

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

CARLO LUCCA COUTINHO UNGARETTI ROSSI

PROPOSTA DE ABORDAGEM SIMPLIFICADA PARA AVALIAÇÃO DOS EFEITOS
ORIUNDOS DA RUPTURA DE BARRAGENS

PORTO ALEGRE

2020

CARLO LUCCA COUTINHO UNGARETTI ROSSI

**PROPOSTA DE ABORDAGEM SIMPLIFICADA PARA AVALIAÇÃO DOS EFEITOS
ORIUNDOS DA RUPTURA DE BARRAGENS**

Dissertação 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 mestre(a).

Orientador: Marcelo Giulian Marques

Coorientador: Eder Daniel Teixeira

PORTO ALEGRE

2020

Coutinho Ungaretti Rossi, Carlo Lucca
Proposta de abordagem simplificada para avaliação
dos efeitos oriundos da ruptura de barragens / Carlo
Lucca Coutinho Ungaretti Rossi. -- 2020.
214 f.
Orientador: Marcelo Giulian Marques.

Coorientador: Eder Daniel Teixeira.

Dissertação (Mestrado) -- 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, 2020.

1. Segurança de barragens. 2. Ruptura de barragens.
3. Métodos simplificados. 4. Onda de cheia. 5.
Propagação de vazões. I. Giulian Marques, Marcelo,
orient. II. Teixeira, Eder Daniel, coorient. III.
Título.

CARLO LUCCA COUTINHO UNGARETTI ROSSI
PROPOSTA DE ABORDAGEM SIMPLIFICADA PARA AVALIAÇÃO DOS EFEITOS
ORIUNDOS DA RUPTURA DE BARRAGENS

Dissertação 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 mestre(a).

Porto Alegre, 20 de fevereiro de 2020.

Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques – UFRGS
Orientador

Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira – UFRGS
Coorientador

Dr. José Falcão de Melo – LNEC
Examinador

Prof. Dr. Rodrigo Cauduro Dias de Paiva – UFRGS
Examinador

Prof. Dr. Aloysio Portugal Maia Saliba – UFMG
Examinador

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que de uma forma ou de outra contribuíram para o desenvolvimento da presente dissertação, aos quais faço especial referência.

Aos meus professores orientadores, Marcelo Giulian Marques e Eder Daniel Teixeira, pelo conhecimento repassado e pelo tempo dedicado à realização deste trabalho.

Aos membros da RHAMA Consultoria Ambiental LTDA., que gentilmente cederam dados importantes para a realização da pesquisa.

Aos colegas e amigos do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) e do Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH) por todos os momentos que compartilhamos nestes últimos dois anos.

Aos meus familiares pelo carinho e incentivo nos momentos mais difíceis. Este trabalho não teria sido possível sem a participação de cada um de vocês.

À minha namorada, Laís, por todo o amor e apoio em todos os momentos e também pela paciência nas horas mais “críticas”.

Ao CNPq pela bolsa de estudo para realização da pesquisa.

RESUMO

No Brasil, a Lei nº 12.334 instituiu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e impôs a obrigatoriedade da elaboração de Planos de Ação Emergencial (PAE) para barragens que possuem um risco associado elevado ou médio. Este documento determina a identificação, de maneira precisa, dos possíveis efeitos da ruptura de uma barragem, demandando, assim, a utilização de dados de entrada com qualidade elevada, algo que nem sempre está disponível, de forma a aumentar o tempo para a execução e o custo deste tipo de estudo. Nesse sentido, as metodologias simplificadas para avaliação dos efeitos da ruptura surgem como uma alternativa para avaliação prévia, conforme indicado por diversas pesquisas, limitando assim a área de estudo e agilizando o processo. No entanto, na maioria dos casos, sabe-se que as limitações impostas as metodologias simplificadas foram avaliadas apenas para barragens de grande porte, levantando a questão quanto a sua aplicabilidade e precisão para barragens de pequeno e médio porte. Barragens estas que não se enquadram dentro da Lei nº 12.334, mas que correspondem a maior parte das barragens existentes e que também podem ocasionar significativas perdas econômicas e de vidas.

Dessa forma, a presente Dissertação tem como objetivo propor uma metodologia simplificada para análise dos efeitos da ruptura de barragens, que apresente uma boa indicação da área atingida, a partir de uma pequena quantidade de dados de entrada e que esteja a favor da segurança em estudos preliminares ou mesmo em estudos finais, quando o custo deste tipo de estudo fosse alto frente ao tamanho da obra. Para isso, foram realizadas simulações de ruptura de barragem, através da metodologia de propagação de hidrograma de ruptura simplificado, com o software HEC-RAS 1D para casos hipotéticos. Foram estudadas quatro alturas de barragens, variando entre 5 e 30 m, quatro volumes de reservatórios, variando entre 5 e 50 hm³, uma única forma de vale com declividade do perfil do rio igual a 0,001 m/m. A partir dos resultados das simulações, os comportamentos observados foram equacionados utilizando-se informações reduzidas e de fácil acesso, produzindo assim uma nova abordagem simplificada. Além disso, estudou-se a metodologia simplificada “*Simplified Dam-break flood modeling*” para avaliar os efeitos da ruptura. Para esta última foram sugeridos critérios e correções para que seu uso esteja a favor da segurança. Como última etapa, a abordagem desenvolvida e a outra metodologia simplificada avaliada foram testadas em um estudo de caso hipotético com uma barragem de 15 m de altura e 17 hm³ de volume no reservatório.

Os resultados obtidos a partir do estudo de caso reiteram a aplicabilidade das metodologias simplificadas visto que estes foram relativamente próximos dos resultados obtidos através de simulações computacionais. Ressalta-se, por fim, que a presente Dissertação não tem a intenção de esgotar a análise de todos os parâmetros e metodologias utilizadas para avaliação dos efeitos da ruptura de barragens, mas, sim, de mostrar um caminho que se pode seguir neste tipo de pesquisa e que irá requerer mais análises e estudos de caso.

Palavras-chave: segurança de barragens, ruptura de barragens; métodos simplificados; onda de cheia; propagação de vazões.

ABSTRACT

In Brazil, the Law 12.334 established the National Dam Safety Policy (PNSB) and imposed the obligation to draw up Emergency Action Plans (PAE) for dams with a high or medium associated risk. This document demands a precise identification of the possible effects from dam failures. However, as the results should be as close as possible to reality, the quality of the input data must be significant, which is not always available, consequently increasing the time, execution and the cost of this type of study. On that matter, simplified methodologies to evaluate the effects of rupture are a great alternative for pre-evaluation stages, as indicated by several studies, limiting the area of study and speeding up the process. Nevertheless, in most cases, it is known that the limitations imposed on simplified methodologies by previous studies were obtained through analysis of large dams, raising the question as to their applicability and accuracy for small and medium sized dams. These dams do not fall within the scope of Law 12.334, but correspond to most existing dams and can also cause significant life losses and economical damage.

Thus, this dissertation aims to develop a proposal of a simplified approach to analyze the effects of dam failures that provides a good indication of the affected area using a small amount of input data and also provides results with a reliable safety factor. This methodology is expected to be used in preliminary studies or even in final studies, when the cost is too high when compared to the size of the work. In order to accomplish that goal, dam-break simulations were performed based on the simplified rupture hydrograph propagation methodology, using the HEC-RAS 1D software for hypothetical cases. Four dam heights, ranging from 5 to 30 m, four reservoir volumes ranging from 5 to 50 hm³, a single valley shape with river profile slope equal to 0,001 m/m, were studied. From the results, the behaviors found were equated relating reduced and easily accessible information producing a new simplified approach. In addition, the simplified methodology Simplified Dam-break flood modeling, for assessing the effects of dam-breaks, was studied. For the latter, security and correction factors have been suggested for their use. As a last step, the approach developed alongside the existing simplified methodology were tested in a hypothetical case study with a 15 m high dam and 17 hm³ reservoir volume.

The results obtained from the case-study reiterate the applicability of the simplified methodologies, since they were relatively close to the results obtained through computational simulations. It is noteworthy that this dissertation does not intend to exhaust the analysis of all parameters and methodologies used to evaluate the effects of dam-break, but to show a path forward in this type of research and which will require further analysis and studies.

Keywords: dam's safety, dam-break; simplified methods; flood wave; flood routing.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. Barragem de Apipucos, em Recife (Fonte: CBDB, 2011).....	29
Figura 2. Evolução do número de acidentes e incidentes cadastrados pelos relatórios de segurança de barragens (Fonte: ANA, 2017).....	30
Figura 3. Casos de rompimento de barragem (Adaptado de Zhang et al., 2007).	32
Figura 4. Barragem de Malpasset, antes (esquerda) e depois do rompimento (direita) (Fonte: MARQUES, 2010).	33
Figura 5. Barragem Orós, no Ceará (Fonte: DNOCS, s/d).	34
Figura 6. Barragem de Vajont, na Itália (Fonte: PRANDI, s/d).	35
Figura 7. Barragem de Teton, nos Estados Unidos. Vista de jusante após a falha da barragem (Fonte: JANSEN, 1983).	36
Figura 8. Barragem de Camará, no estado da Paraíba (Fonte: BARBOSA et al., 2004).	37
Figura 9. Brecha da Barragem de Camará (Fonte: BARBOSA et al., 2004).....	37
Figura 10. Barragens de Fundão, Germano e Santarém (Fonte: SILVA, FERREIRA & SCOTTI, 2015)	38
Figura 11. Barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais (Fonte: GLOBO, 2016).	39
Figura 12. Barragem I da Mina Córrego do Feijão antes do rompimento (Fonte: G1, 2019).	39
Figura 13. Incidência do tipo de falha nas barragens (Fonte: Imbrogno, 2014).	43
Figura 14. Exemplificação de caso de processo de erosão por galgamento em barragens de terra (Fonte: USACE, 2014).....	44
Figura 15. Exemplificação do processo de erosão interna (Fonte: USACE, 2014).....	44
Figura 16. Linha do tempo da segurança de barragens nos Estados Unidos.....	45
Figura 17. Linha do tempo de segurança de barragens de França, Portugal e Espanha.	47
Figura 18. Surgimento de documento sobre a segurança das barragens em alguns países no mundo.....	48
Figura 19. Características geométricas de uma brecha idealizada (Fonte: XU E ZHANG, 2009).	63
Figura 20. Comparação entre a largura média da brecha por equações teóricas com a observada.....	68
Figura 21. Comparação entre métodos de estimativa da vazão de pico (observada x estimada).....	76
Figura 22. Etapas do estudo a serem desenvolvidas.....	91
Figura 23. Distribuição das barragens da base de dados.	93
Figura 24. Curvas do fator X utilizado para a classificação das barragens.....	94
Figura 25. Comportamento do fator X em função da altura das barragens.	96
Figura 26. Geometria da seção utilizada para os canais estudados.....	102
Figura 27. Perfil longitudinal do Canal 2.....	106
Figura 28. Variação das vazões máximas em função de seu porte (fator X).....	111
Figura 29. Curvas ajustadas entre as vazões máximas e o fator X.....	112
Figura 30. Faixas para as quais as vazões são críticas.	112
Figura 31. Faixas para as quais as vazões são mínimas.	113
Figura 32. Vazões máximas das barragens calculadas pelas metodologias selecionadas.	114
Figura 33. Tempos de formação de brecha calculados pelas metodologias selecionadas.	118
Figura 34. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 5 m de altura – Caso A.	122
Figura 35. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 10 m de altura – Caso A.	122
Figura 36. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 15 m de altura – Caso A.	122

Figura 37. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 30 m de altura – Caso A.	122
Figura 38. Amortecimento das vazões máximas – Caso A.	124
Figura 39. Parâmetro “a” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso A.	126
Figura 40. Parâmetro “b” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso A.	126
Figura 41. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 5 m de altura – Caso A.	128
Figura 42. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 10 m de altura – Caso A.	128
Figura 43. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 15 m de altura – Caso A.	128
Figura 44. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 30 m de altura – Caso A.	128
Figura 45. Parâmetro “c” função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso A.	132
Figura 46. Parâmetro “d” função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso A.	132
Figura 47. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 5 m de altura – Caso A.	135
Figura 48. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 10 m de altura – Caso A.	135
Figura 49. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 15 m de altura – Caso A.	135
Figura 50. Evolução adimensional de tempo de chegada para as barragens de 30 m de altura – Caso A.	135
Figura 51. Parâmetro α em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso A.	136
Figura 52. Parâmetro β em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso A.	136
Figura 53. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 5 m de altura – Caso B.	139
Figura 54. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 10 m de altura – Caso B.	139
Figura 55. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 15 m de altura – Caso B.	139
Figura 56. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 30 m de altura – Caso B.	139
Figura 57. Parâmetro “a” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso B.	141
Figura 58. Parâmetro “b” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso B.	141
Figura 59. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 5 m de altura – Caso B.	143
Figura 60. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 10 m de altura – Caso B.	143
Figura 61. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 15 m de altura – Caso B.	143
Figura 62. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 30 m de altura – Caso B.	143

Figura 63. Parâmetro “c” em função do adimensional l_{c1} : Caso B.....	145
Figura 64. Parâmetro “d” em função do adimensional l_{c1} : Caso B.	146
Figura 65. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 5 m de altura – Caso B.	148
Figura 66. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 10 m de altura – Caso B.	148
Figura 67. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 15 m de altura – Caso B.	148
Figura 68. Evolução adimensional de tempo de chegada para as barragens de 30 m de altura – Caso B.	148
Figura 69. Parâmetro α em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso B.	149
Figura 70. Parâmetro β em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso B.	149
Figura 71. Relação entre a extensão da zona de segurança do método de Melo (2015) e o porte das barragens - Caso A.	153
Figura 72. Relação da distância adimensionalizada para a qual as vazões simplificadas são superiores as vazões simuladas e o adimensional l_{c1} – Caso A.....	153
Figura 73. Relação entre a extensão da zona de segurança do método de Melo (2015) e o porte das barragens - Caso B.	156
Figura 74. Relação da distância adimensionalizada para a qual as vazões simplificadas são superiores as vazões simuladas e o adimensional l_{c1} – Caso B.	156
Figura 75. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 5 m de altura – Caso A.	158
Figura 76. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 10 m de altura – Caso A.	158
Figura 77. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 15 m de altura – Caso A.	158
Figura 78. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 30 m de altura – Caso A.	158
Figura 79. Parâmetro “A” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.	159
Figura 80. Parâmetro “B” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.	160
Figura 81. Parâmetro “C” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.	160
Figura 82. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 5 m de altura – Caso B.	162
Figura 83. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 10 m de altura – Caso B.	162
Figura 84. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 15 m de altura – Caso B.	162
Figura 85. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 30 m de altura – Caso B.	162
Figura 86. Parâmetro “A” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.	163
Figura 87. Parâmetro “B” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso B.	164
Figura 88. Parâmetro “C” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso B.	164
Figura 89. Hidrograma de ruptura utilizado na simulação do estudo de caso.	167

Figura 90. Vazões máximas ao longo do vale de jusante.	168
Figura 91. Evolução do erro relativo percentual das vazões máximas ao longo do vale de jusante.	168
Figura 92. Velocidades máximas ao longo do vale de jusante.	170
Figura 93. Evolução do erro relativo percentual das velocidades máximas ao longo do vale de jusante.	170
Figura 94. Alturas d'água ao longo do vale de jusante.	173
Figura 95. Evolução do erro relativo percentual das alturas d'água ao longo do vale de jusante.	173
Figura 96. Tempo de chegada do pico da onda de cheia de acordo com a distância da barragem.	175
Figura 97. Evolução do erro relativo percentual dos tempos de chegada do pico da onda de cheia ao longo do vale de jusante.	175
Figura 98. Seções cadastrais do vale de jusante da Barragem B.	197
Figura 99. Hidrogramas de ruptura da Barragem I.	200
Figura 100. Hidrogramas de ruptura da Barragem II.	201
Figura 101. Hidrogramas de ruptura da Barragem III.	201
Figura 102. Hidrogramas de ruptura da Barragem IV.	201
Figura 103. Hidrogramas de ruptura da Barragem V.	202
Figura 104. Hidrogramas de ruptura da Barragem VI.	202
Figura 105. Hidrogramas de ruptura da Barragem VII.	202
Figura 106. Hidrogramas de ruptura da Barragem VIII.	203
Figura 107. Hidrogramas de ruptura da Barragem IX.	203
Figura 108. Hidrogramas de ruptura da Barragem X.	203
Figura 109. Hidrogramas de ruptura da Barragem XI.	204
Figura 110. Hidrogramas de ruptura da Barragem XII.	204

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Fatalidades ocorridas devido a ruptura de barragens (Adaptado de Jansen, 1983).	30
Tabela 2. Resumo das informações dos casos de ruptura analisados.	40
Tabela 3. Modos de falha possíveis conforme o tipo de barragem (Adaptado de USACE, 2014).	42
Tabela 4. Classificação das barragens segundo Decreto-Lei nº 21/2018.	47
Tabela 5. Classificação quanto às consequências da ruptura (Fonte: ELETROBRÁS, 2003).	54
Tabela 6. Estimativas quanto ao coeficiente de Manning [$m^{-1/3}s$] (Fonte: USACE, 2016 apud TSCHIEDEL, 2017).	55
Tabela 7. Modelos hidrodinâmicos desenvolvidos (Adaptado de TSCHIEDEL, 2017).	57
Tabela 8. Estratégias de simulação (Adaptado de Wahl, 2010).	59
Tabela 9. Características dos parâmetros da brecha (Adaptada de ELETROBRÁS, 2003).	64
Tabela 10. Características da formação da brecha (Adaptado de USACE, 2014).	64
Tabela 11. Metodologias para determinação das características da brecha (Adaptada de USACE, 2014).	65
Tabela 12. Coeficiente em função do tamanho do reservatório, método de Von Thun e Gillette (Adaptado de USACE, 2014).	66
Tabela 13. Comparação de metodologias de estimativa da largura da brecha e do tempo de formação de brecha com resultados experimentais (Adaptado de Sá, 2018).	66
Tabela 14. Comparação entre a largura da brecha teórica e observada.	68
Tabela 15. Metodologias para obtenção da vazão máxima proveniente da ruptura (Adaptado de Pierce et al., 2010 e Froehlich, 2016).	70
Tabela 16. Comparação entre a vazão de pico estimada por equações de previsão e observada.	76
Tabela 17. Formas do hidrograma (Adaptado de BRASIL, 2005).	78
Tabela 18. Modelos resultantes das simplificações das Equações de Saint-Venant (Adaptado de Ferla, 2018).	83
Tabela 19. Informações coletadas de barragens.	92
Tabela 20. Classificação das barragens quanto ao porte (Adaptado de ANA, 2016a).	94
Tabela 21. Classificação das barragens segundo o fator X.	95
Tabela 22. Cálculo dos volumes relativos às alturas definidas.	96
Tabela 23. Cálculo do fator X variando-se as alturas e os volumes. Em verde estão as barragens de pequeno porte, em amarelo as de porte médio e em laranja as de grande porte.	97
Tabela 24. Barragens hipotéticas selecionadas.	97
Tabela 25. Características das seções do vale de jusante da Barragem B.	106
Tabela 26. Tempos de retorno das vazões a jusante da barragem.	107
Tabela 27. Caracterização das medidas de desempenho utilizadas no estudo de caso. ...	109
Tabela 28. Parâmetros das curvas potências das metodologias de vazão máxima.	111
Tabela 29. Vazões máximas calculadas pelos métodos de Froehlich (1995), Webby (1996), Azimi et al. (2015) e Ferla (2018).	114
Tabela 30. Estatísticas das vazões máximas segundo as barragens.	115
Tabela 31. Vazões máximas e mínimas de ruptura segundo as metodologias.	116
Tabela 32. Comparação entre critérios estabelecidos e vazões observadas.	116
Tabela 33. Vazões estudadas para cada uma das barragens no cenário mais crítico e menos crítico.	117
Tabela 34. Tempo de formação da brecha calculado pelos métodos de Bureau of Reclamation (1998), Von Thun e Gillette (1990), Froehlich (1995) e Froehlich (2008).	118

Tabela 35. Estatísticas dos tempos de formação de brecha (h) para cada uma das barragens.	119
Tabela 36. Tempos correspondentes ao pico do hidrograma adotados (T_p).	119
Tabela 37. Tempo de base (t_b) dos hidrogramas de ruptura das barragens estudadas.	120
Tabela 38. Amortecimento percentual do pico das vazões - Caso A.	123
Tabela 39. Parâmetros da equação (46) ajustados quanto ao amortecimento das vazões para cada barragem – Caso A.	125
Tabela 40. Equações do parâmetro “a” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.	127
Tabela 41. Equações do parâmetro “b” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.	127
Tabela 42. Amortecimento percentual das velocidades máximas - Caso A.	129
Tabela 43. Parâmetros da equação (56) ajustados quanto ao amortecimento das velocidades para cada barragem – Caso A.	131
Tabela 44. Equações do parâmetro “c” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.	132
Tabela 45. Equações do parâmetro “d” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.	133
Tabela 46. Parâmetros da equação (65) ajustados para o adimensional de tempo de chegada da onda de cheia de cada barragem – Caso A.	136
Tabela 47. Equações do parâmetro α em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.	137
Tabela 48. Equações do parâmetro β em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.	137
Tabela 49. Amortecimento percentual do pico das vazões - Caso B.	140
Tabela 50. Parâmetros das equações ajustadas quanto ao amortecimento das vazões para cada barragem - Caso B.	141
Tabela 51. Equações do parâmetro “a” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.	142
Tabela 52. Equações do parâmetro “b” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.	142
Tabela 53. Amortecimento percentual das velocidades máximas - Caso B.	144
Tabela 54. Parâmetros da equação (56) ajustadas quanto ao amortecimento das velocidades para cada barragem - Caso B.	145
Tabela 55. Equações do parâmetro “c” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.	146
Tabela 56. Equações do parâmetro “d” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.	146
Tabela 57. Parâmetros da equação (65) ajustados para o adimensional de tempo de chegada da onda de cheia de cada barragem – Caso B.	147
Tabela 58. Equações do parâmetro α em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.	149
Tabela 59. Equações do parâmetro β em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.	150
Tabela 60. Relação entre a vazão obtida pelo método de Melo (2015) e pelas simulações com o HEC-RAS (Q_{Melo}/Q_{HR}) – Caso A.	151
Tabela 61. Distância que delimita a zona de segurança para o uso da metodologia simplificada: Caso A.	152
Tabela 62. Equações da região de segurança do método de Melo (2015) – Caso A.	153
Tabela 63. Relação entre a vazão obtida pelo método de Melo (2015) e pelas simulações com o HEC-RAS (Q_{Melo}/Q_{HR}) – Caso B.	155

