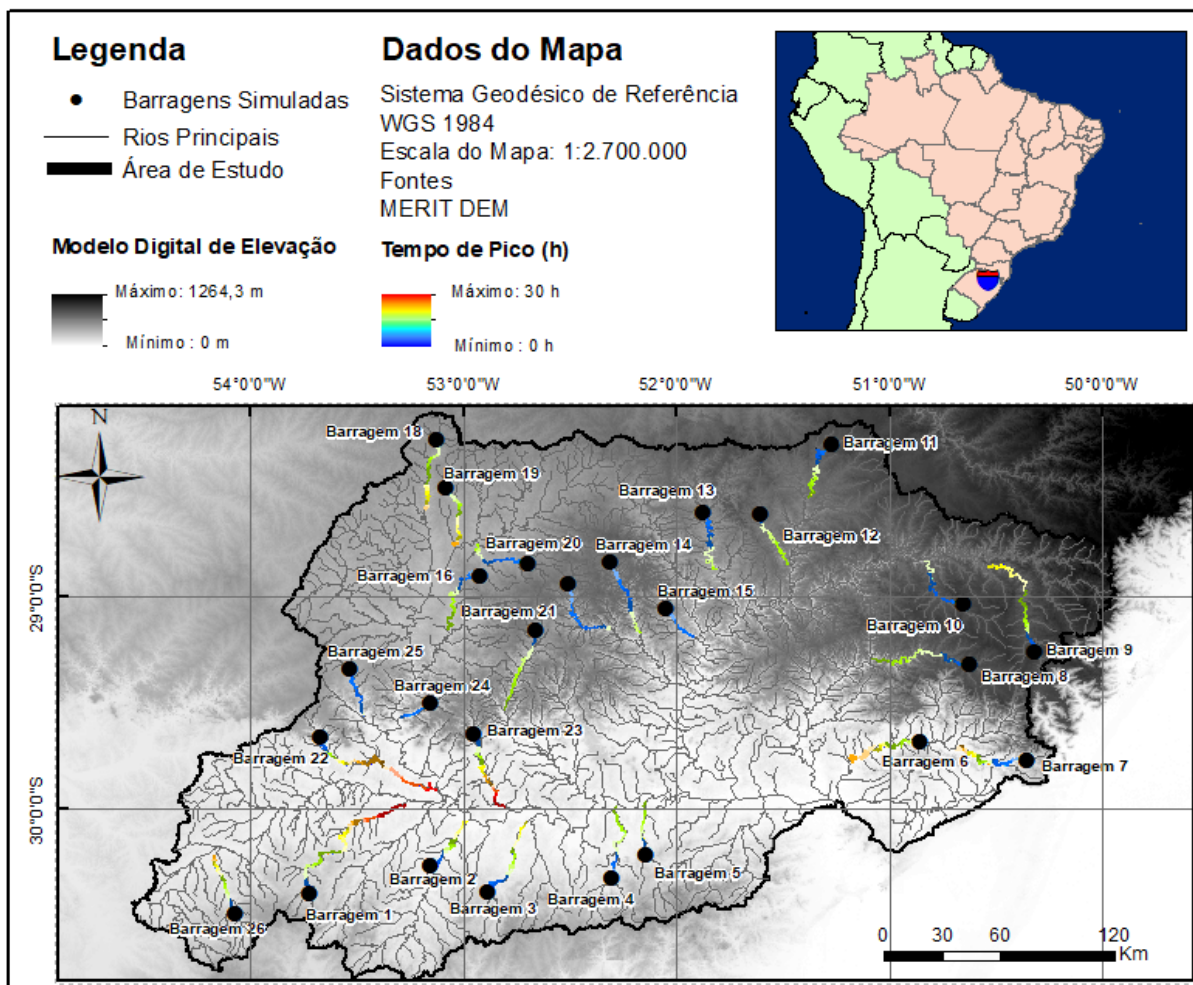


Figura 112 – Tempos de pico simulados com o DB-HiFlow 2.0 para as 26 barragens localizadas na bacia hidrográfica do Lago Guaíba, RS Brasil.

5.5 Discussão

Neste trabalho foram gerados diversos resultados, que são discutidos nesta seção. Inicialmente foram comparados os resultados obtidos a partir do modelo proposto (DB-HiFlow 2.0) com aqueles obtidos a partir do uso do HEC-RAS 6.1 (considerado aqui como *benchmark*) para duas barragens de diferentes tamanhos e com características de vale de jusante contrastantes (Ernestina e Laranjeiras). Foram observados resultados promissores para variáveis de interesse em estudos de ruptura de barragens sob uma abordagem preliminar e de grande escala, como por exemplo, extensão da mancha de inundação e tempo de chegada de vazão de pico. Esses resultados são resumidos na Tabela 24.

Tabela 24 – Resumo das diferenças obtidas

Barragem	Seções:	10 km a jus	20 km a jus	30 km a jus	45 km a jus
Laranjeiras	Tempo de Chegada de Vazão de Pico	0,00%	-8,00%	-8,90%	0,00%
	Tempo de Chegada	0,00%	-10,50%	-17,60%	-5,60%
	Vazão de Pico	-7,70%	5,90%	-0,80%	-15,90%
	Profundidade Canal Principal	Mediana de 33,00% variando entre 4% e 48%			
	Extensão Mancha de Inundação	79,90%			
	Profundidade da Mancha de Inundação	Mediana de 23,00%, variando entre -450% e 100% em alguns pixels.			
	Mancha de Tempo de Pico	Mediana de -11,00%, variando entre -100% e 100% em alguns pixels.			
Ernestina	Seções:	10 km a jus	20 km a jus	40 km a jus	55 km a jus
	Tempo de Chegada de Vazão de Pico	8,70%	10,00%	11,30%	5,40%
	Tempo de Chegada	-9,10%	-30,00%	-48,80%	-54,80%
	Vazão de Pico	-1,90%	-7,40%	-9,90%	-7,20%
	Profundidade Canal Principal	Mediana de 14,00%, variando entre 0 e 31%			
	Extensão Mancha de Inundação	84,50%			
	Profundidade da Mancha de Inundação	Mediana de 27,00%, variando entre -100% e 300% em alguns pixels.			
	Mancha de Tempo de Pico	Mediana de 10,00%, variando entre -100% e 100% em alguns pixels.			

A partir dessa tabela podem ser extraídas as seguintes métricas, considerando as duas barragens avaliadas:

- diferenças no tempo de pico para diferentes pontos do vale de jusante: entre -10% e + 12%;
- diferenças na vazão de pico para diferentes seções: entre -16% e + 6%;
- diferença no tempo de chegada de onda: entre -54% e 0%;
- diferenças nas profundidades medianas simuladas no canal principal: entre 14% (variando entre 0% e 31% para Ernestina) e 33% (variando entre 4% e 48% para a barragem Laranjeiras);
- índice de semelhança entre áreas inundadas: entre 79% e 84,5%.

Ou seja, considerando-se as faixas típicas de incertezas existentes em estudos preliminares de ruptura de barragens apresentados no capítulo 2.6, entende-se que a utilização do modelo DB-HiFlow 2.0 mostrou potencialidade para representar adequadamente principalmente variáveis como: (i) tempo de vazão de pico; (ii) vazão de pico; e (iii) áreas inundadas. Neste sentido, se por um lado as profundidades calculadas pelo DB-Hiflow 2.0 tenham sido subestimadas (com diferenças medianas de até 33% para as áreas estudadas), por outro, não impactaram tão

significativamente na mancha de inundação calculada, que tiveram índices de semelhança considerados como bons, para as áreas estudadas. Também se destacam as diferenças importantes quanto ao tempo de chegada de onda de cheia calculadas pelo modelo DB-HiFlow 2.0 (que está associado a um atraso mediano de 54% para as áreas estudadas).

Por fim, também foi testada a performance do modelo para simular a propagação de onda de ruptura de 26 barragens fictícias localizadas na bacia do Lago Guaíba. Para realizar essa simulação, foram necessárias seis horas de simulação em um computador de processador Core i7-7700HQ de 2,8 GHz com 32 GB RAM de memória. Dessas seis horas, uma foi necessária para rodar a etapa de pré-processamento e as outras cinco horas foram necessárias para rodar todas as 26 barragens, o que mostra a potencialidade que tem o modelo para contribuir em estudos de ruptura de vários barramentos em grandes territórios sob uma abordagem de grande escala.

5.6 Conclusão

Neste artigo um modelo de ruptura de barragens com abordagem de grande escala, o DB-HiFlow 2.0, foi apresentado, explorado e testado. Esse modelo foi desenvolvido com o intuito de permitir que manchas de inundação oriundas de ruptura de barragens possam rapidamente ser estimadas a partir do uso de simulação hidrodinâmica, fornecendo não só a extensão de área inundada como também o tempo de chegada de vazão de pico, além de outras informações hidráulicas nas seções de interesse. Além disso, neste artigo também foi explorado o uso desse modelo em situações para as quais é necessária a simulação de rompimento de diversas barragens existentes em um vasto território de forma ágil.

Em geral, esse tipo de situação ocorre quando instituições, governamentais ou não, detentoras de um grande número de barragens, necessitam definir o Dano Potencial Associado de suas estruturas, exigido para todas as barragens presentes em território nacional, segundo a Política Nacional de Segurança de Barragens do Brasil (Lei 12 334/2010). Até então, uma solução muito adotada nesses casos recaía sob a utilização de modelos simplificados de rompimentos de barragens, que muitas vezes não são capazes de reproduzir adequadamente os impactos na zona de jusante. Ao mesmo tempo, a utilização de modelos robustos (como, por exemplo, o HEC-RAS) para simular diversos barramentos em diferentes localizações necessita de intensa intervenção humana, demandando tempo e recursos muitas vezes indisponíveis. Dessa forma, o modelo DB-HiFlow 2.0 se coloca como alternativa intermediária entre modelos simplificados e modelos robustos, podendo ser aplicado em casos como o citado.

O modelo DB-HiFlow 2.0 apresentou uma performance similar à resultante do uso do modelo de referência (HEC-RAS 6.1), gerando manchas de inundações com índices de acerto da ordem de 79,5 e 84%, e com diferenças associadas à vazão e tempo de pico tipicamente da ordem de +-

10% (14 entre 16 resultados obtidos), sendo o mínimo observado igual a -15,9% para a vazão de pico e o máximo igual a 11,3% para o tempo de chegada de vazão de pico para um total de 16 locais avaliados (duas métricas de avaliação em quatro seções para 2 áreas de estudo).

5.7 Referências bibliográficas

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2020**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2021. Disponível em: <<https://www.snirh.gov.br/portal/snisb/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2020>>. Acesso em 17 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Massas d'água (Espelhos d'água) (SRE)**. Brasília: ANA, 2019. Disponível em: <https://metadados.snirh.gov.br/files/7d054e5a-8cc9-403c-9f1a-085fd933610c/geoft_bho_massa_dagua_v2019.zip>

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2019**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2020. Disponível em: <<https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2019>>. Acesso em 17 fev. 2022.

ALTINBILEK, Doğan. The role of dams in development. **Water Science and Technology**, v. 45, n. 8, p. 169-180, 2002.

ALVES, Maria Eduarda Pereira. **Simulação de Rompimento de Barragens em Cascata com o Modelo MGB**. 2018. Monografia (Engenharia Ambiental), Instituto de Pesquisas Hidráulicas e Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2018. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/196355/001095507.pdf?sequence=1&isAllowed=y>>. Acesso em 11 fev. 2022.

ANDRADE, Aline César et al. Esquema Numérico Adaptativo De Propagação De Vazão Com Aproximação Inercial. In: XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos - XXII SBRH, 2017, Florianópolis, SC. **Anais...** Florianópolis, SC. Disponível em: <<https://anais.abrhidro.org.br/job.php?Job=2142>>. Acesso em 17 fev. 2022.

AURELI, F.; MARANZONI, A.; PETACCIA, G. Review of Historical Dam-Break Events and Laboratory Tests on Real Topography for the Validation of Numerical Models. **Water**, v. 13, n. 14, p. 1-21, 2021. Disponível: <<https://www.mdpi.com/2073-4441/13/14/1968>>. Acesso em 17 fev. 2022.

BARFIELD, B. J.; WARNER, R. C.; HAAN, C. T. Applied hydrology and sedimentology for disturbed areas. **Oklahoma Technical Press**, p. 104-108, 1981.

BATES, Paul D. et al. Progress Toward Hyperresolution Models of Global Flood Hazard. In: **Risk Modeling for Hazards and Disasters**. [s.l.]: Elsevier, 2018. p. 211-232.

BATES, Paul D.; HORRITT, Matthew S.; FEWTRELL, Timothy J. A simple inertial formulation of the shallow water equations for efficient two-dimensional flood inundation modelling. **Journal of Hydrology**, v. 387, p. 33-45, 2010.

BRASIL, Lucas Samuel Santos. **Utilização de Modelagens Uni e Bidimensional para a Propagação de Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem**. Estudo de Caso: Barragem de Rio de Pedras – MG. 2005. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: UFMG, 2005.

BRUNNER, Gary W. Dam and levee breaching with HEC-RAS. In: **World Water & Environmental Resources Congress 2003**. 2003. p. 1-9.

CATANIO, Duda. Situação da Barragem Laranjeiras. 07 de agosto de 2020. In Soupnews. Disponível em: <<https://soupnews.com.br/2020/08/07/situacao-da-barragem-laranjeiras/>>. Acesso em 18. Fev. 2022.

COLLISCHONN, Walter et al. The MGB-IPH model for large-scale rainfall – runoff modelling The MGB-IPH model for large-scale rainfall – runoff modelling. **Hydrological Sciences Journal**, v. 52, p. 878-895, 2007.

COLLISCHONN, Walter. **Análise do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina - RS**. 1997. Dissertação (Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 1997.

COLLISCHONN, Walter; TUCCI, Carlos E. M. Análise Do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 2, p. 191–206, 1997.

DE ALMEIDA, Gustavo A. M.; BATES, Paul. Applicability of the local inertial approximation of the shallow water equations to flood modeling. **Water Resources Research**, v. 49, n. 8, p. 4833-4844, 2013.

Dissertação (Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2020.

FAN, Fernando Mainardi et al. Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos** v. 19, n. 2, p. 137–147, 2014a.

FERLA, Rute (2018). **Metodologia Simplificada Para Análise de Aspectos Hidráulicos em Rompimento de Barragens**. 2018. Dissertação (Programa de Pós-graduação em Recursos

Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2018.

FLEISCHMANN, Ayan; PAIVA, Rodrigo; COLLISCHONN, Walter. Can regional to continental river hydrodynamic models be locally relevant? A cross-scale comparison. **Journal of Hydrology** **X**, v. 3, abr., 2019. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2589915519300112>>. Acesso em 15 fev. 2022.

FRAGA, Marcelo. “Tio Hugo / RS | Barragem de Ernestina”. Youtube. 15 de abril de 2018. Disponível em < <https://www.youtube.com/watch?v=TgP4Mut65aU>>. Acesso em 18 de fev. 2022.

FREAD, D. L. DAMBRK: **The NWS Dam Break Flood Forecasting Model**. National Oceanic and Atmospheric Administration; National Weather Service: Silver Spring, MD, USA, 1984. 27p. Disponível em: <<https://www.hSDL.org/?view&did=8227>>. Acesso em 17 fev. 2022.

FREITAS, C. M. D.; SILVA, M. A. D.; MENEZES, F. C. D. O desastre na barragem de mineração da Samarco: fratura exposta dos limites do Brasil na redução de risco de desastres. **Ciência e Cultura**, v. 68, n. 3, p. 25-30, 2016.

FROEHLICH, David. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 134, p. 1708-1721, 2008.

FROEHLICH, David. Embankment dam breach parameters revisited. **Water Resource Engineering**, p. 887-891, 1995.

GEE, D. Michael; BRUNNER, Gary W. Dam break flood routing using HEC-RAS and NWS-FLDWAV. In: **Impacts of Global Climate Change**. 2005. p. 1-9.

HIEN, L. T. T.; VAN CHIEN, N. Investigate Impact Force of Dam-Break Flow against Structures by Both 2D and 3D Numerical Simulations. **Water**, v. 13, n. 3, jan., 2021. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2073-4441/13/3/344>>. Acesso em 17 fev. 2022.

Hoch, Jannis M. et al. GLOFRIM v1.0-A globally applicable computational framework for integrated hydrological-hydrodynamic modelling. *Geoscientific Model Development*, v. 10, n. 10, p. 3913–3929, 2017.

HU, H.; ZHANG, J.; LI, T. Dam-break flows: comparison between flow-3D, MIKE 3 FM, and analytical solutions with experimental data. **Applied Sciences**, v. 8, n. 12, dec., 2018. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2076-3417/8/12/2456>>. Acesso em 17 fev. 2022.

Infraestrutura Estadual de Dados Espaciais do Rio Grande do Sul (IEDE-RS). **Relevo – Curvas de Nível L – RF1**. 2022. Disponível em:

<<https://iede.rs.gov.br/portal/home/item.html?id=fcb5ac1b1801495ea7b141beb7cddb11>>. Acesso em 17 fev. 2022.

JIBHAKATE, S. M.; TIMBADIYA, P. V. Dam Break Analysis for Ukai Dam in Lower Tapi Basin, India. In: **River Hydraulics: hydraulics, water resources and coastal**. Cham: Springer, 2022. p. 357-370.

KALININA, A. et al. Metamodeling for uncertainty quantification of a flood wave model for concrete dam breaks. **Energies**, v. 13, n. 14, p. 3685, 2020. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/1996-1073/13/14/3685>>. Acesso em 16 fev. 2022.

KHAGRAM, Sanjeev. **Dams and development**. New York: Cornell University Press, 2018.

KILANIA, S.; CHAHAR, B. R. **Hydraulics and Waterways**. World Environmental and Water Resources Congress, May 19-23, 2019, Pittsburgh, Pennsylvania.

KIM, J. Y. et al. Comparison of flood inundation simulation between one- and two-dimensional numerical models for an emergency action plan of agricultural reservoirs. **Korean Journal of Agricultural Science**, v. 48, n. 3, p. 515-526, 2021. Disponível em: <<http://www.kjoas.org/article/?num=N0030480315>>. Acesso em 17 fev. 2022.

KUMAR, N.; USHA, K.; KANCHANA, M. S. Hydrological Review and Dam Break Analysis of Suvaranavathi Dam Using HEC-RAS. In: **Sustainability Trends and Challenges in Civil Engineering**. Singapore: Springer, 2022. p. 733-754.

LAURIANO, André Wilhiam. **Estudo de Ruptura da Barragem de Funil: Comparação Entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS**. 2009. Dissertação (Programa de Pós Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: UFMG, 2009.

MELO, J. F. de. **Dam-Break Flood Risk Assessment**. Second International Dam World Conference. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 2015. p. 47-56, 2015.

OLIVEIRA, J.A. et al. Dambreak Model – Software de Simulação de Rompimento de Barragens. In: XXIV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS - XXII SBRH 2021, Belo Horizonte, MG. **Anais...** Belo Horizonte, MG.

PETRY, André et al. Classificação de Barragens Quanto ao Dano Potencial Associado: A Experiência da Agência Nacional de Águas. In: Third International Dam World Conference 2018, Foz do Iguaçu - PR. **Anais...** Foz do Iguaçu – PR

PONTES, P. R. M. et al. MGB-IPH model for hydrological and hydraulic simulation of large floodplain river systems coupled with open source GIS. **Environmental Modelling & Software**, v. 94, 1-20, 2017.

PORTAL DA FOLHA. **CEEE vai assumir Barragem de Laranjeiras, que passa por manutenção**. 2022. Disponível em: <<https://portaldafolha.com.br/2020/09/11/ceee-vai-assumir-barragem-de-laranjeiras-que-passa-por-manutencao/>>. Acesso em: 02 de fev. 2022.

RAMAN, A.; LIU, F. An investigation of the Brumadinho Dam Break with HEC-RAS simulation. **arXiv**, 13 nov, 2019. Disponível em: <<https://arxiv.org/pdf/1911.05219.pdf>>. Acesso em 17 fev. 2022.

ROSSI, Carlo Lucca Coutinho Ungaretti. **Proposta De Abordagem Simplificada Para Avaliação Dos Efeitos Oriundos Da Ruptura De Barragens**. 2020.

SHAH, M. R. M. et al. 2D Hydraulic Modelling of Dam Break Analysis Using MIKE FLOOD for Kenyir Dam. In: **International Conference on Dam Safety Management and Engineering**. Singapore: Springer, 2019, p. 214-225.

SIQUEIRA, V. A. et al. IPH-Hydro Tools: uma ferramenta open source para determinação de informações topológicas em bacias hidrográficas integrada a um ambiente SIG. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 21, p. 274-287, 2016. Disponível em: <<https://www.scielo.br/j/rbrh/a/4jBVf6WQ5tNHr6WQF6zbcgF/abstract/?lang=pt>>. Acesso em 17 fev. 2022.

SRIDHARAN, B. et al. Local-inertial shallow water model on unstructured triangular grids. **Advances in Water Resources**, v. 152, jun., 2021. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0309170821000853>>. Acesso em 17 fev. 2022.

TOAPAXI ALVAREZ, Jorge; ACERO QUILUMBAQUIN, Andrés. Analysis of Flooding by Dam Breaking Using the 2D HEC-RAS Model: Case Study of the Mulacorrall Dam, Tungurahua Province, Ecuador. **Revista Politécnica**, v. 48, n. 1, p. 51-64, 2021.

TOH, C. K. et al. Malaysia Dam Safety Management Guidelines (MyDAMS) – From Best Management Practices to Capacity Building in Dam Engineering in Malaysia. In: **International Conference on Dam Safety Management and Engineering**, Singapore, nov., 2019, p. 322-331.

Tschiedel, A. D. F. et al. (2022). Um Método De Propagação Inercial 1D de planície ativa Para Uso Rápido E Ágil Em Estudos De Rompimento De Barragens. Submetido ao Hydrological Sciences Journal.

TSCHIEDEL, A. D. F.; PAIVA, R. C. D. D.; FAN, F. M. Utilização de modelos hidrológicos de larga escala na predição de impactos relacionados a rompimento de barragens. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 25, 2020. Disponível em: <<https://www.scielo.br/j/rbrh/a/wJz67pnkR5fqQgtc9DQbRWK/abstract/?lang=pt>>. Acesso em 17 fev. 2022.

TSCHIEDEL, Arthur da Fontoura. **Avaliação de incertezas em estudos de rompimento de barragens**. 2017. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2017.

URIZCĂ, A. et al. Using 2D HEC-RAS Modeling and Embankment Dam Break Scenario for Assessing the Flood Control Capacity of a Multi-Reservoir System (NE Romania). **Water**, v. 13, n. 1, 2021. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2073-4441/13/1/57>>. Acesso em 17 fev. 2022.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual**. Version 6.0. California: Hydrologic Engineering Center, 2021.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Using HEC-RAS for Dam Break Studies**. Davis: Institute for Water Resources, 2014. Disponível em: <<https://www.hec.usace.army.mil/publications/TrainingDocuments/TD-39.pdf>>. Acesso em 16 fev. 2022.

VASCO, G. **Estudo de pré-viabilidade para implementação de um sistema híbrido de energia na Barragem de Laranjeiras, no sul do Brasil**. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2017. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/172883>>. Acesso em 16 fev. 2022.

VASQUEZ, J.; RONCAL, J. Testing River2D and FLOW-3D for Sudden Dam-Break Flow Simulations. In: **Proceedings of the Canadian Dam Association's 2009 Annual Conference: Protecting People, Property and the Environment**, Whistler, BC, Canada, 3–8 October 2009.

WETMORE, Jonathan N.; FREAD, Danny L. The NWS simplified dam-break flood forecasting model. **National Weather Service, Silver Spring, Maryland**, p. 164-197, 1981.

YAMAZAKI, D. et al. MERIT Hydro: A high-resolution global hydrography map based on latest topography dataset. **Water Resources Research**, v. 55, n. 6, p. 5053-5073, 2019.