Tabela 64. Distância que delimita a zona de segurança para o uso do método simplificada – Caso B.....	156
Tabela 65. Equações da região de segurança do método de Melo (2015): Caso B.	157
Tabela 66. Parâmetros da equação (106) ajustados para o fator de correção das vazões máximas de cada barragem – Caso A.	159
Tabela 67. Equações do parâmetro A em função do adimensional Ic_1 – Caso A.	160
Tabela 68. Equações do parâmetro B em função do adimensional Ic_1 – Caso A.	161
Tabela 69. Equações do parâmetro “C” em função do adimensional Ic_1 – Caso A.....	161
Tabela 70. Parâmetros da equação (106) ajustados para o fator de correção das vazões máximas de cada barragem – Caso B.	163
Tabela 71. Equações do parâmetro A em função do adimensional Ic_1 – Caso B.	164
Tabela 72. Equações do parâmetro B em função do adimensional Ic_1 – Caso B.	165
Tabela 73. Equações do parâmetro “C” em função do adimensional Ic_1 – Caso B.....	165
Tabela 74. Vazões máximas calculadas para a barragem analisada.	166
Tabela 75. Tempos de pico calculados para a barragem analisada.....	166
Tabela 76. Vazões máximas obtidas pelo HEC-RAS e pelos métodos simplificados estudados.	167
Tabela 77. Medidas de desempenho dos métodos simplificados avaliados em relação às vazões máximas.	169
Tabela 78. Velocidades máximas obtidas pelo HEC-RAS e pelos métodos simplificados estudados.	170
Tabela 79. Medidas de desempenho dos métodos simplificados avaliados em relação às velocidades máximas.....	171
Tabela 80. Alturas d’água obtidas pelo HEC-RAS e pelos métodos simplificados estudados.	172
Tabela 81. Medidas de desempenho dos métodos simplificados avaliados em relação às alturas d’água.	173
Tabela 82. Tempo de chegada do pico da onda de cheia obtidas pelo HEC-RAS e pelos métodos simplificados estudados.	174
Tabela 83. Medidas de desempenho dos métodos simplificados avaliados em relação aos tempos de chegada do pico da onda de cheia.	176
Tabela 84. Limites para escolha das metodologias de vazão máxima do hidrograma de ruptura.	181
Tabela 85. Erro relativo máximo absoluto de cada método simplificado para os parâmetros avaliados.	185
Tabela 86. Resumo das legislações referentes a segurança de barragens.	194
Tabela 87. Vazões máximas oriundas da combinação de diferentes características de barragens.	198
Tabela 88. Nomenclatura dos hidrogramas e hidrogramas selecionados (vermelho corresponde ao mais crítico e verde ao menos crítico).	200
Tabela 89. Vazões máximas (m^3/s) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso A).	205
Tabela 90. Velocidades máximas (m/s) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso A).	206
Tabela 91. Alturas d’água máximas (m) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso A).	207
Tabela 92. Tempo de chegada do pico da onda de cheia (min) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso A).	208
Tabela 93. Vazões máximas (m^3/s) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso B).	209

Tabela 94. Velocidades máximas (m/s) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso B).	210
Tabela 95. Alturas d'água máximas (m) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso B).	211
Tabela 96. Tempo de chegada do pico da onda de cheia (min) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso B).	212
Tabela 97. Propagação das vazões máximas (m ³ /s) pelo método de Melo (2015) – Caso A.	213
Tabela 98. Propagação das vazões máximas (m ³ /s) pelo método de Melo (2015) – Caso B.	214

LISTA DE ABREVIATURAS

1D	Unidimensional
2D	Bidimensional
ANA	Agência Nacional de Águas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
DPA	Dano Potencial Associado
HEC-RAS	<i>Hydrologic Engineering Center – River Analysis System</i>
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
NWS SMPDBK	<i>National Weather Service Simplified “Dam-Break” Flood Forecasting Model</i>
PAE	Plano de Ação Emergencial
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PSB	Plano de Segurança de Barragens
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
SRTM	<i>Shuttle Radar Topography Mission</i>
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área da seção (L^2);
A_s	área do reservatório (L^2);
B	largura do rio (L);
B_b	largura da brecha, considerando brecha retangular (L);
\bar{B}	largura média da brecha (L);
c	celeridade da onda (LT^{-1});
C_b	fator compensatório da equação de Von Thun e Gillette (L);
CV	Coefficiente de variação
D_{max}	máxima distância a jusante da barragem afetada pelo rompimento (L);
D_{seg}	Extensão da zona de segurança do método de Melo (L)
EMA	erro médio absoluto (unidade referente ao parâmetro analisado)
F	número de Froude do escoamento (adimensional);
G	aceleração da gravidade (LT^{-2});
H_b	altura da brecha (L);
h_b	cota do nível máximo do reservatório menos cota da base da brecha (L);
H_d	altura da barragem (L);
H_w	altura da água no momento da ruptura (L);
H_{wb}	altura de água acima da base da brecha no momento da ruptura (L);
I	vazão de entrada (L^3T^{-1});
I_t	vazão de entrada no início do intervalo de tempo (L^3T^{-1});
$I_{t+\Delta t}$	vazão de entrada ao final do intervalo de tempo (L^3T^{-1});
n	coeficiente de Manning ($TL^{-1/3}$);
N	dimensão da série de dados avaliada

NS	coeficiente de Nash-Sutcliffe (-)
KGE	eficiência de Klig-Gupta (-)
P	perímetro molhado (L);
Q	vazão (L^3T^{-1});
Q ₀	vazão adicional no tempo t_f (L^3T^{-1});
Q _{HR}	vazão obtida a partir das simulações com o HEC-RAS (L^3T^{-1})
Q _{max}	vazão máxima na seção analisada (L^3T^{-1})
Q _{Melo}	vazão obtida pela aplicação do método de Melo (L^3T^{-1})
Q _p	vazão de pico do hidrograma de ruptura (L^3T^{-1});
Q _x	vazão máxima na seção analisada – método de Melo (L^3T^{-1});
r	coeficiente de correlação (-)
REMQ	raiz quadrada do erro médio quadrático (unidade referente ao parâmetro analisado)
R _h	raio hidráulico da seção para a profundidade analisada (L);
S	volume armazenado no trecho (L^3);
S ₀	declividade de fundo do rio (LL^{-1});
T _b	tempo de base (T);
t _f	tempo de formação da brecha (T);
T _b	tempo de base (T);
T _p	tempo de pico (T);
v	velocidade do escoamento (LT^{-1});
V _{máx}	velocidade máxima do escoamento na seção analisada (LT^{-1});
V _r	volume do reservatório (L^3);
v _p	velocidade de pico do escoamento (LT^{-1});
V _w	volume do reservatório no momento da ruptura (L^3);

V_{wb}	volume de água acima da base da brecha no momento da ruptura (L^3);
x	distância ao longo do rio (L);
X	ponderador que representa a atenuação da onda (adimensional);
$X_{obs,i}$	parâmetro observado (unidade referente ao parâmetro analisado)
\overline{X}_{obs}	média dos parâmetros observados (unidade referente ao parâmetro analisado)
$X_{calc,i}$	parâmetro calculado (unidade referente ao parâmetro analisado)
\overline{X}_{calc}	média dos parâmetros calculados (unidade referente ao parâmetro analisado)
Δt	intervalo de tempo (T);
Δx	comprimento do trecho (L).

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	22
2. JUSTIFICATIVA	25
3. OBJETIVOS	27
3.1. Objetivo principal	27
3.2. Objetivos específicos	27
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
4.1. Histórico das barragens	28
4.2. Ruptura de barragens	29
4.2.1. Casos históricos	33
4.2.2. Tipos de ruptura de barragens	41
4.3. Legislação relativa à segurança de barragens	45
4.3.1. Legislação internacional	45
4.3.2. Legislação brasileira	48
4.4. Estudos de “Dam-Break”	52
4.4.1. Informações necessárias para a execução do estudo	54
4.4.2. Modelos utilizados na avaliação da ruptura de barragens	57
4.4.3. Estratégias de modelagem	58
4.4.4. Cenários de ruptura	60
4.5. Formação da brecha de ruptura	62
4.5.1. Largura da brecha	67
4.5.2. Tempo de formação da brecha	68
4.6. Vazão máxima proveniente da ruptura	69
4.7. Hidrograma de ruptura	76
4.8. Métodos simplificados de propagação de hidrograma	79
4.8.1. Muskingum-Cunge (1969)	83
4.8.2. <i>Simplified Dam-Break flood modeling</i> (2015)	87
5. METODOLOGIA	91
5.1. Coleta de dados e definição das características das barragens estudadas	92
5.2. Cenários e condições estudadas	97
5.3. Simulações de ruptura	98
5.3.1. Software de simulação	98
5.3.2. Estratégia (abordagem) de simulação	100
5.3.3. Vale de jusante estudado	100
5.3.4. Condições iniciais de simulação	102
5.4. Análise das vazões máximas do hidrograma de ruptura	102
5.5. Definição dos hidrogramas de ruptura	103

5.5.1. Vazões máximas	103
5.5.2. Tempo de pico.....	103
5.5.3. Forma do hidrograma	104
5.6. Métodos simplificados	104
5.7. Análise dos resultados	104
5.8. Estudo de caso.....	105
6. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	110
6.1. Análise de metodologias de vazão máxima do hidrograma de ruptura	110
6.2. Definição dos hidrogramas de ruptura.....	116
6.2.1. Vazões máximas	116
6.2.2. Tempo de pico.....	117
6.2.3. Tempo de base dos hidrogramas	119
6.3. Simulações de ruptura de barragem.....	120
6.3.1. Caso A – mais crítico.....	120
6.3.2. Caso B – menos crítico.....	137
6.4. Métodos simplificados	150
6.4.1. Comparação dos resultados	150
6.4.2. Proposta de correção para o método de Melo (2015).....	157
6.5. Estudo de caso.....	165
6.5.1. Vazões máximas	167
6.5.2. Velocidades do escoamento.....	169
6.5.3. Alturas d'água.....	171
6.5.4. Tempos de chegada da onda de cheia.....	174
7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS.....	177
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	188
APÊNDICES.....	194
A. Legislação Brasileira quanto a Segurança de barragens.....	194
B. Seções transversais do vale de jusante da Barragem B.....	197
C. Combinações de características para cálculo da vazão máxima	198
D. Hidrogramas de ruptura.....	200
E. Resultados das simulações	205
F. Resultados do método de Melo (2015).....	213

1. INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas que vêm sendo utilizadas para o benefício da sociedade há muitos milênios. Devido à sua importância, a tecnologia envolvida nos processos construtivos e de segurança dessas estruturas vem se desenvolvendo constantemente. Atualmente, diversos são os tipos, tamanhos e funções atribuídas às barragens. Contudo, apesar dessa evolução e da realização de estudos para garantir a segurança das barragens na fase de projeto, durante sua construção e operação, a possibilidade de falha de uma barragem nunca é nula, podendo representar uma fonte de dano para o vale a jusante. A onda de cheia proveniente da ruptura de barragens possui potencial destrutivo elevado que, ao atingir a população de cidades e estruturas a jusante do barramento, pode resultar em grandes perdas de vidas humanas, econômicas, sociais e ambientais, haja vista os dois últimos acontecimentos com barragens de rejeitos ocorridos no Brasil: Mariana, em 2015, e Brumadinho, em 2019.

No Brasil, as normas de segurança de barragem foram criadas em 2010 com a Lei nº 12.334/2010, que instituiu a Política Nacional de Segurança de Barragens. Esta lei representa uma quebra de paradigma no cenário de segurança de barragens brasileiro, onde inúmeros aspectos que antes eram avaliados somente por experiência, agora passaram a ser afirmados e institucionalizados por lei (FERLA, 2018). Uma das grandes mudanças impostas pela lei de segurança de barragens é a obrigatoriedade da criação do Plano de Segurança de Barragens, que, dentre suas várias exigências, requer a elaboração de Planos de Ação Emergencial (PAE) para barragens consideradas de risco elevado, classificado a partir de aspectos estruturais e funcionais da barragem, suas características técnicas, seu estado de conservação e do próprio atendimento ao Plano de Segurança da Barragem.

O PAE é um documento complexo que, apesar de ser um documento técnico, deve ser redigido de forma a possibilitar a fácil compreensão de seu leitor (SAMPAIO, 2016). Dentre seus conteúdos mínimos, destaca-se a identificação dos efeitos oriundos da possível falha da estrutura no vale de jusante. Nesse sentido, os estudos de rompimento de barragem, também conhecidos como “Dam-Break”, tornam-se de extrema importância, pois permitem estimar certos parâmetros específicos do dano causado pelo rompimento, como cotas atingidas e velocidades da onda proveniente da ruptura em pontos de interesse.

Deve-se ressaltar que estudos de “Dam-Break” com a finalidade de subsidiar o PAE devem ser realizados partindo-se de dados de entrada coerentes, para que seus resultados se aproximem o máximo possível da realidade. Contudo, dados como a topobatimetria do vale a jusante da barragem, nem sempre estão disponíveis e sua obtenção acaba tornando o estudo muito caro, demorado e sem um grau de confiabilidade conhecido, em função das inúmeras incertezas envolvidas, como: tipo de ruptura, condições do vale a jusante durante a ruptura, efeito da ruptura na topografia, na geologia e nas condições hidráulicas. Este dilema representa um dos maiores desafios para os proprietários das barragens e órgãos fiscalizadores, sujeitos ao cumprimento de prazos estabelecidos na legislação, tendo em vista o grande número de barragens existentes no país e que geralmente não dispõem dos dados minimamente necessários para estas análises.

Contudo, sabe-se que o Brasil não é o único país sujeito ao impasse entre o tempo necessário para atender à legislação e o tempo para adquirir os dados necessários aos estudos de segurança de barragens. Grimaldi (2010) aponta que na Itália existe um número expressivo de barragens consideradas pequenas e médias cuja análise detalhada de seu rompimento levaria a altos custos, além de demandar muito tempo. Com isso, as autoridades regionais estão procurando adotar metodologias mais simples, que requeiram menor número de dados conhecidos e menor tempo, buscando alcançar resultados aceitáveis próximos dos resultados obtidos quando da utilização de métodos mais sofisticados, como as metodologias que utilizam softwares de simulação do rompimento de barragens.

Somados aos desafios citados, os últimos dois acidentes ocorridos no Brasil em um intervalo de quatro anos, em que os danos ambientais e a perda de vidas humanas foram muito significativos, indicam que é necessário que o país avance no cenário de segurança de barragens. Para isso, é necessário que, ao menos, um pré-planejamento para ações emergenciais em caso de ruptura de barragem seja feito de forma mais ágil e eficiente em um curto espaço de tempo.

Neste contexto, metodologias mais simplificadas surgem como alternativas interessantes, graças a sua agilidade, necessidade de poucos dados de entrada e boa aproximação dos resultados. Estas metodologias poderiam, assim, ser utilizadas para uma avaliação prévia dos efeitos da ruptura de barragem, determinando as áreas mais críticas e que necessitam de informações mais precisas, permitindo a elaboração de

um inventário das áreas de inundação provocada pela ruptura das barragens. Diversas são as metodologias simplificadas criadas ao longo dos anos (e.g. CUNGE, 1969; WETMORE e FREAD, 1991; MELO, 2015; entre outros) que permitem avaliar os efeitos oriundos da ruptura de barragens, porém não existe um consenso quanto à utilização desse tipo de abordagem. Ainda assim, nos últimos anos, alguns autores vêm analisando a eficácia desses tipos de metodologias simplificadas frente aos resultados adquiridos com o uso de metodologias numéricas (e.g. MELO, 2015; TEIXEIRA et al., 2016; FERLA et al., 2017; entre outros). Em geral, os estudos comparam os resultados de profundidade e área alagada adquiridos com o uso de metodologias simplificadas e com o uso do *software* HEC-RAS ou similares. Contudo, o número de trabalhos publicados, comparando-se resultados adquiridos utilizando-se métodos simplificados e métodos numéricos é, ainda, pouco expressivo, não se podendo afirmar sobre a eficácia das metodologias simplificadas frente aos resultados observados quando da ocorrência de um fenômeno real (FERLA, 2018). Este fato corresponde a uma das motivações a realização desta pesquisa, sendo as demais motivações e justificativas apresentadas no item a seguir.

2. JUSTIFICATIVA

Segundo o Relatório de Segurança de Barragens 2017 (ANA, 2017a), existem 24.092 barragens cadastradas pelos órgãos fiscalizadores. Dentre elas, 4.510 barragens possuem informações suficientes para se afirmar que são submetidas à PNSB. Nestas barragens é que serão aplicados e fiscalizados os dispositivos da PNSB, principalmente os referentes à existência do Plano de Segurança de Barragem e seus componentes (inspeções, revisão periódica e PAE). Em função dos termos estabelecidos pela PNSB, a maioria das barragens cadastradas necessitam apresentar um Plano de Ação de Emergência, para casos de ruptura. Adicionalmente, o Brasil possui inúmeras outras barragens de portes menores que, apesar de possuírem impactos reduzidos se comparadas as grandes barragens, também não podem ser desconsideradas e devem possuir PAEs para caso de falha na estrutura.

O Plano de Ação de Emergência tem como objetivo principal minimizar os danos e fatalidades de eventos catastróficos. Com esta finalidade, usualmente exige-se a realização de simulações computacionais de ruptura para as barragens, através de modelos hidráulicos e hidrodinâmicos, em diferentes cenários. Contudo, em função de sua complexidade, as simulações de rompimento de barragem são processos que demandam uma quantidade considerável de dados e de tempo para serem executadas, conforme mencionado anteriormente, que nem sempre são conhecidos ou de consenso.

Tendo em vista o número de barragens no Brasil que necessitarão da elaboração de PAE e estudo de ruptura (abrangidas pela Lei nº 12.334), metodologias simples e ágeis que permitam avaliar preliminarmente os efeitos da ruptura de uma destas estruturas, para identificar aquelas com maior dano potencial, tornam-se uma ferramenta importante para o avanço do cenário referente à segurança de barragens no país. Adicionalmente, a importância das metodologias simplificadas pode ser destacada em função das inúmeras barragens de pequeno porte existentes no país, não abrangidas pela lei, mas que também possuem grande potencial destrutivo e que, segundo ANA (2016b), podem ser avaliadas por metodologias simplificadas, dependendo da entidade fiscalizadora.

Sattar (2014) afirma que os estudos de “Dam-Break”, que avaliam os efeitos da ruptura, podem ser resumidos, de uma forma simplificada, em duas tarefas principais:

- Estimativa do hidrograma proveniente da brecha criada no maciço da barragem;
- Propagação do mesmo para o vale de jusante.

Em geral, as metodologias simplificadas para análise dos efeitos da ruptura de barragem focam na propagação do hidrograma de ruptura, utilizando uma simplificação do mesmo. Atualmente, existem diversas metodologias simplificadas com diferentes abordagens, porém ainda não existe um consenso sobre sua utilização. A maioria dos estudos realizados para a verificação da eficiência deste tipo de método indicam a viabilidade de sua utilização para estimativa prévia de informações dos danos causados a jusante da barragem em uma situação de rompimento. Contudo, estas conclusões, em sua maioria, dizem respeito a barragens de grande porte, mas levantam a questão quanto a sua aplicabilidade para as barragens de portes pequeno e médio, que possuem uma grande representatividade no Brasil.

Portanto, em função do que foi apresentado anteriormente, conclui-se que a realização de estudos que permitam a validação ou mesmo a criação de novas metodologias mais simples e ágeis mostra-se extremamente necessária para o avanço do cenário de segurança de barragens. Assim, é nesse contexto que se insere a presente pesquisa.

3. OBJETIVOS

3.1. Objetivo principal

O objetivo principal da presente pesquisa consiste em propor e avaliar uma nova abordagem para avaliação da(o):

- Propagação das vazões máximas pelo vale de jusante a partir da caracterização simplificada do comportamento constatado nas simulações com modelo hidrodinâmico;
- Evolução das velocidades máximas médias pelo vale de jusante;
- Tempo de chegada da onda de cheia ao longo do vale de jusante;

3.2. Objetivos específicos

Visando atingir o objetivo principal, os seguintes objetivos secundários foram estabelecidos:

- Identificar, traduzir e transcrever as metodologias referentes à obtenção de hidrogramas provenientes da ruptura de uma barragem, juntamente a metodologias simplificadas para a propagação destes hidrogramas;
- Definir grupo de barragens a serem estudadas que possuam características representativas e condizentes com a realidade;
- Buscar estabelecer critérios para a utilização das equações de previsão da vazão máxima em hidrogramas de ruptura;
- Caracterizar de forma simplificada os principais aspectos da propagação (amortecimento das vazões máximas e das velocidades máximas, tempo de chegada da onda de cheia, entre outras) da onda de cheia pelo vale de jusante através de simulações hidrodinâmicas, com a utilização do software HEC-RAS;
- Comparar os resultados da propagação dos hidrogramas através de simulações com aqueles provenientes de métodos simplificados, verificando as limitações e a abrangência da utilização de metodologias simplificadas nos casos estudados;
- Avaliar a eficiência de metodologias simplificadas quando comparadas a modelos hidráulicos e hidrodinâmicos em casos reais.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1. Histórico das barragens

As barragens são instrumentos que vêm sendo utilizados há milhares de anos, desde as civilizações mais primitivas. Algumas descobertas arqueológicas indicam que algumas barragens de terra e mesmo canais tenham sido construídos já em 2.000 A.C. (ICOLD, 2008).

Acredita-se que as primeiras barragens foram construídas por faraós egípcios com o intuito de armazenar água para combater a escassez, suprindo as demandas relativas ao abastecimento e à irrigação (JANSEN, 1983). Segundo Smith (1971), conforme citado por Ferla (2018), a barragem mais antiga de que se tem registro corresponde à barragem Sadd el-Kafara, no Egito. A estrutura, composta por rochas e solo, possuía 11 metros de altura e 107 metros de comprimento e tinha como principal finalidade a reserva de água para os trabalhadores das pedreiras da região (PEREIRA, 2015).

Assim como é o caso de todas as grandes estruturas públicas e privadas, as barragens são construídas para um fim específico. No passado, as barragens eram construídas com o único propósito de fornecimento de água ou irrigação. À medida que as civilizações se desenvolveram, cresceram as necessidades de fornecimento de água, irrigação, controle de enchentes, navegação, controle de qualidade da água, controle de sedimentos e energia (ICOLD, 2008). Assim, conforme as necessidades pelo uso de barragens foram evoluindo, estas estruturas foram se adaptando.

No Brasil, a barragem mais antiga registrada havia sido construída na atual área urbana da cidade de Recife, em Pernambuco, por volta do fim do século XVI (CDBD, 2011). Esta barragem ficou conhecida como barragem de Apipucos, que significa, na língua tupi, onde os caminhos se encontram. A Figura 1 mostra a primeira barragem já registrada no Brasil.

A Grande Seca do Nordeste, que teve seu início em 1877 e duração superior a três anos, teve papel fundamental no início do planejamento e construção de grandes barragens no país. Com a finalidade de solucionar o problema das secas do nordeste, D. Pedro II nomeou uma comissão para recomendar alternativas para a crise sofrida pela região. Tal comissão indicou como alternativas a construção de estradas para que a população pudesse atingir o litoral, bem como a construção de barragens para

suprimento de água e irrigação, dando início a construção de inúmeras estruturas com estes fins.



Figura 1. Barragem de Apipucos, em Recife (Fonte: CBDB, 2011).

4.2. Ruptura de barragens

O rompimento de barragens, segundo a Resolução N° 144, de 10 de julho de 2012, é considerado um acidente. Esta resolução estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens, definindo os conceitos de **acidente** e **incidente**. A resolução indica que um **acidente** corresponde ao “comprometimento da integridade estrutural com liberação incontável do conteúdo de um reservatório ocasionado pelo colapso parcial ou total da barragem ou estrutura anexa”, enquanto **incidente** é definido como “qualquer ocorrência que afete o comportamento da barragem ou estrutura anexa que, se não for controlada, pode causar um acidente”. A Figura 2 apresenta a evolução do número de acidentes e incidentes ocorridos no Brasil que foram cadastrados nos Relatórios de Segurança de Barragens (RSB).

Inúmeras rupturas de barragem ocorreram desde o início de sua utilização, causando incontáveis danos a propriedades e ao meio ambiente, além de causar diversas vítimas como mostra a Tabela 1. Apesar dos constantes avanços e inovações no que diz respeito à construção e manutenção de barragens, sabe-se que existe, mesmo que pequeno, um risco de falha dessas estruturas.