6 CAPÍTULO 06 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo da história, a existência de barragens se mostrou crucial para o desenvolvimento da sociedade, trazendo não só benefícios, mas também impactos decorrentes de possíveis rupturas. Com o passar do tempo, desastres dessa natureza passaram a dar origem a regulamentações e políticas nacionais que têm como objetivo regular o risco que essas estruturas geram, tentando dessa forma promover uma maior proteção às populações residentes a jusante de barragens.

Em geral essas regulamentações obrigam governos e empresas públicas e privadas a estabelecerem planos de ações emergenciais (também conhecido como PAEs) a serem acionados em caso de ruptura de barragens com determinadas características. Esses PAEs por sua vez devem estar fundamentados em simulações hidrodinâmicas de ruptura de barragens que sejam capazes de estimar, com exatidão, potenciais áreas inundadas a jusante dos barramentos. Adicionalmente, PAEs também são embasados em mapas de tempo de pico ou mapas de tempo de chegada de onda de cheia, que permitem que sejam estabelecidas, em conjunto com mapas de áreas inundáveis, rotas de fugas e zonas seguras. Pode-se pensar, portanto, que o estabelecimento desses planos tem o intuito principal de salvar vidas de pessoas residentes a jusante desses barramentos.

Por outro lado, desde a instauração da Política Nacional de Segurança de Barragens, em 2010, observa-se que os órgãos fiscalizadores (responsáveis por regular o estabelecimento de PAEs para barramentos existentes no Brasil), tem encontrado dificuldades para elencar prioridades de ação, associadas principalmente à definição de quais barragens devem ter prioridade na constituição de Planos de Ação Emergenciais. E definições como essas se configuram em desafios ainda maiores quando pequenas barragens são levadas em consideração.

Neste sentido, a fim de elencar prioridades, muitas vezes órgãos fiscalizadores exigem dos empreendedores estudos preliminares de ruptura de barragens, observando-se corriqueiros o uso de duas abordagens: (i) aplicação de modelos simplificados de rompimentos de barragens; e (ii) aplicação de modelos hidrodinâmicos que propagam um hidrograma de ruptura ao longo do vale de jusante.

Conforme demonstrado ao longo desta Tese, se por um lado a utilização de uma abordagem envolvendo o uso de modelos hidrodinâmicos tende a ser mais acurada, por outro dificilmente é aplicada a um grande número de barragens ao mesmo tempo, para fins de por exemplo, classificação quanto ao Dano Potencial Associado. Essa limitação acaba impossibilitando, por exemplo, a centralização de informações que poderiam ser úteis para o gerenciamento

de desastres e identificação de prioridades. Um exemplo dessa aplicação poderia ser a existência, em um único banco de dados, de mapas de potenciais áreas inundadas por ruptura de todas as 8,5 mil barragens existentes no estado do Rio Grande do Sul, que poderia ser utilizado para orientar órgãos reguladores quanto a identificação de prioridades de ação e implantação de PAEs. Destaca-se, por outro lado, que é fundamental se ter conhecimento detalhado da hidrodinâmica em escala local para se tomar decisões relacionadas à gestão de desastres e salvamentos de vidas. Neste sentido, um banco de dados como este citado deveria ser interpretado de forma adequada, para não incorrer em prejuízos à sociedade.

Uma vez que modelos hidrodinâmicos completos de escala local tem limitações de ampla aplicação, a tentativa de estimativas de manchas de inundação de ruptura oriundas de um grande número de barragens presentes em um grande território de interesse acaba recaindo no uso de modelos simplificados de rompimento de barragens. Se por um lado modelos simplificados podem ser mais agilmente aplicáveis, por outro a confiabilidade de seus resultados muitas vezes acaba sendo restrita a barragens e vales de jusante com determinadas características específicas para onde os modelos foram desenvolvidos.

Considerando essas restrições existentes, entende-se que a sociedade pode ser beneficiada caso esse problema passe a ser discutido a partir de um diferente ponto de vista, com suas devidas restrições e conseqüentes possibilidades: uma abordagem de grande escala que possibilite que as áreas de perigo associadas a potenciais rompimentos de barragens de um determinado território se encontrem integradas e centralizadas em uma única plataforma, podendo dessa forma fornecer subsídios para órgãos fiscalizadores interessados em ter uma visão única e global de desastres associados a barragens sob sua jurisdição.

Desta forma, esta Tese de Doutorado teve como objeto principal explorar a temática de Abordagens de Grande Escala em Estudos de Ruptura de Barragens, buscando-se a constituição de uma ferramenta ágil, rápida e capaz de mapear diversas variáveis hidrodinâmicas de interesse associadas ao fenômeno de rompimento de barragens, a partir de uma abordagem original até então pouco explorada. Sendo assim, o modelo matemático proposto nesse trabalho (especificamente no capítulo 05) tem potencial para estimar variáveis de interesse (como vazões de pico, tempo de chegada de onda de cheia, tempo de chegada de vazão de pico e áreas inundadas) a jusante de barramentos a partir de uma abordagem de grande escala, que pode vir a auxiliar órgãos fiscalizadores a definir áreas prioritárias de atuação, a partir da comparação cruzada entre resultados obtidos para diversas barragens de um mesmo território.

Pode-se considerar que o modelo proposto neste documento é decorrente da construção do conhecimento estabelecido a partir de 3 artigos. Inicialmente, a partir do desenvolvimento do

Artigo 01, se percebeu que a abordagem de grande escala, utilizada tipicamente em Modelos Hidrológicos de Grande Escala, teria potencial para ser utilizada em estudos de ruptura de barragens. Neste sentido, parecia promissor o uso de um modelo de propagação bem estabelecido desde os anos 2010 na área de hidrologia de Grande Escala, conhecido como “Inercial”, para propagar hidrogramas de ruptura calculados a partir de equações preditoras.

Esse modelo de propagação, que negligencia apenas o termo de inércia advectiva das equações de Saint-Venant, inserido no módulo de propagação de um modelo hidrológico de grande escala (MGB-IPH), foi utilizado para propagar um hidrograma de ruptura de uma grande barragem brasileira: a UHE Três Marias. Os resultados, que foram comparados com o modelo hidrodinâmico unidimensional completo (HEC-RAS 5.03), tiveram diferenças da ordem de -7% a 13% para a vazão de pico e de -8% a 21% para o tempo de pico em seções localizadas em diferentes pontos ao longo do vale de jusante (além de um índice de acerto da ordem de 84% entre as manchas de inundação geradas), destacando-se que valores negativos representam majoração por parte do MGB-IPH em comparação ao *benchmark* considerado. Esse artigo possibilitou identificar que os resultados obtidos por ambos os modelos poderiam ser similares se iguais condições de contorno e dados de entrada fossem adotadas, o que permitiria excluir a influência exercida por esses fatores nos resultados. Ou seja, a partir da compatibilização desses fatores (efetuando-se a forma de representação da topografia em ambos os modelos), esse artigo possibilitou mapear indiretamente a potencial influência que o termo de inércia advectiva (excluído no modelo de propagação inercial utilizado no MGB-IPH) exercia na propagação de um hidrograma com características similares a de um hidrograma de ruptura de uma grande barragem brasileira. Nesse sentido, esses resultados indicaram que a aplicação de um modelo de propagação de vazões como o inercial teria potencial para representar (com respectivas diferenças anteriormente salientadas em variáveis de interesse) os resultados obtidos a partir de modelos que utilizavam as equações de Saint-Venant.

Por outro lado, este trabalho mostrou que em modelos unidimensionais utilizados em estudos de ruptura é muito importante a consideração de planícies ativas, isto é, aquelas que propagam escoamento para jusante ou para montante, não atuando apenas como sendo de armazenamento. Ao longo da elaboração desse artigo também se percebeu que a aplicação de modelos hidrológicos de grande escala, tipicamente desenvolvidos para representar fenômenos de grandes bacias hidrográficas, não tinha robustez suficiente para representar pequenas barragens, que representam um número muito grande de estruturas em solo nacional. Dessa forma, a partir do primeiro artigo foi possível indicar que o restante da pesquisa poderia ser fundamentado em três pilares:

- (i) a necessidade de consideração de planícies ativas em simulações unidimensionais de ruptura de barragens;
- (ii) a utilização de um modelo de propagação como o inercial para propagar vazões, que considera os termos de inércia local, termo de pressão, de gravidade e de atrito da equação de conservação de momento; e
- (iii) a necessidade de representação de pequenas barragens.

Com base nessas fundamentações, foi desenvolvido o segundo artigo desta Tese de Doutorado. Nesse artigo, foi concebido um modelo de ruptura de barragens, batizado como Modelo DB-HiFlow, acrônimo de “**D**am **B**reak **H**ydrodynamic **I**nercial **F**low **M**odel”. Esse modelo teve como principal objetivo superar as limitações encontradas no uso de MHGEs em estudos de ruptura de barragens. Ou seja, tem potencial para ser aplicado extensivamente para barragens de qualquer tamanho, bastando apenas utilizar a altura e volume da barragem, bem como a topografia local representada por um Modelo Digital de Elevação, a partir da adoção de diversas simplificações aprofundadas no capítulo 04. Utilizando uma abordagem de planícies ativas com troca lateral a partir do uso do modelo de propagação inercial, os resultados obtidos a partir do uso do DB-HiFlow foram comparados com os resultados associados ao uso do *benchmark* HEC-RAS 6.0 em uma geometria de jusante ideal e simplificada. Essa comparação permitiu a identificação de que essa abordagem teria potencial para ser mais bem aprofundada e aplicada futuramente, verificando-se que para as barragens estudadas (cujo volume variou entre 1 e 335 hm³, em diferentes vales de jusante), o uso do DB-HiFlow pode estar associado a diferenças que vão tipicamente de -15% a +15% para variáveis como vazão de pico e tempo de pico em diferentes seções ao longo do vale de jusante, podendo chegar até a ordem de 25% em alguns casos, o que parecia ser coerente com os resultados obtidos no primeiro artigo. Neste trabalho também se verificou que o modelo DB-HiFlow subestimou as profundidades máximas calculadas ao longo do canal de jusante, quando comparadas às obtidas pelo *benchmark*. Nesses casos, observou-se uma subestimativa associada a uma diferença mediana de 3,9% nos casos estudados, com valores mínimos iguais a 0% e máximos associados a valores da ordem de 50% em alguns pontos específicos.

Embora no segundo artigo os resultados tenham se apresentado como sendo promissores (quanto às variáveis vazão de pico, tempo de pico, tempo de chegada de onda de cheia e profundidades no canal principal) algumas limitações foram observadas. Entre elas pode-se considerar a representação pouco acurada do vale de jusante das barragens, bem como a impossibilidade de geração de manchas de inundação, que acabavam distanciando seu uso de alguns objetivos específicos deste trabalho, como aquele associado à geração de

manchas de inundação a jusante de barramentos de forma extensiva e ágil, com pouca intervenção humana, que pudesse ser utilizado no âmbito de classificações quanto ao DPA de várias barragens em um mesmo território.

Por outro lado, comparando-se os erros potenciais associados ao uso do modelo DB-Hiflow, para propagar hidrogramas de ruptura, com aqueles tipicamente existentes em estudos de ruptura de caráter preliminar (apresentadas no capítulo 2) entendeu-se que havia uma potencialidade de aplicação dessa metodologia a partir de uma ferramenta que pudesse caracterizar o vale de jusante de forma adequada.

Procurando superar as limitações do modelo DB-HiFlow, foi desenvolvida uma atualização, batizada como sendo DB-HiFlow 2.0. Nesse modelo, uma abordagem topológica tipicamente empregada em MHGEs passou a ser utilizada para discretizar o vale de jusante das barragens em minibacias associadas a cada trecho segmentado. Essa discretização foi feita de forma *offline* a partir de um modelo de descrição topológica de terreno, que calcula para cada trecho de rio uma curva Cota-Área-Volume (CAV) da planície de inundação, o que resulta numa melhor representatividade do vale de jusante de cada barragem. Partindo de um conceito até então pouco explorado, o DB-HiFlow 2.0 consegue representar adequadamente um vale de jusante complexo a partir de um canal retangular acoplado a uma planície retangular. Isso ocorre porque nesse modelo é utilizado o conceito de “Planície de Largura Variável”, ou seja, a cada passo de tempo a largura da planície é atualizada com base na curva CAV, e com base na cota da lâmina d’água calculada para o passo de tempo anterior. Dessa forma é possível representar uma área molhada média para diferentes profundidades de um vale complexo a partir de uma calha retangular que varia ao longo do tempo.

O modelo unidimensional de planície ativa e troca de fluxo entre canal e planície, agora com descrição de vale de jusante a partir de CAVs, denominado DB-HiFlow 2.0, foi testado para duas barragens de tamanhos distintos: a barragem da UHE Ernestina e a barragem de Laranjeiras, ambas localizadas na bacia do lago Guaíba. Os resultados obtidos pelo DB HiFlow foram então comparados com os resultados associados ao uso do modelo HEC-RAS 6.1, em sua versão bidimensional das equações de Saint-Venant, que permitem uma melhor representação das áreas inundadas a jusante das barragens. As diferenças observadas entre ambos os modelos foram condizentes com as diferenças até então calculadas em capítulos anteriores. Para a vazão de pico, observaram-se diferenças entre -16% a +6%, enquanto para o tempo de pico essas diferenças ficaram entre -10% a 12% para trechos de até 50 km a jusante das barragens avaliadas. Para essas duas barragens, as manchas de inundação

geradas tiveram um índice de similaridade de 79% e 85%, associadas a diferenças de profundidade das manchas de inundação com medianas entre 23% e 27%.

Da mesma forma como observado no capítulo 4 (artigo 02), as vazões de pico calculadas pelo modelo DB-HiFlow 2.0 tenderam a ser maiores (em até 16% para as áreas estudadas) do que as calculadas pelo *benchmark*. Por outro lado, também se observa uma subestimativa de profundidades, tanto no canal principal (com diferenças medianas de 14% e 33%, associadas a valores que foram de 0% a 48% em alguns pontos) como na mancha de profundidades calculada (com diferenças medianas de 23% e 27%, observados alguns pixels com diferenças da ordem de até 450% no cômputo da profundidade). Dessa forma, levando em consideração o apresentado no capítulo 04 e no capítulo 05, entende-se que o uso de um modelo de propagação como o inercial (que negligencia apenas o termo de inércia advectiva da equação de momento), para propagar hidrogramas de ruptura tem potencial para resultar em vazões de pico maiores associadas a menores profundidades em uma mesma seção. Esse comportamento pode estar atrelado a diferentes velocidades de escoamento em iguais seções, o que justificaria diferenças relevantes também nos tempos de chegada de vazão de pico (majoritariamente subestimadas nos testes realizados nesta tese) e tempo de chegada de onda de cheia (majoritariamente superestimados nos testes realizados nessa tese).

Um resumo dessas diferenças é apresentado na Tabela 25, localizada no Capítulo 8 (Apêndice). Essa tabela resume todos os resultados obtidos nessa tese, dando origem ao gráfico *boxplot* da Figura 113, de forma que valores negativos estão associados a superestimativas por parte do modelo inercial (representado pelo modelo MGB-IPH para o capítulo 03, pelo DB-HiFlow para o capítulo 04 e pelo DB-Hiflow 2.0 para o capítulo 05). A Figura 113 procura, portanto, quantificar essas observações para as variáveis tempo de chegada de vazão de pico "*tcp*" (que tem uma diferença mediana de 4,2% associada a um máximo de 21% e um mínimo de -8,9%), tempo de chegada de onda de cheia "*tc*" (que tem uma diferença mediana de -6,8% associada a um máximo de 7,4% e um mínimo de -54,8%), e vazão de pico "*Qp*" (que tem uma diferença mediana de -3,3% associada a um máximo de 14,6% e um mínimo de -25,6%).

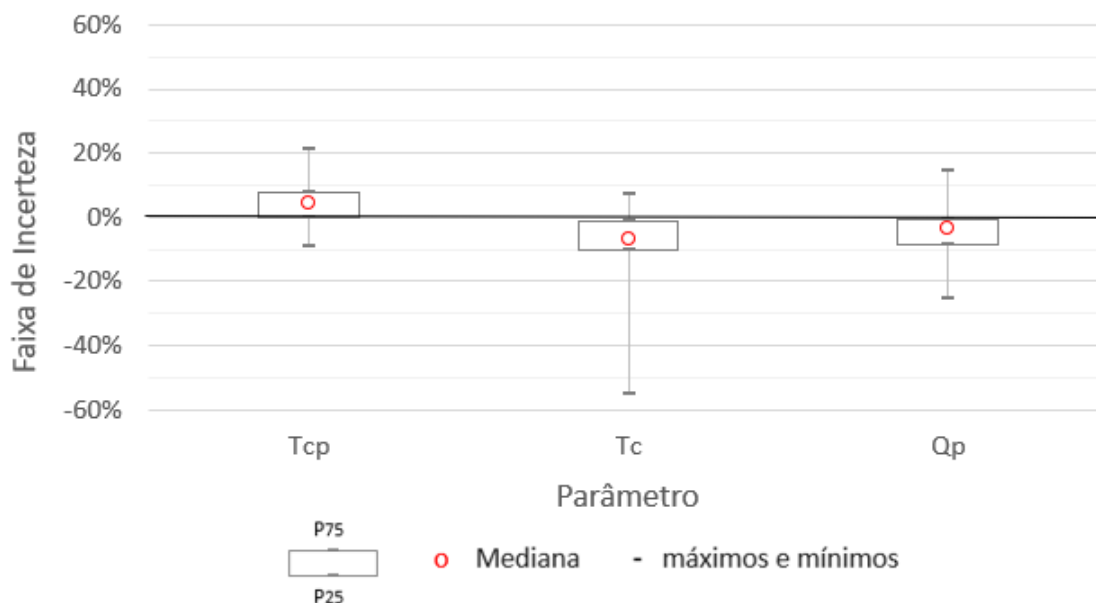


Figura 113 – Faixas de diferenças decorrentes do uso do modelo de propagação inercial para tempo de chegada de vazão de pico (Tcp); tempo de chegada de onda de cheia (Tc) e vazão de pico (Qp)

Em se tratando especificamente de profundidades e manchas de inundação geradas a partir do uso do modelo de propagação inercial (a partir de uma perspectiva que unifica os resultados dos 3 artigos apresentados), salienta-se, conforme anteriormente indicado, que a acurácia associada ao uso de modelos de propagação como o inercial na predição de vazões de pico acaba refletindo em diferenças nas profundidades calculadas, que em alguns casos não são relevantes, mas em outros podem ser importantes. No capítulo 04 dessa tese, diversos valores de profundidade obtidos permitiram chegar a diferenças que variaram de 0% a 54,8%, porém com erro mediano de 3,9%, inferindo que na grande maioria dos trechos estudados as diferenças podem ser irrelevantes, mas que em alguns locais, podem ser de extrema importância. Esse comportamento também foi observado no capítulo 05, a partir da nova versão do DB-Hiflow. Neste caso essa variável foi subestimada com diferenças medianas variando de 14% a 33% nos canais principais simulados (associados a mínimas e máximas diferenças de 0 a 48% respectivamente) e diferença mediana da ordem de 30% para os mapas de profundidade, com diferenças máximas podendo chegar a valores da ordem de 450% como anteriormente salientado.

Embora as diferenças nas profundidades simuladas tenham apresentados valores altos para alguns pontos aqui entendidos *outliers*, entende-se que a diferença mediana que variou entre valores da ordem de 4% a 33% nos canais simulados (no capítulo 4 e 5) foi suficientemente pequena, resultando em mapas de profundidades e de extensão de área inundada com boa

representatividade, uma vez que os índices de acerto obtidos nos estudos apresentados no capítulo 03 e 05 variaram de 79% a 85%.

Uma vez que o modelo DB-HiFlow 2.0 demonstrou desempenho adequado e capaz de prever áreas potencialmente atingidas por rupturas de barragens, foi realizado um último teste que teve o objetivo de avaliar qual seria a performance do modelo para simular o rompimento de 26 barragens localizadas em diferentes regiões da bacia do lago Guaíba, RS, Brasil. Como resultado, foram obtidas 26 manchas de inundação em trechos com comprimento médio da ordem de 50 km a jusante de barramento, bem como 26 mapas de chegada de vazão de pico, em apenas seis horas de simulação. Neste sentido, pode-se considerar que esse tempo de processamento (utilizado para gerar informações como áreas inundáveis, profundidades e mapas de tempo de chegada de vazão de pico a jusante de barramentos) é uma das vantagens fornecidas pelo DB-HiFlow 2.0 se comparado ao tempo necessário para rodar um modelo hidrodinâmico completo a partir de uma abordagem robusta (como o *benchmark* HEC-RAS), para determinados dados de entrada condizentes com a profundidade necessária no trabalho. Conforme observado ao longo da confecção deste trabalho, para obter essas informações a partir do uso do HEC-RAS foi necessário em torno de 30 a 70 horas de trabalho por barragem, necessitando-se de intensa intervenção humana. Estão contabilizadas nesse tempo as seguintes etapas: preparação de dados de entrada; definição da geometria; definição de seções topobatimétricas, estabilização do modelo e exportação dos resultados. Dessa forma, utilizando-se um tempo médio de 50 horas para realizar uma simulação de rompimento de uma barragem a partir do uso do HEC-RAS (e também salientando que essa é uma aproximação bastante subjetiva, visto que depende da habilidade e experiência do profissional que está realizando a modelagem), pode-se pensar que a simulação de rompimento de 26 barragens teria potencial para levar em torno de 1.300 horas de trabalho, o que resultaria em 162 dias de trabalho (8 horas para cada dia), e conseqüentemente, mais de 7 meses de trabalho (considerando-se 22 dias úteis por mês). Enquanto isso, para obter resultados potencialmente similares, o modelo DB-HiFlow 2.0 necessitou de uma hora de preparação de dados de entrada e de cinco horas de simulação, sem intervenção humana.

Por fim, essa tese mostrou que o uso de uma abordagem de grande escala em conjunto com o modelo de propagação inercial associado a planícies ativas com troca lateral pode ser vista como uma potencial alternativa para definição de variáveis hidrodinâmicas de interesse associadas a rupturas de várias barragens existentes em vastos territórios. Nesse sentido, focando-se principalmente na categorização de barragens quanto ao Dano Potencial Associado, ou ainda na identificação prévia de áreas potencialmente inundadas a partir de

simulações unidimensionais, abordagens como as adotadas no modelo DB-Hiflow 2.0 se mostraram promissoras. Essas práticas se colocam como uma opção adicional às atuais aplicadas para categorização de barragens quanto ao DPA, considerando-se aqui como mais complexas e mais fisicamente embasadas que modelos simplificados, porém menos precisas do que modelos hidrodinâmicos robustos que utilizam as equações de Saint-Venant completas para propagar um hidrograma de ruptura em um vale de jusante complexo. De qualquer modo, entende-se que com esta tese é aberto um novo campo de estudo e de abordagens aplicadas ao tema de rompimentos de barragens. Dessa forma, pode ser interessante que, aos poucos e ao longo do tempo, órgãos fiscalizadores e gestores comecem a verificar a aplicabilidade de ferramentas como as aqui mostradas com vistas à migração para avaliações mais complexas e integradas de variáveis hidrodinâmicas associadas a rupturas de barragens.

7 CAPÍTULO 07– LIMITAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Os conhecimentos abordados e os testes realizados nessa tese de doutorado resultaram na consolidação do modelo DB-Hiflow 2.0, que tem como principal objetivo se constituir em uma ferramenta que possa ser rapidamente utilizada para auxiliar e orientar órgãos reguladores de seguranças de barragens na identificação de prioridades de atuação, a partir da definição, em caráter preliminar e sob uma abordagem de grande escala, de áreas potencialmente atingidas por ondas de ruptura a jusante de barramentos.