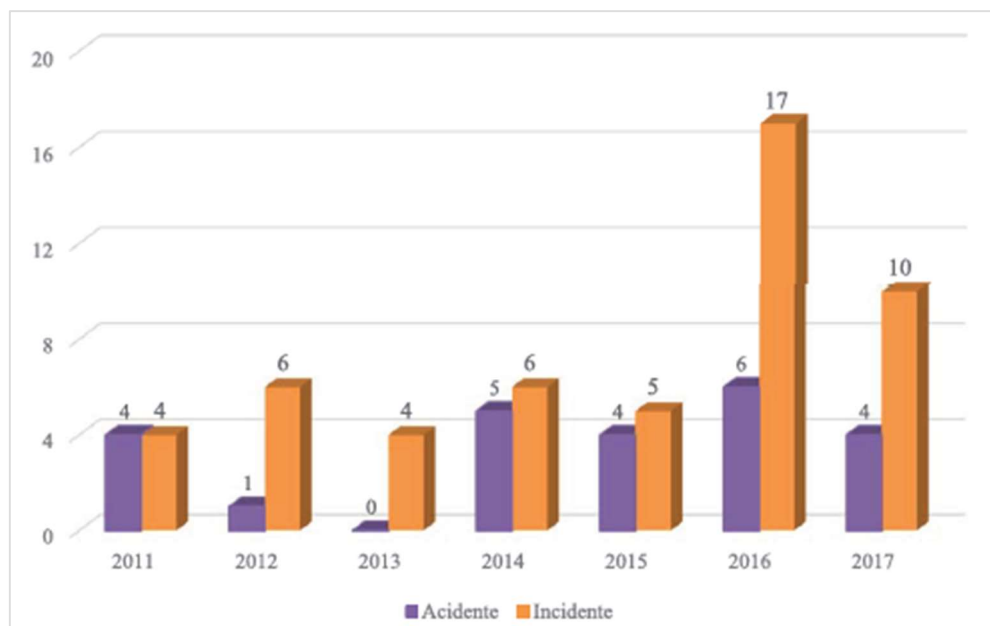


Figura 2. Evolução do número de acidentes e incidentes cadastrados pelos relatórios de segurança de barragens (Fonte: ANA, 2017).

Tabela 1. Fatalidades ocorridas devido a ruptura de barragens (Adaptado de Jansen, 1983).

Barragem	País	Ano do acidente	Vítimas
San Ildefonso	Bolívia	1626	Desconhecido
Puentes	Espanha	1802	608
Bradfield (Dale Dike)	Inglaterra	1864	238
Mill River	Estados Unidos	1874	143
El Habra	Argélia	1881	209
Valparaiso	Chile	1888	Cerca de 100
South Fork (Johnstown)	Estados Unidos	1889	2,209
Walnut Grove	Estados Unidos	1890	150
Bouzey	França	1895	Cerca de 100
Austin	Estados Unidos	1911	80
Bila Desna	Tchecoslováquia	1916	65
Lower Otay	Estados Unidos	1916	30
Tigra	Índia	1917	Desconhecido
Gleno	Itália	1923	600
Eigiau-Coedty	País de Gales	1925	16
St. Francis	Estados Unidos	1928	450

Barragem	País	Ano do acidente	Vítimas
Alla Sella Zerbino	Itália	1935	Cerca de 100
Malpasset	França	1959	421
Vega de Tera	Espanha	1959	144
Orós	Brasil	1960	Desconhecido
Panshet-Khadakwasla	Índia	1961	Desconhecido
Kuala Lumpur	Malásia	1961	600
Hyokiri	Coréia do Sul	1961	250
Babii Yar	USSR	1961	145
Vajont	Itália	1963	2,600
Quebrada la Chapa	Colômbia	1963	250
Baldwin Hills	Estados Unidos	1963	5
Zgorigrad (Vratza)	Bulgária	1966	96
Sempor	Indonésia	1967	200
Nanaksagar	Índia	1967	100
Frías	Argentina	1970	42+
Buffalo Creek	Estados Unidos	1972	125
Teton	Estados Unidos	1976	11
Palagnedra	Suíça	1978	24
Machhu II	Índia	1979	2,000+
Fundão	Brasil	2015	19
Barragem I (Brumadinho)	Brasil	2019	270

Collischonn & Tucci (1997) afirmam que:

“As consequências do rompimento de qualquer barragem devem ser analisadas com o objetivo de determinar regras operacionais de reservatórios, planos de evacuação da população e critérios para a ocupação das áreas atingidas.”

Zhang et al. (2007) apresentam um estudo onde foram analisados 900 casos de ruptura de barragens em 50 países. O estudo indica que, dentre os casos analisados, os tipos de estruturas mais sujeitos a falha são as barragens compostas por Terra,

com cerca de 66 % do total de falhas estudadas. A Figura 3 apresenta a percentagem de ruptura pelo tipo material que compõe as barragens.

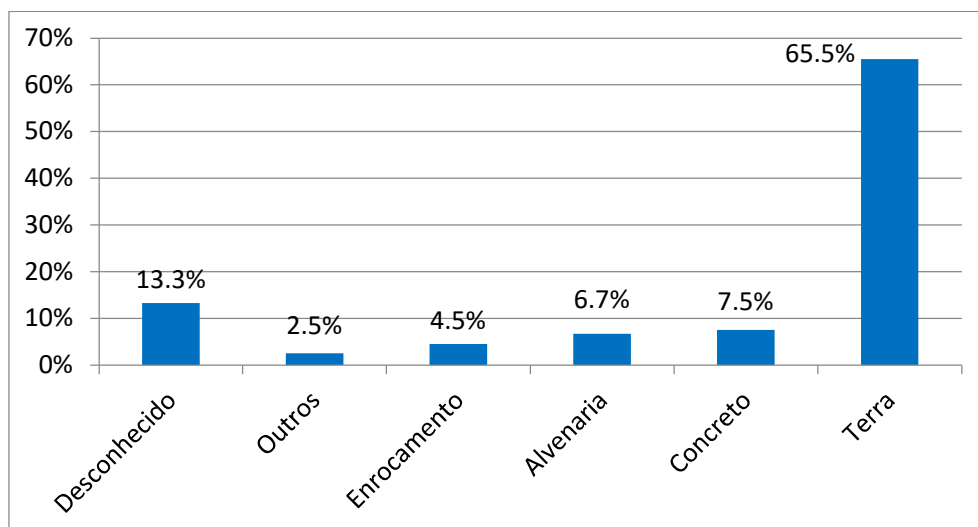


Figura 3. Casos de rompimento de barragem (Adaptado de Zhang et al., 2007).

O Comitê Internacional de Grandes Barragens apresenta em seu Boletim 99 (ICOLD, 1995 apud BRASIL, 2005) os resultados de um estudo de 179 casos históricos de ruptura de barragem, no qual se constatou que:

- 38% das falhas ocorreram durante o primeiro enchimento do reservatório;
- 38% das falhas ocorreram devido ao galgamento da barragem;
- 24% das falhas ocorreram durante a operação normal da barragem.

Serafim (1981, apud COLLISCHONN, 1997) indica que o elevado número de colapsos de barragens de terra deve-se à existência maior desse tipo de estruturas. Todavia, o autor também explicita que, ao considerar a proporção relativa de rompimentos para barragens de terra, esse número é semelhante ao encontrado para barragens de concreto.

Em função dos casos registrados, aparentemente, as barragens são mais vulneráveis no início de sua vida útil, até cerca de 7 anos (SERAFIM, 1981 apud COLLISCHONN, 1997). Tal fato está associado ao primeiro enchimento do reservatório, para barragens já construídas, e para estruturas temporárias, para barragens em construção.

4.2.1. Casos históricos

A seguir são apresentados alguns casos históricos de rompimentos de barragens. Os casos apresentados foram escolhidos em função de sua relevância, fatalidades, número de publicações relativas a rompimentos de barragem a que são associados e casos mais relevantes para a realidade brasileira. No final deste item encontra-se a Tabela 2 que resume as informações obtidas sobre os eventos citados.

4.2.1.1. Barragem de Malpasset, França (1959)

Situada no rio Reyran, cerca de 15 km a montante de Fréjus, na França, a barragem de Malpasset teve sua construção iniciada em 1952 e finalizada em 1954. Construída em concreto e na forma de arco, esta estrutura possuía cerca de 60 metros de altura e 220 m de comprimento. Após o término de sua construção, esta estrutura era apontada como a barragem em arco menos espessa, cerca de 6,7 m, com uma altura tão significativa (JANSEN, 1983). A barragem rompeu no dia 2 de dezembro de 1959, causando 421 mortes. A ruptura na barragem foi causada devido à fortes chuvas no mês de novembro que resultaram em um processo de erosão interna. A Figura 4 apresenta a estrutura antes e depois de seu rompimento.

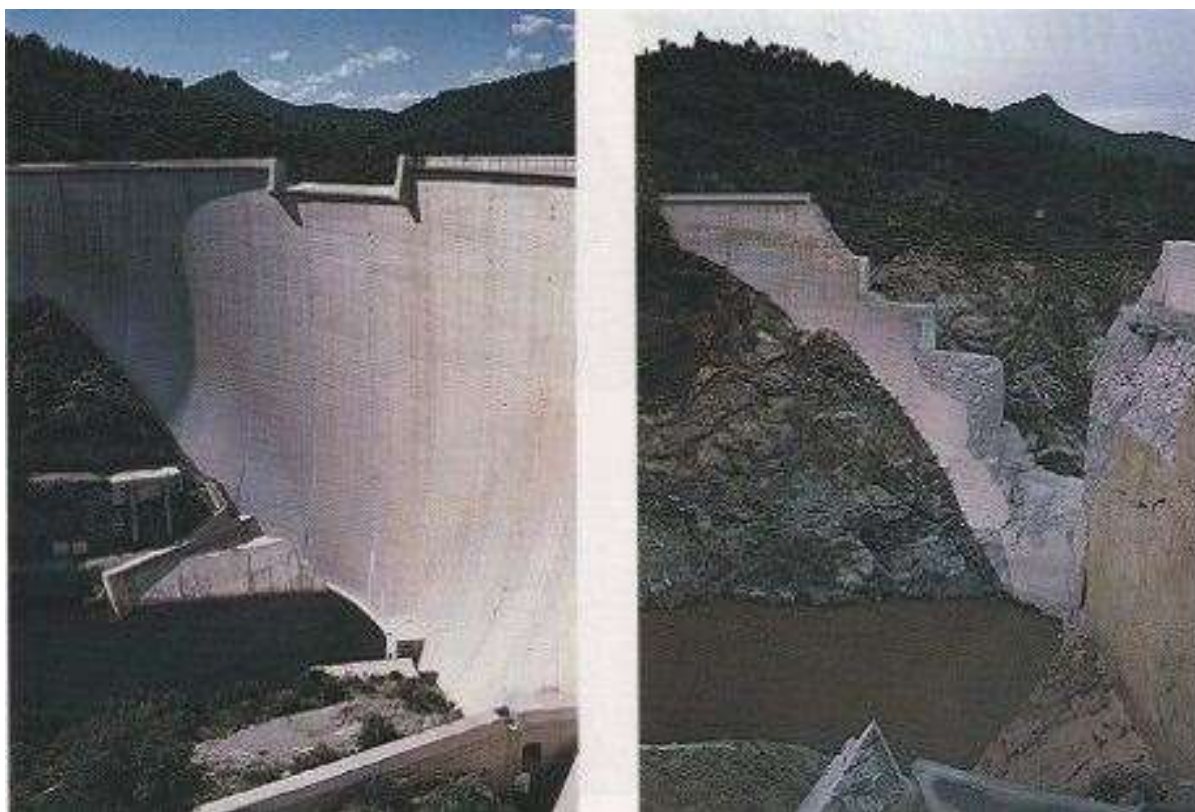


Figura 4. Barragem de Malpasset, antes (esquerda) e depois do rompimento (direita) (Fonte: MARQUES, 2010).

4.2.1.2. Barragem Orós, Brasil (1960)

A barragem Orós, situada no estado do Ceará, teve sua construção iniciada em outubro de 1958 e inaugurada em 1961. A barragem havia sido construída no rio Jaguaribe e era composta de terra, possuindo 54 metros de altura e 620 metros de comprimento. Além disso, a mesma possuía um núcleo de argila compactada com uma zona intermediária de areia compactada de ambos os lados. A Figura 5 apresenta a barragem Orós após o fim de sua construção.



Figura 5. Barragem Orós, no Ceará (Fonte: DNOCS, s/d).

No dia 25 de março de 1960, durante sua construção, a barragem rompeu devido a um evento de precipitação intensa, cerca de 635 mm em menos de uma semana (JANSEN, 1983). O desgaste do topo da barragem recoberto pelas águas foi pequeno, uma vez que a erosão foi limitada na fenda central, onde o escoamento formou um canal bem definido, de paredes quase verticais. Graças ao bom desempenho na execução da obra foi possível aproveitar o que havia restado da estrutura e então retomar sua construção, cujo coroamento foi atingido em novembro do mesmo

ano, sendo inaugurada em 11 de janeiro de 1961 pelo então Presidente da República, Juscelino Kubitschek de Oliveira (DNOCS, s/d).

4.2.1.3. Barragem de Vajont, Itália (1963)

Considerado como um dos desastres mais catastróficos da história, o rompimento da barragem de Vajont (Figura 6), situada próximo de Belluno na província de Veneto, causou mais de 2.000 fatalidades. A barragem teve sua construção finalizada em 1960 e, atualmente, não é mais utilizada. Na época, era apontada como sendo a barragem em arco mais alta, com cerca de 265 metros de altura (Jansen, 1983).

O rompimento da barragem ocorreu no dia 9 de outubro de 1963 devido a combinação do desenho do reservatório e das fortes chuvas que provocaram um deslizamento de terra e rocha na barragem, causando um enorme deslocamento de água por cima da barragem (PRANDI, s/d).



Figura 6. Barragem de Vajont, na Itália (Fonte: PRANDI, s/d).

4.2.1.4. Barragem Teton, Estados Unidos (1976)

O rompimento da barragem de Teton, nos Estados Unidos é um dos casos mais bem reportados já ocorridos. A barragem, situada no rio Teton no estado de Idaho, rompeu em 5 de junho de 1976. Trata-se de uma barragem de terra com cerca de 90 m de altura que rompeu no primeiro enchimento do reservatório, quando este estava próximo de seu enchimento completo. Segundo os estudos de perícia realizados após o desastre, a ruptura ocorreu devido à erosão interna (JANSEN, 1983). A inundação a jusante foi desastrosa causando 14 fatalidades (CHADWICK et al., 1976). A Figura 7 apresenta a vista de jusante da barragem após o seu rompimento.

Segundo Collischonn (1997), a brecha de ruptura possuía 190 m de largura por 79 m de altura, a partir de um ponto 50 m acima da base da barragem. Esta brecha permitiu a passagem de uma vazão máxima de 66000 m³/s.

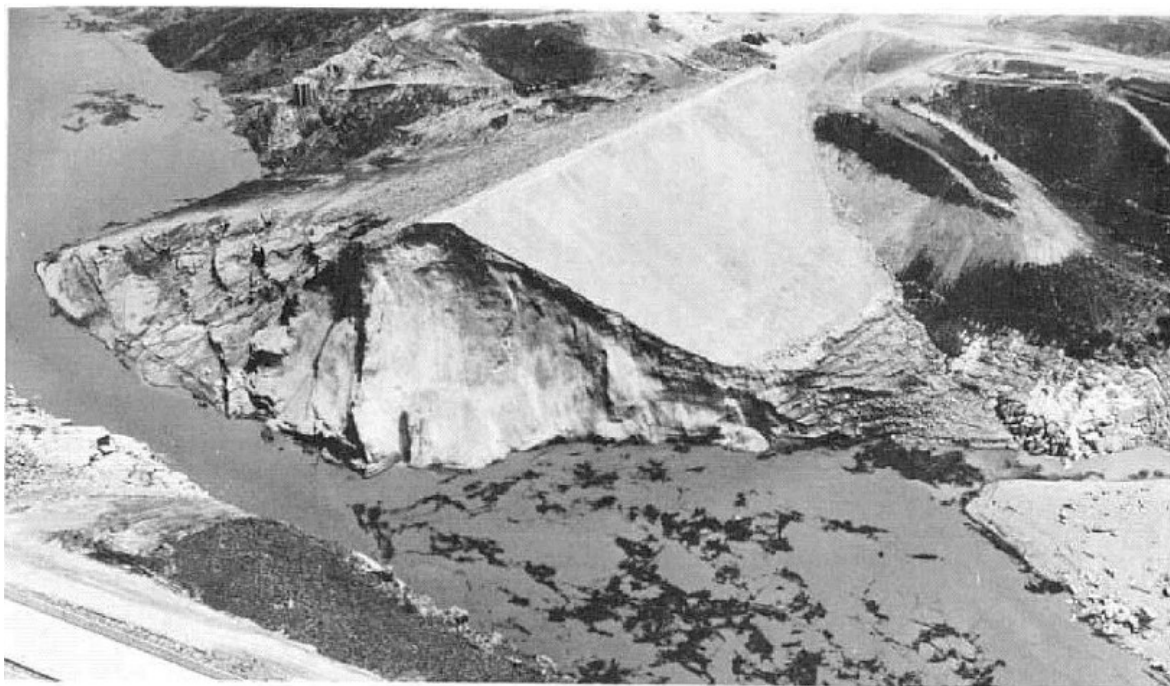


Figura 7. Barragem de Teton, nos Estados Unidos. Vista de jusante após a falha da barragem (Fonte: JANSEN, 1983).

4.2.1.5. Barragem de Camará, Brasil (2004)

A Barragem de Camará, inaugurada em 2002, foi construída sob o rio Riachão, situada na divisa entre os municípios de Alagoa Nova e Areia, no estado da Paraíba. Trata-se de uma barragem do tipo gravidade em concreto compactado com rolo

(CCR), possuindo 50 m de altura e 296 m de comprimento (BARBOSA et al., 2004). A Figura 8 apresenta a Barragem de Camará após o fim de sua construção.

A ruptura da Barragem de Camará ocorreu em 17 de junho de 2004 devido a problemas na rocha de fundação da ombreira esquerda, originando um orifício que propiciou o esvaziamento do seu reservatório (MENESCAL et al., 2005 apud BALBI, 2008). Após o rompimento, as águas inundaram parte dos municípios de Alagoa Grande, Mulungu, Alagoa Nova e Areia. Este evento provocou a morte de cinco pessoas, além de deixar cerca de três mil desabrigados (OLIVEIRA, 2013). Onze dias após o acidente, a parte restante sobre a brecha, mostrada na Figura 9, que causou o esvaziamento rápido da barragem, também desmoronou (BARBOSA et al., 2004).



Figura 8. Barragem de Camará, no estado da Paraíba (Fonte: BARBOSA et al., 2004).



Figura 9. Brecha da Barragem de Camará (Fonte: BARBOSA et al., 2004).

4.2.1.6. Barragem de Fundão, Brasil (2015)

O rompimento da barragem de rejeitos de Fundão corresponde ao evento mais desastroso no que diz respeito ao rompimento de barragens no Brasil. A barragem de Fundão pertencia ao complexo minerário da SAMARCO juntamente com as barragens de Santarém (barragem de rejeitos) e Germano (barragem de água), como mostra a Figura 10.

Fundão foi especificamente construída para servir de depósito dos resíduos gerados durante o processo de mineração de ferro (LOPES, 2016). O barramento estava localizado no município de Mariana e represava aproximadamente “50 milhões de m³ de resíduos, classificados, segundo a NBR 10.004, como sólidos, não perigosos e não inertes, como o ferro e o manganês, ou seja, sua composição era formada basicamente por areia e metais “(BRASIL, 2015 apud LOPES, 2016).



Figura 10. Barragens de Fundão, Germano e Santarém (Fonte: SILVA, FERREIRA & SCOTTI, 2015)

A barragem de Fundão, Figura 11, rompeu em 5 de novembro de 2015, liberando cerca de 32,6 milhões de m³ de rejeitos, rompendo parte da barragem de Santarém e provocando a morte de 19 pessoas, dentre funcionários da barragem e moradores (SAMARCO, s/d). Segundo Freitas e Paes (2016), estudos apontaram como causas da ruptura: recuo da ombreira esquerda; problemas de drenagem; liquefação dos rejeitos arenosos.

A onda de cheia provocada pelo rompimento atingiu um total de 39 municípios, desde Mariana, em Minas Gerais, até a foz do rio Doce, na vila de Regência no município de Linhares, no Espírito Santo. Além disso, parte dos rejeitos foi carregada

ao Oceano Atlântico impactando diversas praias na região e alterando o ecossistema marinho (LOPES, 2016).



Figura 11. Barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais (Fonte: GLOBO, 2016).

4.2.1.7. Barragem I (Brumadinho), Brasil (2019)

A Barragem I, mostrada na Figura 12, era uma barragem de rejeitos situada no Córrego do Feijão, em Brumadinho, Minas Gerais. Esta barragem fazia parte do complexo de mineração denominado de Mina do Feijão, pertencente a Vale, e estava inativa há três anos.



Figura 12. Barragem I da Mina Córrego do Feijão antes do rompimento (Fonte: G1, 2019).

A barragem de rejeitos foi construída em 1976 pela Ferteco Mineração e possuía inicialmente 15 m de altura. A estrutura foi alteada utilizando-se o método de alteamento a montante, mesmo método utilizado para o alteamento da barragem de Fundão em Mariana, até atingir 85 m. No sistema de alteamento a montante, a barragem vai sendo elevada na forma de degraus conforme vai aumentando o volume dos rejeitos (ALVARENGA E CAVALINI, 2019). Este método, segundo especialistas, é o menos seguro, porém mais barato, quando comparado com as demais alternativas existentes.

A Barragem I rompeu no dia 25 de janeiro de 2019 devido a liquefação estática dos rejeitos desencadeada pela falta de drenagem interna (REUTERS, 2019). A falha na barragem causou mais de 100 mortes, sendo, portanto, o maior acidente envolvendo ruptura de barragens na história do país, no que diz respeito a perdas humanas. O volume de rejeitos vazados, cerca de 12 milhões de metros cúbicos, foi menor do que a tragédia de Mariana onde vazaram aproximadamente 43,7 milhões de metros cúbicos (G1, 2019).

Tabela 2. Resumo das informações dos casos de ruptura analisados.

Barragem	País	Ano da ruptura	Observações	Bibliografia
Malpasset	França	1959	Este acidente ocasionou 421 vítimas.	JANSEN (1983) e MARQUES (2010)
Orós	Brasil	1960	Causado por evento de precipitação intensa.	JANSEN (1983) e DNOCS (s/d)
Vajont	Itália	1963	Rompimento em função da combinação do desenho do reservatório e das fortes chuvas que provocaram um deslizamento de terra e rocha na barragem, causando um enorme deslocamento de água por cima da barragem.	JANSEN (1983) e PRANDI (s/d)
Teton	EUA	1976	Rompimento no enchimento do reservatório. Este acidente ocasionou 14 vítimas.	CHADWICK et al. (1976) e COLLISCHONN (1997)

Barragem	País	Ano da ruptura	Observações	Bibliografia
Camará	Brasil	2004	Este acidente ocasionou 5 vítimas.	BARBOSA et al. (2004) e OLIVEIRA (2013)
Fundão	Brasil	2015	Corresponde ao acidente que ocasionou o maior impacto ambiental na história do país. Além disso, foram constatadas 19 vítimas.	LOPES (2016), SILVA, FERREIRA & SCOTTI (2015), SAMARCO (S/D) e GLOBO (2016)
Barragem I	Brasil	2019	Corresponde ao maior desastre no que diz respeito a perdas humanas na história brasileira. 270 pessoas foram mortas além de inúmeras ainda desaparecidas.	ALVARENGA E CAVALINI (2019) e G1 (2019)

4.2.2. Tipos de ruptura de barragens

Historicamente, diversos tipos de barragens sofreram com um ou mais tipos de falhas. No entanto, conforme mostrado por Zhang et al. (2007), as barragens de terra correspondem ao tipo que apresenta mais casos de falhas. De acordo com Mascarenhas (1990), as causas de ruptura de barragens podem ser agrupadas em dois grandes grupos: causas materiais e/ou naturais e causas resultantes da ação humana. Como causas materiais o autor define:

- Galgamento (*Overtopping*);
- Erosão interna (*Piping*);
- Infiltração;
- Deslizamento das fundações ou do enrocamento;
- Acomodações geológicas;
- Efeitos sísmicos;
- Enchentes extremas.