Esse modelo procura se colocar em meio a duas práticas bem estabelecidas, associadas ao uso de: (i) modelos simplificados de rompimento de barragens - como por exemplo o SMPDBK - que em geral conseguem ser aplicados sob uma abordagem de grande escala e; (ii) modelos hidrodinâmicos robustos - como por exemplo o HEC-RAS- que, raras exceções, tem sua aplicabilidade limitada para um grande número de barragens presentes em vastos territórios.

Dessa forma, todos os testes realizados nesse trabalho envolveram comparações dos modelos propostos (MGB-IPH; DB-Hiflow; DB-Hiflow 2.0) com *benchmarks* (HEC-RAS 5.03, HEC-RAS 6.0 e HEC-RAS 6.1) utilizando-se dados de entrada com acurácia muitas vezes não compatível com aquelas esperadas em estudos de ruptura que possam subsidiar Planos de Ação Emergenciais (PAEs). Portanto, salienta-se que as práticas propostas nesta tese para estimar zonas possivelmente impactadas por rupturas de barragens não tem a intenção de representar de forma totalmente fidedigna os impactos que ocorreriam em casos reais de ruptura (que poderiam ser representados a partir do uso de modelos robustos, como o HEC-RAS, em escala local e com dados de entrada de alta resolução), sendo esse assunto não explorado nesse documento.

Por outro lado, entende-se que os testes realizados e abordagens aqui propostas podem ser suficientes (tratando-se especificamente do modelo DB-Hiflow 2.0) para serem utilizadas no âmbito de estudos prévios de ruptura e também na classificação de barragens quanto ao dano potencial associado (DPA), focando-se especialmente naquelas com reservatórios maiores do que 0,5 hm³ de volume (uma vez que barragens menores não foram aqui testadas). Além disso, entende-se também que a metodologia aqui proposta pode ser suficiente também para estimar em caráter preliminar, áreas potencialmente atingidas que visem subsidiar a definição de áreas de estudo, sejam elas no âmbito de simulações complexas de escala local, ou também para definição de áreas as quais deverão ser realizados levantamentos aerofotogramétricos ou topobatimétricos. Entretanto, salienta-se que aplicações como essas podem ser realizadas especialmente em regiões de jusante com características fluviais majoritariamente unidimensionais, definidas a partir de modelos

digitais de elevação com resolução suficientemente compatível com o porte das barragens que se deseja classificar.

Nesse sentido, é também importante ressaltar as limitações das técnicas aqui propostas. Dentre elas, destaca-se inicialmente o modelo paramétrico utilizado para a definição do hidrograma de ruptura das barragens. Ao longo do trabalho o enfoque foi dado especialmente para o modelo de propagação de vazões, sem necessariamente avaliar (ou inserir no código dos modelos) como a incerteza associada à definição de diferentes hidrogramas de ruptura pode influenciar as zonas potencialmente atingidas identificadas. Considerando que o uso de diferentes equações preditoras pode gerar hidrogramas de ruptura com características muito distintas, essa é uma limitação relevante desse trabalho, que utilizou apenas uma equação para obtenção de vazão de pico (FROEHLICH, 1995) e uma equação para obtenção de tempo de formação da brecha (FROEHLICH, 2006) em todos os testes realizados.

Além do hidrograma de ruptura definido nas condições de contorno de montante dos modelos utilizados, outra limitação relevante reside na forma de parametrização do vale de jusante do modelo DB-Hiflow, em sua primeira versão. Na primeira versão do modelo, o enfoque do trabalho foi dado especificamente para a composição e estruturação do modelo de propagação, que deveria propagar uma onda de cheia de ruptura em um canal fictício que pudesse representar marginalmente as características do vale de jusante de diferentes barramentos. Nesse sentido, embora o primeiro modelo consiga parametrizar vales a jusante de barramentos a partir de *datasets* de topografia globais (como o MERIT DEM) de forma mais ágil, entende-se que essa parametrização pode não ser suficientemente boa para que o modelo (em sua primeira versão) seja utilizado em casos reais de classificação. Por outro lado, conforme demonstrado ao longo desse trabalho, o modelo DB-Hiflow 2.0 foi desenvolvido com enfoque na parametrização ideal do vale de jusante, sendo essa versão aplicável para definições de DPA em barragens ou para definição prévia de zonas impactadas por ruptura de barragens de armazenamento de água (conforme anteriormente explanado).

Em se tratando de limitações do DB-Hiflow 2.0, resalta-se que até o momento do fechamento desse documento, o modelo não trabalha com confluências. Ou seja, os dados de entrada do modelo devem ser cuidadosamente definidos a fim de que se consiga excluir (do ponto de vista de definição de bacias hidrográficas) qualquer confluência de outros cursos hídricos na área a qual se pretende simular. Além disso, não deixa de ser uma limitação do modelo a forma de representação da propagação de hidrogramas de ruptura, que apresentam diferenças (mapeadas ao longo desse trabalho) quando comparados a situações de aplicação completa das equações de Saint-Venant, mesmo em estudos de caráter preliminar. Por fim, se faz relevante salientar que o modelo DB-Hiflow 2.0 não possui módulo de propagação de

vazões em lagos e reservatórios, assim como não é capaz de simular rompimentos em cascata.

Dessa forma, entende-se que muitos avanços e desafios ainda existem no campo abordagem de grande escala em estudos de ruptura de barragem, existindo um grande caminho associado à busca do quanto se desconhece e do quanto se pode avançar nesse tema. Dessa forma, abaixo são sugeridos alguns pontos que podem ser desenvolvidos em trabalhos futuros, visando não só o aprimoramento de processos levantados nesse trabalho como também a identificação de conhecimentos não aqui contemplados e/ou explorados:

- Desenvolvimento de módulo do DB-Hiflow 2.0 que o permita considerar confluências relevantes a jusante de barramentos estudados, identificando-se assim efeitos de remanso em outros rios que se conectam com o curso hídrico que está recebendo o hidrograma de ruptura;
- Possibilitar o uso de outras equações preditoras de rompimentos de barragens, para que dessa forma estudos mais fidedignos possam ser conduzidos com vistas à classificações de DPA de barragens de forma sistemática e sob uma abordagem de grande escala em vastos territórios;
- Desenvolvimento de módulo que permita que o usuário insira seu próprio hidrograma de condição de contorno de montante no modelo;
- Inserção do código de descrição topológica do IPH-Hydrotools na etapa de pré-processamento do DB-Hiflow 2.0, de forma a não precisar pré-processar toda a bacia a qual está inserida a barragem em análise, e sim apenas trechos de jusante;
- Realização de mais testes envolvendo ruptura de barragens pequenas de diferentes características e em diferentes vales de jusantes, a partir do DB-Hiflow 2.0, com vistas à melhor identificação das incertezas associadas ao uso da ferramenta;
- Verificação e validação de velocidades simuladas, bem como as diferenças que diferentes valores do coeficiente de Manning podem exercer nos resultados;
- Utilização do modelo DB-Hiflow 2.0 a partir de uma abordagem probabilística, variando-se para uma mesma área, os diversos dados de entrada utilizados;
- Validação do modelo DB-HiFlow 2.0 a partir da comparação de seus resultados com cheias naturais reais de grande magnitude monitoradas pela rede hidrometeorológica brasileira.
- Validação dos resultados do modelo DB-HiFlow 2.0 com resultados reais de ruptura de barragens cujas manchas foram captadas por satélites, drones, marcas de cheia

ou outras tecnologias. Neste sentido, pode-se utilizar estudos de casos de ruptura cujas manchas de inundação foram captadas por satélites ou drones, como os casos de Dunlap Dam (que rompeu nos Estados Unidos em 2019), Sardoba Dam (que rompeu no Uzbequistão em 2020) e Edenville Dam (que rompeu nos Estados Unidos em 2020);

- Criação do *front-end* e manual do modelo, possibilitando que usuários diversos possam utilizar a ferramenta sem a necessidade de se rodar o MATLAB;
- Execução do código em nuvem, permitindo a execução do modelo de forma integrada a *datasets* globais de topografia com acoplamento a plataformas online como por exemplo o Google Earth Engine e o QGIS;
- Desenvolvimento de módulo que permita a representação de reservatórios e que se possa trabalhar com rompimentos em cascata
- Integração do modelo de propagação com modelos hidrológicos locais ou de grande escala, propiciando a obtenção, para qualquer local de interesse, de manchas de inundação para diferentes tempos de retorno.

As recomendações, limitações e direcionamentos futuros aqui apresentados tem o propósito de tentar fundamentar o atual estado da arte associado a modelagem de ruptura de barragens em abordagens de grande escala. Nesse sentido, mesmo que essa tese de doutorado não tenha conseguido representar 100% da ciência até então existente nesse tema, entende-se que o nível de conhecimento atualmente presente nessa área permeia os assuntos aqui explorados. Por fim, fica um questionamento chave, que pode ser utilizado para nortear pesquisas futuras associadas ao tema de rompimentos de barragens sob uma abordagem de grande escala: “Todas as barragens precisam necessariamente passar pelo mesmo conhecimento tecnológico para estimar manchas de inundação?”

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBASPOUR, K. C. et al. A continental-scale hydrology and water quality model for Europe: Calibration and uncertainty of a high-resolution large-scale SWAT model. **Journal of Hydrology**, v. 524, p. 733-752, 2015. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169415001985>>. Acesso em 17 fev. 2022.

ABDEDU, A.; SOULAÏMANI, A.; TCHAMEN, G. W. Uncertainty propagation of dam break flow using the stochastic non-intrusive B-splines Bézier elements-based method. **Journal of Hydrology**, v. 590, 125342, 2020.

ABDULRAZZAQ, I. D., Jalut, Q. H., & Abbas, J. M. (2021). Sensitivity analysis for dam breach parameters using different approaches for earth-fill dam. **Diyala Journal of Engineering Sciences**, 14(4), 90-97.

Adamo, N., Al-Ansari, N., Sissakian, V., Laue, J., & Knutsson, S. Dam Safety: General Considerations. **Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering**, 10(6), 1-21. 2020

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Resolução nº. 132 de 22 de fevereiro de 2016**. Estabelece critérios complementares de classificação de barragens reguladas pela Agência Nacional de Águas - ANA, quanto ao Dano Potencial Associado - DPA, com fundamento no art. 5º, §3º, da Resolução CNRH nº 143, de 2012, e art. 7º da Lei nº12.334, de 2010. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 22 de fev. 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Resolução nº. 236 de 30 de janeiro de 2017**. Estabelece a periodicidade de execução ou atualização, a qualificação dos responsáveis técnicos, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança da Barragem, das Inspeções de Segurança Regular e Especial, da Revisão Periódica de Segurança de Barragem e do Plano de Ação de Emergência, conforme art. 8º, 9º, 10, 11 e 12 da Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 30 de jan. 2017b.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2011**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2012. Disponível em: <<https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2011>>. Acesso em 17 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2012/2013**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2014. Disponível em: <<https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/anteriores/2013>>.

Acesso em 17 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2014**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2015. Disponível em: <<https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/anteriores/2014-1>>.

Acesso em 17 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2015**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2016a. Disponível em: <<https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/anteriores/2015-1>>.

Acesso em 17 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2016**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2017a. Disponível em: <<https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/rsb-2016>>. Acesso em 17 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2017**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2018. Disponível em: <<https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2017>>. Acesso em 17 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2018**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2019. Disponível em: <<https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2018>>. Acesso em 17 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2019**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2020. Disponível em: <<https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2019>>. Acesso em 17 fev. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **RSB 2020**. Brasília: ANA. Superintendência de Regulação, 2021. Disponível em: <<https://www.snrh.gov.br/portal/snisb/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem/2020>>.

Acesso em 17 fev. 2022.

AGU 2022. The Pau Branco Landslide – Video of the overtopping the dam. Disponível em: <<https://blogs.agu.org/landslideblog/2022/01/13/pau-branco-3/>>. Acesso em 17 fev. 2022.

ALCAMO, Joseph et al. Development and testing of the WaterGAP 2 global model of water use and availability. **Hydrological Sciences Journal**, v. 48, n. 3, p. 317–338, 2003.

ALFIERI, Lorenzo et al. A global network for operational flood risk reduction. **Environmental Science and Policy**, v. 84, n. Dec. 2017, p. 149-158, 2018. Disponível em: <<https://eprints.whiterose.ac.uk/128779/7/1-s2.0-S1462901117312637-main.pdf>>. Acesso em 17 fev. 2022.

ALFIERI, Lorenzo. et al. GloFAS-global ensemble streamflow forecasting and flood early warning. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 17, n. 3, p. 1161-1175, 2013. Disponível em: <<https://hess.copernicus.org/articles/17/1161/2013/hess-17-1161-2013.pdf>>. Acesso em 18 fev. 2022.

AMANN, K. A. P.. Reflexões sobre o potencial de liquefação e a ruptura da Barragem I (Brumadinho-MG) à luz do trabalho de Silva (2010). **Revista Minérios & Mineraleis, São Paulo- SP**, 18 abr. 2019.

ANDRADE, Aline César et al. Esquema Numérico Adaptativo De Propagação De Vazão Com Aproximação Inercial. In: XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos - XXII SBRH, 2017, Florianópolis, SC. **Anais...** Florianópolis, SC. Disponível em: <<https://anais.abrhidro.org.br/job.php?Job=2142>>. Acesso em 17 fev. 2022.

ARAUJO, F. F. S. **Distribuição da temperatura do ar mensal e anual no estado do rio de janeiro baseada em modelos lineares**. 2010. Monografia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Seropédica. 2010.

ARISTIZABAL, Fernando et al. **National Water Centers Innovators Program Summer Institute Report**. 2018. Consortium of Universities for the Advancement of Hydrologic Science, Inc. Technical Report N. 15., sep., 2018. Disponível em: <https://www.cuahsi.org/uploads/library/CUAHSI_2018SI_TechnicalReport_0918FINAL.pdf>. Acesso em 17 fev. 2022.

ASSOCIATION OF DAM STATE SAFETY OFFICIALS (ADSSO). **Lessons Learned from Dam Incidents and Failures**. 2022. Disponível em: <<https://damfailures.org/lessons-learned/high-and-significant-hazard-dams-should-be-design-to-pass-an-appropriate-design-flood-dams-constructed-prior-to-the-availability-of-extreme-rainfall-data-should-be-assessed-to-make-sure-they-have-ad/>>. Acesso em 02 fev. 2022.

- AURELI, Francesca; ANDREA, Maranzoni; MIGNOSA, Paolo. A semi-analytical method for predicting the outflow hydrograph due to dam-break in natural valleys. **Advances in Water Resources**, v. 63, p. 38-44, 2014.
- AWWAD, T.; DONIA, M.; AWWAD, L. Effect of a Stiff Thin Foundation Soil Layer's Depth on Dynamic Response of an Embankment Dam. **Procedia engineering**, v. 189, p. 525-532, 2017.
- BALBI, D. A. **Metodologias Para a Elaboração de Planos de Ações Emergenciais para Inundações Induzidas por Barragens**. Dissertação (Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: UFMG, 2008. Disponível em: <<https://repositorio.ufmg.br/handle/1843/REPA-7PUFXY>>. Acesso em 17 fev. 2022.
- BARFIELD, B. J.; WARNER, R. C.; HAAN, C. T. Applied hydrology and sedimentology for disturbed areas. **Oklahoma Technical Press**, p. 104-108, 1981.
- BATES, P. D.; DE ROO, A. P. J. A simple raster-based model for flood inundation simulation. **Journal of Hydrology**, v. 236, p. 54-77, 2000.
- BATES, Paul D. et al. Progress Toward Hyperresolution Models of Global Flood Hazard. In: **Risk Modeling for Hazards and Disasters**. [s.l.]: Elsevier, 2018. p. 211-232.
- BATES, Paul D.; HORRITT, Matthew S.; FEWTRELL, Timothy J. A simple inertial formulation of the shallow water equations for efficient two-dimensional flood inundation modelling. **Journal of Hydrology**, v. 387, p. 33-45, 2010.
- BECK, A. (2014, January). Drought, dams, and survival: linking water to conflict and cooperation in Syria's civil war. In **International Affairs Forum** (Vol. 5, No. 1, pp. 11-22). Routledge.
- BELCHER, W.; CAMP, T.; KRZHIZHANOVSKAYA, V. V. Detecting erosion events in earth dam and levee passive seismic data with clustering. In: **2015 IEEE 14th International Conference on Machine Learning and Applications (ICMLA)**, dec. 2015, p 903-910.
- BELLOS, V. et al. Propagating Dam Breach Parametric Uncertainty in a River Reach Using the HEC-RAS Software. **Hydrology**, v. 7, n. 4, 72, 2020. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2306-5338/7/4/72>>. Acesso em 18 fev. 2022.
- BEVEN, K. (2016) Facets of uncertainty: epistemic uncertainty, non-stationarity, likelihood, hypothesis testing, and communication, **Hydrological Sciences Journal**, 61:9, 1652-1665, DOI: 10.1080/02626667.2015.1031761

BEVEN, Keith. **Rainfall-Runoff Modelling. The Primer**. 2. ed. Lancaster, UK: John Wiley & Sons, 2012.

BIERKENS, Marc F. P. et al. Hyper-resolution global hydrological modelling: what is next? “Everywhere and locally relevant”. **Hydrological Processes**, v. 29, n. 2, p. 310–320, 2015b.

BIERKENS, Marc F. P. Global hydrology 2015: State, trends, and directions. **Water Resources Research**, v. 51, p. 600-612, 2015a.

BORNSCHEIN, A. Combined Influence of Terrain Modell and Roughness in Dam Break Wave Simulation. In: **E3S Web of Conferences**, v. 40, EDP Sciences, 2018

BRASIL, Lucas Samuel Santos. **Utilização de Modelagens Uni e Bidimensional para a Propagação de Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem**. Estudo de Caso: Barragem de Rio de Pedras – MG. 2005. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: UFMG, 2005.

BRASIL. **Lei nº. 12.334, de 20 de setembro de 2010**. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à armazenamento 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. 4º da Lei nº 9.984. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 20 set. 2010. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12334.htm>. Acesso em 15 fev. 2022.

BRASIL. **Lei nº. 14.066, de 30 de setembro de 2020**. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 30 set. 2020. Disponível em: <<https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/lei-n-14.066-de-30-de-setembro-de-2020-280529982>>. Acesso em 18 fev. 2022.

BRISSET, Pierre et al. On the assimilation of altimetric data in 1D Saint–Venant river flow models. **Advances in Water Resources**, v. 119, p. 41-59, 2018.

CAMPOS, R. G. D., Saliba, A. P. M., Baptista, M. B., Biscaro, V. H. B., Sá, J. M. D. M., Passos, D. T., ... & Gómez, J. A. M. (2020). Breach parameters for cascade dams' breaks using physical, empirical and numerical modeling. **RBRH**, 25.

CARVALHO, E. Segurança de Barragens e Avaliação de Riscos. XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Foz do Iguaçu, Paraná, 2015.

CENTER FOR INTERNATIONAL EARTH SCIENCE INFORMATION NETWORK - CIESIN - Columbia University. 2018. **Gridded Population of the World, Version 4 (GPWv4): Population Count, Revision 11**. Palisades, NY: NASA Socioeconomic Data and Applications Center (SEDAC). Disponível em: <<https://sedac.ciesin.columbia.edu/data/set/gpw-v4-population-count-rev11>>. Acesso em 18 fev. 2022.

CHANSON, Hubert. **The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction**. Second Edition. Queensland, Australia: Elsevier B.H., 2004.

CHOI, B. H.; LEE, B. Toward effective emergency action plan of a dam by using a network analysis. In: **Sustainable and Safe Dams Around the World**. Florida: CRC Press. 2019.

COLLISCHONN, Walter et al. The MGB-IPH model for large-scale rainfall – runoff modelling. The MGB-IPH model for large-scale rainfall – runoff modelling. **Hydrological Sciences Journal**, v. 52, p. 878-895, 2007.

COLLISCHONN, Walter. **Análise do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina - RS**. 1997. Dissertação (Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 1997.

COLLISCHONN, Walter; TUCCI, Carlos E. M. Análise Do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 2, p. 191-206, 1997.

Comissão Brasileira de Barragens (CBDB). Lições aprendidas com acidentes e incidentes em barragens e obras anexas no Brasil. CIGB ICOLD. 2021

CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS (CNRH). **Resolução nº 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. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Brasília. 2012. Disponível em: <<https://www.ceivap.org.br/ligislacao/Resolucoes-CNRH/Resolucao-CNRH%20143.pdf>>. Acesso em 15 fev. 2022.

COSTA, J. E. **Floods from dam failures**. Denver: Geological Survey, 1985. Disponível em: <<https://pubs.usgs.gov/of/1985/0560/report.pdf>>. Acesso em 18 fev. 2022.

- CUNGE, J. A. On The Subject of a Flood Propagation Computation Method (Muskingum Method). **Journal of Hydraulic Research**, v. 7, p. 205-230, 1969.
- D.L. FREAD, BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failure (Model Description and User Manual), National Oceanic and Atmospheric Administration, **National Weather Service**, Silver Spring, 1988.
- DAY, C. Andrew. Modeling potential impacts of a breach for a high hazard dam, Elizabethtown, Kentucky, USA. **Applied Geography**, v. 71, p. 1-8, 2016.
- DE ALMEIDA, Gustavo A. M.; BATES, Paul. Applicability of the local inertial approximation of the shallow water equations to flood modeling. **Water Resources Research**, v. 49, n. 8, p. 4833-4844, 2013.
- DE ROO, A. P. J.; WESSELING, C. G.; VAN DEURSEN, W. P. A. Physically based river basin modelling within a GIS: the LISFLOOD model. **Hydrological Processes**, v. 14, n. 1112, p. 1981–1992, 2000.
- DEVARAJ, S.; YARRAKULA, K. Evaluation of Sentinel 1–derived and open-access digital elevation model products in mountainous areas of Western Ghats, India. **Arabian Journal of Geosciences**, v. 13, n. 20, p. 1-14, 2020.
- DEVIA, Gayathri K.; GANASRI, B. P.; DWARAKISH, G. S. A Review on Hydrological Models. **Aquatic Procedia**, v. 4, p. 1001-1007, 2015.
- DEWALS, B. et al. Dam break flow modelling with uncertainty analysis. In: *Advances in Hydroinformatics*. Singapore: Springer, 2014, p. 107-116.
- DEWULF A.; Biesbroek R. 2018. Nine lives of uncertainty in decision-making: strategies for dealing with uncertainty in environmental governance. **Policy Soc.**, 37, 4,. 441–458
- DILDY, Douglas C. **Dambusters: Operation Chastise 1943**. Bloomsbury Publishing, 2012.
- DÖLL, P., Berkhoff, K., Bormann, H., Fohrer, N., Gerten, D., Hagemann, S., & Krol, M. (2008). Advances and visions in large-scale hydrological modelling: findings from the 11th Workshop on Large-Scale Hydrological Modelling. **Advances in geosciences**, 18, 51-61.
- EDGERTON-TARPLEY, K. (2016). Between war and water: Farmer, city, and state in China's Yellow River Flood of 1938–1947. **Agricultural History**, 90(1), 94-116.
- ELETRÓBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro. 2003. Disponível em: <<https://eletrabras.com/pt/Paginas/Manuais-e-Diretrizes-para-Estudios-e-Projetos.aspx>>. Acesso em 18 fev. 2022.

- ELPAIS. 2017. Equipes de emergência correm contra o tempo para consertar represa na Califórnia. Disponível em: <https://brasil.elpais.com/brasil/2017/02/14/internacional/1487052401_654768.html>. Acesso em 23/03/2022.
- EMERTON, Rebecca E. et al. Continental and global scale flood forecasting systems. Wiley Interdisciplinary Reviews: **Water**, v. 3, n. 3, p. 391-418, 2016.
- EUOBSERVER. 2022. Weaponising water — Ukraine's dams are targets in Putin's war. Disponível em <https://euobserver.com/opinion/154675>. Acesso em 01/05/2022.
- EZUGWU, C. N. Dam development and disasters in Nigeria. **Int J Eng Res Technol (IJERT)**, v. 2, n. 9, p. 960-977, 2013.
- FAN, F. M. et al. Um mapa de unidades de resposta hidrológica para a América do Sul. XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Nov. 2015, Brasília-DF. **Anais...** Brasília, 2015.
- FAN, Fernando Mainardi et al. Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume**, v. 19, n. 2, p. 137-147, 2014a.
- FARR, T. G. et al. The Shuttle Radar Topography Mission. **Reviews of Geophysics**, v. 45, n. 2. 2007.
- FASSONI-ANDRADE; A.C. **Mapeamento e caracterização do sistema rio-planície da Amazônia central via sensoriamento remoto e modelagem hidráulica**. 2020. Tese (Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2020.
- FEDERAL GUIDELINES FOR DAM SAFETY (FERC). **Dam Breach Analysis**. USA. 2014. Disponível em: <<https://www.ferc.gov/sites/default/files/2020-04/chap14.pdf>>. Acesso em 18 fev. 2022.
- FERLA, R. et al. Utilização de diferentes equações empíricas na previsão de características de inundação proveniente do rompimento de barragens. In: Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa. 2017. Porto, Portugal. **Anais...** Porto, Portugal.
- FERLA, Rute (2018). **Metodologia Simplificada Para Análise de Aspectos Hidráulicos em Rompimento de Barragens**. 2018. Dissertação (Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2018.

FLEISCHMANN, Ayan et al. Modelling hydrologic and hydrodynamic processes in basins with large semi-arid wetlands. **Journal of Hydrology**, v. 561, apr., 2018.

FLEISCHMANN, Ayan Santos; COLLISCHONN, Walter; PAIVA, R.C.D. Estimating design hydrographs at the basin scale: from event-based to continuous hydrological simulation. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 24, p. 15, 2019a.

FLEISCHMANN, Ayan; PAIVA, Rodrigo; COLLISCHONN, Walter. Can regional to continental river hydrodynamic models be locally relevant? A cross-scale comparison. **Journal of Hydrology** **X**, v. 3, abr., 2019b. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2589915519300112>>. Acesso em 15 fev. 2022.

Foeger, L. B., Buarque, D. C., Pontes, P. R. M., de Oliveira Fagundes, H., & Fan, F. M. (2022). LARGE-SCALE sediment modeling with inertial flow routing: Assessment of Madeira river basin. *Environmental Modelling & Software*, 105332.

FREAD, D. L. NWS FLDWAV model: The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. In: Dam Safety, 10TH Annual ASDSO Conf. 1993, Lexington. **Anais...** Lexington, 1993. p. 177-184.

FREAD, D. L. The Development and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model. In: Proceedings, Dam-Break Flood Modelling Workshop, 1977. Washington, D.C. **Anais...** Washington, D.C. 1977, p. 164-197.

FROEHLICH, David C. Peak Outflow from Breached Embankment Dam. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 121, n. 1, p. 90-97, 1995b.

FROEHLICH, David C. Predicting Peak Discharge from Gradually Breached Embankment Dam. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 21, p. 15, 2016.

FROEHLICH, David. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 134, p. 1708-1721, 2008.

FROEHLICH, David. Embankment dam breach parameters revisited. **Water Resource Engineering**, p. 887-891, 1995a.

G1. 2022. Como os ucranianos impediram o avanço russo inundando um vilarejo. Disponível em < <https://g1.globo.com/mundo/ucrania-russia/noticia/2022/04/30/como-os-ucranianos-impediram-o-avanco-russo-inundando-um-vilarejo-veja-imagens-de-satelite-antes-e-depois.ghtml>>. Acesso em 01/05/2022

GALLEGOS, Humberto A.; SCHUBERT, Jochen E.; SANDERS, Brett F. Two-dimensional, high-resolution modeling of urban dam-break flooding: A case study of Baldwin Hills, California. **Advances in Water Resources**, v. 32, n. 8, p. 1323-1335, 2009.

GEORGE, Anila C.; NAIR, B. Thulasidharan. Dam Break Analysis Using BOSS DAMBRK. *Aquatic Procedia*, v. 4, p. 853-860, 2015. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214241X1500108X>>. Acesso em 15 fev. 2022.

GETIRANA, Augusto C. V.; PAIVA, Rodrigo C. D. Mapping large-scale river flow hydraulics in the Amazon Basin. **Water Resources Research**, v. 49, n. 5, p. 2437-2445, 2013.

GLEICK, Peter H. Water as a weapon and casualty of armed conflict: A review of recent water-related violence in Iraq, Syria, and Yemen. *Wiley Interdisciplinary Reviews: Water*, v. 6, n. 4, p. e1351, 2019.

HAWKER, L. et al. A 30m global map of elevation with forests and buildings removed. **Environmental Research Letters**, 2022. Disponível em: <<https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1748-9326/ac4d4f>>. Acesso em 19 fev. 2022.

HIEN, L. T. T.; VAN CHIEN, N. Investigate Impact Force of Dam-Break Flow against Structures by Both 2D and 3D Numerical Simulations. **Water**, v. 13, n. 3, jan., 2021. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2073-4441/13/3/344>>. Acesso em 17 fev. 2022.

HILLCOUNTRYHOMESTEAD. 2021. What happens to a lake that loses all it's water? Disponível em <<https://www.youtube.com/watch?v=AALbNJwa6wg>>. Acesso em 23/03/2022.

HIRPA, Feyera A. et al. The Effect of Reference Climatology on Global Flood Forecasting. **Journal of Hydrometeorology**, v. 17, n. 4, p. 1131–1145, 2016.

HOLLINS, Lucien X.; EISENBERG, Daniel A.; SEAGER, Thomas P. Risk and resilience at the Oroville Dam. **Infrastructures**, v. 3, n. 4, p. 49, 2018.

Hydropower & Dams. Investigations underway following Sardoba dam breach in Uzbekistan. **The International Journal on Hydropower & Dams**, may, 2022. Disponível em: <<https://www.hydropower-dams.com/news/investigations-underway-following-sardoba-dam-breach-in-uzbekistan/>>. Acessado em 02/02/2022.

INTERNATIONAL COMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **World Register – General Synthesis**. Disponível em <https://www.icold-cigb.org/GB/world_register/general_synthesis.asp>. Acesso em 12 jan. 2022.

JENSEN, J. R. **Sensoriamento Remoto do Ambiente – Uma Perspectiva em Recursos Terrestres**. Ed. Parêntese. São Paulo. 2009.

JOSHI, Mrunal M. Study of Two Dimensional Dam Break Analysis Using HEC- RAS for Vir Dam. **International Journal of Engineering Technology Science and Research**, v. 4, n. 8, p. 982-987, 2017.

KALININA, A. et al. Metamodeling for uncertainty quantification of a flood wave model for concrete dam breaks. **Energies**, v. 13, n. 14, p. 3685, 2020. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/1996-1073/13/14/3685>>. Acesso em 16 fev. 2022.

KHEIRKHAH GILDEH, H. et al. Tailings dam breach analysis: a review of methods, practices, and uncertainties. **Mine Water and the Environment**, v. 40, n. 1, 128-150, 2021.

KIM, Byunghyun; SANDERS, Brett F. Dam-Break Flood Model Uncertainty Assessment: Case Study of Extreme Flooding with Multiple Dam Failures in Gangneung, South Korea. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 142, n. 5, p. 14, 2016.

KORUP, Oliver. Earth's portfolio of extreme sediment transport events. **Earth-Science Reviews**, v. 112, n. 3-4, p. 115-125, 2012.

KRYLOVA, A. I.; ANTIPOVA, E. A.; PEREVOZKIN, D. V. The derivation of the Saint–Venant equations. **Bull. Nov. Comp. Center, Num. Model. in Atmosph., etc**, v. 16, p. 21-35, 2017.

KUHLKAMP, Jonas Freitas. **Análise do Efeito em Cascata da Propagação da Onda de Cheia Gerada pelo Rompimento Hipotético de uma das Barragens Existentes no Rio Irani-SC**. 2016. TCC (Graduação). Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/171380>>. Acesso em 15 fev. 2022.

KUMAR, N.; USHA, K.; KANCHANA, M. S. Hydrological Review and Dam Break Analysis of Suvaranavathi Dam Using HEC-RAS. In: **Sustainability Trends and Challenges in Civil Engineering**. Singapore: Springer, 2022. p. 733-754.

KUMMU, M. et al. Climate-driven interannual variability of water scarcity in food production potential: A global analysis. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 18, n. 2, p. 447-461, 2014.

LARA, Pedro Guilherme. **Metodologia Probabilística de previsão de brecha de ruptura de barragens**. 2016. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis: UFSC, 2016. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/168161>>. Acesso em 15 fev. 2022.

LAURIANO, André William. **Estudo de Ruptura da Barragem de Funil: Comparação Entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS**. 2009. Dissertação (Programa de Pós Graduação em

Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: UFMG, 2009.

LEHNER, Bernhard et al. **Global Reservoir and Dam (GRanD) database** – Technical documentation – Version 1.1, 2011. Disponível em: <<http://www.gwsp.org/products/grand-database.html>>. Acesso em 15 fev. 2022.

LEHNER, Bernhard et al. High-resolution mapping of the world's reservoirs and dams for sustainable river-flow management. **Frontiers in Ecology and the Environment**, v. 9, n. 9, p. 494-502, 2011.

LEITE, P. S. **A tragédia de Orós**: Documento Histórico. Fortaleza: Editora LCR, 2009.

LI, D. et al. Coupling a 1D-local inertia 2D hydraulic model for flood dispatching simulation in a floodplain under joint control of multiple gates. **Natural Hazards**, v. 109, n. 2, p. 1801-1820, 2021.

LI, Wenjing et al. Risk assessment and sensitivity analysis of flash floods in ungauged basins using coupled hydrologic and hydrodynamic models. **Journal of Hydrology**, v. 572, p. 108-120, 2019.

Lopes, V. A. R. et al. A first integrated modelling of a river-lagoon large-scale hydrological system for forecasting purposes. **Journal of hydrology**, v. 565, p. 177-196, 2018.

Lumbroso, D. et al. Modelling the Brumadinho tailings dam failure, the subsequent loss of life and how it could have been reduced. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 21, n. 1, p. 21-37, 2021.

LYRA, G, B et al. Coeficiente de rugosidade de Manning para o rio Paracatu. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 14, n. 4, abr., 2010. Disponível em: <<https://www.scielo.br/j/rbeaa/a/vsyxYHyH9wLcJrP4SGKxYyr/?lang=pt>>. Acesso em 18 fev. 2022.

M.W. Morris, **Breaching of Earth Embankments and Dams**, The Open Univ, London, 2011 (PhD Diss).

MANABE, Syokuro. Climate and the ocean circulation: I. The atmospheric circulation and the hydrology of the Earth's surface. **Monthly Weather Review**, v. 97, p. 739-774, 1969.

MAO, J. et al. Management System for Dam-Break Hazard Mapping in a Complex Basin Environment. **International Journal of Geo-Information**. 2017

MAO, Jian et al. Management System for Dam-Break Hazard Mapping in a Complex Basin Environment. **International Journal of Geo-Information**, v. 6, n. 6, feb., 2017. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2220-9964/6/6/162/htm>>. Acesso em 15 fev. 2022.

MARANGOZ, H. O.; ANILAN, T. Two-dimensional modeling of flood wave propagation in residential areas after a dam break with application of diffusive and dynamic wave approaches. **Natural Hazards**, 26 jul., p. 1-21, 2021. Disponível em: <https://link.springer.com/article/10.1007/s11069-021-04953-w?utm_source=xmol&utm_medium=affiliate&utm_content=meta&utm_campaign=DDCN_1_GL01_metadata>. Acesso em 16 fev. 2022.

MARTIN, J. L.; MCCUTCHEON, S. C. **Hydrodynamics and transport for water quality modeling**. Flórida: CRC Press, 1998.

MASAKI, Yoshimitsu et al. Intercomparison of global river discharge simulations focusing on dam operation - Multiple models analysis in two case-study river basins, Missouri-Mississippi and Green-Colorado. **Environmental Research Letters**, v. 12, p. 17, 2017.

MASCARENHAS, Flávio Cesar Borba. **Modelação Matemática de Ondas Provocadas por Ruptura de Barragens**. 1990. Tese (Programa de Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: UFRJ, 1990.

MELO, J. F. de. **Dam-Break Flood Risk Assessment**. Second International Dam World Conference. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, 2015. p. 47-56, 2015a.

MELO, José et al. Hazard Potential Classification of Dams Using a Simplified Methodology. In: Second International Dam World Conference 2015b, Lisbon, Portugal. **Anais...** Lisbon, Portugal.

MENESCAL R. **A Segurança de Barragens e a Gestão de Recursos Hídricos no Brasil**. Brasília: Ed. ProÁgua, 2005.

MLIVE. 2020. Michigan dam failure caught on video. Disponível em <https://www.youtube.com/watch?v=Hc3u_CHVHJ8> Acesso em 23/03/2022.

MULLIGAN, Mark; VAN SOESBERGEN, Arnout; SÁENZ, Leonardo. GOODD, a global dataset of more than 38,000 georeferenced dams. **Scientific Data**, v. 7, n. 1, p. 1-8, 2020.

MUNAR, Andrés Mauricio et al. Coupling large-scale hydrological and hydrodynamic modeling: Toward a better comprehension of watershed-shallow lake processes. **Journal of Hydrology**, v. 564, p. 424-441, 2018.

- MUNOZ, D. H.; CONSTANTINESCU, G. 3-D dam break flow simulations in simplified and complex domains. **Advances in Water Resources**, 137, mar., p.103510, 2020.
- NEEDHAM, Jason T. **Estimating loss of life from dam failure with HEC-FIA**. Consequence Specialist Risk Management Center. Davis: U.S. Army Corps of Engineers, 2010.
- NILAWAR, Aditya et al. An Overview of Rainfall Runoff Hydrological. **Journal of Indian Water Works Association**, v. 49, p. 273-282, 2017.
- NÓBREGA, Ranyére Silva; DE SOUZA, Enio Pereira; SOUSA, Francisco de Assis Salviano. Análise da utilização de dados do satélite TRMM em um modelo hidrológico semidistribuído na bacia do rio Jamari (RO). **Revista Brasileira de Geografia Física**, v. 1, n. 1, p. 47-61, 2008
- OLIVEIRA, J.A. et al. Dambreak Model – Software de Simulação de Rompimento de Barragens. In: XXIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos - XXII SBRH 2021, Belo Horizonte, MG. **Anais...** Belo Horizonte, MG.
- O'LOUGHLIN, F. E. et al. A multi-sensor approach towards a global vegetation corrected SRTM DEM product. **Remote Sensing of Environment**, v. 182, 49-59, 2016.
- PAIVA, R. C. D. et al. Large-scale hydrologic and hydrodynamic modeling of the Amazon River basin. **Water Resources Research**, v. 49, n. 3, p. 1226-1243, 2013. Disponível em: <<https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/full/10.1002/wrcr.20067>>. Acesso em 16 fev. 2022.
- PAIVA, Rodrigo et al. Large-scale hydrologic and hydrodynamic modeling of the Amazon River basin. **Water Resources Research**, v. 49, p. 1226-1243, 2013.
- PAPPENBERGER, F. et al. Deriving global flood hazard maps of fluvial floods through a physical model cascade. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 16, p. 4143-4156, 2012.
- PAQUIER, A.; ROBIN, O. CASTOR: Simplified Dam-Break Wave Model. **Journal of Hydraulic Engineering**. v. 123, n. 8. p. 724-727. 1997.
- PARADELLA, W. R.; MURA, J. C.; GAMA, F. F.; SANTOS, A. R.; SILVA, G. G. *Radares imageadores (SAR) orbitais: Tendências em sistemas e aplicações*. In: **XVII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto – SBSR**. João Pessoa. 2015.
- Passoni, C. M. et al. *Enchentes, barragens e desastres: quem é responsável por um desastre tecnológico?* Fundação Getúlio Vargas. 2022. Disponível em <https://bibliotecadigital.fgv.br/dspace/bitstream/handle/10438/31593/Nota%20Nova%20lima_VF.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em 18 fev. 2022.

- PATEL, Dhruvesh P. et al. Assessment of flood inundation mapping of Surat city by coupled 1D / 2D hydrodynamic modeling: a case. **Natural Hazards**, v. 89, oct., p. 1141-1152, 2017.
- PENG, M.; ZHANG, Limin. Analysis of human risks due to dam-break floods-part 1: A new model based on Bayesian networks. **Natural Hazards**, v. 64, p. 903-933, 2012.
- PEQUENO DICIONÁRIO BRASILEIRO da língua portuguesa. [Supervisionada e consideravelmente aumentada por Aurélio Buarque de Holanda Ferreira / com a assistência de José Baptista da Luz]. 11.ed. Rio de Janeiro, São Paulo: Civilização Brasileira, 1967.
- PEREIRA, Carlos Eugênio et al. Comparação entre modelos simplificados e o modelo HEC-RAS no estudo de áreas de inundação para o caso de Minas Gerais, Brasil. **Recursos Hídricos**, v. 38, n. 1, p. 75-90, 2017.
- PETRY, André et al. Classificação de Barragens Quanto ao Dano Potencial Associado: A Experiência da Agência Nacional de Águas. In: Third International Dam World Conference 2018, Foz do Iguaçu - PR. **Anais...** Foz do Iguaçu – PR
- PIERCE, M.; THORNTON, Christopher; STEVEN, R. Predicting peak outflow from breached embankment dams. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 15, p. 338-349, 2010.
- Pilotti, M., Milanese, L., Bacchi, V., Tomirotti, M., & Maranzoni, A. Dam-break wave propagation in Alpine valley with HEC-RAS 2D: experimental Cancano test case. **Journal of Hydraulic Engineering**, 146(6), 05020003. 2020
- PONTES, P. R. M. et al. MGB-IPH model for hydrological and hydraulic simulation of large floodplain river systems coupled with open source GIS. **Environmental Modelling & Software**, v. 94, 1-20, 2017.
- PONTES, P. R. M.; Collischonn, W. O modelo Muskingum-Cunge-Todini em rios com planície de inundação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 20, p. 298-309, 2016.
- PONTES, Paulo Rógenes Monteiro. **Modelagem Hidrológica e Hidrodinâmica Integrada da Bacia do Rio Da Prata**. 2016. Tese (Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2016.
- Pradel, D., et al. The May 19, 2020, Failure of Edenville Dam near Midland, Michigan. In **Geo-Extreme 2021** (pp. 266-274).
- PRADEL, D., Lobbestael, A., Brooks, C. N., Dobson, R., Marion, N., Oommen, T., ... & Hille, M. The May 19, 2020, Failure of Edenville Dam near Midland, Michigan. In **Geo-Extreme 2021** (pp. 266-274).

PROSKE, D. Comparison of dam failure frequencies and failure probabilities. **Fachthema**, sep., 2018.

Psomiadis, E., et al. Potential dam breach analysis and flood wave risk assessment using HEC-RAS and remote sensing data: A multicriteria approach. **Water**, 13(3), 364. 2021.

RAFIQ, Mohammad et al. Modelling Chorabari Lake outburst flood, Kedarnath, India. **Journal of Mountain Science**, v. 16, p. 64-76, 2019.

RECORDNEWS. 2019 Novo vídeo mostra força da lama após rompimento da barragem em Brumadinho. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=RZLD69dD4Sg>>. Acesso em 23/03/2022.

RICO, M., Benito, G., & Diez-Herrero, A. (2008). Floods from tailings dam failures. **Journal of hazardous materials**, 154(1-3), 79-87.

ROCHA, Figueiredo Felipe. **Retroanálise da ruptura da barragem são francisco – mirai, minas gerais, brasil**. 2015. Dissertação. Programa de Pós Graduação em Saneamento Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2015, 2015.

ROSSI, Carlo Lucca Coutinho Ungaretti. **Proposta De Abordagem Simplificada Para Avaliação Dos Efeitos Oriundos Da Ruptura De Barragens**. 2020. Dissertação (Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2020.

ROTTA, L. H. S., Alcantara, E., Park, E., Negri, R. G., Lin, Y. N., Bernardo, N., ... & Souza Filho, C. R. (2020). The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil. **International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation**, 90, 102119

SALVADORE, Elga; BRONDERS, Jan; BATELAAN, Okke. Hydrological modelling of urbanized catchments: A review and future directions. **Journal of Hydrology**, v. 529, p. 62–81, 2015.

SAMPSON, Christopher C. et al. A high-resolution global flood hazard model. **Water Resources Research**, v. 51, p. 7358–7381, 2015.

SEKER, D. Z.; KABDASLI, S.; RUDVAN, B. Risk assessment of a dam-break using GIS technology. **Water Science and Technology**, v. 48, p. 89-95, 2003.

SINDHU, K.; DURGA RAO, K. H. V. Hydrological and hydrodynamic modeling for flood damage mitigation in Brahmani–Baitarani River Basin, India. **Geocarto International**, v. 32, p. 1004-1016, 2017.

- SINGH, Shailesh Kumar et al. Inter-comparison of experimental catchment data and hydrological modelling. **Journal of Hydrology**, v. 550, p. 1-11, 2017.
- SIQUEIRA, V. A. et al. IPH-Hydro Tools: uma ferramenta open source para determinação de informações topológicas em bacias hidrográficas integrada a um ambiente SIG. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 21, p. 274-287, 2016.
- SIQUEIRA, V. A. et al. Toward continental hydrologic–hydrodynamic modeling in South America. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 22, n. 9, p. 4815-4842, 2018.
- SOOD, Aditya; SMAKHTIN, Vladimir. Global hydrological models: a review. **Hydrological Sciences Journal**, v. 60, p. 549-565, 2014.
- SUTANUDJAJA, E. H. et al. PCR-GLOBWB 2.0: a 5 arc-minute global hydrological and water resources model. **Geoscientific Model Development Discussions**, v. 08, p. 2429-2453, 2018.
- TACHIKAWA, T. et al. **The characteristics of ASTER GDEM version 2**. In: International Geoscience and Remote Sensing Symposium. EUA. 2011.
- Tavus, B., Kocaman, S., & Gokceoglu, C. Flood damage assessment with Sentinel-1 and Sentinel-2 data after Sardoba dam break with GLCM features and Random Forest method. **Science of The Total Environment**, 151585.2021.
- THIELEN, J. et al. The European Flood Alert System-Part 1: Concept and development. **Hydrology and Earth System Sciences**, v. 13, p. 125-140, 2009.
- TOAPAXI ALVAREZ, Jorge; ACERO QUILUMBAQUIN, Andrés. Analysis of Flooding by Dam Breaking Using the 2D HEC-RAS Model: Case Study of the Mulacorral Dam, Tungurahua Province, Ecuador. **Revista Politécnica**, v. 48, n. 1, p. 51-64, 2021.
- TSAKIRIS, G., & Spiliotis, M. (2013). Dam-breach hydrograph modelling: an innovative semi-analytical approach. **Water resources management**, 27(6), 1751-1762.
- Tschiedel, A. D. F., Jardim, P. F., Possa, T. M., Fan, F. M., & Paiva, R. C. D. D. (2021). Impacto do novo esquema de solução numérica estabelecido no HEC-RAS 6.0 em estudos de rompimento de barragens. *Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos (24.: 2021: Belo Horizonte)*. Anais [recurso eletrônico]. Porto Alegre: ABRHidro, 2021.
- TSCHIEDEL, Arthur da Fontoura et al. Barragens e Rompimentos: Compilação Histórica Nacional e Internacional. In: XXIII Simpósio Brasileiro De Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu, PR. **Anais...** Foz do Iguaçu, PR. 2019

TSCHIEDEL, Arthur da Fontoura. **Avaliação de incertezas em estudos de rompimento de barragens**. 2017. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2017.

TSCHIEDEL, Arthur da Fontoura; Paiva, Rodrigo Cauduro Dias De. Uncertainty assessment in hydrodynamic modeling of floods generated by dam break. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 30, p. 1-17, 2018.