As causas resultantes da ação humana são:

- Falha no projeto e/ou construção;
- Operação inadequada do reservatório;

- Terremotos induzidos;
- Ações de guerra.

Já ELETROBRÁS (2003), leva em conta somente o horizonte brasileiro e indica que as principais causas de ruptura das barragens são:

- Galgamento, normalmente por evento hidrológico extremo;
- Ruptura por entubamento, em função de falhas no corpo da barragem;
- Rompimento de um dos taludes da barragem (montante ou jusante);
- Ruptura da fundação seja por fratura de rocha, deslizamento de camadas ou outros fatores relacionados;
- Ações de guerra ou terroristas.

Dadas os diversos possíveis fatores de acidentes, USACE (2014) apresenta as possíveis causas de ruptura conforme o tipo de barragem. A Tabela 3 apresenta os modos de falha de acordo com estes critérios.

Tabela 3. Modos de falha possíveis conforme o tipo de barragem (Adaptado de USACE, 2014).

Modo de Falha	Terra ou Enrocamento	Concreto em Gravidade	Concreto em Arco	Barragem em gravidade
Galgamento	X	X	X	X
Erosão interna/Infiltração	X	X	X	X
Deslizamento	X	X		X
Falhas nas fundações	X	X	X	X
Tombamento		X	X	
Falhas em equipamentos mecânicos	X	X	X	X

Na literatura, são destacadas a ruptura por galgamento ou infiltração, uma vez que torno de 60% dos casos de falhas em barragens são causadas por estes eventos (SINGH, 1996). Em um estudo recente, Imbrogno (2014) avaliou incidentes envolvendo diversos tipos de barragens. Neste estudo, constatou-se que cerca de 44% das falhas nas barragens ocorrem devido ao galgamento da estrutura, enquanto

a segunda falha com maior incidência corresponde à erosão interna das barragens (*Piping*), conforme mostra a Figura 13.

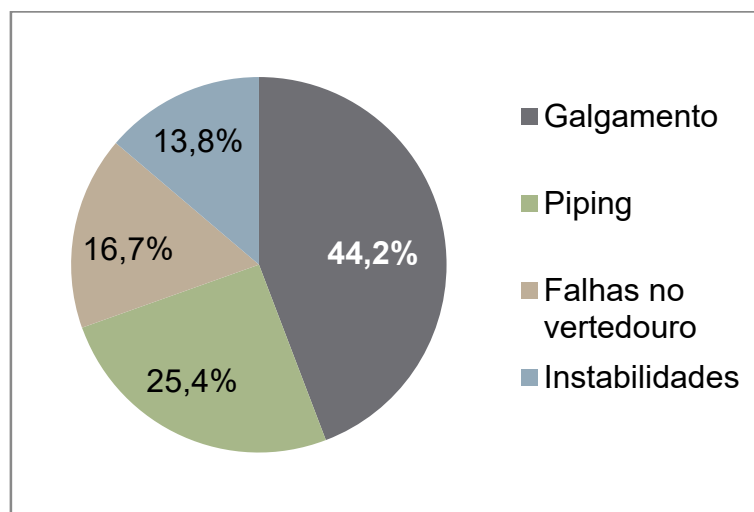


Figura 13. Incidência do tipo de falha nas barragens (Fonte: Imbrogno, 2014).

Assim, nos itens seguintes serão apresentadas as causas de ruptura mais comuns e mais incidentes de acordo com a literatura referente ao assunto.

4.2.2.1. Galgamento

O galgamento, chamado de *overtopping* na língua inglesa, ocorre quando a barragem não é capaz de liberar toda a água que chega do reservatório através do vertedouro, de forma que esta ultrapassa o nível da crista da barragem e a água escoar por lugares não projetados para vertê-la. Segundo Collischonn (1997), a falha por galgamento pode ocorrer devido à má operação do reservatório durante a cheia ou pela formação de ondas dentro do reservatório causadas pelo deslizamento de uma grande quantidade de terra das encostas. Adicionalmente, este tipo de falha também pode ser causada devido ao subdimensionamento do vertedouro, limitando o volume de água a ser liberado, ou devido ao bloqueio parcial dos vertedouros por depósitos de sedimentos.

A Figura 14 apresenta uma possível evolução de uma ruptura por galgamento. Nesta figura, mostra-se a evolução da falha que se inicia no pé da barragem, que corresponde ao processo de erosão em barragens de terra. No entanto, cabe ressaltar que a falha pode iniciar em qualquer local onde a velocidade do escoamento ultrapassa a velocidade considerada admissível para que a erosão do material constituinte da barragem não ocorra.

4.2.2.2. Erosão interna ou infiltração (*Piping*)

Este fenômeno consiste na erosão interna da barragem a partir da percolação da água. Este é um modo de ruptura frequente nas barragens de terra e enrocamento. Collischonn (1997) explica que a formação da brecha, a partir deste modo de ruptura, pode se formar com movimentação da água através da barragem ou de suas fundações até o ponto em que os volumes de água e material sólido superem os limites de segurança. A Figura 15 apresenta a evolução da falha a partir do fenômeno de erosão interna. A brecha inicia como um poro em um ponto qualquer da barragem e cresce, por erosão interna, até ocorrer o colapso do maciço.

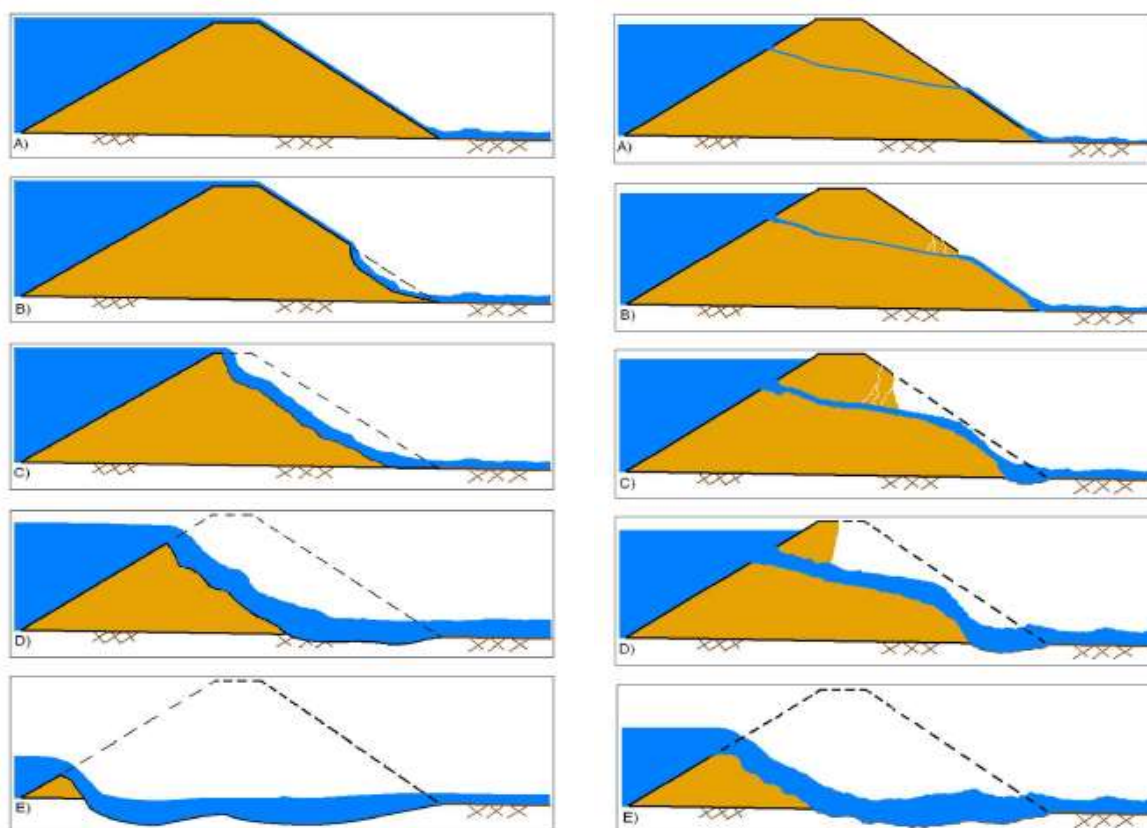


Figura 14. Exemplificação de caso de processo de erosão por galgamento em barragens de terra (Fonte: USACE, 2014)

Figura 15. Exemplificação do processo de erosão interna (Fonte: USACE, 2014).

4.2.2.3. Deslizamento das fundações

Mascarenhas (1990) indica que este tipo de falha pode ocorrer em fundações cuja resistência a tensões não é satisfatória ou que apresentem ligações compostas de materiais como argila. Outro fator que pode contribuir para o deslizamento das fundações é a utilização de materiais impermeáveis em juntas de ligação. Nesse caso,

o deslizamento ocorre se a infiltração através desses materiais não for monitorada para controle.

4.3. Legislação relativa à segurança de barragens

De maneira geral, a legislação relativa às barragens de qualquer país leva em consideração o controle e a segurança de suas estruturas e o planejamento de emergência em caso de uma possível ruptura (LAURIANO, 2009). No entanto, constata-se, via de regra, que os regulamentos e legislações relativas à segurança de barragens são instituídos após um grave acidente, que tenha sensibilizado a opinião pública (SMIDERLE, 2014). Neste item serão apresentadas as legislações relativas à segurança de barragens tanto para o cenário brasileiro quanto para o internacional.

4.3.1. Legislação internacional

4.3.1.1. Estados Unidos

A discussão sobre o tema segurança de barragens começou a ser tratada e regulamentada desde 1920, no estado da Califórnia, mas foi estruturado alguns anos depois com as agências federais, como o *U.S. Army Corps of Engineers (USACE)* e o *U.S. Department of Interior*. Em 1972, o congresso americano promulgou a Lei Pública nº 92367, conhecida como Lei Nacional de Segurança de Barragem, que autorizava a elaboração de um programa nacional de inspeção de barragens intitulado “*The Dam Inspection Act*” (ESTANISLAU E BELLEZZIA, 2017). Posteriormente, o *Bureau of Reclamation (BUREC)*, em Denver, Colorado, desenvolveu os programas *Safety Evaluation on Existing Dams (SEED)* e *Safety of Dams (SOD)*, ambos implementados em 1978 e reforçados através do *Reclamation Safety of Dams Act*. A Figura 16 apresenta a linha do tempo dos Estados Unidos no que diz respeito à segurança de barragens, indicando eventos de ruptura marcantes assim como as leis estabelecidas.

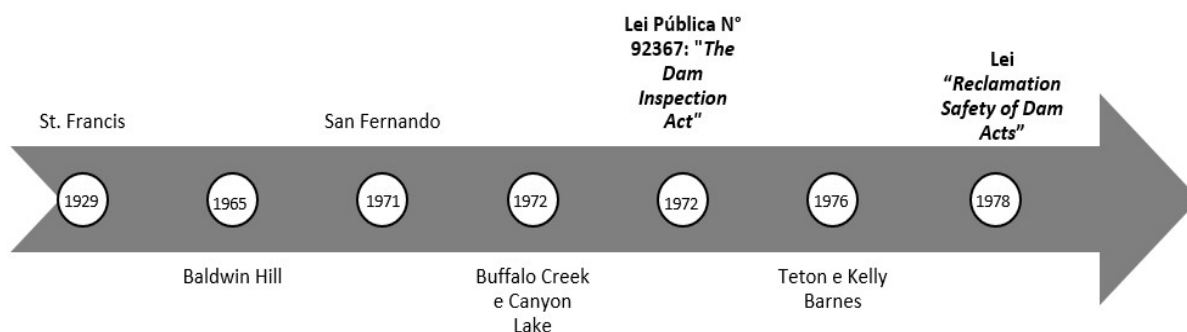


Figura 16. Linha do tempo da segurança de barragens nos Estados Unidos.

4.3.1.2. França

Devido ao impacto causado pela ruptura da barragem de Malpasset em 1959, passou-se a considerar a possibilidade teórica de ocorrerem falhas associadas a uma barragem e risco das populações existentes nos vales a jusante (Brasil, 2005). Dessa forma, em 1966, foi elaborado um regulamento de segurança que foi posteriormente reforçado por um decreto em 1968, tornando obrigatória a preparação de planos de emergência e de resgate das populações a jusante. Conforme Benoist (1989), o decreto definiu a obrigatoriedade da elaboração de planos de emergência para barragens com mais de 20 metros de altura e reservatório com capacidade superior a 15 hm³.

4.3.1.3. Portugal

Em maio de 1968, foi instituído o primeiro regulamento sobre projeto e construção de barragens intitulado Regulamento de Pequenas Barragens de Terra através do Decreto-Lei nº 48.373 (ESTANISLAU E BELLEZZIA, 2017).

Segundo Lauriano (2009), no ano de 1990, foi publicado o decreto de lei nº 11/90 criando um regulamento de segurança de barragens (RSB). O regulamento define critérios para o controle de segurança e estipula medidas de proteção civil para a população localizada a jusante de uma barragem, além de criar a Comissão de Segurança de Barragens (CSB), na qual estão presentes entidades e órgãos responsáveis pela regulamentação e controle de barragens.

Em 1993 foi publicado um novo Regulamento de Pequenas Barragens, anexo ao Decreto Lei nº. 409/93. Posteriormente, em 1999, foi publicada a “Legislação Sobre Segurança de Barragens: Matérias Pertinentes” (MEDEIROS, 2003).

Atualmente, a legislação vigente em Portugal sobre segurança de barragens é o Decreto-Lei n.º 21/2018, que procede à primeira alteração ao “Regulamento de Segurança de Barragens”, aprovado em anexo ao Decreto-Lei nº 344/2007. O documento estabelece ainda uma Classificação de Barragens, que as caracteriza em função da sua “perigosidade” e dos danos potenciais associados ao cenário de acidente mais desfavorável.

A “perigosidade” da barragem é caracterizada pelo fator $X = H^2\sqrt{V}$, sendo H a altura da barragem em metros e V o volume do reservatório em hm³. Os danos potenciais associados são avaliados pelo efeito da onda de cheia no vale a jusante,

definido como função do número de edificações fixas com caráter residencial permanente (Y), sendo ainda necessário se avaliar a existência de infraestruturas, instalações e bens ambientais importantes. A Tabela 4 apresenta a classe da barragem em função desses fatores. Segundo a Lei, as barragens são classificadas em Classe I, Classe II e Classe III, com ordem decrescente da gravidade dos danos.

Tabela 4. Classificação das barragens segundo Decreto-Lei nº 21/2018.

Classe	Perigosidade da barragem e danos potenciais
I	$Y \geq 10$ e $X \geq 1000$
II	$Y \geq 10$ e $X \leq 1000$ ou $0 < Y < 10$, independente de X ou existência de infraestruturas, instalações e bem ambientais importantes
III	$Y = 0$, independente do valor de X

4.3.1.4. Espanha

Segundo Medeiros (2003), em 1992 foi publicada a “*Legislación Española sobre Seguridad de Presas*”, elaborada pela “*Comisión de Normas de Grandes Presas*”. Em 1996, aprovou-se o “*Reglamento Técnico sobre seguridad de Presas*”. Atualmente, este regulamento está sendo revisto pelo Ministério do Meio Ambiente, que exerce a função de Autoridade e é responsável pela fiscalização da segurança das barragens, pela aprovação das Normas de Exploração e dos Planos de Emergência, mas, atualmente se aplica apenas a barragens de propriedade do Estado (LAURIANO, 2009). A Figura 18 apresenta um mapa resumindo as datas do surgimento de legislações que regulam a segurança de barragens no mundo. Percebe-se que o Brasil está bastante atrasado nesse sentido, sendo o último país a propor uma regulamentação.

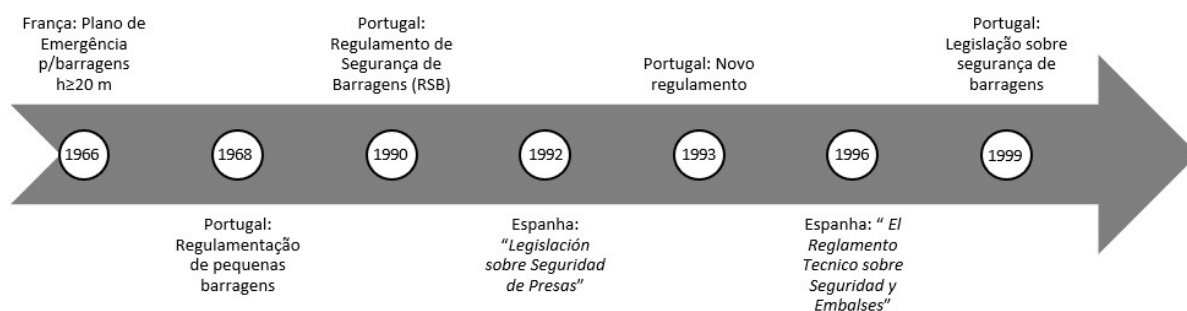


Figura 17. Linha do tempo de segurança de barragens de França, Portugal e Espanha.

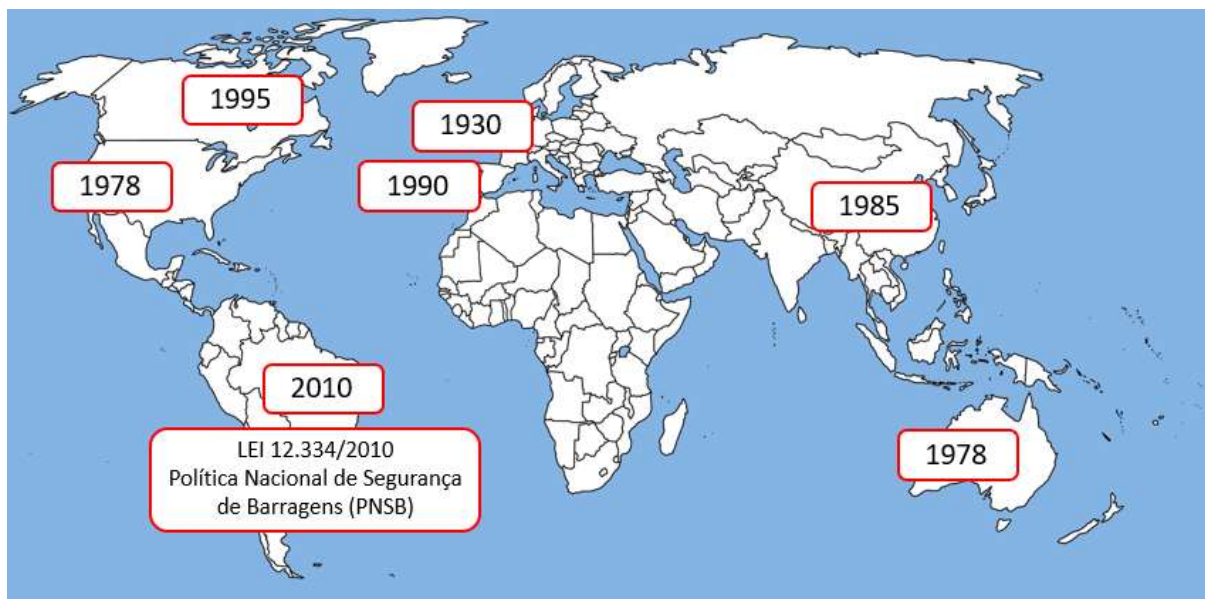


Figura 18. Surgimento de documento sobre a segurança das barragens em alguns países no mundo.

4.3.2. Legislação brasileira

Atualmente, a lei que regulamenta a segurança de barragens no Brasil é a Lei nº 12.334 de 2010. Assim, quando comparado com o cenário internacional, percebe-se que a legislação instaurada no Brasil ocorreu de forma tardia. No entanto, a preocupação referente ao rompimento de barragens é algo mais antigo e que já vinha sendo trabalhado. Dentre alguns projetos de leis anteriores, que podem ter sido usados de subsídios para tornar realidade a Lei nº 12.334, destacam-se o Projeto de Lei nº 1.181, de 2003 (BRASIL, 2003) e o Projeto de Lei nº 436 de 2007 (BRASIL, 2007). O primeiro projeto de lei visava estabelecer diretrizes para verificação da segurança de barragens de cursos de água para quaisquer fins e para aterros de contenção de resíduos líquidos industriais, enquanto o segundo tinha como objetivo tornar obrigatória a contratação de seguro contra rompimento de barragens.

A publicação da lei de segurança de barragens gerou uma mudança de paradigma, de forma a eliminar um vazio institucional e estabelecer uma cadeia de responsabilidades relacionadas à segurança das barragens construídas no Brasil. No Apêndice A, a Tabela 86 apresenta algumas das legislações existentes relacionadas à segurança de barragens.

4.3.2.1. Lei nº 12.334/2010

Conforme BRASIL (2010), a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação

de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do Art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000.

A lei de segurança de barragens (BRASIL, 2010) se aplica a barragem, independentemente do tipo de uso, que apresenta pelo menos uma das seguintes condições:

- Altura do maciço da barragem ≥ 15 m;
- Volume presente no reservatório de montante ≥ 3 milhões de m³;
- Reservatório que armazena resíduo perigoso;
- Dano potencial associado alto ou médio.

Além disso, a referida legislação também define os seguintes critérios:

- **Instrumentos:** os instrumentos do Plano Nacional de Segurança de Barragens são definidos pelo art. 6º e correspondem aos instrumentos da PNSB, entre outros, os seguintes: Classificação das barragens, Plano de Segurança junto ao relatório de Segurança e as bases de dados de informações relacionados com as barragens e meio ambiente.
- **Classificação:** segundo art. 7º, as barragens são classificadas por categoria de risco, por dano potencial associado e pelo seu volume. A Resolução nº 143 estabelece os critérios e os dados necessários.
- **Plano de Segurança:** conforme o art. 8º da legislação, o Plano de Segurança da barragem deve contemplar pelo menos os dados seguintes:
 - I. Identificação do empreendedor;
 - II. Dados técnicos de implantação do empreendimento;
 - III. Estrutura organizacional e qualificação técnica dos profissionais da equipe de segurança da barragem;
 - IV. Manuais de procedimentos dos roteiros de inspeções de segurança e de monitoramento e relatórios de segurança da barragem;

- V. Regra operacional dos dispositivos de descarga da barragem;
 - VI. Indicação da área do entorno das instalações e seus respectivos acessos, a serem resguardados de quaisquer usos ou ocupações permanentes, exceto aqueles indispensáveis à manutenção e à operação da barragem;
 - VII. Plano de Ação de Emergência (PAE), quando exigido;
 - VIII. Relatórios das inspeções de segurança;
 - IX. Revisões periódicas de segurança.
- **PAE:** conforme art. 12 da legislação, o PAE deve estabelecer as ações e notificar os agentes relacionados sobre a emergência. Além disso, a lei explicita que o PAE deve ter no mínimo o seguinte:
 - I. Identificação e análise das possíveis situações de emergência;
 - II. Procedimentos para identificação e notificação de mau funcionamento ou de condições potenciais de ruptura da barragem;
 - III. Procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situações de emergência, com indicação do responsável pela ação;
 - IV. Estratégia e meio de divulgação e alerta para as comunidades potencialmente afetadas em situação de emergência.
 - **Responsabilidade do empreendedor:** conforme o art. 17 da legislação, o empreendedor deve:
 - I. Prover os recursos necessários à garantia da segurança da barragem;
 - II. Providenciar, para novos empreendimentos, a elaboração do projeto final como construído;
 - III. Organizar e manter em bom estado de conservação as informações e a documentação referentes ao projeto, à construção, à operação, a resíduos perigosos (todos os resíduos que apresentem, pelo menos, uma característica de

- periculosidade para a saúde ou para o ambiente - detalhes na NBR 1004 ABNT 12), à manutenção, à segurança e, quando couber, à desativação da barragem;
- IV. Informar ao respectivo órgão fiscalizador qualquer alteração que possa acarretar redução da capacidade de descarga da barragem ou que possa comprometer a sua segurança;
 - V. Manter serviço especializado em segurança de barragem, conforme estabelecido no Plano de Segurança da Barragem;
 - VI. Permitir o acesso irrestrito do órgão fiscalizador e dos órgãos integrantes do SINDEC ao local da barragem e à sua documentação de segurança
 - VII. Providenciar a elaboração e a atualização do Plano de Segurança da Barragem, observadas as recomendações das inspeções e as revisões periódicas de segurança;
 - VIII. Realizar as inspeções de segurança previstas no art. 9º desta Lei;
 - IX. Elaborar as revisões periódicas de segurança;
 - X. Elaborar o PAE, quando exigido;
 - XI. Manter registros dos níveis dos reservatórios, com a respectiva correspondência em volume armazenado, bem como das características químicas e físicas do fluido armazenado, conforme estabelecido pelo órgão fiscalizador;
 - XII. Manter registros dos níveis de contaminação do solo e do lençol freático na área de influência do reservatório, conforme estabelecido pelo órgão fiscalizador;
 - XIII. Cadastrar e manter atualizadas as informações relativas à barragem no Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB).