TUCCI, C.E.M. **Modelos hidrológicos**. 2. ed. Porto Alegre: UFRGS-ABRH, 2005

TUCCI, C.E.M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Editora Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, 1998.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL (UFRGS). Hidrologia de Grande Escala. Disponível em < <https://www.ufrgs.br/hge/mgb/o-que-e/>>. Acesso em 12 FEV. 2022.

URZICĂ, A. et al. Using 2D HEC-RAS Modeling and Embankment Dam Break Scenario for Assessing the Flood Control Capacity of a Multi-Reservoir System (NE Romania). **Water**, v. 13, n. 1, 2021. Disponível em: <<https://www.mdpi.com/2073-4441/13/1/57>>. Acesso em 17 fev. 2022.

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

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual**. Version 6.0. California: Hydrologic Engineering Center, 2021.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). **Using HEC-RAS for Dam Break Studies**. Davis: Institute for Water Resources, 2014. Disponível em: <<https://www.hec.usace.army.mil/publications/TrainingDocuments/TD-39.pdf>>. Acesso em 16 fev. 2022.

VAN NIEKERK, H. J.; VILJOEN, M. J. Causes and consequences of the Merriespruit and other tailings-dam failures. **Land degradation & development**, v. 16, n. 2, p. 201-212, 2005.

VAN VLIET, Michelle T. H. et al. Vulnerability of US and European electricity supply to climate change. **Nature Climate Change**, v. 2, p. 676-681, 2012.

VASQUEZ, J.; RONCAL, J. Testing River2D and FLOW-3D for Sudden Dam-Break Flow Simulations. In: **Proceedings of the Canadian Dam Association's 2009 Annual Conference: Protecting People, Property and the Environment**, Whistler, BC, Canada, 3-8 October 2009.

- VEROL, Aline; MIGUEZ, Marcelo; MASCARENHAS, Flavio. Propagação da Onda de Ruptura de Barragem Através de um Modelo Quasi-2D. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 18, p. 165-176, 2013.
- VERZANO, Kerstin et al. Modeling variable river flow velocity on continental scale: Current situation and climate change impacts in Europe. **Journal of Hydrology**, v. 424-425, p. 238-251, 2012.
- Viterbo, F., et al. A multiscale, hydrometeorological forecast evaluation of national water model forecasts of the may 2018 Ellicott City, Maryland, Flood. **Journal of Hydrometeorology**, 21(3), 475-499.2020.
- W.M. Wu, Simplified physically based model of earthen embankment breaching, **J. Hydraul. Eng.** 139 (2013) 837-851.
- WADA, Y.; WISSER, D.; BIERKENS, M. F. P. Global modeling of withdrawal, allocation and consumptive use of surface water and groundwater resources. **Earth System Dynamics**, v. 5, n. 1, p. 15-40, 2014.
- WAHL, T. L. **Prediction of embankment dam breach parameters**: A literature review and needs assessments Dam Safety Rep. U.S. Dept. of the Interior. Denver: Bureau of Reclamation, 1998.
- WANG, Bo et al. Empirical and semi-analytical models for predicting peak outflows caused by embankment dam failures. **Journal of Hydrology**, v. 562, p. 692-702, 2018.
- WARD, Philip J. et al. The Need for Mapping, Modeling, and Predicting Flood Hazard and Risk at the Global Scale. **Global Flood Hazard**, p. 1-15, 2018.
- WETMORE, Jonathan N.; FREAD, Danny L. The NWS simplified dam-break flood forecasting model. **National Weather Service, Silver Spring, Maryland**, p. 164-197, 1981.
- WOHL, E. An Integrative Conceptualization of Floodplain Storage. **Reviews of Geophysics**, v. 59, n. 2, 2021.
- WOOD, Eric F. et al. Hyperresolution global land surface modeling: Meeting a grand challenge for monitoring Earth's terrestrial water. **Water Resources Research**, v. 47, n. 5, p. 1-10, 2011.
- WORLD INFORMATION SERVICE ON ENERGY (WISE). World Register – General Synthesis. Disponível em <<http://www.wise-uranium.org/>>. Acesso em 12 dez. 2018.
- XU, Y et al. Lessons from catastrophic dam failures in August 1975 in Zhumadian, China. **Proceedings of GeoCongress 2008**, New Orleans, Louisiana.

- Y. ZECH , S. Soares-Frazão , B. Spinewine & N. Le Grelle (2008) Dam-break induced sediment movement: Experimental approaches and numerical modelling, **Journal of Hydraulic Research**, 46:2, 176-190, DOI: 10.1080/00221686.2008.9521854
- YAMAZAKI, D. et al. MERIT Hydro: A high-resolution global hydrography map based on latest topography dataset. **Water Resources Research**, v. 55, n. 6, p. 5053-5073, 2019.
- YAMAZAKI, Dai et al. A physically based description of floodplain inundation dynamics in a global river routing model. **Water Resources Research**, v. 47, p. 1-21, 2011.
- YAN, Kun et al. A review of low-cost space-borne data for flood modelling: topography, flood extent and water level. **Hydrological Processes**, v. 29, p. 3368-3387, 2015.
- YIGZAW, Wondmagegn et al. A New Global Storage-Area-Depth Dataset for Modeling Reservoirs in Land Surface and Earth System Models. **Water Resources Research**, oct., 2018. Disponível em: <<https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/full/10.1029/2017WR022040>>. Acesso em 18 fev. 2022.
- YU, Xuan et al. A coupled surface-subsurface hydrologic model to assess groundwater flood risk spatially and temporally. **Environmental Modelling and Software**, v. 114, p. 129-139, 2019.
- ZHANG, L. et al. Dam failure mechanisms and risk assessment. Singapore: John Wiley & Sons, 2016.
- ZHANG, Limin; XU, Y.; JIA, J. S. Analysis of earth dam failures: A database approach. In: First International Symposium On Geotechnical Safety & Risk 2009, Shanghai, China. **Anais...** Shanghai, China.
- ZHANG, Mingliang; WU, W. M. A two dimensional hydrodynamic and sediment transport model for dam break based on finite volume method with quadtree grid. **Applied Ocean Research**, v. 33, n. 4, p. 297-308, 2011.
- ZHONG, Qiming; CHEN, Shengshui; DENG, Zhao. A simplified physically based model for core dam overtopping breach. **Engineering Failure Analysis**, v. 90, p. 141-155, 2018.
- ZHU, Tingju et al. Development and calibration of a global hydrological model for integrated assessment modeling. **Geoscientific Model Development Discussions**, p. 1-27, 2017.

9 APÊNDICE

Tabela 25 – Resumo consolidado dos resultados obtidos em todos capítulos

Var	Barragem	Seção 01	Seção 02	Seção 03	Seção 04	Mediana	Máximo	Mínimo
T _{cp}	Três Marias	-8,0%	-8,0%	7,0%	21,0%	2,4%	21,0%	-8,9%
	Dona Francisca	4,0%	4,9%	4,8%	1,9%			
	Ernestina	1,7%	7,5%	9,5%	2,8%			
	PCH H1	0,0%	5,3%	-1,5%	-1,5%			
	PCH H2	0,0%	0,0%	5,9%	-1,1%			
	Laranjeiras	0,0%	-8,0%	-8,9%	0,0%			
	Ernestina v2.0	8,7%	10,0%	11,3%	5,4%			
T _c	Três Marias	-	-	-	-	-8,2%	7,4%	-54,8%
	Dona Francisca	-9,1%	-10,3%	-1,9%	7,4%			
	Ernestina	-8,3%	0,0%	-5,2%	-3,2%			
	PCH H1	0,0%	-12,0%	-8,3%	-3,5%			
	PCH H2	0,0%	-8,0%	-4,4%	-10,1%			
	Laranjeiras	0,0%	-10,5%	-17,6%	-5,6%			
	Ernestina v2.0	-9,1%	-30,0%	-48,8%	-54,8%			
Q _p	Três Marias	13,0%	-2,0%	-5,0%	-7,0%	-2,2%	14,6%	-15,9%
	Dona Francisca	-1,7%	-2,7%	-3,9%	-0,6%			
	Ernestina	-0,5%	-2,3%	-4,5%	0,2%			
	PCH H1	-9,6%	-8,3%	-9,6%	-0,4%			
	PCH H2	0,5%	2,9%	3,1%	14,6%			
	Laranjeiras	-7,7%	5,9%	-0,8%	-15,9%			
	Ernestina v2.0	-1,9%	-7,4%	-9,9%	-7,2%			

Tabela 26 – Resumo consolidado dos resultados obtidos no capítulo 04

Barragens	Variáveis	Distância da seção da barragem (km)				
		0	10	25	40	60
Dona Francisca	Qp DB-HIFLOW	20000,00	18686,52	17983,52	16070,86	9256,39
	Qp HEC-RAS	20000,00	18371,91	17512,29	15471,96	9205,94
	Tp DB-HIFLOW	0,00	2,00	4,29	5,58	10,75
	Tp HEC-RAS	0,00	1,83	3,96	5,96	12,88
Ernestina	Qp DB-HIFLOW	6450,00	6436,24	6363,74	6195,92	3855,29
	Qp HEC-RAS	6450,00	6405,35	6219,37	5931,48	3863,78
	Tp DB-HIFLOW	0,00	2,95	3,70	4,75	8,75
	Tp HEC-RAS	0,00	3,00	4,00	5,25	9,00
PCH H1	Qp DB-HIFLOW	5000,00	4048,58	3249,02	1784,89	662,93
	Qp HEC-RAS	5000,00	3695,31	2999,37	1628,68	660,30
	Tp DB-HIFLOW	0,00	0,90	1,80	3,30	6,85
	Tp HEC-RAS	0,00	0,90	1,90	3,25	6,75
PCH H2	Qp DB-HIFLOW	2400,00	1560,35	1138,77	931,72	726,89
	Qp HEC-RAS	2400,00	1567,93	1172,83	961,96	851,56
	Tp DB-HIFLOW	0,00	1,00	2,15	3,20	4,75
	Tp HEC-RAS	0,00	1,00	2,15	3,40	4,70

**Tabela 27 – Resumo consolidado dos hidrogramas nas seções da barragem Ernestina
(capítulo 05)**

HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO HEC-RAS		HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO MATLAB		Resultados nas seções para a Barragem Ernestina a partir de 9 horas de simulação															
				hec-Sisop 153069				hec-Sisop 120302				hec-Sisop 34706				hec-Sisop1			
				10 km		20 km		40 km		55 km		10 km		20 km		40 km		55 km	
				hec-Ras 10 km	DB HFlow 10 km	hec-Ras 20 km	DB HFlow 20 km	hec-Ras 40 km	DB HFlow 40 km	hec-Ras 55 km	DB HFlow 55 km	hec-Ras 10 km	DB HFlow 10 km	hec-Ras 20 km	DB HFlow 20 km	hec-Ras 40 km	DB HFlow 40 km	hec-Ras 55 km	DB HFlow 55 km
Tempo (h)	Q (m³/s)	Tempo (h)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	DB (m)	Q (m³/s)	DB (m)	Q (m³/s)	DB (m)	Q (m³/s)	DB (m)	Q (m³/s)	DB (m)	Q (m³/s)	DB (m)	Q (m³/s)	DB (m)		
9	32,47	9	32,47	10,04	32,48	32,13	32,53	0	34,15	35,73	44,17								
9,05	32,47	9,05	32,47	10,04	32,48	32,15	32,53	0	34,08	35,62	43,84								
9,1	32,47	9,1	32,47	10,04	32,48	32,16	32,52	0	34,02	35,52	43,53								
9,15	32,47	9,15	32,47	10,04	32,48	32,18	32,52	0	33,97	35,42	43,24								
9,2	32,47	9,2	32,47	10,04	32,48	32,19	32,52	0,05	33,91	35,33	42,94								
9,25	32,47	9,25	32,47	10,04	32,48	32,21	32,52	0,32	33,85	35,23	42,63								
9,3	32,47	9,3	32,47	10,04	32,48	32,22	32,52	1,06	33,81	35,14	42,36								
9,35	32,47	9,35	32,47	10,04	32,48	32,23	32,52	2,25	33,76	35,05	42,1								
9,4	32,47	9,4	32,47	10,04	32,48	32,24	32,52	3,72	33,71	34,97	41,81								
9,45	32,47	9,45	32,47	10,04	32,48	32,25	32,52	5,34	33,66	34,89	41,56								
9,5	32,47	9,5	32,47	10,04	32,48	32,26	32,52	6,87	33,62	34,81	41,28								
9,55	32,47	9,55	32,47	10,04	32,48	32,27	32,52	8,3	33,58	34,73	41,04								
9,6	32,47	9,6	32,47	10,04	32,48	32,28	32,51	9,57	33,57	34,66	40,8								
9,65	32,47	9,65	32,47	10,04	32,48	32,29	32,51	10,68	33,54	34,58	40,56								
9,7	32,47	9,7	32,47	10,04	32,48	32,3	32,51	11,71	33,47	34,51	40,33								
9,75	32,47	9,75	32,47	10,04	32,48	32,31	32,51	12,69	33,43	34,48	40,08								
9,8	32,47	9,8	32,47	10,04	32,48	32,32	32,51	13,59	33,39	34,47	39,86								
9,85	32,47	9,85	32,47	10,04	32,48	32,33	32,51	14,43	33,36	34,45	39,64								
9,9	32,47	9,9	32,47	10,04	32,48	32,33	32,51	15,21	33,32	34,44	39,43								
9,95	32,47	9,95	32,47	10,04	32,48	32,34	32,51	15,78	33,29	34,42	39,22								
10	33,24	10	41,33	10,04	32,48	32,35	32,51	16,25	33,26	34,4	39,02								
10,05	468,38	10,05	493,56	10,04	32,48	32,35	32,51	16,75	33,24	34,39	38,84								
10,1	863,81	10,1	855,02	10,04	32,48	32,36	32,51	17,25	33,21	34,37	38,64								
10,15	1208,18	10,15	1197,2	10,04	32,48	32,36	32,51	17,74	33,18	34,35	38,46								
10,2	1519,07	10,2	1520,3	10,04	32,48	32,37	32,51	18,2	33,16	34,33	38,28								
10,25	1809,64	10,25	1815,89	10,04	32,48	32,38	32,5	18,63	33,13	34,31	38,11								
10,3	2102,49	10,3	2092,97	10,08	32,48	32,38	32,5	19,04	33,11	34,29	37,94								
10,35	2366,96	10,35	2366,96	10,58	32,48	32,38	32,5	19,44	33,08	34,27	37,77								
10,4	2606,53	10,4	2609,64	13,96	32,54	32,39	32,5	19,81	33,07	34,25	37,61								
10,45	2848,5	10,45	2846,76	26,05	33,14	32,39	32,5	20,04	33,04	34,23	37,44								
10,5	3077,07	10,5	3070,69	50,38	36,84	32,4	32,5	20,26	33,02	34,2	37,29								
10,55	3294,74	10,55	3295,43	130,03	51,63	32,4	32,5	20,51	33,01	34,18	37,14								
10,6	3490,5	10,6	3490,5	256,83	52,63	32,4	32,5	20,8	33,01	34,16	37,1								
10,65	3684,41	10,65	3685,11	359,83	118,54	32,41	32,5	21,21	32,97	34,14	36,85								
10,7	3870,03	10,7	3875,09	452,4	160,64	32,42	32,5	22,05	32,94	34,12	36,71								
10,75	4050,23	10,75	4049,94	595,44	244,08	32,45	32,5	23,17	32,92	34,09	36,58								
10,8	4209,11	10,8	4211,91	756,62	327,45	32,61	32,5	24,3	32,92	34,07	36,45								
10,85	4372,18	10,85	4370,09	891,09	426,01	32,69	32,5	25,31	32,9	34,05	36,33								
10,9	4516,95	10,9	4516,95	1016,03	775,94	32,74	32,5	26,3	32,89	34,02	36,2								
10,95	4657,92	10,95	4660,59	1171,2	1229,81	57,42	32,5	26,76	32,87	34	36,08								
11	4795,9	11	4794,12	1445,34	1617,15	110,42	32,51	27,24	32,86	33,98	35,97								
11,05	4924,27	11,05	4924,44	1660,96	1943,75	207,55	32,53	27,61	32,85	33,95	35,86								
11,1	5042,83	11,1	5040,04	1873,49	2287,66	294,73	32,62	27,89	32,84	33,93	35,75								
11,15	5157,53	11,15	5157,53	2097,81	2607,06	370,69	32,64	28,12	32,83	33,91	35,6								
11,2	5263,14	11,2	5260,86	2276,37	2870,92	432,71	35,25	28,32	32,81	33,88	35,54								
11,25	5365,58	11,25	5365,59	2451,09	3133,77	496,28	48,54	28,49	32,8	33,86	35,44								
11,3	5460,38	11,3	5458,05	2604,15	3398,03	556,27	99,37	28,64	32,79	33,84	35,34								
11,35	5548,24	11,35	5547,73	2784,47	3625,96	621,25	132,83	28,78	32,78	33,82	35,25								
11,4	5634,39	11,4	5634,39	3057,14	3834,64	688,64	178,94	28,94	32,77	33,79	35,16								
11,45	5712,12	11,45	5711,01	3292,08	4033,69	747,4	127,79	29,13	32,76	33,77	35,07								
11,5	5785,02	11,5	5785,15	3546,3	4222,53	806,47	139,28	29,32	32,75	33,75	34,99								
11,55	5855,42	11,55	5853,63	3736,01	4391,14	867,24	166,94	29,5	32,74	33,72	34,91								
11,6	5917,61	11,6	5919,58	3959,22	4557,7	921,49	228,69	29,67	32,74	33,7	34,83								
11,65	5977,71	11,65	5977,71	4129,08	4720,68	970,69	354,1	29,82	32,73	33,68	34,75								
11,7	6035,07	11,7	6033,59	4286,95	4863,97	1055,38	518,88	29,96	32,72	33,66	34,67								
11,75	6085,54	11,75	6084,81	4431,68	4991,91	1131,03	704,7	30,1	32,71	33,64	34,6								
11,8	6131,77	11,8	6131,64	4561,32	5118,23	1213,25	874,82	30,26	32,71	33,62	34,53								
11,85	6175,78	11,85	6176,15	4686,11	5237,76	1304,29	1056,8	30,51	32,7	33,6	34,46								
11,9	6215,68	11,9	6214,82	4801,2	5350,07	1399	1255,04	31,02	32,69	33,58	34,4								
11,95	6251,29	11,95	6251,29	4904,28	5454,28	1498,03	1437,99	32,14	32,68	33,56	34,33								
12	6284,06	12	6284	5011,76	5544,93	1606,39	1596,06	34,68	32,68	33,54	34,27								
12,05	6312,91	12,05	6311,96	5109,88	5631,32	1729,48	1787,14	40,63	32,67	33,52	34,21								
12,1	6338,45	12,1	6337,85	5201,26	5715,21	1844,44	1995,56	53,54	32,67	33,51	34,15								
12,15	6360,84	12,15	6360,5	5287,55	5789,64	1955,38	2179,9	75,79	32,66	33,49	34,1								
12,2	6382,21	12,2	6380,09	5370,14	5858,3	2053,72	2359,23	104,48	32,65	33,47	34,05								
12,25	6397,37	12,25	6397,4	5448,36	5921,41	2143,01	2543,53	132,58	32,65	33,45	34								
12,3	6411,03	12,3	6411,16	5523,23	5982,22	2235,89	2747,06	159,67	32,65	33,44	33,94								
12,35	6422,49	12,35	6422,49	5595,64	6035,52	2337,06	2916,19	184,67	32,64	33,42	33,9								
12,4	6430,94	12,4	6431,14	5663,18	6086,62	2434,52	3081,01	209,08	32,64	33,4	33,85								
12,45	6437,22	12,45	6437,18	5725,51	6135,81	2531,28	3233,29	237,96	32,64	33,39	33,8								
12,5	6441,02	12,5	6441,02	5785	6172,09	2623,13	3397,79	270,3	32,64	33,37	33,76								
12,55	6442,44	12,55	6442,44	5841,02	6207,78	2720,5	3542,12	303,31	32,64	33,36	33,72								
12,6	6441,66	12,6	6441,66	5892,25	6241,37	2820,84	3707,54	339,79	32,66	33,36	33,68								
12,65	6438,77	12,65	6438,77	5938,68	6271,1	2920,76	3860,29	377,46	32,7	33,37	33,64								
12,7	6437,5	12,7	6433																

HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO HEC RAS		HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO MATIAS		Resultados nas seções para a Barragem Ernestina a partir de 9 horas de simulação							
				hec Secao 153069		hec Secao 120302		hec Secao 54706		hec Secao1	
				10 km		20 km		40 km		55 km	
Tempo (h)	Q (m³/s)	Tempo (h)	Q (m³/s)	hec Ras 10 km	DB Hiflow 10 km	hec Ras 20 km	DB Hiflow 20 km	hec Ras 40 km	DB Hiflow 40 km	hec Ras 55 km	DB Hiflow 55 km
				Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)	Q (m³/s)
35.4	48.82	35.4	48.82	21.92	55.89	67.32	73.13	96.9	216.97	128.28	376.49
35.45	48.56	35.45	48.56	21.72	55.45	66.84	72.57	96.11	214.86	126.81	373.7
35.5	48.31	35.5	48.31	21.53	54.71	66.37	72.04	95.34	212.76	125.36	370.92
35.55	48.06	35.55	48.06	21.35	54.38	65.91	71.54	94.58	210.68	123.95	368.17
35.6	47.82	35.6	47.82	21.16	54.07	65.44	71.1	93.83	208.76	122.57	365.63
35.65	47.57	35.65	47.57	20.98	53.75	64.98	70.65	93.09	206.96	121.23	362.93
35.7	47.34	35.7	47.34	20.8	53.43	64.54	70.22	92.35	204.96	119.92	360.25
35.75	47.1	35.75	47.1	20.63	53.13	64.11	69.84	91.63	203.02	118.64	357.78
35.8	46.87	35.8	46.88	20.45	52.82	63.69	69.45	90.93	200.95	117.39	355.13
35.85	46.65	35.85	46.65	20.29	52.51	63.29	69.09	90.23	198.9	116.18	352.51
35.9	46.42	35.9	46.42	20.12	52.22	62.89	68.79	89.54	197.1	114.99	350.09
35.95	46.2	35.95	46.21	19.96	51.92	62.49	68.47	88.86	195.21	113.84	347.49
36	45.98	36	45.98	19.8	51.64	62.1	68.2	88.19	193.46	112.71	345.02
36.05	45.77	36.05	45.77	19.64	51.35	61.72	67.93	87.52	191.23	111.61	342.38
36.1	45.57	36.1	45.57	19.48	51.07	61.33	67.66	86.87	189.39	110.54	339.95
36.15	45.36	36.15	45.35	19.33	50.79	60.95	67.36	86.22	187.63	109.49	337.39
36.2	45.15	36.2	45.15	19.18	50.53	60.58	67.11	85.58	185.91	108.48	335.03
36.25	44.96	36.25	44.95	19.03	50.27	60.2	66.87	84.95	184.18	107.48	332.69
36.3	44.76	36.3	44.76	18.88	49.99	59.82	66.64	84.34	182.37	106.51	330.18
36.35	44.57	36.35	44.56	18.73	49.73	59.45	66.41	83.74	180.72	105.56	327.84
36.4	44.38	36.4	44.37	18.59	49.48	59.09	66.12	83.14	179.1	104.63	325.53
36.45	44.19	36.45	44.19	18.45	49.21	58.73	65.75	82.56	177.36	103.72	323.05
36.5	44	36.5	44	18.31	48.96	58.37	65.36	81.99	175.6	102.82	320.7
36.55	43.82	36.55	43.82	18.18	48.72	58.02	64.81	81.43	174.18	101.94	318.48
36.6	43.64	36.6	43.64	18.04	48.47	57.67	64.48	80.87	172.61	101.08	316.21
36.65	43.47	36.65	43.46	17.91	48.24	57.33	63.49	80.32	171.04	100.24	313.96
36.7	43.29	36.7	43.29	17.78	48	56.99	62.79	79.77	169.43	99.41	311.71
36.75	43.12	36.75	43.12	17.66	47.75	56.65	62.15	79.25	167.87	98.6	309.51
36.8	42.96	36.8	42.95	17.53	47.52	56.31	61.51	78.69	165.7	97.8	307.09
36.85	42.79	36.85	42.79	17.41	47.29	55.98	60.9	78.16	163.84	97.02	304.87
36.9	42.63	36.9	42.63	17.29	47.07	55.66	60.36	77.63	162.05	96.26	302.66
36.95	42.46	36.95	42.46	17.17	46.85	55.35	59.79	77.11	160.29	95.5	300.46
37	42.31	37	42.3	17.05	46.65	55.05	59.25	76.59	158.66	94.76	298.22
37.05	42.15	37.05	42.15	16.94	46.43	54.77	58.72	76.08	156.9	93.95	296.23
37.1	42	37.1	41.99	16.83	46.22	54.49	58.18	75.57	155.13	93.32	294.05
37.15	41.85	37.15	41.85	16.72	46.01	54.21	57.64	75.07	153.35	92.61	291.88
37.2	41.7	37.2	41.7	16.61	45.8	53.94	57.12	74.57	151.57	91.92	289.71
37.25	41.55	37.25	41.55	16.51	45.6	53.66	56.6	74.08	149.82	91.23	287.56
37.3	41.41	37.3	41.41	16.41	45.4	53.39	56.1	73.59	148.08	90.56	285.41
37.35	41.27	37.35	41.27	16.29	45.22	53.13	55.65	73.11	146.47	89.89	283.43
37.4	41.13	37.4	41.13	16.18	45.02	52.87	55.17	72.64	144.74	89.24	281.31
37.45	40.99	37.45	40.99	16.09	44.83	52.61	54.7	72.17	143.03	88.59	279.2
37.5	40.85	37.5	40.86	15.99	44.65	52.35	54.28	71.71	141.54	87.95	277.25
37.55	40.72	37.55	40.72	15.89	44.47	52.1	53.83	71.25	140.03	87.32	275.18
37.6	40.59	37.6	40.6	15.79	44.28	51.85	53.4	70.8	138.49	86.7	273.12
37.65	40.47	37.65	40.46	15.7	44.11	51.6	53	70.36	137	86.08	271.22
37.7	40.34	37.7	40.34	15.61	43.93	51.35	52.59	69.92	135.4	85.48	269.18
37.75	40.21	37.75	40.21	15.52	43.76	51.1	52.22	69.49	133.91	84.88	267.31
37.8	40.09	37.8	40.09	15.43	43.58	50.85	51.83	69.07	132.31	84.28	265.31
37.85	39.97	37.85	39.97	15.34	43.42	50.6	51.47	68.65	130.81	83.7	263.47
37.9	39.85	37.9	39.85	15.25	43.25	50.37	51.1	68.24	129.21	83.13	261.51
37.95	39.73	37.95	39.73	15.17	43.09	50.14	50.76	67.83	127.72	82.56	259.69
38	39.62	38	39.62	15.09	42.93	49.91	50.43	67.43	126.24	82	257.89
38.05	39.5	38.05	39.51	15	42.77	49.69	50.08	67.04	124.66	81.45	255.96
38.1	39.4	38.1	39.39	14.92	42.61	49.47	49.7	66.66	123.11	80.87	254.17
38.15	39.28	38.15	39.29	14.84	42.46	49.25	49.46	66.28	121.8	80.36	252.39
38.2	39.17	38.2	39.18	14.77	42.3	49.03	49.14	65.91	120.35	79.83	250.49
38.25	39.07	38.25	39.07	14.69	42.15	48.82	48.85	65.54	118.99	79.3	248.72
38.3	38.96	38.3	38.96	14.61	42.01	48.6	48.56	65.18	117.62	78.78	246.97
38.35	38.85	38.35	38.86	14.54	41.87	48.4	48.29	64.83	116.26	78.27	245.22
38.4	38.76	38.4	38.76	14.47	41.72	48.18	48.01	64.47	114.92	77.77	243.48
38.45	38.66	38.45	38.66	14.4	41.57	47.97	47.73	64.13	113.51	77.27	241.88
38.5	38.56	38.5	38.56	14.32	41.44	47.77	47.46	63.79	112.21	76.78	241.14
38.55	38.47	38.55	38.46	14.26	41.3	47.57	47.21	63.45	110.96	76.29	240.18
38.6	38.37	38.6	38.37	14.19	41.19	47.37	46.96	63.11	109.78	75.81	239.27
38.65	38.28	38.65	38.28	14.12	41.03	47.17	46.71	62.78	108.66	75.34	238.61
38.7	38.19	38.7	38.18	14.05	40.9	46.98	46.47	62.46	107.55	74.87	235.01
38.75	38.09	38.75	38.09	13.99	40.77	46.78	46.23	62.14	106.4	74.41	233.28
38.8	38	38.8	38.01	13.93	40.64	46.59	46	61.82	105.1	73.95	231.6
38.85	37.92	38.85	37.92	13.86	40.52	46.4	45.77	61.51	103.84	73.49	229.93
38.9	37.83	38.9	37.83	13.8	40.4	46.2	45.57	61.2	102.72	73.05	228.35
38.95	37.74	38.95	37.75	13.74	40.28	46.04	45.35	60.89	101.58	72.6	226.64
39	37.66	39	37.66	13.68	40.16	45.85	45.13	60.59	100.47	72.16	224.91
39.05	37.58	39.05	37.58	13.62	40.04	45.67	44.92	60.3	99.32	71.73	223.18
39.1	37.5	39.1	37.5	13.56	39.93	45.49	44.73	60	98.19	71.3	221.57
39.15	37.42	39.15	37.42	13.51	39.82	45.32	44.52	59.71	96.85	70.87	219.82
39.2	37.34	39.2	37.34	13.45	39.7	45.15	44.32	59.42	95.24	70.45	218.07
39.25	37.26	39.25	37.26	13.39	39.6	44.98	44.14	59.13	93.74	70.03	216.45
39.3	37.18	39.3	37.19	13.34	39.48	44.81	43.95	58.85	92.07	69.62	214.69
39.35	37.11	39.35	37.11	13.29	39.37	44.65	43.76	58.58	90.29	69.22	212.92
39.4	37.04	39.4	37.03	13.23	39.27	44.49	43.58	58.33	88.68	68.82	211.06
39.45	36.96	39.45	36.96	13.18	39.16	44.33	43.4	58.07	87.19	68.42	209.13
39.5	36.89	39.5	36.89	13.13	39.06	44.17	43.23	57.81	85.69	68.03	205.96
39.55	36.82	39.55	36.82	13.08	38.95	44.01	43.05	57.55	84.09	67.65	203.91
39.6	36.75	39.6	36.75	13.03	38.85	43.86	42.89	57.29	82.62	67.27	202.12
39.65	36.68	39.65	36.68	12.98	38.76	43.71	42.73	57.04	81.17	66.9	200.38
39.7	36.62	39.7	36.62	12.94	38.65	43.56	42.56	56.78	79.63	66.53	198.63
39.75	36.55	39.75	36.55	12.89	38.56	43.41	42.4	56.53	78.23	66.16	196.5
39.8	36.48	39.8	36.48	12.84	38.47	43.27	42.25	56.28	76.86	65.8	194.61
39.85	36.42	39.85	36.42	12.8	38.37	43.12	42.1	56.03	75.53	65.45	192.74
39.9	36.36	39.9	36.36	12.75	38.28	42.97	41.95	55.78	74.24	65.09	190.88
39.95	36.3	39.95	36.3	12.71	38.19	42.83	41.79	55.54	72.9	64.74	188.69
40	36.23	40	36.23	12.67	38.11	42.69	41.65	55.29	71.74	64.4	187.09
40.05	36.17	40.05	36.17	12.63	38.01	42.55	41.51	55.05	70.58	64.06	212.79
40.1	36.12	40.1	36.12	12.58	37.93	42.41	41.37	54.8	69.49	63.73	210.27
40.15	36.06										

HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO HEC RAS		HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO MATLAS		Resultados nas seções para a Barragem Ernestina a partir de 9 horas de simulação							
				hec Secao 153069		hec Secao 120302		hec Secao 54706		hec Secao1	
				10 km		20 km		40 km		55 km	
				Hec Ras 10 km	DB HIFlow 10 km	Hec Ras 20 km	DB HIFlow 20 km	Hec Ras 40 km	DB HIFlow 40 km	Hec Ras 55 km	DB HIFlow 55 km
Tempo (h)	Q (m3/s)	Tempo (h)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)		
42.1	34.38	42.1	34.38	11,37	35,38	38,28	37,27	46,65	47,23	53,53	112,39
42.15	34.35	42.15	34.35	11,35	35,35	38,25	37,19	46,45	46,97	53,31	110,14
42.2	34.32	42.2	34.32	11,33	35,29	38,13	37,12	46,32	46,71	53,08	108,09
42.25	34.29	42.25	34.29	11,31	35,25	38,05	37,05	46,16	46,46	52,86	105,84
42.3	34.26	42.3	34.26	11,29	35,2	37,98	36,98	46	46,21	52,64	103,48
42.35	34.23	42.35	34.23	11,27	35,16	37,91	36,91	45,84	45,97	52,42	100,95
42.4	34.21	42.4	34.21	11,25	35,12	37,84	36,84	45,68	45,75	52,21	98,53
42.45	34.18	42.45	34.18	11,23	35,07	37,77	36,78	45,53	45,52	51,99	96,5
42.5	34.15	42.5	34.15	11,21	35,03	37,7	36,71	45,37	45,29	51,78	94,3
42.55	34.12	42.55	34.12	11,19	34,99	37,63	36,64	45,22	45,08	51,57	91,82
42.6	34.1	42.6	34.1	11,18	34,95	37,56	36,58	45,07	44,88	51,37	89,53
42.65	34.07	42.65	34.07	11,16	34,92	37,49	36,52	44,92	44,68	51,16	87,43
42.7	34.04	42.7	34.04	11,14	34,87	37,44	36,45	44,78	44,46	50,96	85,29
42.75	34.02	42.75	34.02	11,12	34,84	37,37	36,39	44,63	44,26	50,76	83,3
42.8	33.99	42.8	33.99	11,11	34,8	37,31	36,34	44,48	44,08	50,56	81,54
42.85	33.97	42.85	33.97	11,09	34,76	37,25	36,28	44,34	43,88	50,36	79,7
42.9	33.95	42.9	33.95	11,07	34,73	37,19	36,22	44,2	43,69	50,17	77,93
42.95	33.92	42.95	33.92	11,06	34,69	37,13	36,16	44,06	43,52	49,97	76,36
43	33.9	43	33.9	11,04	34,66	37,07	36,1	43,92	43,34	49,78	74,74
43.05	33.88	43.05	33.88	11,02	34,62	37,01	36,05	43,79	43,17	49,59	73,3
43.1	33.85	43.1	33.85	11,01	34,59	36,95	35,99	43,65	42,99	49,4	71,82
43.15	33.83	43.15	33.83	10,99	34,55	36,89	35,94	43,52	42,82	49,25	70,51
43.2	33.81	43.2	33.81	10,98	34,52	36,84	35,89	43,39	42,66	49,03	69,26
43.25	33.79	43.25	33.79	10,96	34,49	36,78	35,83	43,26	42,5	48,85	68,06
43.3	33.77	43.3	33.77	10,95	34,46	36,73	35,76	43,13	42,35	48,67	66,91
43.35	33.74	43.35	33.74	10,93	34,43	36,68	35,72	43	42,19	48,49	65,82
43.4	33.72	43.4	33.72	10,92	34,39	36,62	35,67	42,87	42,04	48,32	64,77
43.45	33.71	43.45	33.71	10,9	34,37	36,57	35,62	42,75	41,9	48,14	63,65
43.5	33.68	43.5	33.68	10,89	34,33	36,52	35,58	42,63	41,75	47,97	62,89
43.55	33.67	43.55	33.67	10,88	34,31	36,47	35,54	42,51	41,62	47,79	62,04
43.6	33.65	43.6	33.65	10,86	34,28	36,42	35,49	42,39	41,47	47,62	61,17
43.65	33.63	43.65	33.63	10,85	34,25	36,37	35,45	42,27	41,34	47,46	60,4
43.7	33.61	43.7	33.61	10,84	34,22	36,32	35,4	42,15	41,2	47,29	59,5
43.75	33.59	43.75	33.59	10,82	34,19	36,27	35,35	42,04	41,06	47,12	58,89
43.8	33.57	43.8	33.57	10,81	34,16	36,23	35,31	41,92	40,94	46,96	58,22
43.85	33.55	43.85	33.55	10,8	34,14	36,18	35,27	41,81	40,81	46,8	57,57
43.9	33.54	43.9	33.54	10,79	34,11	36,14	35,22	41,7	40,68	46,64	56,95
43.95	33.52	43.95	33.52	10,77	34,09	36,09	35,18	41,59	40,56	46,48	56,37
44	33.5	44	33.5	10,76	34,07	36,05	35,14	41,48	40,43	46,32	55,81
44.05	33.49	44.05	33.49	10,75	34,03	36	35,1	41,37	40,31	46,16	55,29
44.1	33.47	44.1	33.47	10,74	34,01	35,96	35,06	41,27	40,19	46,01	54,8
44.15	33.45	44.15	33.45	10,73	33,99	35,92	35,02	41,16	40,08	45,85	54,38
44.2	33.44	44.2	33.44	10,72	33,96	35,87	34,98	41,06	39,97	45,7	53,96
44.25	33.42	44.25	33.42	10,71	33,94	35,83	34,94	40,96	39,85	45,55	53,58
44.3	33.41	44.3	33.41	10,7	33,91	35,79	34,9	40,86	39,75	45,4	53,25
44.35	33.39	44.35	33.39	10,69	33,89	35,75	34,86	40,76	39,63	45,26	52,92
44.4	33.38	44.4	33.38	10,67	33,87	35,71	34,83	40,66	39,53	45,11	52,64
44.45	33.36	44.45	33.36	10,66	33,85	35,67	34,79	40,56	39,43	44,97	52,37
44.5	33.35	44.5	33.35	10,65	33,82	35,63	34,75	40,46	39,3	44,82	52,08
44.55	33.33	44.55	33.33	10,65	33,8	35,59	34,72	40,37	39,21	44,68	51,73
44.6	33.32	44.6	33.32	10,64	33,78	35,55	34,68	40,27	39,12	44,54	51,35
44.65	33.31	44.65	33.31	10,63	33,76	35,52	34,65	40,18	39,02	44,41	51
44.7	33.29	44.7	33.29	10,61	33,74	35,48	34,62	40,09	38,93	44,27	50,66
44.75	33.28	44.75	33.28	10,61	33,72	35,44	34,58	40	38,84	44,13	50,33
44.8	33.27	44.8	33.27	10,6	33,7	35,4	34,55	39,91	38,74	44	50
44.85	33.25	44.85	33.25	10,59	33,68	35,37	34,52	39,82	38,66	43,87	49,7
44.9	33.24	44.9	33.24	10,58	33,66	35,34	34,49	39,73	38,57	43,74	49,37
44.95	33.23	44.95	33.23	10,57	33,64	35,3	34,46	39,65	38,47	43,61	49,04
45	33.22	45	33.22	10,56	33,62	35,27	34,43	39,56	38,39	43,48	48,74
45.05	33.2	45.05	33.2	10,55	33,6	35,24	34,4	39,48	38,31	43,35	48,41
45.1	33.19	45.1	33.19	10,54	33,59	35,21	34,37	39,4	38,22	43,22	48,12
45.15	33.18	45.15	33.18	10,53	33,57	35,17	34,33	39,31	38,14	43,09	47,8
45.2	33.17	45.2	33.17	10,52	33,55	35,14	34,31	39,23	38,06	42,97	47,51
45.25	33.16	45.25	33.16	10,52	33,53	35,11	34,28	39,15	37,98	42,84	47,22
45.3	33.15	45.3	33.15	10,51	33,51	35,08	34,25	39,08	37,9	42,72	46,94
45.35	33.14	45.35	33.14	10,5	33,5	35,05	34,22	39	37,82	42,6	46,66
45.4	33.13	45.4	33.13	10,49	33,48	35,02	34,19	38,92	37,73	42,49	46,38
45.45	33.11	45.45	33.11	10,49	33,47	34,99	34,17	38,85	37,66	42,37	46,11
45.5	33.1	45.5	33.1	10,48	33,45	34,96	34,14	38,77	37,58	42,25	45,84
45.55	33.09	45.55	33.09	10,47	33,44	34,93	34,12	38,7	37,5	42,14	45,58
45.6	33.08	45.6	33.08	10,46	33,42	34,9	34,09	38,63	37,44	42,03	45,3
45.65	33.07	45.65	33.07	10,46	33,41	34,87	34,07	38,55	37,36	41,92	45,1
45.7	33.06	45.7	33.06	10,45	33,39	34,84	34,04	38,48	37,29	41,82	44,85
45.75	33.05	45.75	33.05	10,44	33,38	34,81	34,02	38,42	37,22	41,71	44,62
45.8	33.04	45.8	33.04	10,44	33,36	34,79	33,99	38,35	37,15	41,6	44,41
45.85	33.04	45.85	33.04	10,43	33,35	34,76	33,97	38,28	37,08	41,5	44,18
45.9	33.03	45.9	33.03	10,42	33,33	34,73	33,95	38,21	37,01	41,39	43,96
45.95	33.02	45.95	33.02	10,42	33,32	34,71	33,92	38,15	36,95	41,29	43,76
46	33.01	46	33.01	10,41	33,31	34,68	33,9	38,08	36,88	41,19	43,55
46.05	33	46.05	33	10,41	33,29	34,65	33,88	38,01	36,82	41,09	43,36
46.1	32.99	46.1	32.99	10,4	33,28	34,63	33,86	37,95	36,75	40,99	43,16
46.15	32.98	46.15	32.98	10,39	33,27	34,6	33,84	37,89	36,69	40,89	42,97
46.2	32.97	46.2	32.97	10,39	33,25	34,58	33,81	37,83	36,62	40,79	42,78
46.25	32.97	46.25	32.97	10,38	33,24	34,55	33,79	37,77	36,57	40,7	42,6
46.3	32.96	46.3	32.96	10,38	33,23	34,53	33,77	37,71	36,51	40,6	42,43
46.35	32.95	46.35	32.95	10,37	33,22	34,51	33,75	37,65	36,45	40,51	42,25
46.4	32.94	46.4	32.94	10,37	33,21	34,49	33,73	37,59	36,39	40,41	42,08
46.45	32.94	46.45	32.94	10,36	33,19	34,46	33,71	37,53	36,33	40,32	41,92
46.5	32.93	46.5	32.93	10,36	33,18	34,44	33,69	37,47	36,28	40,23	41,77
46.55	32.92	46.55	32.92	10,35	33,17	34,42	33,68	37,41	36,22	40,14	41,61
46.6	32.91	46.6	32.91	10,35	33,16	34,4	33,66	37,36	36,18	40,05	41,45
46.65	32.91	46.65	32.91	10,34	33,15	34,38	33,64	37,3	36,15	39,97	41,3
46.7	32.9	46.7	32.9	10,34	33,14	34,36	33,62	37,25	36,07	39,88	41,16
46.75	32.89	46.75	32.89	10,33	33,13	34,33	33,6	37,19	36,02	39,8	41,02
46.8	32.89	46.8	32.89	10,33	33,12	34,31	33,58	37,14	35,96	39,71	40,88
46.85	32.88	46.85	32.88	10,32	33,11	34,29	33,57	37,09	35,91	39,63	40,74
46.9	32.87	46.9	32.87	10,32	33,1	34,28	33,55	37,04	35,85	39	

HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO HEC-RAS		HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO MATLAB		Resultados nas seções para a Barragem Ernestina a partir de 9 horas de simulação							
				hec Secao 153069		hec Secao 120302		hec Secao 54706		hec Secao1	
				10 km		20 km		40 km		55 km	
				Hec Ras 10 km	DB HiFlow 10 km	Hec Ras 20 km	DB HiFlow 20 km	Hec Ras 40 km	DB HiFlow 40 km	Hec Ras 55 km	DB HiFlow 55 km
Tempo (h)	Q (m3s)	Tempo (h)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)		
48,8	32,69	48,8	32,69	10,2	32,82	33,71	33,07	35,49	34,39	37,11	37,04
48,85	32,68	48,85	32,68	10,19	32,81	33,7	33,06	35,46	34,36	37,05	36,98
48,9	32,68	48,9	32,68	10,19	32,81	33,69	33,05	35,43	34,34	37	36,91
48,95	32,68	48,95	32,68	10,19	32,8	33,68	33,04	35,4	34,31	36,95	36,84
49	32,67	49	32,67	10,19	32,8	33,67	33,03	35,37	34,28	36,9	36,78
49,05	32,67	49,05	32,67	10,18	32,79	33,66	33,02	35,34	34,25	36,86	36,72
49,1	32,67	49,1	32,67	10,18	32,78	33,65	33,01	35,31	34,23	36,81	36,66
49,15	32,66	49,15	32,66	10,18	32,78	33,64	33,01	35,28	34,2	36,76	36,6
49,2	32,66	49,2	32,66	10,18	32,77	33,63	33	35,25	34,17	36,72	36,53
49,25	32,66	49,25	32,66	10,17	32,77	33,62	32,99	35,22	34,15	36,67	36,48
49,3	32,65	49,3	32,65	10,17	32,76	33,61	32,98	35,19	34,12	36,63	36,42
49,35	32,65	49,35	32,65	10,17	32,76	33,6	32,98	35,17	34,1	36,58	36,36
49,4	32,65	49,4	32,65	10,17	32,75	33,59	32,97	35,14	34,07	36,54	36,31
49,45	32,65	49,45	32,65	10,17	32,75	33,58	32,96	35,11	34,05	36,5	36,25
49,5	32,64	49,5	32,64	10,17	32,74	33,57	32,95	35,08	34,03	36,46	36,2
49,55	32,64	49,55	32,64	10,16	32,74	33,56	32,95	35,06	34	36,41	36,14
49,6	32,64	49,6	32,64	10,16	32,73	33,55	32,94	35,03	33,98	36,37	36,09
49,65	32,63	49,65	32,63	10,16	32,73	33,54	32,93	35,01	33,96	36,33	36,04
49,7	32,63	49,7	32,63	10,16	32,73	33,53	32,93	34,98	33,94	36,29	35,99
49,75	32,63	49,75	32,63	10,16	32,72	33,52	32,92	34,96	33,91	36,25	35,94
49,8	32,63	49,8	32,63	10,16	32,72	33,51	32,92	34,93	33,89	36,21	35,89
49,85	32,62	49,85	32,62	10,15	32,71	33,51	32,91	34,91	33,87	36,17	35,84
49,9	32,62	49,9	32,62	10,15	32,71	33,5	32,9	34,89	33,85	36,14	35,79
49,95	32,62	49,95	32,62	10,15	32,7	33,49	32,89	34,86	33,83	36,1	35,74
50	32,62	50	32,62	10,15	32,7	33,48	32,88	34,84	33,81	36,06	35,69

Tabela 28 – Resumo consolidado dos hidrogramas nas seções da barragem Laranjeiras (capítulo 05)

HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO HEC RAS		HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO MATLAB		Resultados nas seções para a Barragem de Laranjeiras a partir de 9 horas de simulação									
				hec Secao 153069				hec Secao 103901		hec Secao 87527		hec Secao 21940	
				10 km		20 km		30 km		45 km			
				Hec Ras 10 km	DB HIFlow 10 km	Hec Ras 20 km	DB HIFlow 20 km	Hec Ras 30 km	DB HIFlow 30 km	Hec Ras 45 km	DB HIFlow 45 km		
Tempo (h)	Q (m3/s)	Tempo (h)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)			
19,00	1,00	19,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,05	1,00	19,05	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,10	1,00	19,10	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,15	1,00	19,15	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,20	1,00	19,20	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,25	1,00	19,25	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,30	1,00	19,30	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,35	1,00	19,35	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,40	1,00	19,40	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,45	1,00	19,45	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,50	1,00	19,50	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,55	1,00	19,55	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,60	1,00	19,60	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,65	1,00	19,65	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,70	1,00	19,70	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,75	1,00	19,75	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,80	1,00	19,80	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,85	1,00	19,85	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,90	1,00	19,90	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
19,95	1,00	19,95	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,00	31,23	20,00	31,23	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,05	391,47	20,05	391,47	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,10	611,69	20,10	611,69	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,15	742,76	20,15	742,76	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,20	810,24	20,20	810,24	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,25	835,77	20,25	835,77	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,30	830,39	20,30	830,39	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,35	804,41	20,35	804,41	0,00	1,56	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,40	765,51	20,40	765,51	323,22	64,86	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,45	717,86	20,45	717,86	561,37	529,58	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,50	665,95	20,50	665,95	718,68	782,08	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,55	611,83	20,55	611,83	765,41	824,32	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,60	559,33	20,60	559,33	761,58	814,20	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,65	505,00	20,65	505,00	733,14	784,38	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,70	457,06	20,70	457,06	694,77	745,11	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,75	409,55	20,75	409,55	654,40	701,42	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,80	365,71	20,80	365,71	619,07	655,47	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,01		
20,85	326,60	20,85	326,60	586,85	608,17	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00		
20,90	290,13	20,90	290,13	549,17	561,96	0,00	1,01	0,00	1,00	0,00	1,00		
20,95	256,26	20,95	256,26	510,41	517,33	31,98	1,23	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,00	227,49	21,00	227,49	474,99	475,41	275,54	5,59	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,05	199,60	21,05	199,60	429,63	436,34	392,54	30,81	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,10	176,07	21,10	176,07	382,06	398,57	501,44	138,97	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,15	154,79	21,15	154,79	323,47	363,49	580,61	320,20	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,20	135,75	21,20	135,75	284,09	330,99	609,70	450,36	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,25	118,87	21,25	118,87	257,71	300,94	615,28	520,81	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,30	103,69	21,30	103,69	237,59	274,16	610,46	561,69	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,35	91,00	21,35	91,00	215,90	249,67	600,98	579,15	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,40	79,32	21,40	79,32	201,85	227,96	586,81	577,73	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,45	69,02	21,45	69,02	184,06	207,52	568,10	564,28	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,50	60,29	21,50	60,29	166,64	188,32	543,01	544,10	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,55	51,54	21,55	51,54	150,80	170,02	510,54	520,11	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,60	45,68	21,60	45,68	136,84	154,80	480,58	492,89	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,65	39,85	21,65	39,85	125,08	140,21	443,26	464,69	0,00	1,00	0,00	1,00		
21,70	34,46	21,70	34,46	115,49	127,61	407,68	438,21	35,60	1,00	0,00	1,00		
21,75	30,08	21,75	30,08	107,70	116,14	353,50	409,08	99,51	1,00	0,00	1,00		
21,80	26,17	21,80	26,17	99,43	106,25	317,74	394,71	120,67	1,00	0,00	1,00		
21,85	22,71	21,85	22,71	90,50	97,62	284,65	360,71	145,33	1,21	0,00	1,00		
21,90	19,79	21,90	19,79	82,44	89,95	255,70	338,46	210,81	2,55	0,00	1,00		
21,95	17,25	21,95	17,25	72,59	82,73	231,94	316,85	263,99	8,54	0,00	1,00		
22,00	14,96	22,00	14,96	65,64	75,86	207,83	296,49	298,74	23,17	0,00	1,00		
22,05	13,08	22,05	13,08	59,88	69,08	185,26	278,61	333,87	40,54	0,00	1,00		
22,10	11,43	22,10	11,43	51,73	61,42	165,51	261,11	358,55	85,36	0,00	1,00		
22,15	9,93	22,15	9,93	47,28	53,47	149,83	244,81	373,26	180,19	0,00	1,00		
22,20	8,70	22,20	8,70	45,12	45,93	138,76	229,15	381,65	255,92	0,00	1,00		
22,25	7,65	22,25	7,65	43,27	38,67	131,36	214,78	383,22	312,68	0,00	1,00		
22,30	6,72	22,30	6,72	41,00	32,86	125,07	201,29	379,93	348,04	0,00	1,00		
22,35	5,92	22,35	5,92	38,84	28,42	120,32	188,47	375,52	369,91	0,00	1,00		
22,40	5,23	22,40	5,23	35,98	25,02	115,32	174,88	364,54	381,75	0,00	1,00		
22,45	4,63	22,45	4,63	33,48	22,39	108,97	164,11	354,32	386,39	0,00	1,00		
22,50	4,11	22,50	4,11	31,17	20,18	103,62	153,72	342,45	385,95	0,00	1,00		
22,55	3,67	22,55	3,67	29,09	18,34	97,75	144,55	329,58	381,19	0,00	1,00		
22,60	3,29	22,60	3,29	27,15	16,75	92,46	136,42	315,77	373,25	0,00	1,00		
22,65	2,97	22,65	2,97	25,41	15,37	87,88	129,49	301,59	363,51	0,00	1,00		
22,70	2,69	22,70	2,69	23,74	14,13	81,00	122,65	287,12	352,41	0,00	1,00		
22,75	2,44	22,75	2,44	22,18	13,03	76,72	116,33	272,68	340,80	0,00	1,00		
22,80	2,24	22,80	2,24	20,81	12,03	70,42	110,18	258,22	328,99	0,00	1,00		
22,85	2,06	22,85	2,06	19,59	11,14	64,90	104,61	245,94	317,04	0,00	1,00		
22,90	1,91	22,90	1,91	18,42	10,32	59,94	99,39	229,76	304,73	0,00	1,00		
22,95	1,78	22,95	1,78	17,82	9,59	56,07	94,51	215,91	292,71	0,00	1,00		
23,00	1,67	23,00	1,67	17,04	8,92	53,06	89,88	202,59	280,81	0,00	1,00		
23,05	1,57	23,05	1,57	16,21	8,32	49,72	85,55	190,54	269,36	0,00	1,00		
23,10	1,49	23,10	1,49	15,41	7,77	46,63	81,32	178,96	257,99	0,00	1,00		
23,15	1,42	23,15	1,42	14,61	7,26	43,86	77,16	169,35	247,04	0,00	1,00		
23,20	1,36	23,20	1,36	13,97	6,79	41,24	73,29	162,06	236,50	0,00	1,00		
23,25	1,31	23,25	1,31	13,33	6,36	38,73	69,36	153,97	226,12	0,00	1,00		
23,30	1,26	23,30	1,26	12,75	5,96	36,39	65,24	146,17	216,12	0,00	1,00		
23,35	1,22	23,35	1,22	12,23	5,60	34,27	61,19	138,88	207,01	0,00	1,00		
23,40	1,19	23,40	1,19	11,83	5,27	32,49	57,28	133,25	198,35	0,00	1,00		
23,45	1,16	23,45	1,16	11,52	4,97	30,88	53,46	129,98	190,17	0,00	1,02		
23,50	1,14	23,50	1,14	11,19	4,68	29,43	49,71	123,95	182,44	5,27	1,08		
23,55	1,12	23,55	1,12	10,87	4,41	28,22	46,08	119,70	175,20	26,21	1,33		
23,60	1,10	23,60	1,10	10,56	4,17	27,33	42,42	115,42	168,28	42,80	2,24		
23,65	1,09	23,65	1,09	10,25	3,95	26,51	38,75	111,29	161,69	52,20	4,54		
23,70	1,07	23,70	1,07	9,94	3,74	25,53	35,22	106,18	155,41	54,94	8,22		
23,75	1,06	23,75	1,06	9,65	3,55	24,54	31,94	100,60	149,54	63,17	12,16		
23,80	1,05	23,80	1,05	9,36	3,36	23,65	28,76	94,66	143,93	73,37	16,10		

HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO HEC RAS		HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO MATLAB		Resultados nas seções para a Barragem de Laranjeiras a partir de 9 horas de simulação															
				hec Secão 153059				hec Secão 120302				hec Secão 87527				hec Secão 21940			
				10 km		20 km		30 km		45 km									
				hec Ras 10 km	DB Hiflow 10 km	hec Ras 20 km	DB Hiflow 20 km	hec Ras 30 km	DB Hiflow 30 km	hec Ras 45 km	DB Hiflow 45 km								
Tempo (h)	Q (m3/s)	Tempo (h)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)			
25.30	1,00	25,30	1,00	4,22	1,21	9,78	4,24	20,53	51,20	154,36	171,45								
25.35	1,00	25,35	1,00	4,12	1,19	9,56	4,10	19,84	49,42	151,81	168,10								
25.40	1,00	25,40	1,00	4,03	1,18	9,35	3,97	19,18	47,65	149,18	164,58								
25.45	1,00	25,45	1,00	3,94	1,16	9,15	3,84	18,57	45,97	146,44	161,17								
25.50	1,00	25,50	1,00	3,85	1,15	8,95	3,73	17,99	44,33	143,68	157,96								
25.55	1,00	25,55	1,00	3,77	1,13	8,76	3,61	17,42	42,69	140,95	154,97								
25.60	1,00	25,60	1,00	3,69	1,12	8,58	3,50	16,90	41,13	138,24	152,22								
25.65	1,00	25,65	1,00	3,62	1,11	8,40	3,40	16,42	39,57	135,58	149,46								
25.70	1,00	25,70	1,00	3,54	1,10	8,22	3,29	16,02	38,02	132,84	146,66								
25.75	1,00	25,75	1,00	3,48	1,09	8,05	3,20	15,65	36,50	130,08	143,83								
25.80	1,00	25,80	1,00	3,41	1,08	7,89	3,11	15,26	34,88	127,25	140,94								
25.85	1,00	25,85	1,00	3,35	1,07	7,73	3,02	14,88	33,19	124,38	138,12								
25.90	1,00	25,90	1,00	3,30	1,06	7,57	2,94	14,48	31,39	121,46	135,46								
25.95	1,00	25,95	1,00	3,25	1,06	7,42	2,86	14,08	29,42	118,50	132,80								
26.00	1,00	26,00	1,00	3,20	1,05	7,28	2,78	13,70	27,56	115,46	130,20								
26.05	1,00	26,05	1,00	3,15	1,04	7,14	2,71	13,35	25,86	112,41	127,73								
26.10	1,00	26,10	1,00	3,11	1,04	7,00	2,63	13,01	24,07	109,29	125,25								
26.15	1,00	26,15	1,00	3,06	1,04	6,87	2,57	12,69	22,27	106,21	122,90								
26.20	1,00	26,20	1,00	3,02	1,03	6,76	2,50	12,38	20,43	103,37	120,56								
26.25	1,00	26,25	1,00	2,98	1,03	6,66	2,44	12,08	18,71	100,80	118,32								
26.30	1,00	26,30	1,00	2,94	1,02	6,56	2,38	11,80	17,09	98,35	116,09								
26.35	1,00	26,35	1,00	2,90	1,02	6,44	2,32	11,53	15,65	95,96	113,97								
26.40	1,00	26,40	1,00	2,86	1,02	6,33	2,27	11,27	14,35	93,70	111,89								
26.45	1,00	26,45	1,00	2,82	1,02	6,23	2,21	11,02	13,20	91,61	109,85								
26.50	1,00	26,50	1,00	2,78	1,02	6,12	2,16	10,80	12,18	89,54	107,85								
26.55	1,00	26,55	1,00	2,75	1,01	6,01	2,11	10,59	11,28	87,48	105,88								
26.60	1,00	26,60	1,00	2,71	1,01	5,91	2,07	10,40	10,49	85,62	103,95								
26.65	1,00	26,65	1,00	2,67	1,01	5,81	2,02	10,22	9,79	83,69	102,06								
26.70	1,00	26,70	1,00	2,64	1,01	5,71	1,98	10,05	9,17	81,82	100,20								
26.75	1,00	26,75	1,00	2,60	1,01	5,62	1,93	9,89	8,63	80,11	98,41								
26.80	1,00	26,80	1,00	2,57	1,01	5,53	1,89	9,72	8,13	78,54	96,62								
26.85	1,00	26,85	1,00	2,53	1,01	5,44	1,85	9,56	7,70	76,43	94,90								
26.90	1,00	26,90	1,00	2,50	1,01	5,36	1,82	9,40	7,30	74,49	93,17								
26.95	1,00	26,95	1,00	2,47	1,01	5,28	1,78	9,24	6,95	72,59	91,52								
27.00	1,00	27,00	1,00	2,43	1,01	5,20	1,75	9,08	6,63	70,63	89,90								
27.05	1,00	27,05	1,00	2,40	1,01	5,13	1,72	8,92	6,34	68,40	88,29								
27.10	1,00	27,10	1,00	2,37	1,00	5,06	1,68	8,76	6,07	66,02	86,68								
27.15	1,00	27,15	1,00	2,34	1,00	4,98	1,65	8,61	5,83	63,79	85,22								
27.20	1,00	27,20	1,00	2,31	1,00	4,92	1,63	8,45	5,61	61,54	83,87								
27.25	1,00	27,25	1,00	2,28	1,00	4,85	1,60	8,30	5,40	59,26	82,49								
27.30	1,00	27,30	1,00	2,25	1,00	4,78	1,57	8,15	5,21	57,04	81,16								
27.35	1,00	27,35	1,00	2,22	1,00	4,72	1,54	8,01	5,03	54,96	79,81								
27.40	1,00	27,40	1,00	2,20	1,00	4,65	1,52	7,87	4,87	52,28	78,51								
27.45	1,00	27,45	1,00	2,17	1,00	4,59	1,49	7,74	4,71	50,15	77,23								
27.50	1,00	27,50	1,00	2,14	1,00	4,53	1,47	7,60	4,57	48,12	75,98								
27.55	1,00	27,55	1,00	2,12	1,00	4,47	1,44	7,47	4,43	46,15	74,74								
27.60	1,00	27,60	1,00	2,09	1,00	4,42	1,42	7,34	4,31	44,35	73,52								
27.65	1,00	27,65	1,00	2,07	1,00	4,36	1,40	7,22	4,19	42,66	72,30								
27.70	1,00	27,70	1,00	2,04	1,00	4,30	1,38	7,10	4,07	41,04	71,09								
27.75	1,00	27,75	1,00	2,02	1,00	4,25	1,36	6,97	3,97	39,62	69,98								
27.80	1,00	27,80	1,00	2,00	1,00	4,19	1,34	6,86	3,87	38,51	68,89								
27.85	1,00	27,85	1,00	1,99	1,00	4,14	1,32	6,74	3,77	37,38	67,80								
27.90	1,00	27,90	1,00	1,97	1,00	4,09	1,31	6,63	3,68	36,28	66,78								
27.95	1,00	27,95	1,00	1,95	1,00	4,05	1,29	6,52	3,59	35,15	65,79								
28.00	1,00	28,00	1,00	1,94	1,00	4,00	1,28	6,41	3,51	34,11	64,86								
28.05	1,00	28,05	1,00	1,92	1,00	3,95	1,26	6,30	3,43	33,12	63,87								
28.10	1,00	28,10	1,00	1,90	1,00	3,91	1,25	6,20	3,35	32,08	62,80								
28.15	1,00	28,15	1,00	1,89	1,00	3,87	1,24	6,10	3,28	31,25	61,72								
28.20	1,00	28,20	1,00	1,87	1,00	3,83	1,23	6,00	3,21	30,48	60,65								
28.25	1,00	28,25	1,00	1,86	1,00	3,79	1,22	5,90	3,15	29,75	59,61								
28.30	1,00	28,30	1,00	1,84	1,00	3,76	1,20	5,81	3,08	29,07	58,55								
28.35	1,00	28,35	1,00	1,83	1,00	3,73	1,19	5,72	3,02	28,59	57,53								
28.40	1,00	28,40	1,00	1,80	1,00	3,69	1,18	5,64	2,96	28,05	56,47								
28.45	1,00	28,45	1,00	1,80	1,00	3,66	1,17	5,56	2,90	27,38	55,40								
28.50	1,00	28,50	1,00	1,78	1,00	3,63	1,16	5,48	2,85	26,78	54,37								
28.55	1,00	28,55	1,00	1,77	1,00	3,59	1,15	5,41	2,79	26,20	53,40								
28.60	1,00	28,60	1,00	1,75	1,00	3,56	1,14	5,34	2,75	25,62	52,45								
28.65	1,00	28,65	1,00	1,74	1,00	3,53	1,13	5,27	2,70	25,04	51,00								
28.70	1,00	28,70	1,00	1,72	1,00	3,50	1,13	5,21	2,65	24,53	50,04								
28.75	1,00	28,75	1,00	1,71	1,00	3,47	1,12	5,16	2,61	24,02	49,01								
28.80	1,00	28,80	1,00	1,69	1,00	3,44	1,11	5,11	2,56	23,50	48,05								
28.85	1,00	28,85	1,00	1,68	1,00	3,41	1,10	5,07	2,51	23,08	47,07								
28.90	1,00	28,90	1,00	1,66	1,00	3,38	1,10	5,03	2,47	22,74	46,74								
28.95	1,00	28,95	1,00	1,65	1,00	3,35	1,09	4,98	2,42	22,45	45,74								
29.00	1,00	29,00	1,00	1,64	1,00	3,32	1,08	4,94	2,38	22,08	44,72								
29.05	1,00	29,05	1,00	1,62	1,00	3,29	1,08	4,89	2,34	21,61	43,73								
29.10	1,00	29,10	1,00	1,61	1,00	3,26	1,07	4,85	2,30	21,18	42,47								
29.15	1,00	29,15	1,00	1,60	1,00	3,23	1,07	4,81	2,27	20,74	40,97								
29.20	1,00	29,20	1,00	1,58	1,00	3,20	1,06	4,76	2,23	20,30	39,79								
29.25	1,00	29,25	1,00	1,57	1,00	3,17	1,06	4,72	2,20	19,84	38,77								
29.30	1,00	29,30	1,00	1,56	1,00	3,15	1,05	4,67	2,16	19,45	37,69								
29.35	1,00	29,35	1,00	1,55	1,00	3,12	1,05	4,63	2,13	19,08	36,61								
29.40	1,00	29,40	1,00	1,54	1,00	3,09	1,05	4,59	2,09	18,66	35,55								
29.45	1,00	29,45	1,00	1,52	1,00	3,06	1,04	4,55	2,06	18,32	34,51								
29.50	1,00	29,50	1,00	1,51	1,00	3,03	1,04	4,52	2,03	17,89	33,48								
29.55	1,00	29,55	1,00	1,50	1,00	3,01	1,04	4,49	2,00	17,49	32,50								
29.60	1,00	29,60	1,00	1,49	1,00	2,98	1,03	4,45	1,97	17,20	31,53								
29.65	1,00	29,65	1,00	1,48	1,00	2,96	1,03	4,42	1,94	16,78	30,61								
29.70	1,00	29,70	1,00	1,47	1,00	2,93	1,03	4,38	1,91	16,35	29,72								
29.75	1,00	29,75	1,00	1,46	1,00	2,91	1,03	4,34	1,89	15,92	28,85								
29.80	1,00	29,80	1,00	1,45	1,00	2,88	1,02	4,30	1,86	15,53	28,01								
29.85	1,00	29,85	1,00	1,43	1,00	2,86	1,02	4,26	1,83	15,15	27,21								
29.90	1,00	29,90	1,00	1,43	1,00	2,83	1,02	4,22	1,81	14,78	26,42								
29.95	1,00	29,95	1,00	1,42	1,00	2,80	1,02	4,18	1,78	14,45	25,66								
30.00	1,00	30,00	1,00	1,41	1,00	2,77	1,02	4,14	1,76	14,07	24,93								
30.05	1,00	30,05	1,00	1,40	1,00	2,75	1,02	4,10	1,74	13,61	24,23								
30.10	1,00	30,10	1,00	1,39	1,00	2,72	1,02	4,06	1,71	13,32	23,57								
30.15	1,00	30,15	1,00	1,38	1,00	2,69	1,02	4,02	1,69	13,08	22,97								
30.20	1,00	30,20	1,00	1,37	1,00	2,67	1,01	3,98	1,67	12,85	22,38								
30.25	1,00	30,25	1,00	1,36	1,00	2,64	1,01	3,94	1,65	12,61	21,80								