CBDB (1999) explicita que um Plano de Ação Emergencial deve descrever as ações a serem tomadas pelo proprietário e operador da barragem, no caso de emergência. O PAE deverá delegar a indivíduos e/ou prepostos, as responsabilidades

para cada ação a ser tomada. Além disso, segundo o autor, um PAE completo deve possuir as seguintes informações:

- Identificação e avaliação de emergências;
- Ações preventivas;
- Procedimentos de notificação;
- Fluxograma da notificação;
- Sistemas de comunicação;
- Acessos ao local;
- Resposta durante períodos de falta de energia elétrica;
- Resposta durante períodos de intempéries;
- Fontes de equipamentos e mão de obra;
- Estoques de materiais de suprimentos;
- Fontes de energia de emergência;
- Mapas de inundação;
- Sistemas de advertência;
- Apêndices.

A Lei nº 12.334 é uma legislação relativamente nova, quando comparada as demais legislações internacionais. Esta legislação possui aspectos muito semelhantes a legislações de Portugal e França. Contudo, ressalta-se que, em função dos diversos acidentes ocorridos no país, percebe-se que ainda existem muitos fatores a serem melhorados, principalmente no tocante a fiscalização das estruturas e criação de regulamentação para pequenas barragens. Existe, portanto, um longo caminho a ser percorrido para que a legislação brasileira atinja um patamar comparável as legislações de outros países no mundo.

4.4. Estudos de “Dam-Break”

Barragens são estruturas que devem ser projetadas para operar de forma segura durante sua vida útil. No entanto, tanto sua construção quanto operação podem envolver danos potenciais para populações, bens materiais e ambientais existentes no seu entorno. Dessa forma, o estudo de ruptura de barragens (“*Dam-Break*”) é

importante na determinação dos riscos de ocorrência de fatalidades além de danos econômicos, sociais e ambientais (ELETROBRÁS, 2003).

ANA (2016b) afirma que para avaliar os danos no vale de jusante é necessário determinar as zonas afetadas pela cheia proveniente da ruptura hipotética da barragem, enquanto Collischonn & Tucci (1997) afirmam que:

“As informações necessárias para uma avaliação de rompimento de uma barragem são: áreas inundadas, cotas máximas e velocidades máximas em cada ponto, tempo de chegada da onda de cheia e o hidrograma de cheia. A definição das áreas inundadas e das cotas e velocidades máximas é fundamental para a estimativa dos prejuízos materiais. O tempo de chegada da onda é necessário para a formulação de planos de evacuação da população. O hidrograma de cheia é importante quando se avalia o efeito da onda de cheia sobre os reservatórios de jusante.”

ELETROBRÁS (2003) define que todas as barragens devem ser classificadas quanto às consequências de uma ruptura em potencial, conforme Tabela 5, onde devem ser considerados, entre outros, os seguintes fatores:

- Populações a jusante;
- Danos materiais;
- Danos ao meio ambiente;
- Danos à infraestrutura da região.

Um estudo completo de “Dam-Break”, segundo ANA (2016b), deve estudar a simulação de diversos cenários de rompimento e, ao término do estudo, as seguintes informações devem ser explicitadas:

- Caracterização do vale a jusante;
- Mapa de inundação;
- Caracterização das Zonas de Autossalvamento (ZAS) e rotas de fuga.

A Tabela 5 apresenta as classificações, segundo ELETROBRÁS (2003), quanto as consequências da ruptura de uma barragem.

Tabela 5. Classificação quanto às consequências da ruptura (Fonte: ELETROBRÁS, 2003).

Consequência da ruptura	Perda de vidas	Econômico, Social e Danos Ambientais
Muito alta	Significativa	Dano excessivo
Alta	Alguma	Dano substancial
Baixa	Nenhuma	Dano moderado
Muito Baixa	Nenhuma	Dano mínimo

4.4.1. Informações necessárias para a execução do estudo

A necessidade de informações para a realização desse tipo de estudos varia conforme as particularidades de cada área. No entanto, destaca-se que para a maioria dos estudos são necessárias, além das informações referentes à barragem objeto de análise, dados quanto ao coeficiente de rugosidade de Manning, configurações da brecha, volume do reservatório e topografia do vale de jusante.

4.4.1.1. Coeficiente de Manning

Coeficientes de rugosidade representam a resistência que o terreno impõe ao escoamento. Em estudos hidráulicos, existem diversos dados que devem ser definidos, mas que, em função das incertezas, tornam-se uma tarefa difícil. Um dos dados cuja escolha representa uma das maiores dificuldades neste tipo de estudo é justamente o coeficiente de rugosidade de Manning (LYRA et al., 2010). A Tabela 6 apresenta algumas estimativas do coeficiente de Manning para diversos locais de escoamento. Percebe-se que a incerteza em volta desse parâmetro é grande, uma vez que, para um mesmo local, pode existir uma variação de 50% entre o valor máximo e o valor mínimo possíveis.

4.4.1.2. Configurações da brecha

Segundo (CAMPOS et al., 2018):

“O processo de formação de brechas, pelas quais escoam os volumes armazenados nos reservatórios das barragens, é um processo complexo e de difícil representação por modelos matemáticos, pois envolve parâmetros geotécnicos não homogêneos, efeitos hidrodinâmicos associados à erosão, e, devido a estes fenômenos citados, perdas de energia com variações espaciais e temporais.”

Tabela 6. Estimativas quanto ao coeficiente de Manning [$m^{-1/3}s$] (Fonte: USACE, 2016 apud TSCHIEDEL, 2017).

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, zonas inefetivas	0,045	0,050	0,060
	Trechos sinuosos, vagarosos com obstruções e muitas zonas inefetivas	0,050	0,070	0,080
	Trechos sinuosos com muitos obstáculos, vegetação e bancos de areia	0,070	0,100	0,150
Zonas de inundação	Zonas com gramíneas apenas	0,025	0,032	0,050
	Zonas Agrícolas	0,020	0,035	0,050
	Vegetação densa de pequeno porte	0,045	0,085	0,160
	Zona limpa com árvores bem espaçadas	0,030	0,040	0,050
	Vegetação não fechada e presença de algumas árvores	0,035	0,055	0,080
	Vegetação média e obstáculos naturais consideráveis para escoamento	0,080	0,100	0,120
	Vegetação densa em diversos estágios evolutivos. Mata fechada.	0,110	0,150	0,200

Existem inúmeros estudos conduzidos com o objetivo de definir, de maneira simplificada, parâmetros que permitam caracterizar tanto as dimensões quanto o processo de formação da brecha. Estes estudos serão apresentados com mais detalhes no item 4.5.

4.4.1.3. Volume do reservatório

Um dos componentes mais importantes de uma simulação de ruptura de barragem é o esvaziamento de um reservatório. O gradiente hidráulico no reservatório, desenvolvido a partir de uma súbita liberação de água na represa, pode ter um impacto significativo sobre a hidrografa de ruptura propagado pelo vale de jusante, especificamente na descarga de pico e seu tempo (GOODELL E WAHLIN, 2009). Dessa forma, o volume presente no reservatório torna-se fundamental, pois pode ampliar a intensidade dos efeitos descritos.

Em boa parte dos casos, os proprietários das barragens possuem informações detalhadas quanto ao funcionamento do reservatório, possuindo uma curva cota-volume bem definida. Estas informações são fundamentais em estudos de rompimento de barragens e, em geral, estão disponíveis porque é de interesse dos proprietários monitorar o comportamento do reservatório, quando este possui fins como geração de energia e abastecimento de água (BARBOSA, PINTO E CASTRO, 2014 apud TSCHIEDEL E PAIVA, 2018).

4.4.1.4. Topografia do vale de jusante

A topografia do vale de jusante corresponde a uma das informações mais importantes neste tipo de estudos, pois é a partir dela que é realizada a elaboração da mancha de inundação. Estes dados podem ser obtidos de diversas formas, desde topografia *in situ* até informações obtidas via satélite. Cada método possui suas vantagens e desvantagens e devem ser avaliados no momento da escolha de como serão levantadas informações altimétricas de um vale a jusante de um barramento (TSCHIEDEL, 2017). Apesar das diversas fontes disponíveis, para este tipo de estudo, necessita-se que as informações topográficas com relação ao vale de jusante da área de estudo possuam um maior detalhamento, algo que não é tão facilmente encontrado.

4.4.2. Modelos utilizados na avaliação da ruptura de barragens

Atualmente, devido à capacidade dos computadores, os estudos de rompimentos de barragem são realizados, em sua maioria, através de simulações hidráulicas e hidrodinâmicas em softwares. Com o passar dos anos, diversos softwares foram desenvolvidos. A Tabela 7 apresenta alguns dos softwares criados para estudos de rompimento de barragens.

Tabela 7. Modelos hidrodinâmicos desenvolvidos (Adaptado de TSCHIEDEL, 2017).

Dimensionalidade	Modelo	Organização
1D	DAMBRK	NWS
	DAMBRK-UK	Binnie & Partners
	FLDWAV	NWS
	FLORIS	ETHZ
	HEC-RAS	USACE
	HYDRO 1D	Mott MacDonald
	MIKE 11	DHI
2D	DBK2	IWHR
	FLOOD 2D	ENEL
	HEC-RAS	USACE
	HYDRO 2D	Mott MacDonald
	JFLOW	Jeremy Berm Association
	LISFLOOD	University of Bristol
	MIKE21	DHI
	XP SWMM	XP SOLUTIONS
RIVERFLOW2D	HYDRONIA	
3D	FLUENT	FLUENT
	HYDRO 3D	Mott MacDonald
	MIKE 3	DHI
	TELEMAC-3D	EDF
	TRIVAST	Cardiff University

No cenário de rompimento de barragens, destacam-se softwares como os Modelos HEC-RAS (USACE, 1995)¹, DAMBRK (FREAD, 1991)², FLDWAV (FREAD e

¹ USACE – U.S. Army Corps of Engineers. **HEC-RAS, River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual. Version 1. Davis: 1995a.

² FREAD, D. L. **The NWS DAMBRK model**: Theoretical background/User documentation. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland. 123 p., 1991.

LEWIS, 1998)³ e LISFLOOD (BATES e DE ROO, 2000)⁴ que vêm sendo bastante estudados e testados. Estes modelos baseiam-se na modelagem hidráulica e hidrodinâmica das equações de Saint-Venant com diferentes graus de detalhamento ou simplificação. De acordo com ICOLD (1998, apud FERLA, 2018), em sua coletânea de modelos matemático-computacionais, 74% deles utilizam a solução das equações completas de Saint-Venant para fluxo unidimensional, embora existam metodologias já lançadas que abordam em seus códigos considerações de fluxo bidimensional (FERLA, 2018).

4.4.3. Estratégias de modelagem

A ruptura de barragens já é algo que vem sendo estudado desde suas primeiras ocorrências. Com o passar do tempo, diversos modelos e softwares foram desenvolvidos com a finalidade de reproduzir o comportamento deste desastre. Cada modelo possui suas particularidades e faz uso de diferentes abordagens para a resolução do problema.

Wahl (2010) aponta três principais estratégias de modelagem do problema de ruptura de barragem (Tabela 8) que surgiram desde 1970, sendo elas:

- Prever diretamente o hidrograma proveniente da ruptura e em seguida utilizar um dos modelos disponíveis para propagar esta onda de cheia para jusante;
- Parametrizar a brecha para que sua evolução no tempo possa ser facilmente representada, permitindo a determinação do hidrograma de ruptura através da combinação do desenvolvimento da brecha com uma equação de vertedouro ou outro modelo apropriado;
- Utilizar um modelo combinado que simula processos erosivos associados a processos hidráulicos para determinação da brecha e do hidrograma que escoar através desta.

³ FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. **NWS FLDWAV Model**: theoretical description and user documentation. National Weather Service (NWS), NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs – Maryland, 335 p., 1998

⁴ BATES, P.D.; DE ROO, A.P.J. A simple raster-based model for floodplain inundation. **Journal of Hydrology**, v. 236, p. 54-77, 2000.

Tabela 8. Estratégias de simulação (Adaptado de Wahl, 2010).

Abordagens	Estratégia
Modelos de regressão para Q_p como função das propriedades da barragem e do reservatório	Aproximação do hidrograma proveniente da brecha através da estimativa da vazão máxima e da forma do hidrograma
Modelos analíticos para prever Q_p com equações de forma fechada ou gráficos com propriedades da barragem e do reservatório	
Modelos de regressão para parâmetros da brecha em função das propriedades da barragem e do reservatório	Fornece parâmetros de brecha como entrada para o modelo de propagação, que determina o hidrograma de saída da brecha pelo uso de equações hidráulicas para fluxo através da brecha em desenvolvimento
Aplicação de modelo de erosão para prever a evolução da brecha e então descrevê-la de forma paramétrica para servir de entrada para o modelo de propagação	
Modelo de erosão e hidráulica baseado em processos que determina simultaneamente o desenvolvimento da brecha e o hidrograma resultante	

Q_p equivale a vazão de pico do hidrograma de ruptura.

De maneira semelhante, Almeida e Franco (1994 apud COLLISCHONN E TUCCI, 1997) indicam que as principais metodologias de simulação consistem na propagação de hidrograma de ruptura estimado; evolução pré-determinada da brecha; evolução por erosão simplificada e evolução por erosão completa. As metodologias citadas estão descritas a seguir:

- Hidrograma de ruptura estimado: corresponde ao método mais simples, em que o hidrograma a ser propagado pelo vale de jusante é obtido a partir de estimativas de vazão de pico, tempo de esvaziamento do reservatório, volume do reservatório e forma do hidrograma.
- Evolução pré-determinada da brecha: é o método mais utilizado atualmente para simulações em todos os tipos de barragem. Consiste na simulação do desenvolvimento de uma brecha com forma pré-determinada que cresce de acordo com parâmetros de tempo de formação e dimensões máximas. Uma vez definidas as dimensões da brecha, o software utilizado estima o hidrograma que escoar através da brecha em evolução e o propaga pelo vale de jusante.
- Evolução por erosão simplificada: este método é utilizado, normalmente, para barragens de terra. O método considera a erosão do material da

barragem através de expressões de descarga sólida, enquanto os aspectos hidráulicos são considerados de forma simplificada, normalmente por alguma equação de vertedouro de soleira livre. Dessa forma, determina-se a evolução da brecha e o software utilizado estima o hidrograma que escoar através da brecha em evolução e o propaga pelo vale de jusante.

- Evolução por erosão completa: este método combina equações hidrodinâmicas completas com equações de descarga sólida.

Todas estas abordagens possuem grandes incertezas associadas aos processos descritos pelas mesmas. Dessa forma, não é possível apontar uma metodologia ideal para o estudo da ruptura de uma barragem. Assim, cabe ao usuário realizar uma avaliação do caso estudado e dos dados disponíveis para escolher o método mais adequado. Atualmente, conforme já citado, a abordagem de evolução pré-determinada da brecha é a mais utilizada, porém destaca-se que esta abordagem nem sempre fornece os resultados mais críticos (ruptura completa da barragem, por exemplo), que permitirão um planejamento a favor da segurança.

4.4.4. Cenários de ruptura

Os cenários de ruptura correspondem aos casos analisados nos estudos de ruptura de barragem. Segundo ANA (2016b), deve-se optar pelo menor número de cenários possíveis e que, para garantir a segurança associada aos diferentes tipos de barragem, devem ser definidos dois tipos de cenários:

- Cenário de operação hidráulica extrema, que, sem conduzir à ruptura, pode dar origem a descargas importantes e, de igual forma, colocar em risco pessoas e bens no vale a jusante;
- Cenário de ruptura (cheia seguida de galgamento, erosão interna, etc.).

4.4.4.1. Operação hidráulica extrema

Configura-se como um dos cenários mais típicos de acidente. Para o caso de barragens cujo vertedouro é controlado por comportas, este cenário pode ser representado por uma abertura rápida e simultânea de todas as comportas. No caso de a barragem ser dotada de vertedouro sem comportas, o cenário pode ser representado pelo evento da cheia de projeto. A análise deste cenário permite obter

as zonas a jusante que se encontram em situação de risco. Conforme o critério de quantificação de danos baseado numa análise incremental, da totalidade dos danos registrados nas áreas inundadas por causa da ruptura da barragem devem ser subtraídos aqueles que ocorreriam nas áreas inundadas pela cheia no rio “sem a existência da barragem” (ANA, 2016b).

4.4.4.2. Ruptura

Uma vez que este cenário é o mais crítico, este deve ser sujeito a uma classificação mais rigorosa (ANA, 2016b). Dessa forma, este cenário deve ser dividido em:

- Ruptura mais provável;
- Ruptura mais desfavorável ou extremo.

Ruptura mais provável:

Este cenário deve ser definido em função das características da barragem e das possíveis causas de ruptura, fatores também dependentes das características e situação atual da barragem. Caso as causas da ruptura não estejam claras, deve se adotar o cenário mais extremo, para que as piores condições possíveis sejam simuladas.

Nesse cenário, podem ser considerados dois tipos de ruptura quanto a causa predominante: falha por mecanismos estruturais (ruptura em dia de sol) e ruptura por mecanismo hidráulico (galgamento).

Para rupturas em dias de sol considera-se que, no instante inicial, o reservatório encontra-se no nível normal, enquanto nas rupturas por mecanismos hidráulicos o nível no reservatório no instante inicial deve corresponder ao menos ao nível máximo maximorum. Contudo, pode-se considerar que o nível do reservatório inicie na própria crista da barragem nos casos em que é necessário considerar-se uma afluência para que ocorra o galgamento da barragem.

Como contribuição de hidrograma afluente ao reservatório no instante inicial, ANA (2016b) sugere adotar:

- Ruptura em dia de sol: a vazão média anual ou uma cheia associada a um menor tempo de recorrência, como $T = 100$ anos;

- Ruptura por mecanismo hidráulico: cheia conhecida, podendo ser a cheia de projeto (usualmente uma cheia com $T=10000$ anos) ou uma cheia associada a um tempo de retorno elevado como 1000 ou 5000 anos (considerando-se má operação do vertedouro como causa do galgamento).

Ruptura mais desfavorável ou extremo:

Este cenário pressupõe a ocorrência de rupturas rápidas e totais, de forma a agravar todos os efeitos da ruptura. Para isso, devem ser maximizados os parâmetros de brecha e minimizado o tempo de ruptura.

Segundo Hartford e Kartha (1995 apud ANA, 2016b), quando se trabalha com ruptura em dia de sol a brecha começa a se formar quando o nível da água está 0,15 m abaixo da crista e, quando se trata de uma ruptura por galgamento, ela inicia quando o nível da água está 0,15 m acima da crista.

No cenário de ruptura extremo adotam-se hidrogramas afluentes ao reservatório com tempos de retorno muito superiores aos considerados para o cenário de ruptura mais provável. ANA (2016b) sugere adotar os seguintes critérios para escolha de hidrogramas:

- Ruptura em dia de sol: cheia com período de retorno entre 100 e 500 anos;
- Ruptura por mecanismo hidráulico (galgamento): cheia conhecida com período de retorno elevado, podendo ser a cheia máxima provável (CMP) ou uma cheia com tempo de retorno entre 5000 e 10000 anos.

Contudo, ressalta-se que para a ruptura em dia de sol as condições estabelecidas fazem mais sentido ao ser aplicadas como condição inicial para a zona a jusante da barragem e não como cheias afluentes. Ainda assim, destaca-se o fato de que, para a maioria dos casos, cheias de 2 a 10 anos já possuem capacidade para inundar. Assim, a adoção de cheias com tempo de retorno tão elevado poderia mascarar o resultado oriundo da ruptura.

4.5. Formação da brecha de ruptura

A brecha corresponde ao espaço formado no maciço da barragem após sua falha por onde o volume presente no reservatório escoar, que corresponde ao hidrograma

de ruptura. Sabe-se que a formação dessa brecha de ruptura depende de inúmeros fatores que incluem: a geometria do maciço, sua composição, a maneira como foi construída, tipo e forma da crista, declividade da camada de proteção, dimensão do reservatório, vazão afluente durante a falha e modos de falha (Froehlich, 2008). Contudo, existem muitas incertezas envolvidas neste processo pois os reais mecanismos de ruptura não são totalmente compreendidos. Morris (2000) afirma que essas incertezas com relação ao processo de formação da brecha correspondem a grande parte das incertezas relacionadas aos estudos de ruptura de barragens.

Apesar das incertezas, a formação pré-determinada da brecha é a estratégia de simulação mais utilizada nos dias de hoje para estudos de rompimento. As propriedades da brecha (Figura 19) já vem sendo estudadas há muitos anos, de forma que alguns autores definiram algumas regras para sua determinação a partir de eventos históricos. A Tabela 9 apresenta as regras definidas por ELETROBRÁS (2003), enquanto a Tabela 10 apresenta os critérios determinados por USACE (2014). Como pode se observar nas tabelas, o modo como uma brecha se forma e evolui está diretamente relacionada a aspectos construtivos do barramento.

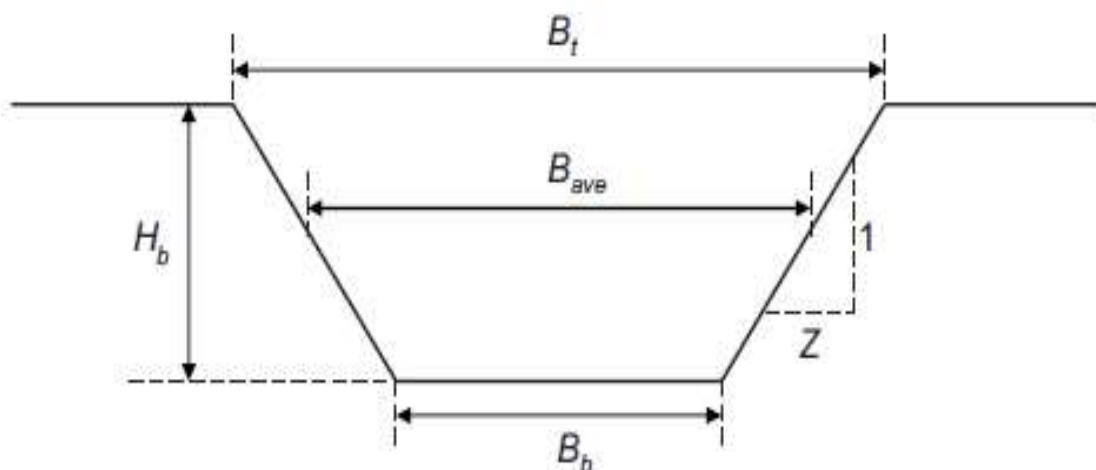


Figura 19. Características geométricas de uma brecha idealizada (Fonte: XU E ZHANG, 2009).

A predição dos parâmetros da brecha é muito importante para a análise dos efeitos da ruptura no vale de jusante, uma vez que sua variação tem influência direta na vazão máxima proveniente da ruptura, nos níveis d'água atingidos a jusante, além do tempo de aviso e evacuação (WAHL, 1997).

Assim, como alternativa aos critérios fixados mostrados na Tabela 9 e Tabela 10, foram desenvolvidos modelos paramétricos para determinação das características

da brecha. Estes modelos são baseados em regressões a partir de dados históricos de ruptura. A Tabela 11 apresenta, resumidamente, algumas das metodologias desenvolvidas nesse sentido.

Tabela 9. Características dos parâmetros da brecha (Adaptada de ELETROBRÁS, 2003).

Tipo de barragem	Tempo de ruptura	Declividade das laterais da brecha	Largura da brecha
Arco	Menor do que 1 hora	Declividade da lateral da brecha entre zero e a declividade do vale	Comprimento da crista
Contraforte	Entre 0,1 e 0,3 horas	Declividade da lateral da brecha normalmente igual à zero	Múltiplos trechos
Gravidade	Entre 0,1 e 0,3 horas	Declividade da lateral da brecha normalmente igual à zero	Um ou mais trechos (usualmente menor do que a metade do comprimento da crista)
Terra e enrocamento	Entre 0,1 e 1 hora (compactada) e entre 0,1 e 0,5 horas (não compactada)	Declividade da lateral da brecha entre 0,25 e 1	Entre 1 e 5 vezes a altura da barragem (normalmente entre 2 e 4 vezes)

Tabela 10. Características da formação da brecha (Adaptado de USACE, 2014).

Tipo de barragem	Largura média da brecha	Declividade da lateral da brecha	Tempo de formação (horas)	Autores
Terra / Enrocamento	Entre $0,5.H_d$ e $3.H_d$	Entre 0 e 45°	0,5 até 4	USACE (1980)
	Entre $1.H_d$ e $5.H_d$		0,1 até 1	FERC
	Entre $2.H_d$ e $5.H_d$		0,1 até 1	NWS
	Entre $0,5.H_d$ e $5.H_d$		0,1 até 4	USACE (2007)
Concreto - Gravidade	Múltiplas falhas	Vertical	0,1 até 0,5	USACE (1980)
	Normalmente $\leq 0,5.L$		0,1 até 0,3	FERC
	Normalmente $\leq 0,5.L$		0,1 até 0,2	NWS
	Múltiplas falhas		0,1 até 0,5	USACE (2007)
Concreto - Arco	Barragem inteira	0 à declividade da parede do vale		USACE (1980)
	Barragem Inteira		≤ 1	FERC
	Entre $0,8.L$ e L			NWS
	Entre $0,8.L$ e L			USACE (2007)

H_d = altura da barragem; L = comprimento da barragem.

Tabela 11. Metodologias para determinação das características da brecha (Adaptada de USACE, 2014).

Autor (ano)	Número de casos estudados	Equações propostas
Johnson e Illes (1976)	-	$0,5 \cdot h_d \leq B \leq 3 \cdot h_d$ para barragens de terra e enrocamento
Singh e Snorrason (1982, 1984)	20	$h_d \leq B \leq 2 \cdot h_d$ $0,15 \text{ m} \leq d_{\text{galgamento}} \leq 0,61 \text{ m}$ $0,25 \text{ h} \leq t_f \leq 1 \text{ h}$
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	42	<u>Barragens de terra e enrocamento:</u> $V_{er} = 0,0261 \cdot (V_{out} \cdot h_w)^{0,769}$ $t_f = 0,0179 \cdot (V_{er})^{0,564}$ <u>Demais barragens:</u> $V_{er} = 0,00348 \cdot (V_{out} \cdot h_w)^{0,852}$
FERC (1987)	-	B é normalmente 2-4 vezes h_d B pode variar de 1 até 5 vezes h_d Z=0,25 até 1,0 para barragens projetadas e compactadas Z=1 até 2 para barragens sem projeto, abandonadas $t_f = 0,1-1 \text{ h}$ para barragens projetadas com terra compactada $t_f = 0,1-0,5 \text{ h}$ para barragens sem projeto mal compactadas
Froehlich (1987)	43	$\bar{B} = 0,47 \cdot K_0 \cdot (S^*)^{0,25}$ $K_0 = 1,4$ para galgamento; $K_0 = 1,0$ para outros tipos de falha $Z = 0,75 \cdot K_c \cdot (h_w^*)^{1,57} \cdot (\bar{w})^{0,73}$ $K_c = 0,6$ para barragens com filtro; $K_c = 1,0$ para barragens sem filtro $t_f^* = 79 \cdot (S^*)^{0,47}$
Bureau of Reclamation (1988)	-	$B = 3 \cdot h_w$ $t_f = 0,011 \cdot B$
Singh e Scarlatos (1988)	52	Tendência da geometria da brecha e tempo de formação: $B_{\text{topo}}/B_{\text{fundo}} \approx 1,29$
Von Thun e Gillette (1990)	57	$B_{ave} = 2,5 \cdot h_w + C_b$ $t_f = 0,02 \cdot h_w + 0,25$ para materiais resistentes a erosão $t_f = 0,015 \cdot h_w$ para materiais facilmente erodíveis
Froehlich (1995a)	63	$\bar{B} = 0,1803 \cdot K_0 \cdot V_w^{0,25} \cdot h_b^{0,19}$ $t_f = 0,00254 \cdot V_w^{0,55} \cdot h_b^{-0,9}$ $K_0 = 1,4$ para galgamento; $K_0 = 1,0$ para outros tipos de falha
Froehlich (2008)	74	$B_{ave} = 0,27 \cdot K_0 \cdot V_w^{0,32} \cdot h_b^{0,04}$ $t_f = 63,2 \cdot \sqrt{\frac{V_w}{g \cdot h_b^2}}$ Taludes de 1H:1V para galgamento e 0,7H:1V para rupturas por erosão interna
Xu & Zhang (2009)	182	$\frac{B_{ave}}{h_b} = 0,787 \cdot \left(\frac{h_d}{h_r}\right)^{0,133} \cdot \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w}\right)^{0,652} \cdot e^{B_3}$

B = B_{ave} = \bar{B} = largura média da brecha; h_w =altura d'água sobre o fundo da brecha; h_d =altura da barragem; V_{er} =volume erodido; V_w =volume de água no reservatório; V_{out} =volume que escoia pela brecha; Z=declividade do talude; t_f =tempo de formação da brecha; C_b =coeficiente em função do

tamanho do reservatório (Tabela 12); h_b =altura final da brecha; h_d =altura da barragem; h_r =altura de referência que corresponde a 15 m; $B_3=b_3+b_4+b_5$; $b_3=-0,041$ para barragens com núcleos, 0,026 para barragens com faces de concreto e -0,026 para barragens homogêneas; $b_4=0,149$ para galgamento e -0,389 para erosão interna; $b_5=0,29$ para barragens altamente erodíveis, -0,14 para barragens com erodibilidade média e -0,391 para barragens com baixa erodibilidade.

Tabela 12. Coeficiente em função do tamanho do reservatório, método de Von Thun e Gillette (Adaptado de USACE, 2014).

Volume do reservatório (m³)	C_b (m)
< 1,23.10 ⁶	6,1
1,23.10 ⁶ - 6,17.10 ⁶	18,3
6,17.10 ⁶ - 1.23.10 ⁷	42,7
> 1,23.10 ⁷	54,9

Sá (2018) realizou um estudo comparativo da largura da brecha e do tempo de formação da mesma obtidos a partir de ensaio em modelo físico reduzido e a partir das metodologias existentes. Neste estudo, a metodologia que obteve a melhor precisão, conforme apresentado na Tabela 13, quanto a largura da brecha foi a de Froehlich (2008). Já para o tempo de formação de brecha, a metodologia com a melhor precisão foi a de Von Thun e Gillette (1990): alta erodibilidade.

Tabela 13. Comparação de metodologias de estimativa da largura da brecha e do tempo de formação de brecha com resultados experimentais (Adaptado de Sá, 2018)

Autores	Desvio percentual Largura da Brecha	Desvio percentual Tempo de Formação	Desvio total (Soma dos valores absolutos dos dois desvios)
Macdonald & Langridge-Monopolis (1984)	-65%	53%	118%
USBR (1988)	163%	153%	316%
Von Thun & Gillette (1990): Baixa erodibilidade	164%	60%	224%
Von Thun & Gillette (1990): Alta erodibilidade	164%	12%	177%
Froehlich (1995a)	20%	-57%	77%
Froehlich (2008)	-3%	-57%	59%
Xu & Zhang (2009): Erodibilidade baixa	6%	333%	339%
Xu & Zhang (2009): Erodibilidade média	37%	38%	75%

Autores	Desvio percentual Largura da Brecha	Desvio percentual Tempo de Formação	Desvio total (Soma dos valores absolutos dos dois desvios)
Xu & Zhang (2009): Erodibilidade Alta	110%	-27%	137%

4.5.1. Largura da brecha

As brechas em barragens de terra/enrocamento são normalmente consideradas com geometria trapezoidal, de maneira que a forma e o tamanho da brecha são definidos pela largura da base e pela declividade das laterais, ou ainda por uma largura média da brecha (WAHL, 2004). Por outro lado, para barragens de concreto o processo de ruptura ocorre de forma relativamente mais rápida (MORRIS E GALLAND, 2000 apud LAURIANO, 2009). Além disso, neste tipo de barragem assume-se que a brecha possui forma retangular.

Wahl (2004), realizou uma análise das incertezas das equações de previsão de parâmetros de rompimento para 108 casos de acidentes. Neste estudo, o autor aponta que a equação de USBR (1988) tende a subestimar a largura da brecha observada. Além disso, indica que as equações de Von Thun e Gillette (1990) e Froehlich (1995a) resultaram em larguras de brecha sumariamente equivalentes à metade do comprimento total da barragem, quando em vista frontal.

A Figura 20 apresenta a comparação da largura média da brecha observada para as barragens Butler, Castlewood, Laurel Run, Orós e South Fork, cujas informações foram obtidas de Froehlich (1995a), com a largura média obtida a partir de algumas das metodologias apresentadas na

. As características das barragens analisadas, bem como os valores obtidos para as brechas teórica e observada, podem ser visualizadas na Tabela 14. Percebe-se uma grande variação entre as metodologias analisadas para todos os casos. Nota-se que não existe uma única metodologia que fornecerá, para todos os casos, o resultado mais próximo do observado. No entanto, pode-se destacar, para os casos analisados, que a metodologia de Bureau of Reclamation (1988) esteve sempre próxima da largura observada para todas as barragens estudadas.

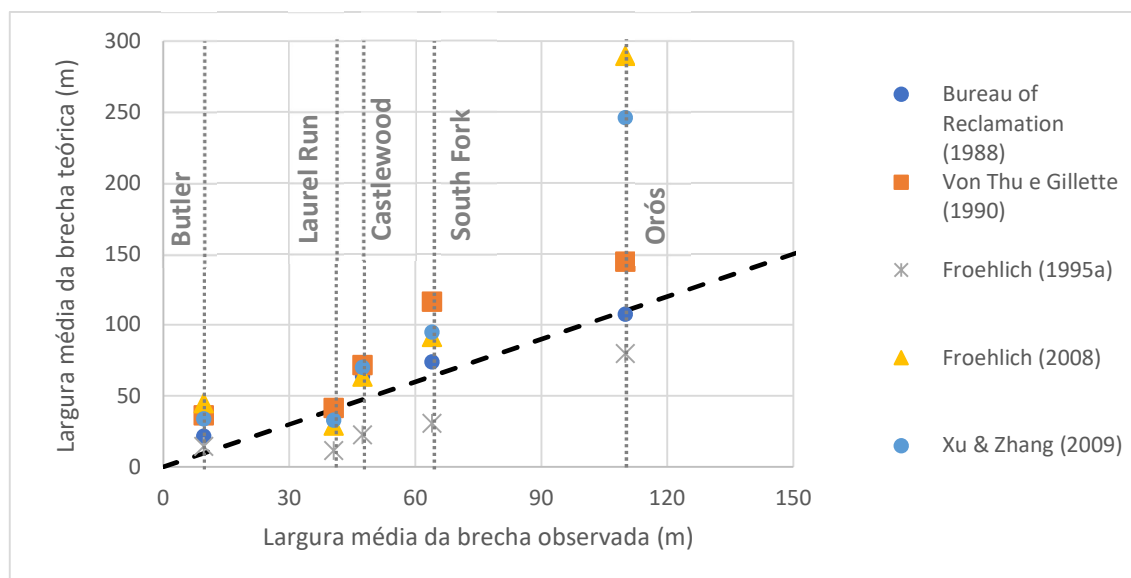


Figura 20. Comparação entre a largura média da brecha por equações teóricas com a observada.

Tabela 14. Comparação entre a largura da brecha teórica e observada.

Barragem	H_w (m)	H_b (m)	V_r (hm^3)	Bureau of Reclamation (1988)	Von Thu e Gillette (1990)	Froehlich (1995a)	Froehlich (2008)	Xu & Zhang (2009)	Largura média da brecha observada (m)
Butler	7,16	7,16	2,38	21,5	36,2	14,4	44,9	33,7	9,63
Castlewood	21,3	21,3	6,17	63,9	71,6	22,5	63,6	70,1	47,4
Laurel Run	14,1	13,7	0,555	42,3	41,4	11,3	28,9	33,0	40,6
Orós	35,8	35,5	660	107,4	144,4	79,7	289,6	246,0	110
South Fork	24,6	24,4	18,9	73,8	116,4	30,5	91,5	94,9	64

4.5.2. Tempo de formação da brecha

O tempo de formação de brecha pode ser influenciado por diversos parâmetros. Saliba (2009) aponta que a forma como ocorre a falha no maciço da barragem influi diretamente no tempo de formação de brecha, sendo, por exemplo, diferente para falhas por galgamento ou por erosão interna. Outro fator que exerce grande influência no tempo de formação de uma brecha é o material que compõe o maciço da barragem, uma vez que a falha ocorre de maneira mais lenta em barragens de terra do que de concreto.

O estudo realizado por Wahl (2004) indica que as equações de Von Thun e Gillette (1990) e Bureau of Reclamation (1988) tendem a subestimar o tempo de formação da brecha, de forma a apresentar resultados mais críticos que as demais. O

autor, então, indica que o tempo de formação de brecha deve estar entre os tempos de Froehlich (1995) e MacDonald and Langridge-Monopolis (1984).

4.6. Vazão máxima proveniente da ruptura

A importância de prever as vazões máximas do hidrograma de ruptura de uma barragem torna-se mais aparente quando a população em risco se encontra mais próxima da estrutura, onde a atenuação do pico e outros efeitos da propagação do hidrograma ainda não ocorreram (WAHL, 2010). Em função de sua importância, o estudo da vazão máxima proveniente da ruptura surgiu como uma alternativa a estratégia de determinação de parâmetros da brecha.

Desde o ano de 1970 inúmeras metodologias foram desenvolvidas nesse sentido (PIERCE et al., 2010). Na grande maioria, as metodologias são elaboradas a partir de modelos paramétricos com regressões de dados históricos de ruptura. Essas metodologias buscam relações entre características da barragem e do reservatório com a vazão máxima.

A Tabela 15 apresenta algumas das metodologias desenvolvidas a partir de modelos de regressão. No entanto, essas relações são frequentemente obtidas a partir de bases de dados limitadas, de forma a agregar incertezas no uso dessas relações.

Tabela 15. Metodologias para obtenção da vazão máxima proveniente da ruptura (Adaptado de Pierce et al., 2010 e Froehlich, 2016).

Parâmetros relacionados	Autor (ano)	Equação	Observação
Função da altura de água represada	Kirkpatrick (1977)	$1,268 (H_w + 0.3)^{2.5}$	-
	Soil Conservation Service - SCS (1981) para $H_d > 31.4$ m	$16,6 (H_w)^{1.85}$	Equação criada por observações em barragens de terra .
	U. S. Bureau of Reclamation (1982)	$19,1 (H_w)^{1.85}$	Foram estudados 21 casos de ruptura de barragens.
	Singh e Snorrason (1982)	$13,4 (H_d)^{1.89}$	-
	Pierce (2008) Linear	$0,784 (H)^{2.668}$	Foram estudados 72 casos de ruptura de barragens.
	Pierce (2008) Curvilínea	$2,325 \ln (H)^{6.405}$	Foram estudados 72 casos de ruptura de barragens.
Função do volume do reservatório	Singh e Snorrason (1984)	$1,776 (V_r)^{0.47}$	-

Parâmetros relacionados	Autor (ano)	Equação	Observação
	Evans (1986)	$0,72 (V_w)^{0.53}$	Foram estudados 29 casos de ruptura de barragens.
	MMC	$0,0039 (V_w)^{0.8122}$	Resulta em maiores vazões quando usada para reservatórios com grande volume armazenado, se comparada com a Eq. de Froehlich (1995b).
Função da altura de água represada e do volume do reservatório	Hagen (1982)	$1,205 (V_w \cdot H_w)^{0.48}$	Melhores resultados para barragens de concreto em arco em vales estreitos.
	MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	$1,154 (V_w \cdot H_w)^{0.412}$	Os autores indicam que a equação é válida para barragens de enrocamento e terra , e Froehlich (1995b) menciona que pode ser usada também em barragens de concreto. Foram estudados 23 casos de ruptura de barragens.
	Costa (1985)	$0,763 (V_w \cdot H_w)^{0.42}$	Válida para barragens de concreto, enrocamento e terra , tendendo a superestimar os resultados quando utilizada para barragens de enrocamento e terra.
	Froehlich (1995b)	$0,607 (V_w^{0.295} \cdot H_w^{1.24})$	Válida para maciços compostos por materiais rochosos, terrosos ou a combinação de ambos . Foram estudados 22 casos de ruptura de barragens.

Parâmetros relacionados	Autor (ano)	Equação	Observação
	Webby (1996)	$0,0443 \cdot \sqrt{g} (V_w^{0,365} \cdot H_w^{1,405})$	Mesma base de dados de Froehlich (1995b). Equação proposta em função de metodologia adimensional.
	Pierce (2008)	$0,038 (V_w^{0,295} \cdot H_w^{1,24})$	Foram estudados 87 casos de ruptura de barragens.
	Azimi et al (2015)	$0,0166 \cdot \sqrt{g \cdot V_w} \cdot H_w$	Foram estudados 94 casos de rupturas de barragem.
	Ferla (2018)	$(1/3) \cdot (H_w^{0,56} \cdot V_w^{0,45})$	Foram estudadas apenas barragens de terra e enrocamento cuja causa de ruptura foi o galgamento.

H_w =altura d'água sobre o fundo da brecha; H_d =altura da barragem; $V_w = V_r$ = volume de água no reservatório

Assim, outros tipos de abordagens também foram exploradas na tentativa de apresentar soluções mais confiáveis. Wetmore e Fread (1991, apud FERLA, 2018) propuseram uma formulação, com embasamento físico, para determinação da vazão de pico em função da brecha formada e do respectivo tempo de formação. A formulação desenvolvida pelos autores está apresentada na equação.

$$Q_{max} = 3,1 \cdot B_b \cdot \left(\frac{23,4 \cdot \frac{A_s}{B_b}}{\frac{t_f}{60} + \frac{23,4 \cdot A_s}{B_b \cdot \sqrt{H_d}}} \right)^3 \quad (1)$$

Na qual:

Q_{max} : vazão de pico do acidente (m^3/s);

B_b : largura final da brecha (m), considerando brecha retangular;

A_s : área do reservatório (m^2);

V_r : volume do reservatório (m^3);

H_w : altura da água no momento da ruptura (m);

H_d : altura da barragem (m);

t_f : tempo de formação da brecha (min).

Outra abordagem foi desenvolvida por Froehlich (2016), que apresentou duas equações para estimar a vazão máxima efluente de eventos de ruptura. Para isso, o autor avaliou 41 casos de ruptura de barragem. Froehlich (2016) elaborou sua primeira equação (equação (2)) a partir de um processo empírico, enquanto a segunda (equação (3)) foi baseada em uma abordagem semiteórica, sendo função não apenas das características da barragem e da brecha de ruptura, como também do tempo de formação desta.

$$Q_{max} = 0,0175 \cdot k_{M1} \cdot k_H \cdot \sqrt{\frac{g \cdot V_w \cdot H_w \cdot H_b^2}{W_{avg}}} \quad (2)$$

Onde:

$$k_{M1} = \begin{cases} 1,85 & \text{para falha por galgamento} \\ 1,00 & \text{para outras falhas} \end{cases}$$

$$k_H = \begin{cases} 1,00 & \text{para } H_b \leq H_s \\ \left(\frac{H_b}{H_s}\right)^{1/3} & \text{para } H_b > H_s \end{cases}$$

$$H_s = \begin{cases} 6,10 \text{ m (Sistema Internacional de unidades)} \\ 20 \text{ ft (Sistema Inglês de unidades)} \end{cases}$$

$$Q_p = Q_{max} \cdot \left(\frac{1}{1 + 0,000045 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{g}{H_b}}} \right)^\beta \quad (3)$$

Em que:

$$Q_{max} = \begin{cases} \frac{8}{27} \cdot \left(\frac{L_a}{\bar{B}}\right)^{0,28} \cdot \left[\bar{B} - m \cdot \left(H_b - \frac{4}{5} \cdot H_w\right)\right] \cdot \sqrt{g \cdot H_w^3} & \text{para } H_w \leq H_b \\ \frac{8}{27} \cdot \left(\frac{L_a}{\bar{B}}\right)^{0,28} \cdot \left\{ \left(\bar{B} - m \cdot H_b\right) - \frac{4}{5} \cdot m \cdot H_w \cdot \left[\left(1 - \frac{H_b}{H_w}\right)^{5/2} - 1 \right] \right\} \cdot \sqrt{g \cdot H_w^3} & \text{para } H_w > H_b \end{cases}$$

$$\bar{B} = 0,27 \cdot k_{M2} \cdot V_w^{1/3}$$

$$k_{M2} = \begin{cases} 1,30 & \text{para falha por galgamento} \\ 1,00 & \text{para outras falhas} \end{cases}$$

$$m = \begin{cases} 1,00 & \text{para galgamentos} \\ 0,7 & \text{para outras falhas} \end{cases}$$

$$t_f = 63,2 \cdot \sqrt{\frac{V_w}{g \cdot H_b^2}}$$

Onde:

Q_{max} : vazão máxima do acidente, independente do tempo de falha (m^3/s);

W_{avg} : Largura média do barramento em corte transversal (m);

V_{wb} : volume de água acima da base da brecha no momento da ruptura (m^3);

H_w : Altura de água acima da base da brecha no momento da ruptura (m);

H_b : Altura da brecha (m);

L_a : Largura de aproximação do escoamento (m);

Q_p : vazão máxima dependente do tempo de falha (m^3/s);

t_f : tempo de formação da brecha de ruptura, ou tempo de falha (s);

g : aceleração da gravidade (m/s^2);

\bar{B} : largura média da brecha trapezoidal (m).

Diferentemente das relações anteriores, Wurbs (1987), indica que a vazão máxima (Q_p) é, em suma, função do tipo de barragem na qual ocorre a falha. Segundo o autor, em grandes barragens, a vazão máxima ocorre quando a brecha atinge sua máxima largura e profundidade, enquanto que para pequenas barragens o pico de vazão ocorre antes do desenvolvimento completo da brecha em função de mudanças significativas no nível do reservatório durante este processo.