Resultados nas seções para a Barragem de Laranjeiras a partir de 9 horas de simulação											
HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO HEC RAS		HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO MATLAB		hec Secao 153069		hec Secao 120302		hec Secao 87527		hec Secao 21940	
Tempo (h)	Q (m3/s)	Tempo (h)	Q (m3/s)	10 km		20 km		30 km		45 km	
				hec Ras 10 km	DB Hiflow 10 km	hec Ras 20 km	DB Hiflow 20 km	hec Ras 30 km	DB Hiflow 30 km	hec Ras 45 km	DB Hiflow 45 km
				Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)
32,05	1,00	32,05	1,00	1,18	1,00	2,07	1,00	2,74	1,19	7,33	7,97
32,10	1,00	32,10	1,00	1,16	1,00	2,06	1,00	2,71	1,18	7,23	7,93
32,15	1,00	32,15	1,00	1,15	1,00	2,04	1,00	2,68	1,17	7,13	7,84
32,20	1,00	32,20	1,00	1,15	1,00	2,03	1,00	2,66	1,17	7,03	7,69
32,25	1,00	32,25	1,00	1,15	1,00	2,01	1,00	2,64	1,16	6,94	7,45
32,30	1,00	32,30	1,00	1,14	1,00	2,00	1,00	2,62	1,15	6,85	7,18
32,35	1,00	32,35	1,00	1,14	1,00	1,99	1,00	2,61	1,15	6,76	6,90
32,40	1,00	32,40	1,00	1,14	1,00	1,97	1,00	2,59	1,14	6,67	6,61
32,45	1,00	32,45	1,00	1,13	1,00	1,96	1,00	2,57	1,13	6,58	6,36
32,50	1,00	32,50	1,00	1,13	1,00	1,95	1,00	2,56	1,13	6,50	6,11
32,55	1,00	32,55	1,00	1,13	1,00	1,93	1,00	2,54	1,12	6,41	5,85
32,60	1,00	32,60	1,00	1,13	1,00	1,92	1,00	2,53	1,12	6,33	5,61
32,65	1,00	32,65	1,00	1,12	1,00	1,90	1,00	2,52	1,11	6,26	5,39
32,70	1,00	32,70	1,00	1,12	1,00	1,89	1,00	2,50	1,11	6,18	5,19
32,75	1,00	32,75	1,00	1,12	1,00	1,88	1,00	2,49	1,10	6,13	5,00
32,80	1,00	32,80	1,00	1,12	1,00	1,86	1,00	2,48	1,10	6,07	4,83
32,85	1,00	32,85	1,00	1,11	1,00	1,85	1,00	2,47	1,09	6,03	4,67
32,90	1,00	32,90	1,00	1,11	1,00	1,84	1,00	2,45	1,09	5,98	4,53
32,95	1,00	32,95	1,00	1,11	1,00	1,83	1,00	2,44	1,09	5,93	4,41
33,00	1,00	33,00	1,00	1,11	1,00	1,81	1,00	2,43	1,08	5,89	4,29
33,05	1,00	33,05	1,00	1,11	1,00	1,80	1,00	2,42	1,08	5,85	4,18
33,10	1,00	33,10	1,00	1,10	1,00	1,79	1,00	2,41	1,07	5,80	4,08
33,15	1,00	33,15	1,00	1,10	1,00	1,78	1,00	2,40	1,07	5,76	3,99
33,20	1,00	33,20	1,00	1,10	1,00	1,77	1,00	2,38	1,07	5,71	3,90
33,25	1,00	33,25	1,00	1,10	1,00	1,75	1,00	2,37	1,06	5,67	3,82
33,30	1,00	33,30	1,00	1,10	1,00	1,74	1,00	2,36	1,06	5,63	3,74
33,35	1,00	33,35	1,00	1,10	1,00	1,73	1,00	2,35	1,06	5,59	3,67
33,40	1,00	33,40	1,00	1,09	1,00	1,72	1,00	2,34	1,06	5,54	3,60
33,45	1,00	33,45	1,00	1,09	1,00	1,71	1,00	2,33	1,05	5,50	3,53
33,50	1,00	33,50	1,00	1,09	1,00	1,70	1,00	2,32	1,05	5,46	3,46
33,55	1,00	33,55	1,00	1,09	1,00	1,69	1,00	2,31	1,05	5,42	3,40
33,60	1,00	33,60	1,00	1,09	1,00	1,68	1,00	2,30	1,05	5,38	3,34
33,65	1,00	33,65	1,00	1,09	1,00	1,67	1,00	2,29	1,04	5,34	3,29
33,70	1,00	33,70	1,00	1,08	1,00	1,66	1,00	2,28	1,04	5,30	3,23
33,75	1,00	33,75	1,00	1,08	1,00	1,65	1,00	2,27	1,04	5,26	3,18
33,80	1,00	33,80	1,00	1,08	1,00	1,64	1,00	2,26	1,04	5,22	3,13
33,85	1,00	33,85	1,00	1,08	1,00	1,63	1,00	2,24	1,04	5,17	3,08
33,90	1,00	33,90	1,00	1,08	1,00	1,63	1,00	2,23	1,04	5,13	3,03
33,95	1,00	33,95	1,00	1,08	1,00	1,62	1,00	2,22	1,03	5,09	2,99
34,00	1,00	34,00	1,00	1,08	1,00	1,61	1,00	2,21	1,03	5,05	2,94
34,05	1,00	34,05	1,00	1,08	1,00	1,60	1,00	2,20	1,03	5,01	2,90
34,10	1,00	34,10	1,00	1,07	1,00	1,59	1,00	2,18	1,03	4,97	2,86
34,15	1,00	34,15	1,00	1,07	1,00	1,58	1,00	2,17	1,03	4,94	2,82
34,20	1,00	34,20	1,00	1,07	1,00	1,58	1,00	2,16	1,03	4,90	2,78
34,25	1,00	34,25	1,00	1,07	1,00	1,57	1,00	2,15	1,03	4,86	2,74
34,30	1,00	34,30	1,00	1,07	1,00	1,56	1,00	2,14	1,03	4,82	2,70
34,35	1,00	34,35	1,00	1,07	1,00	1,55	1,00	2,13	1,02	4,79	2,67
34,40	1,00	34,40	1,00	1,07	1,00	1,55	1,00	2,12	1,02	4,75	2,63
34,45	1,00	34,45	1,00	1,07	1,00	1,54	1,00	2,11	1,02	4,71	2,60
34,50	1,00	34,50	1,00	1,07	1,00	1,53	1,00	2,10	1,02	4,68	2,56
34,55	1,00	34,55	1,00	1,07	1,00	1,53	1,00	2,09	1,02	4,64	2,53
34,60	1,00	34,60	1,00	1,07	1,00	1,52	1,00	2,08	1,02	4,61	2,50
34,65	1,00	34,65	1,00	1,06	1,00	1,51	1,00	2,07	1,02	4,57	2,47
34,70	1,00	34,70	1,00	1,06	1,00	1,51	1,00	2,07	1,02	4,54	2,44
34,75	1,00	34,75	1,00	1,06	1,00	1,50	1,00	2,06	1,02	4,50	2,41
34,80	1,00	34,80	1,00	1,06	1,00	1,49	1,00	2,05	1,02	4,47	2,38
34,85	1,00	34,85	1,00	1,06	1,00	1,49	1,00	2,04	1,02	4,42	2,35
34,90	1,00	34,90	1,00	1,06	1,00	1,48	1,00	2,03	1,02	4,39	2,33
34,95	1,00	34,95	1,00	1,06	1,00	1,47	1,00	2,02	1,02	4,36	2,30
35,00	1,00	35,00	1,00	1,06	1,00	1,47	1,00	2,02	1,02	4,32	2,27
35,05	1,00	35,05	1,00	1,06	1,00	1,46	1,00	2,01	1,02	4,29	2,25
35,10	1,00	35,10	1,00	1,06	1,00	1,45	1,00	2,00	1,02	4,26	2,22
35,15	1,00	35,15	1,00	1,06	1,00	1,45	1,00	1,99	1,02	4,23	2,20
35,20	1,00	35,20	1,00	1,06	1,00	1,44	1,00	1,98	1,02	4,20	2,18
35,25	1,00	35,25	1,00	1,06	1,00	1,43	1,00	1,97	1,02	4,17	2,15
35,30	1,00	35,30	1,00	1,06	1,00	1,43	1,00	1,96	1,02	4,14	2,13
35,35	1,00	35,35	1,00	1,06	1,00	1,42	1,00	1,96	1,02	4,11	2,11
35,40	1,00	35,40	1,00	1,06	1,00	1,42	1,00	1,95	1,02	4,08	2,09
35,45	1,00	35,45	1,00	1,05	1,00	1,41	1,00	1,94	1,02	4,05	2,07
35,50	1,00	35,50	1,00	1,05	1,00	1,40	1,00	1,93	1,02	4,02	2,05
35,55	1,00	35,55	1,00	1,05	1,00	1,40	1,00	1,92	1,02	3,99	2,03
35,60	1,00	35,60	1,00	1,05	1,00	1,39	1,00	1,91	1,02	3,96	2,01
35,65	1,00	35,65	1,00	1,05	1,00	1,39	1,00	1,90	1,02	3,93	1,99
35,70	1,00	35,70	1,00	1,05	1,00	1,38	1,00	1,89	1,02	3,90	1,97
35,75	1,00	35,75	1,00	1,05	1,00	1,38	1,00	1,88	1,02	3,88	1,96
35,80	1,00	35,80	1,00	1,05	1,00	1,37	1,00	1,87	1,02	3,85	1,94
35,85	1,00	35,85	1,00	1,05	1,00	1,37	1,00	1,86	1,02	3,82	1,92
35,90	1,00	35,90	1,00	1,05	1,00	1,36	1,00	1,85	1,02	3,80	1,91
35,95	1,00	35,95	1,00	1,05	1,00	1,36	1,00	1,84	1,01	3,77	1,91
36,00	1,00	36,00	1,00	1,05	1,00	1,35	1,00	1,83	1,01	3,74	1,89
36,05	1,00	36,05	1,00	1,05	1,00	1,35	1,00	1,82	1,01	3,72	1,87
36,10	1,00	36,10	1,00	1,05	1,00	1,34	1,00	1,81	1,01	3,69	1,85
36,15	1,00	36,15	1,00	1,05	1,00	1,34	1,00	1,80	1,01	3,67	1,84
36,20	1,00	36,20	1,00	1,05	1,00	1,33	1,00	1,79	1,01	3,64	1,82
36,25	1,00	36,25	1,00	1,05	1,00	1,33	1,00	1,79	1,01	3,62	1,80
36,30	1,00	36,30	1,00	1,05	1,00	1,32	1,00	1,78	1,01	3,59	1,78
36,35	1,00	36,35	1,00	1,05	1,00	1,32	1,00	1,77	1,01	3,57	1,77
36,40	1,00	36,40	1,00	1,05	1,00	1,31	1,00	1,76	1,01	3,55	1,75
36,45	1,00	36,45	1,00	1,05	1,00	1,31	1,00	1,75	1,01	3,52	1,74
36,50	1,00	36,50	1,00	1,05	1,00	1,30	1,00	1,74	1,01	3,50	1,72
36,55	1,00	36,55	1,00	1,05	1,00	1,30	1,00	1,73	1,01	3,48	1,71
36,60	1,00	36,60	1,00	1,05	1,00	1,30	1,00	1,72	1,01	3,45	1,70
36,65	1,00	36,65	1,00	1,05	1,00	1,29	1,00	1,71	1,01	3,43	1,69
36,70	1,00	36,70	1,00	1,05	1,00	1,29	1,00	1,71	1,01	3,41	1,68
36,75	1,00	36,75	1,00	1,05	1,00	1,28	1,00	1,70	1,01	3,38	1,66
36,80	1,00	36,80	1,00	1,04	1,00	1,28	1,00	1,69	1,01	3,36	1,64
36,85	1,00	36,85	1,00	1,04	1,00	1,27	1,00	1,68	1,01	3,34	1,64
36,90	1,00	36,90	1,00	1,04	1,00	1,27	1,00	1,67	1,01	3,32	1,63
36,95	1,00	36,95	1,00	1,04	1,00	1,27	1,00	1,67	1,01	3,30	1,62
37,00	1,00	37,00	1,00	1,04	1,00	1,26	1,00	1,66	1,01	3,28	1,62
37,05	1,00	37,05	1,00	1,04	1,00	1,26	1,00	1,65	1,01	3,26	1,61
37,10	1,00	37,10	1,00	1,04	1,00	1,26	1,00	1,64	1,01	3,23	1,60
37,15	1,00	37,15	1,00	1,04	1,00	1,25	1,00	1,64	1,01	3,21	1,59
37,20	1										

HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO HEC RAS		HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO MATLAB		Resultados nas seções para a Barragem de Laranjeiras a partir de 9 horas de simulação							
				hec Secao 153069		hec Secao 120302		hec Secao 87527		hec Secao 21940	
				10 km		20 km		30 km		45 km	
				hec Ras 10 km	DB Hiflow 10 km	hec Ras 20 km	DB Hiflow 20 km	hec Ras 30 km	DB Hiflow 30 km	hec Ras 45 km	DB Hiflow 45 km
Tempo (h)	Q (m3/s)	Tempo (h)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)	Q (m3/s)		
38,80	1,00	38,80	1,00	1,04	1,00	1,17	1,00	1,46	1,01	2,67	1,56
38,85	1,00	38,85	1,00	1,04	1,00	1,17	1,00	1,46	1,01	2,66	1,54
38,90	1,00	38,90	1,00	1,04	1,00	1,17	1,00	1,45	1,01	2,64	1,53
38,95	1,00	38,95	1,00	1,03	1,00	1,17	1,00	1,45	1,01	2,63	1,51
39,00	1,00	39,00	1,00	1,03	1,00	1,16	1,00	1,44	1,01	2,61	1,50
39,05	1,00	39,05	1,00	1,03	1,00	1,16	1,00	1,44	1,01	2,60	1,48
39,10	1,00	39,10	1,00	1,03	1,00	1,16	1,00	1,43	1,01	2,59	1,47
39,15	1,00	39,15	1,00	1,03	1,00	1,16	1,00	1,43	1,01	2,57	1,45
39,20	1,00	39,20	1,00	1,03	1,00	1,16	1,00	1,42	1,01	2,56	1,44
39,25	1,00	39,25	1,00	1,03	1,00	1,16	1,00	1,42	1,01	2,55	1,43
39,30	1,00	39,30	1,00	1,03	1,00	1,16	1,00	1,41	1,01	2,53	1,41
39,35	1,00	39,35	1,00	1,03	1,00	1,15	1,00	1,41	1,01	2,52	1,40
39,40	1,00	39,40	1,00	1,03	1,00	1,15	1,00	1,40	1,01	2,51	1,39
39,45	1,00	39,45	1,00	1,03	1,00	1,15	1,00	1,40	1,01	2,50	1,37
39,50	1,00	39,50	1,00	1,03	1,00	1,15	1,00	1,39	1,01	2,48	1,36
39,55	1,00	39,55	1,00	1,03	1,00	1,15	1,00	1,39	1,01	2,47	1,35
39,60	1,00	39,60	1,00	1,03	1,00	1,15	1,00	1,39	1,01	2,46	1,34
39,65	1,00	39,65	1,00	1,03	1,00	1,15	1,00	1,38	1,01	2,45	1,32
39,70	1,00	39,70	1,00	1,03	1,00	1,15	1,00	1,38	1,01	2,44	1,31
39,75	1,00	39,75	1,00	1,03	1,00	1,14	1,00	1,37	1,01	2,42	1,30
39,80	1,00	39,80	1,00	1,03	1,00	1,14	1,00	1,37	1,01	2,41	1,29
39,85	1,00	39,85	1,00	1,03	1,00	1,14	1,00	1,36	1,01	2,40	1,28
39,90	1,00	39,90	1,00	1,03	1,00	1,14	1,00	1,36	1,01	2,39	1,27
39,95	1,00	39,95	1,00	1,03	1,00	1,14	1,00	1,36	1,01	2,38	1,26
40,00	1,00	40,00	1,00	1,03	1,00	1,14	1,00	1,35	1,01	2,37	1,25
40,05	1,00	40,05	1,00	1,03	1,00	1,14	1,00	1,35	1,01	2,35	1,24
40,10	1,00	40,10	1,00	1,03	1,00	1,14	1,00	1,34	1,01	2,34	1,23
40,15	1,00	40,15	1,00	1,03	1,00	1,14	1,00	1,34	1,01	2,33	1,23
40,20	1,00	40,20	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,34	1,01	2,32	1,22
40,25	1,00	40,25	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,33	1,01	2,31	1,21
40,30	1,00	40,30	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,33	1,01	2,30	1,20
40,35	1,00	40,35	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,33	1,01	2,29	1,19
40,40	1,00	40,40	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,32	1,01	2,28	1,19
40,45	1,00	40,45	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,32	1,01	2,27	1,18
40,50	1,00	40,50	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,32	1,01	2,26	1,17
40,55	1,00	40,55	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,31	1,01	2,24	1,17
40,60	1,00	40,60	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,31	1,01	2,23	1,16
40,65	1,00	40,65	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,31	1,01	2,22	1,16
40,70	1,00	40,70	1,00	1,03	1,00	1,13	1,00	1,30	1,01	2,21	1,15
40,75	1,00	40,75	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,30	1,01	2,20	1,14
40,80	1,00	40,80	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,30	1,01	2,19	1,14
40,85	1,00	40,85	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,29	1,01	2,18	1,13
40,90	1,00	40,90	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,29	1,01	2,17	1,13
40,95	1,00	40,95	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,29	1,01	2,16	1,12
41,00	1,00	41,00	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,28	1,01	2,15	1,12
41,05	1,00	41,05	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,28	1,01	2,14	1,12
41,10	1,00	41,10	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,28	1,01	2,13	1,11
41,15	1,00	41,15	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,27	1,01	2,13	1,11
41,20	1,00	41,20	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,27	1,01	2,12	1,10
41,25	1,00	41,25	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,27	1,01	2,11	1,10
41,30	1,00	41,30	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,27	1,01	2,10	1,10
41,35	1,00	41,35	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,26	1,01	2,09	1,09
41,40	1,00	41,40	1,00	1,03	1,00	1,12	1,00	1,26	1,01	2,08	1,09
41,45	1,00	41,45	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,26	1,01	2,07	1,09
41,50	1,00	41,50	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,25	1,01	2,06	1,08
41,55	1,00	41,55	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,25	1,01	2,05	1,08
41,60	1,00	41,60	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,25	1,01	2,04	1,08
41,65	1,00	41,65	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,25	1,01	2,03	1,08
41,70	1,00	41,70	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,24	1,01	2,03	1,07
41,75	1,00	41,75	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,24	1,01	2,02	1,07
41,80	1,00	41,80	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,24	1,01	2,01	1,07
41,85	1,00	41,85	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,24	1,01	2,00	1,07
41,90	1,00	41,90	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,24	1,01	1,99	1,06
41,95	1,00	41,95	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,23	1,01	1,98	1,06
42,00	1,00	42,00	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,23	1,01	1,98	1,06
42,05	1,00	42,05	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,23	1,01	1,97	1,06
42,10	1,00	42,10	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,23	1,01	1,96	1,06
42,15	1,00	42,15	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,22	1,01	1,95	1,06
42,20	1,00	42,20	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,22	1,01	1,94	1,05
42,25	1,00	42,25	1,00	1,03	1,00	1,11	1,00	1,22	1,01	1,94	1,05
42,30	1,00	42,30	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,22	1,01	1,93	1,05
42,35	1,00	42,35	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,22	1,01	1,92	1,05
42,40	1,00	42,40	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,21	1,01	1,91	1,05
42,45	1,00	42,45	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,21	1,01	1,91	1,05
42,50	1,00	42,50	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,21	1,01	1,90	1,04
42,55	1,00	42,55	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,21	1,01	1,89	1,04
42,60	1,00	42,60	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,21	1,01	1,88	1,04
42,65	1,00	42,65	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,20	1,01	1,88	1,04
42,70	1,00	42,70	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,20	1,01	1,87	1,04
42,75	1,00	42,75	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,20	1,01	1,86	1,04
42,80	1,00	42,80	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,20	1,01	1,85	1,04
42,85	1,00	42,85	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,20	1,01	1,85	1,04
42,90	1,00	42,90	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,20	1,01	1,84	1,04
42,95	1,00	42,95	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,19	1,01	1,83	1,04
43,00	1,00	43,00	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,19	1,01	1,83	1,03
43,05	1,00	43,05	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,19	1,01	1,82	1,03
43,10	1,00	43,10	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,19	1,01	1,81	1,03
43,15	1,00	43,15	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,19	1,01	1,81	1,03
43,20	1,00	43,20	1,00	1,03	1,00	1,10	1,00	1,19	1,01	1,80	1,03
43,25	1,00	43,25	1,00	1,02	1,00	1,10	1,00	1,18	1,01	1,79	1,03
43,30	1,00	43,30	1,00	1,02	1,00	1,10	1,00	1,18	1,01	1,79	1,03
43,35	1,00	43,35	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,18	1,01	1,78	1,03
43,40	1,00	43,40	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,18	1,01	1,77	1,03
43,45	1,00	43,45	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,18	1,01	1,77	1,03
43,50	1,00	43,50	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,18	1,01	1,76	1,03
43,55	1,00	43,55	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,18	1,01	1,75	1,03
43,60	1,00	43,60	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,17	1,01	1,75	1,03
43,65	1,00	43,65	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,17	1,01	1,74	1,03
43,70	1,00	43,70	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,17	1,01	1,73	1,03
43,75	1,00	43,75	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,17	1,01	1,73	1,02
43,80	1,00	43,80	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,17	1,01	1,72	1,02
43,85	1,00	43,85	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,17	1,01	1,72	1,02
43,90	1,00	43,90	1,00	1,02	1,00	1,09	1,00	1,17	1,01	1,71	1,02
43,95	1,00	43,95	1,00								

HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO HEC RAS		HIDROGRAMA DE ROMPIMENTO MATLAB		Resultados nas seções para a Barragem de Laranjeiras a partir de 9 horas de simulação							
				hec Secao 153069		hec Secao 120302		hec Secao 87527		hec Secao 21940	
				10 km		20 km		30 km		45 km	
				hec Ras 10 km	DB Hiflow 10 km	hec Ras 20 km	DB Hiflow 20 km	hec Ras 30 km	DB Hiflow 30 km	hec Ras 45 km	DB Hiflow 45 km
Tempo (h)	Q (m3s)	Tempo (h)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)	Q (m3s)		
45.55	1,00	45.55	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,14	1,00	1,53	1,01
45.60	1,00	45.60	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,53	1,01
45.65	1,00	45.65	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,52	1,01
45.70	1,00	45.70	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,52	1,01
45.75	1,00	45.75	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,51	1,01
45.80	1,00	45.80	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,51	1,01
45.85	1,00	45.85	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,50	1,01
45.90	1,00	45.90	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,50	1,01
45.95	1,00	45.95	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,50	1,01
46.00	1,00	46.00	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,49	1,01
46.05	1,00	46.05	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,49	1,01
46.10	1,00	46.10	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,48	1,01
46.15	1,00	46.15	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,48	1,01
46.20	1,00	46.20	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,47	1,01
46.25	1,00	46.25	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,47	1,01
46.30	1,00	46.30	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,13	1,00	1,46	1,01
46.35	1,00	46.35	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,12	1,00	1,46	1,01
46.40	1,00	46.40	1,00	1,02	1,00	1,08	1,00	1,12	1,00	1,46	1,01
46.45	1,00	46.45	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,45	1,01
46.50	1,00	46.50	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,45	1,01
46.55	1,00	46.55	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,44	1,01
46.60	1,00	46.60	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,44	1,01
46.65	1,00	46.65	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,43	1,01
46.70	1,00	46.70	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,43	1,01
46.75	1,00	46.75	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,43	1,01
46.80	1,00	46.80	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,42	1,01
46.85	1,00	46.85	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,42	1,01
46.90	1,00	46.90	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,41	1,01
46.95	1,00	46.95	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,41	1,01
47.00	1,00	47.00	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,41	1,01
47.05	1,00	47.05	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,40	1,01
47.10	1,00	47.10	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,40	1,01
47.15	1,00	47.15	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,40	1,01
47.20	1,00	47.20	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,12	1,00	1,39	1,01
47.25	1,00	47.25	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,39	1,01
47.30	1,00	47.30	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,38	1,01
47.35	1,00	47.35	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,38	1,01
47.40	1,00	47.40	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,38	1,01
47.45	1,00	47.45	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,37	1,01
47.50	1,00	47.50	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,37	1,01
47.55	1,00	47.55	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,37	1,01
47.60	1,00	47.60	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,36	1,01
47.65	1,00	47.65	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,36	1,01
47.70	1,00	47.70	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,36	1,01
47.75	1,00	47.75	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,35	1,01
47.80	1,00	47.80	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,35	1,01
47.85	1,00	47.85	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,35	1,01
47.90	1,00	47.90	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,34	1,01
47.95	1,00	47.95	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,34	1,01
48.00	1,00	48.00	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,34	1,01
48.05	1,00	48.05	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,34	1,01
48.10	1,00	48.10	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,33	1,01
48.15	1,00	48.15	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,33	1,01
48.20	1,00	48.20	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,33	1,01
48.25	1,00	48.25	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,32	1,01
48.30	1,00	48.30	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,32	1,01
48.35	1,00	48.35	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,11	1,00	1,32	1,01
48.40	1,00	48.40	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,10	1,00	1,32	1,01
48.45	1,00	48.45	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,10	1,00	1,31	1,01
48.50	1,00	48.50	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,10	1,00	1,31	1,01
48.55	1,00	48.55	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,10	1,00	1,31	1,01
48.60	1,00	48.60	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,10	1,00	1,30	1,01
48.65	1,00	48.65	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,10	1,00	1,30	1,01
48.70	1,00	48.70	1,00	1,02	1,00	1,07	1,00	1,10	1,00	1,30	1,01
48.75	1,00	48.75	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,30	1,01
48.80	1,00	48.80	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,29	1,01
48.85	1,00	48.85	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,29	1,01
48.90	1,00	48.90	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,29	1,01
48.95	1,00	48.95	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,29	1,01
49.00	1,00	49.00	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,28	1,01
49.05	1,00	49.05	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,28	1,01
49.10	1,00	49.10	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,28	1,01
49.15	1,00	49.15	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,28	1,01
49.20	1,00	49.20	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,27	1,01
49.25	1,00	49.25	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,27	1,01
49.30	1,00	49.30	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,27	1,01
49.35	1,00	49.35	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,27	1,01
49.40	1,00	49.40	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,27	1,01
49.45	1,00	49.45	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,26	1,01
49.50	1,00	49.50	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,26	1,01
49.55	1,00	49.55	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,26	1,01
49.60	1,00	49.60	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,26	1,01
49.65	1,00	49.65	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,25	1,01
49.70	1,00	49.70	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,25	1,01
49.75	1,00	49.75	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,25	1,01
49.80	1,00	49.80	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,10	1,00	1,25	1,01
49.85	1,00	49.85	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,09	1,00	1,25	1,01
49.90	1,00	49.90	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,09	1,00	1,24	1,01
49.95	1,00	49.95	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,09	1,00	1,24	1,01
50.00	1,00	50.00	1,00	1,02	1,00	1,06	1,00	1,09	1,00	1,24	1,01