Contudo, Collischonn (1997) afirma que:

“Mais importante que as equações utilizadas no cálculo da vazão através da brecha é a consideração dos efeitos hidrodinâmicos no interior do reservatório. O rompimento da bagagem gera uma onda positiva para jusante da barragem e uma onda negativa que se propaga para montante no interior do reservatório. Quando o rompimento é gradual. O efeito desta onda é pequeno, e o reservatório se comporta como se houvesse uma grande abertura de comportas. A modelação deste processo é importante porque a vazão através da brecha depende do nível da água. Em processos de formação de brecha lentos, um modelo de propagação em reservatório do tipo hidrológico pode ser utilizado, mas se o rompimento for muito rápido ou instantâneo, a declividade da linha da água ao longo do reservatório vai exigir a utilização de um modelo hidrodinâmico (Fread, 1977). Não considerar esta onda negativa pode resultar num pico de vazão de ruptura superestimado em relação ao real.”

A Figura 21 e a Tabela 16 apresentam uma comparação entre as vazões calculadas através das equações de previsão de vazão de pico que são função da altura d'água represada e volume do reservatório (fator de barragem), com exceção da equação de Hagen (1982), para as mesmas barragens avaliadas no item 4.5.1. Percebe-se que, assim como para as equações de previsão da largura média da brecha, existe uma grande variabilidade entre as metodologias e não se pode apontar uma única metodologia para ser utilizada em todos os casos. Contudo, ressalta-se que, para os casos avaliados, as equações de previsão forneceram valores próximos dos observados.

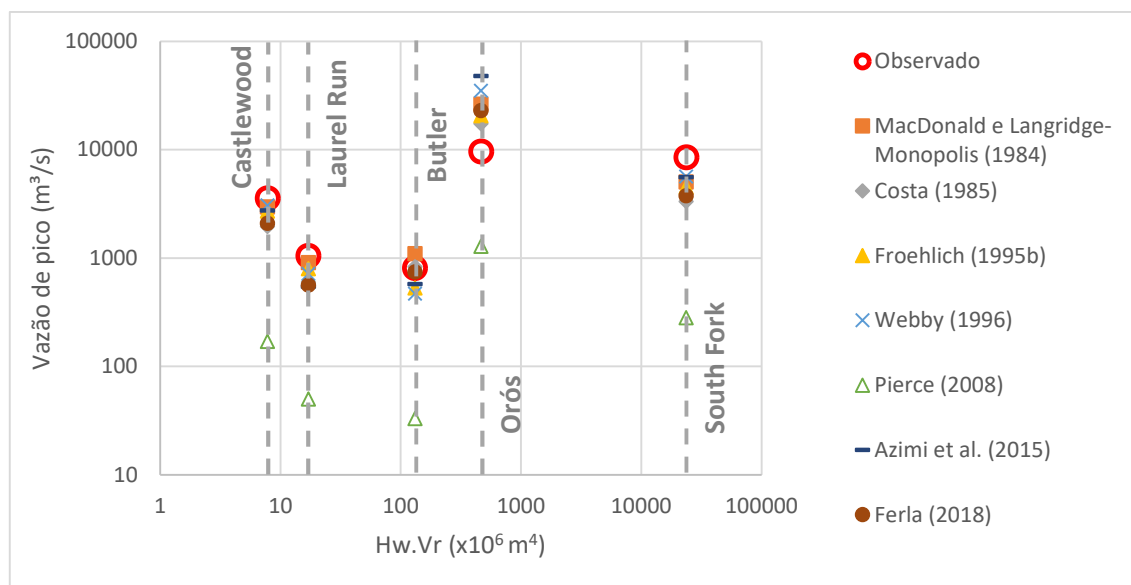


Figura 21. Comparação entre métodos de estimativa da vazão de pico (observada x estimada).

Tabela 16. Comparação entre a vazão de pico estimada por equações de previsão e observada.

Barragem	MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	Costa (1985)	Froehlich (1995b)	Webby (1996)	Pierce (2008)	Azimi et al, (2015)	Ferla (2018)	Vazão de pico observada (m³/s)
Butler	1100,5	831,3	530,1	468,6	33,2	574,3	743,2	810
Castlewood	2965,1	1960,5	2713,4	3069,5	169,9	2750,8	2100,9	3570
Laurel Run	906,7	599,5	799,4	713,8	50,0	546,1	564,1	1050
Orós	26244,9	17352,6	20500,7	35041,1	1283,4	47818,7	23006,4	9630
South Fork	5041,0	3333,0	4513,4	5654,7	282,6	5560,4	3768,9	8500

4.7. Hidrograma de ruptura

O hidrograma de ruptura é outro fator que influi diretamente nos tempos de alerta e evacuação de áreas a jusante, níveis de inundação, além de velocidades de escoamento associados. Estes dados são fundamentais para elaborar-se um plano de emergência realista, que proporcione a minimização do número de vítimas, perdas econômicas e de danos do meio ambiente (SALIBA, 2009). Portanto, uma boa estimativa do hidrograma de ruptura é essencial para a elaboração de um PAE.

Segundo Campos et al. (2018), os hidrogramas de ruptura de barragens são função direta do volume de água e sedimentos (ou rejeito) armazenados nos reservatórios das barragens, bem como do tempo e da forma de sua liberação. Tschiedel (2017) indica que diversos pesquisadores desenvolveram estudos na tentativa de encontrar relações que permitissem a obtenção do hidrograma resultante da falha em uma barragem. Em seu estudo, este autor cita que:

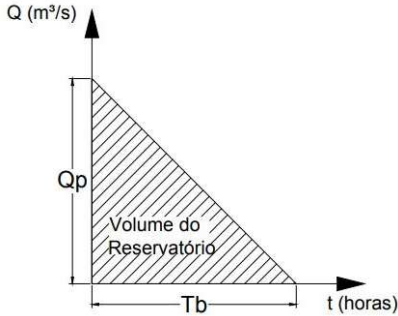
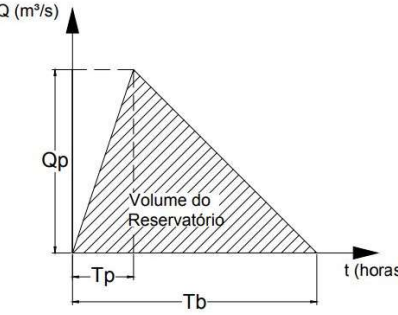
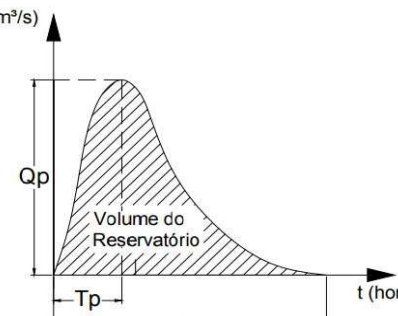
“Collischonn e Tucci (1997) e Gallegos, Schubert e Sanders (2009) apontam que o volume do reservatório é um dos dados de entrada, cuja mudança causa mais impactos da onda de inundação a jusante, seguida pelo coeficiente de Manning. Huokuna (2001) e Hooshyaripor, Tahershamsi e Razi (2017), no entanto, mostram que a configuração da brecha é um dos principais determinantes da forma e intensidade da hidrograma formado a jusante, bem como o volume do reservatório. Kuhlkamp (2016), Souza (2016) e Kim e Sanders (2016) indicam que os hidrogramas gerados a partir de brechas com diferentes configurações tendem a convergir para valores semelhantes no vale a jusante, com maiores diferenças para seções próximas do maciço da barragem.”

A previsão da forma do hidrograma defluente, sem que se utilize uma abordagem de evolução pré-determinada da brecha em que o software efetua o cálculo do hidrograma, é bastante complexa. Por esta razão, tem-se utilizado formas simplificadas de hidrogramas. A Tabela 17 apresenta algumas opções de formas de hidrogramas propostos ao longo dos anos.

Em geral, a avaliação dos efeitos da ruptura a partir de um hidrograma estimado vem sendo feita utilizando-se o hidrograma triangular simplificado proposto por Mascarenhas (1990, apud BRASIL, 2005). Neste caso, estima-se o pico do hidrograma e calcula-se o tempo restante para que o reservatório seja esvaziado.

Segundo Wahl (2004), em alguns casos o tempo de formação da brecha coincide com o tempo de pico do hidrograma de ruptura, com exceção de reservatórios relativamente pequenos onde o pico pode ocorrer antes do fim da formação da brecha. Por esta razão, a adoção do tempo de formação de brecha como o tempo de pico do hidrograma de ruptura se tornou uma prática muito utilizada neste tipo de estudo.

Tabela 17. Formas do hidrograma (Adaptado de BRASIL, 2005).

Autor (ano)	Tipo de hidrograma	Hidrograma
	Hidrograma triangular simplificado $(T_p = 0)$	$Q(t) = Q_p - \frac{Q_p}{T_b} \cdot t$ 
Mascarenhas (1990)	Hidrograma triangular simplificado $(T_p \neq 0)$	$Q(t) = Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p}\right) \text{ para } 0 \leq t \leq T_p$ $Q(t) = Q_p - Q_p \cdot \left(\frac{t - T_p}{T_b - T_p}\right) \text{ para } t \geq T_p$ 
Barifield et al. (1991, apud WALTHER et al. 2000)	Hidrograma com decaimento parabólico	$Q(t) = Q_p \cdot \left[\left(\frac{t}{T_p}\right) \cdot e^{\left(1 - \frac{t}{T_p}\right)}\right]$ 

onde: Q_p : vazão de pico defluente da ruptura da barragem (m^3/s); T_p : tempo de pico do hidrograma (s); T_b : tempo de base do hidrograma (s); t : variável independente relativa ao tempo (s).

4.8. Métodos simplificados de propagação de hidrograma

Atualmente, existem inúmeros softwares, conforme mostrado no item 4.4.2, e mesmo metodologias simplificadas capazes de reproduzir o comportamento de rupturas de barragens. Segundo Ferla (2018), o interesse pelo desenvolvimento de métodos simplificados para determinação de características envolvendo rompimento de barragens já é conhecido há, pelo menos, 40 anos.

Melo (2015) destaca que a utilização de abordagens simplificadas de métodos de rompimento de barragens ocorre devido à falta de informações necessárias quando da utilização de abordagens sofisticadas, como, por exemplo, dados de terreno, formas de falha no maciço da barragem, dados hidráulicos e hidrológicos, entre outros. Contudo, ressalta-se que o uso de métodos simplificados não deve subsidiar a elaboração de um Plano de Ação Emergencial (PAE), uma vez que os resultados provenientes destes métodos não possuem o grau de detalhamento necessário para compor este plano.

Muitas metodologias, que permitem avaliar os efeitos oriundos da ruptura de barragens, foram criadas ao longo dos anos (e.g. CUNGE, 1969; WETMORE e FREAD, 1991; MELO, 2015; entre outros). No entanto, ainda não se pode apontar com certeza a abrangência para a utilização desse tipo de abordagem. Recentemente, diversos autores vêm estudando exatamente este fator, avaliando a eficácia desses tipos de metodologias simplificadas frente aos resultados adquiridos com o uso de metodologias numéricas (e.g. MELO, 2015; TEIXEIRA et al., 2016; FERLA et al., 2017; entre outros). Praticamente todos os estudos apontam a possibilidade da utilização de métodos simplificados para uma pré-avaliação dos efeitos causados a jusante da barragem no caso de uma ruptura e, conforme já mencionado, ainda não estão aptas para subsidiar o PAE.

Segundo Pontes & Collischonn (2015):

“Em geral, os modelos hidrodinâmicos representam muito bem os efeitos de amortecimento, translação, efeitos de jusante e a planície de inundação, além de propagarem a onda de cheia conservando o volume dos hidrogramas e representando bem as vazões de pico. Em contrapartida, os modelos hidrodinâmicos podem exigir um alto custo computacional, especialmente se o modelo necessita ser aplicado um grande número de vezes, ou se a simulação é

realizada para vários períodos de tempo. Diante disso, modelos mais simplificados de propagação de vazão ainda têm uma grande importância, uma vez que eles exigem menos dados de entrada e, normalmente, são mais eficientes computacionalmente. Esses modelos visam cada vez mais contemplar os efeitos representados por modelos hidrodinâmicos.”

Modelos hidrodinâmicos procuram resolver as equações completas de Saint-Venant, representadas pela equação da continuidade (equação (4)) e a equação da conservação da quantidade de movimento (equação (5)), a partir de metodologias numéricas. A equação da conservação da quantidade de movimento, ou equação dinâmica, representa as forças que agem sobre o escoamento e a consequente aceleração do escoamento (FAN et al., 2014).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = g \cdot A \cdot S_0 - g \cdot A \cdot S_f \quad (5)$$

Onde:

Q: vazão (m³/s);

t: tempo (s);

A: área da seção (m²);

x: distância ao longo do rio no sentido longitudinal (m);

y: profundidade do escoamento (m);

S₀: declividade do fundo do rio (m/m);

S_f: declividade da linha de energia (m/m);

g: aceleração da gravidade (m/s²).

A equação dinâmica pode ser decomposta por cinco termos (FAN et al., 2014):

$$F_1 = g \cdot A \cdot S_f \quad (\text{força de atrito}) \quad (6)$$

$$F_2 = g \cdot A \cdot S_0 \quad (\text{força peso}) \quad (7)$$

$$F_3 = g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} \quad (\text{força de pressão}) \quad (8)$$

$$F_4 = \frac{\partial (Q^2 / A)}{\partial x} \quad (\text{inércia advectiva}) \quad (9)$$

$$F_4 = \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (\text{inércia local}) \quad (10)$$

Já as abordagens mais simplificadas buscam propagar o hidrograma de ruptura, simplificando a complexidade do problema sem que haja perda significativa da veracidade dos resultados (FERLA, 2018). Em alguns modelos, essas simplificações consistem em alternativas para a resolução das equações de Saint-Venant, visto que estas não possuem uma solução analítica.

Em rios que possuem alta declividade, Chanson (2004) aponta que os F_3 , F_4 e F_5 são muito inferiores aos termos F_1 e F_2 (FAN et al., 2014). Nestes casos, adota-se uma aproximação das equações de Saint-Venant, combinando-se as equações (4) e (5) e desconsiderando os termos F_3 , F_4 e F_5 . Este modelo é denominado de Onda cinemática, descrito pela equação (11). O modelo Muskingum-Cunge é uma solução numérica do modelo onda cinemática, sendo um dos modelos mais utilizados para a propagação do escoamento em modelos chuva-vazão. No entanto, devido às simplificações realizadas, este modelo tem dificuldade de representar diversos comportamentos como o remanso na entrada de reservatórios ou o efeito de marés sobre o escoamento (Fan et al., 2014).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (11)$$

Sendo:

C: celeridade (velocidade de propagação) da onda de cheia (m/s).

Por outro lado, em rios de menor declividade, os termos de inércia (F_4 e F_5) possuem menor influência, enquanto a força de pressão apresenta uma contribuição maior que os demais (FAN et al., 2014). Desprezando-se os termos F_4 e F_5 obtém-se

o modelo denominado de não-inercial. A combinação da equação da quantidade de movimento sem os termos inerciais com a equação da continuidade em uma única equação dá origem ao modelo de difusão, como mostra a equação (12). Este modelo tem como vantagem uma representação adequada da atenuação de uma onda de cheia propagada para jusante. Contudo, assim como o modelo de onda cinemática, não representa corretamente os efeitos de jusante (FAN et al., 2014).

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = D \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (12)$$

Sendo:

C: celeridade da onda de cheia (m/s);

D: coeficiente de difusão.

O modelo inercial, ou modelo inercial simplificado, é resultado da combinação das equações da continuidade e da conservação da quantidade de movimento, desprezando-se o termo de advecção F_4 (resultando na equação (13)) ou combinando-se o termo de pressão F_3 e o do peso F_2 (resultando na equação (14)), sendo ambos os casos equivalentes. Este modelo, quando comparado àqueles que negligenciam os termos inerciais, apresenta vantagens na aplicação de métodos numéricos explícitos (FAN et al., 2014). A Tabela 18 apresenta um resumo das metodologias simplificadas de propagação de hidrogramas que utilizam simplificações das equações de Saint-Venant.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - g \cdot A \cdot S_0 + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad (13)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad (14)$$

No entanto, além dos métodos que simplificam as equações de Saint-Venant, existem outros tipos de métodos simplificados que vem sendo utilizados para propagação de ondas de cheia. Tais métodos baseiam-se em dados empíricos obtidos a partir de eventos de rupturas já ocorridos e também de simulações já realizadas. As metodologias desenvolvidas por Melo (2015) e Wetmore e Fread (1983) são exemplos deste tipo de método. Outros métodos simplificados para propagação de hidrogramas, que requerem uma quantidade reduzida de dados e esforço para estimar a vazão

máxima oriunda da ruptura, foram desenvolvidos por Soil Conservation Service (SCS, 1981), Hagen (1982), Costa (1985), Barker and Schaefer (2007), and Environment Agency (2014).

Tabela 18. Modelos resultantes das simplificações das Equações de Saint-Venant (Adaptado de Ferla, 2018).

Modelo	Equação da continuidade	Equação da conservação da quantidade de movimento
Onda Cinemática	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$	$g \cdot A \cdot S_0 - g \cdot A \cdot S_f = 0$
Não-Inercial	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$	$g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - g \cdot A \cdot S_0 + g \cdot A \cdot S_f = 0$
Difusão		$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = D \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}$
Inercial	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$	$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - g \cdot A \cdot S_0 + g \cdot A \cdot S_f = 0$ ou $\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0$

A seguir, são apresentadas duas das metodologias existentes que podem ser utilizadas para avaliação de impactos oriundos da ruptura de barragens. Estas metodologias correspondem a uma das metodologias mais utilizadas para propagação de hidrogramas, que consiste em uma simplificação das equações de Saint-Venant, e uma metodologia mais recente, desenvolvida no contexto da análise dos efeitos da ruptura de barragens. São elas:

- Muskingum-Cunge (Cunge, 1969);
- *Simplified “Dam-Break” flood modelling* (Melo, 2015)

4.8.1. Muskingum-Cunge (1969)

O método Muskingum original combina a equação da continuidade a uma equação simplificada que relaciona o armazenamento em um trecho de rio às vazões

de entrada e saída do trecho. Dessa forma, a equação da continuidade de um trecho de rio de tamanho finito é:

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (15)$$

Em que:

S: volume armazenado no trecho;

I: vazão de entrada;

Q: vazão de saída;

t: passo de tempo.

A equação (15) pode ser aproximada pelo método de diferenças finitas, resultando em:

$$\frac{S_{t+\Delta t} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_{t+\Delta t} - I_t}{2} - \frac{Q_{t+\Delta t} - Q_t}{2} \quad (16)$$

O método está baseado em uma relação entre a vazão e o armazenamento, sendo que a vazão do trecho é representada por uma ponderação entre a vazão de entrada (I) e de saída (Q):

$$S = K \cdot [X \cdot I - (1 - X) \cdot Q] \quad (17)$$

Sendo que:

$$S_t = K \cdot [X \cdot I_t - (1 - X) \cdot Q_t] \quad (18)$$

$$S_{t+\Delta t} = K \cdot [X \cdot I_{t+\Delta t} - (1 - X) \cdot Q_{t+\Delta t}] \quad (19)$$

Na qual:

X: ponderador adimensional cujo valor deve estar entre 0 e 1;

K: ponderador de tempo e deve ser expresso nas mesmas unidades de Δt .

Visando à minimização da possibilidade de erros, os parâmetros X e K devem ser determinados de tal forma que respeitem o seguinte critério:

$$X \leq \frac{\Delta t}{2 \cdot K} \leq (1 - X) \quad (20)$$

Assim, a vazão de saída de um trecho de rio ao final de um intervalo de tempo Δt pode ser relacionada às vazões de entrada e saída no início do intervalo de tempo e à vazão de entrada ao final do intervalo de tempo:

$$Q_{t+\Delta t} = C_1 \cdot I_{t+\Delta t} + C_2 \cdot I_t + C_3 \cdot Q_t \quad (21)$$

Onde:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2 \cdot K \cdot X}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + \Delta t} \quad (22)$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2 \cdot K \cdot X}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + \Delta t} \quad (23)$$

$$C_3 = \frac{2 \cdot K \cdot (1 - X) - \Delta t}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + \Delta t} \quad (24)$$

Os parâmetros K e X são ponderadores e com isso devem ser determinados antes do início da aplicação do método. No entanto, necessita-se de dados observados nos extremos do trecho analisado para que se possa determinar os parâmetros com uma certa precisão.

Nesse sentido, Cunge desenvolveu uma metodologia denominada de Muskingum-Cunge, semelhante a anterior, mas com a vantagem de utilizar dados facilmente obtidos para determinação dos ponderadores. Assim, o valor de K é obtido dividindo o comprimento do trecho pela celeridade da onda de cheia, como mostra a equação (25).

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad (25)$$

Em que:

K: parâmetro do modelo Muskingum (s);

Δx : comprimento do trecho do rio (m);

c: celeridade cinemática da onda de cheia (m/s).

Importante salientar que o valor da celeridade da onda de cheia (c) é estimado como sendo igual a $5/3$ da velocidade média do escoamento, para a vazão de referência, e, embora seja um parâmetro de valor constante ao longo da análise, sabe-se que na prática não é isto que ocorre. Segundo Tucci (1998), a vazão de referência deve estar próxima de 70% da vazão máxima.

Para que o modelo represente de maneira correta a atenuação da onda de cheia, é necessário que o comprimento de trecho do rio seja determinado de forma cautelosa. Assim, a equação (26) apresenta uma estimativa do valor adequado para Δx :

$$\Delta x \leq \frac{c \cdot \Delta t}{2} \cdot \left[1 + \left(1 + 1,5 \cdot \frac{Q}{B \cdot c \cdot S_0 \cdot \Delta x} \right)^{1/2} \right] \quad (26)$$

Onde:

Q: vazão de referência (m^3/s);

B: largura do rio (m);

S_0 : declividade do fundo do rio (m/m);

Δx : comprimento do trecho do rio (m);

Δt : passo de tempo (s);

c : celeridade cinemática da onda de cheia (m/s).

Uma vez definido o comprimento de cada trecho, deve-se determinar o número de trechos (N) dividindo o comprimento do rio ou canal (L) pelo comprimento de cada trecho:

$$N = \frac{L}{\Delta x} \quad (27)$$

A partir do número de trechos arredondado para inteiro, deve-se recalcular o comprimento de cada trecho:

$$\Delta x = \frac{L}{N} \quad (28)$$

Com o objetivo de evitar erros nos valores do hidrograma de saída, é necessário definir um tempo de cálculo suficientemente pequeno. Dessa forma, o tempo de cálculo deve ser definido a partir da equação (29).

$$\Delta t \leq \frac{T_r}{5} \quad (29)$$

Onde:

T_r : tempo de ascensão do hidrograma;

Cunge (1969) indica que o parâmetro X controla a atenuação da onda de cheia e demonstrou que o valor do parâmetro que melhor representa esta atenuação pode ser descrito pela equação (30).

$$X = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{Q}{B \cdot c \cdot S_0 \cdot \Delta x} \right) \quad (30)$$

Onde:

Q : vazão de referência (m^3/s);

B : largura do rio (m);

S_0 : declividade do fundo do rio (m/m);

Δx : comprimento do trecho do rio (m);

c : celeridade cinemática da onda de cheia (m/s).

4.8.2. Simplified Dam-Break flood modeling (2015)

O pesquisador português José Falcão Melo e a equipe do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) desenvolveram a metodologia denominada “*Simplified Dam-Break flood modeling*”, que surgiu da constatação da necessidade de implementação e/ou aprimoramento de regulamentações acerca da segurança de barragens no mundo cujos dados são escassos.

A metodologia simplificada substitui a simulação numérica da propagação do hidrograma ao longo do vale a jusante por expressões semi-empíricas a partir de duas aproximações (MELO, 2015): (I) estimativa da máxima distância longitudinal ao rio na qual as consequências do rompimento são significativas; (II) estimativa da vazão de pico em seções transversais ao longo do rio.

O método de Melo pode ser subdividido em quatro etapas:

- Determinação da distância máxima afetada a jusante;
- Cálculo da vazão máxima proveniente da ruptura;
- Estimativa do amortecimento da vazão de pico ao longo do vale a jusante;
- Estimativa de níveis máximos em pontos específicos a jusante.

Segundo Melo (2015), diversos estudos envolvendo falhas em barragens foram considerados para obter equações que permitissem estimar a distância máxima percorrida pela onda de cheia produzida pela ruptura de barragens. As equações obtidas são apresentadas abaixo:

Se $V_{m\acute{a}x} \leq 1000,0 \text{ hm}^3$:

$$D_{m\acute{a}x} = 8,87 \cdot 10^{-8} \cdot V_{m\acute{a}x}^3 - 2,602 \cdot 10^{-4} \cdot V_{m\acute{a}x}^2 + 2,648 \cdot 10^{-1} \cdot V_{m\acute{a}x} + 6,737 \quad (31)$$

Se $V_{m\acute{a}x} \geq 1000,0 \text{ hm}^3$:

$$D_{m\acute{a}x} = 100 \text{ km} \quad (32)$$

Onde:

$D_{m\acute{a}x}$: distância máxima a jusante atingida pela onda de cheia (km);

$V_{m\acute{a}x}$: capacidade máxima de armazenamento no reservatório (hm^3).

4.8.2.1. Cálculo da vazão máxima proveniente da ruptura

A determinação da vazão máxima é feita a partir das equações apresentadas na Tabela 15.

4.8.2.2. Estimativa do amortecimento da vazão de pico ao longo do vale a jusante

A partir da vazão máxima determinada na etapa anterior, calcula-se a vazão máxima em cada uma das seções transversais estudadas ao longo do rio, estabelecendo-se o amortecimento da vazão de pico ao longo do vale de jusante. Segundo Melo (2015), cerca de 20 seções transversais permitem resultados aceitáveis para a grande parte dos casos. Contudo, sabe-se que nem sempre se dispõe de uma quantidade tão grande de dados e por isso deve-se testar a eficiência do método com menos seções.

Assim, as vazões máximas em cada uma das seções estudadas são obtidas a partir das equações propostas por U. S. Bureau of Reclamation (USBR, 1989)⁵ e Dams Sector (2011)⁶, apresentadas a seguir:

Para $V_r > 6,2 \text{ hm}^3$:

$$\frac{Q_x}{Q_{m\acute{a}x}} = 10^{-0,01243 \cdot x} \quad (33)$$

Para $V_r \leq 6,2 \text{ hm}^3$:

$$\frac{Q_x}{Q_{m\acute{a}x}} = a \cdot e^{b \cdot x} \quad (34)$$

$$a = 0,002 \cdot \ln(V_r) + 0,9626$$

$$b = -0,20047 \cdot (V_r + 25000)^{-0,5979}$$

Sendo:

Q_x : vazão observada na seção em questão (m^3/s);

$Q_{m\acute{a}x}$: vazão máxima na primeira seção analisada (seção do hidrograma de entrada) (m^3/s);

X : distância da seção em questão até a primeira seção analisada (seção do hidrograma de entrada) (km para a equação (33) e m para a Equação (34));

V_r : volume do reservatório (m^3).

4.8.2.3. Estimativa de níveis máximos em pontos específicos a jusante

Uma vez definidas as vazões máximas nas seções de interesse analisadas, o estabelecimento da profundidade máxima atingida, de acordo com a metodologia proposta por Melo (2015), é feito utilizando-se a equação de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \sqrt{S_0} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \quad (35)$$

⁵ U. S. BUREAU OF RECLAMATION (USBR, Colorado). Policy and Procedures for Dam Safety Modification Decisionmaking. Denver: Department of Interior, 1989. 302 p.

⁶ DAMS SECTOR. Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios. U. S. Department of Homeland Security, 2011. 94 p.

Onde:

Q: vazão na seção analisada (m^3/s);

n: coeficiente de Manning ($\text{s}\cdot\text{m}^{-1/3}$);

S_0 : declividade da linha de energia (m/m);

A: área molhada da seção para a profundidade analisada (m^2);

R_h : raio hidráulico da seção para a profundidade analisada (m). Como aproximação, pode ser estimado pela razão entre a área molhada (A) e a largura da seção na profundidade analisada (B).

5. METODOLOGIA

Nesse capítulo serão descritas as etapas definidas para a elaboração da pesquisa. Conforme mostra a Figura 22, o estudo foi dividido em 8 etapas:

1. Coleta de dados (altura da barragem, volume do reservatório, topobatimetria) e definição das características das barragens estudadas;
2. Definição dos cenários e condições estudadas;
3. Análise das metodologias de vazão máxima do hidrograma de ruptura;
4. Definição dos hidrogramas de ruptura;
5. Simulação de ruptura de barragens;
6. Aplicação das metodologias simplificadas;
7. Análise dos resultados provenientes das simulações e dos métodos simplificados;
8. Estudo de caso;

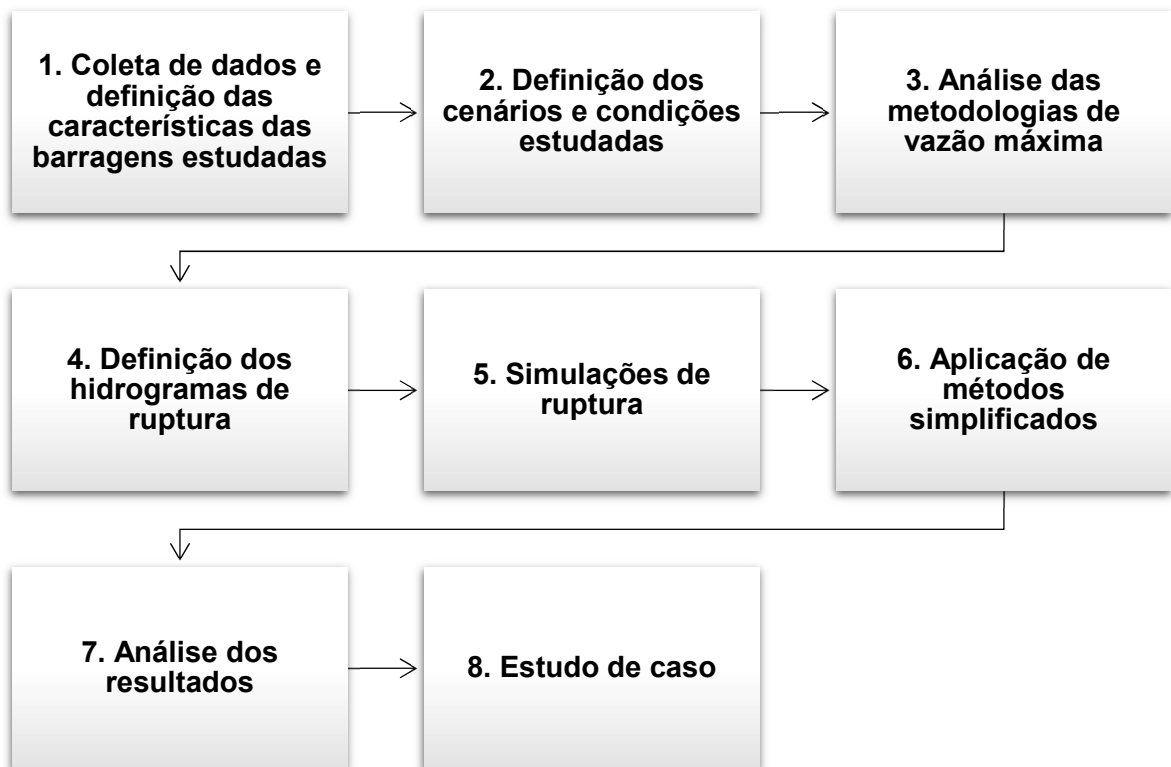


Figura 22. Etapas do estudo a serem desenvolvidas.

5.1. Coleta de dados e definição das características das barragens estudadas

A primeira etapa consistiu na coleta de informações para a realização do estudo proposto. Nesse sentido, foram obtidos junto a empreendedores relatórios de estudos de ruptura de 15 barragens que foram somados a base de dados obtida por Galeano (2016). A Tabela 19 apresenta as características das barragens obtidas, sendo que os nomes e localizações das barragens obtidas junto aos empreendedores foram preservadas e estas serão apresentadas de maneira genérica.

Tabela 19. Informações coletadas de barragens.

i	Barragem	Tipo	H _d (m)	V _r (hm ³)	A _d (km ²)	Informações sobre o vale de jusante
1	Barragem A	Terra	28,0	1,0	-	Sim
2	Barragem B	Terra	65,0	56,0	-	Sim
3	Barragem C	Terra	112,0	136,0	-	Sim
4	Barragem D	Concreto gravidade	48,0	135,2	951	Não
5	Barragem E	Concreto gravidade	53,5	90,0	1073	Não
6	Barragem F	Concreto gravidade	94,9	58,1	1450	Não
7	Barragem G	Concreto gravidade	40,0	20,4	1499	Não
8	Barragem H	Concreto gravidade	54,4	29,3	1632	Não
9	Barragem I	Concreto gravidade	60,7	37,6	1730	Não
10	Barragem J	Concreto gravidade	77,0	39,7	397	Não
11	Barragem K	Concreto gravidade	27,0	53,7	140	Não
12	Barragem L	Concreto gravidade	36,0	105,6	-	Não
13	Barragem M	Concreto gravidade	35,0	302,0	-	Não
14	Barragem N	Concreto gravidade	4,4	536,2	-	Não
15	Barragem O	Concreto gravidade	15,0	1,8	-	Não
16	Johnston City	Terra Homogênea	4,3	0,6	-	Não
17	South Fork	Terra homogênea	21,9	14,2	-	Não
18	Bullock Draw Dike	Terra Homogênea	5,8	1,1	-	Não
19	Hatchtown	Terra	19	14,8	-	Não
20	Lower Latham	Terra Homogênea	8,2	7,1	-	Não
21	Lawn Lake	Terra Homogênea	7,9	0,9	-	Não
22	Butler	Terra Homogênea	7,16	2,4	-	Não
23	Fred Burr	Terra Homogênea	16	0,6	-	Não

i	Barragem	Tipo	H _d (m)	V _r (hm ³)	A _d (km ²)	Informações sobre o vale de jusante
24	Lake Avalon	Terra	14,5	7,8	-	Não
25	Canyon Lake	-	11,3	0,6	-	Não
26	Frenchman Creek	Terra Homogênea	12,5	21,0	-	Não

H_b: altura da barragem; V_r: volume do reservatório; A_d: área de drenagem da bacia cujo exutório corresponde à barragem.

Foram obtidas informações de 13 barragens de terra, de 12 barragens de concreto e uma barragem cujo tipo não foi encontrado. A altura média das barragens de terra é de 24,8 m, enquanto a altura média das barragens de concreto é de 45,5 m. No que diz respeito aos reservatórios, o volume médio dos reservatórios das barragens de terra é de 20,3 hm³ e o das barragens de concreto é de 117,5 hm³. A Figura 23 apresenta a relação entre altura da barragem e volume no reservatório das barragens estudadas, sendo os pontos em vermelho correspondentes às barragens de terra e os demais às barragens de concreto. Em geral, percebe-se que para barragens com altura maior que 30 m o volume do reservatório gira em torno de 100 hm³.

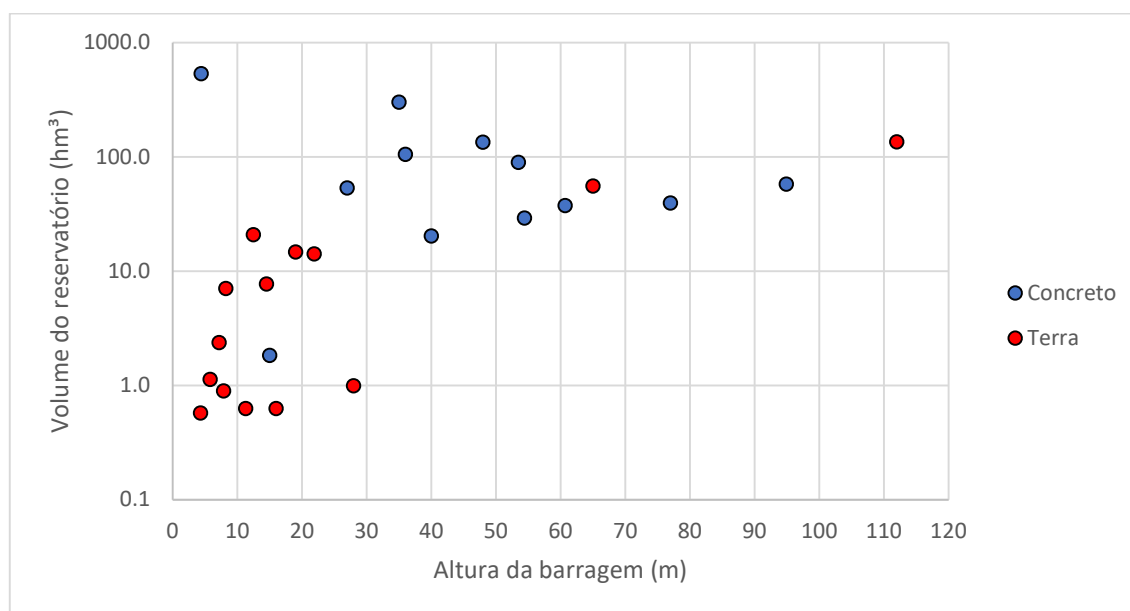


Figura 23. Distribuição das barragens da base de dados.

Conforme apresentado em ANA (2016a), a Agência Nacional de Águas adota o mesmo fator utilizados pelas normas francesas, pelo Boletim nº 157 da ICOLD e pela legislação portuguesa para classificação de barragens quanto ao seu porte. Trata-se do fator X (apresentado na equação (36)) e cujo comportamento pode ser visto na

Figura 24), denominado de fator de perigosidade pela legislação portuguesa e que classifica as barragens conforme apresentado na Tabela 20.

$$X = H_d^2 \cdot \sqrt{V_r} \quad (36)$$

Onde:

H_d : altura da barragem (m);

V_r : volume do reservatório (hm^3).

Tabela 20. Classificação das barragens quanto ao porte (Adaptado de ANA, 2016a).

Porte da barragem	Faixa abrangida pela classificação
Pequena	$X \leq 400$
Média	$400 < X \leq 1000$
Grande	$X > 1000$

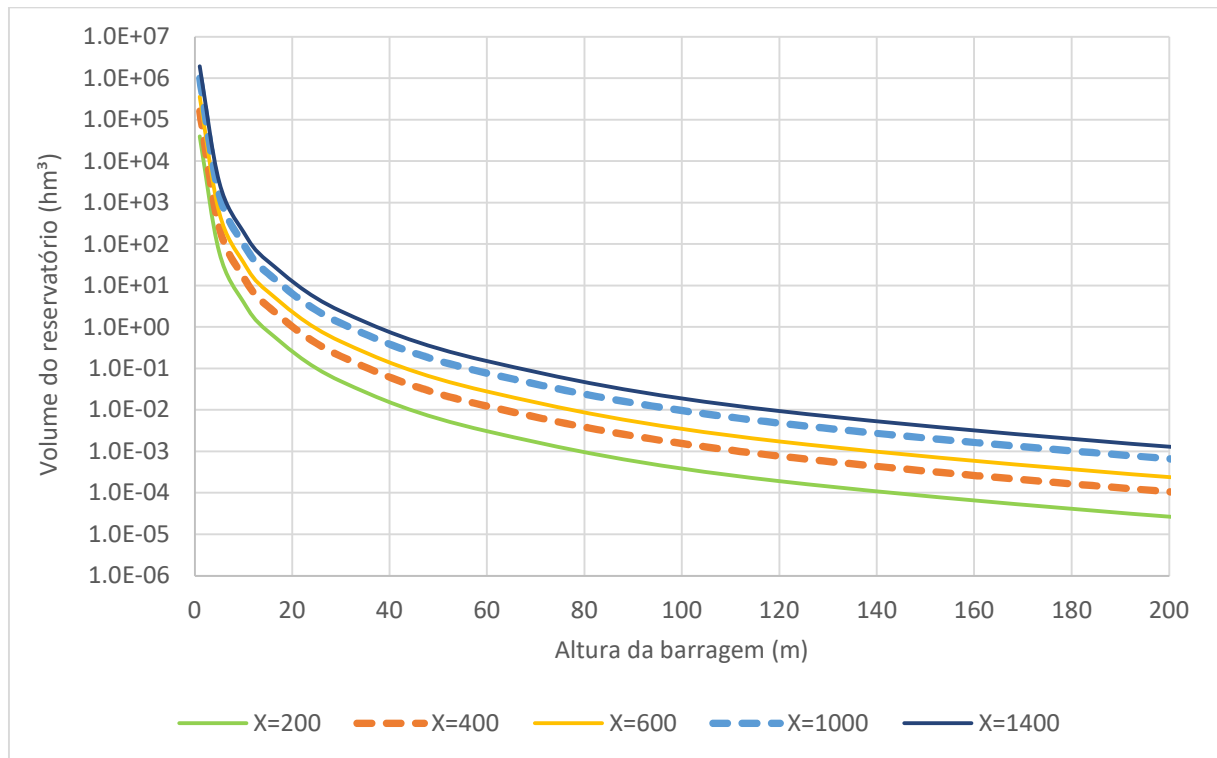


Figura 24. Curvas do fator X utilizado para a classificação das barragens.

A Tabela 21 apresenta a classificação das barragens da Tabela 19 conforme o fator X. Analisando-se o comportamento deste fator, percebeu-se que este apresenta uma boa correlação com a altura das barragens (H_d), conforme mostrado na Figura 25. Dessa forma, utilizou-se o ajuste da curva exponencial, conforme equação (37), para delimitar características (altura e volume) de barragens hipotéticas.

Tabela 21. Classificação das barragens segundo o fator X.

i	Barragem	X	Classificação
1	Barragem A	784,00	Média
2	Barragem B	31.617,00	Grande
3	Barragem C	146.286,92	Grande
4	Barragem D	26.789,88	Grande
5	Barragem E	27.153,69	Grande
6	Barragem F	68.646,83	Grande
7	Barragem G	7.226,62	Grande
8	Barragem H	16.018,86	Grande
9	Barragem I	22.592,86	Grande
10	Barragem J	37.357,41	Grande
11	Barragem K	5.342,13	Grande
12	Barragem L	13.316,68	Grande
13	Barragem M	21.288,58	Grande
14	Barragem N	448,29	Média
15	Barragem O	305,45	Pequena
16	Johnston City	14,02	Pequena
17	South Fork	1.806,36	Grande
18	Bullock Draw Dike	35,88	Pequena
19	Hatchtown	1.388,79	Grande
20	Lower Latham	178,91	Pequena
21	Lawn Lake	59,21	Pequena
22	Butler	79,09	Pequena
23	Fred Burr	203,19	Pequena
24	Lake Avalon	585,31	Média

i	Barragem	X	Classificação
25	Canyon Lake	101,35	Pequena
26	Frenchman Creek	715,50	Média

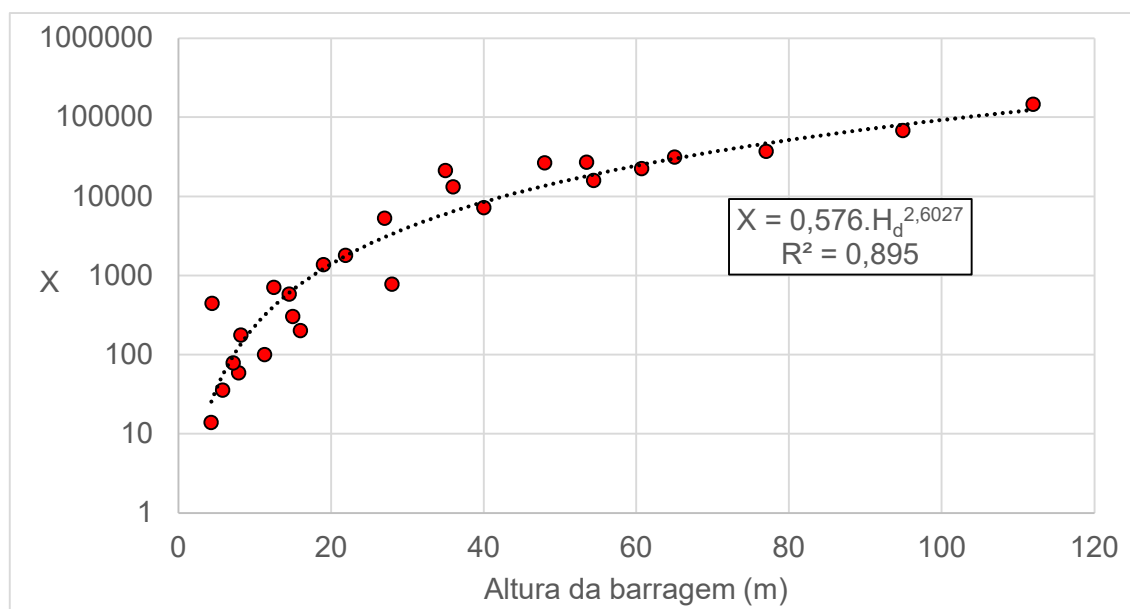


Figura 25. Comportamento do fator X em função da altura das barragens.

$$X = 0,576 \cdot H_d^{2,6027} \quad (37)$$

Em um primeiro momento, foram calculados os volumes do reservatório correspondentes a barragens com alturas de 5, 10, 15, 30 e 60 m, como mostra a Tabela 22. Com isso, foram obtidas características de 5 barragens hipotéticas.

Tabela 22. Cálculo dos volumes relativos às alturas definidas.

i	H_d (m)	V_r (hm ³)	X	Classificação
1	5	2,31	37,9	Pequena
2	10	5,32	230,7	Pequena
3	15	8,68	662,9	Média
4	30	20,02	4026,5	Grande
5	60	46,16	24457,8	Grande

Com a finalidade de obter barragens com características que não correspondem somente ao ajuste estabelecido pela equação (37), calculou-se o fator X a partir da combinação entre as alturas selecionadas e os volumes calculados. Cabe ressaltar que nesta etapa de variação de características, os volumes foram arredondados de

forma que apenas valores exatos foram utilizados. A Tabela 23 apresenta o cálculo do fator X a partir da variação da altura das barragens e do volume do reservatório. Nesta tabela, os valores marcados em verde representam as barragens de pequeno porte, em amarelo as de porte médio e em laranja as de grande porte.

Em seguida, foram selecionadas 12 barragens fictícias em função de seu porte sendo: 5 barragens pequenas, 3 barragens médias e 4 barragens grandes. O critério de seleção das barragens hipotéticas partiu do princípio de possuir 3 barragens de mesma altura e, ao menos, 3 barragens de mesmo volume (com exceção do volume de 50 hm³) para que seus resultados possam ser comparados. Selecionou-se barragens com volume acima de 5 hm³ para garantir que todas as barragens estudadas se enquadrassem na Lei nº 12.334. As barragens selecionadas são apresentadas na Tabela 24.

Tabela 23. Cálculo do fator X variando-se as alturas e os volumes. Em verde estão as barragens de pequeno porte, em amarelo as de porte médio e em laranja as de grande porte.

H _d (m)	V _r (hm ³)			
	5	10	20	50
5	55,9	79,1	111,8	176,8
10	223,6	316,2	447,2	707,1
15	503,1	711,5	1.006,2	1.591,0
30	2.012,5	2.846,0	4.024,9	6.364,0

Tabela 24. Barragens hipotéticas selecionadas.

Barragem	H _d (m)	V _r (hm ³)	X	Classificação
I	5	5	55,9	Pequena
II	10	5	223,6	Pequena
III	15	5	503,1	Média
IV	5	10	79,1	Pequena
V	10	10	316,2	Pequena
VI	15	10	711,5	Média
VII	30	10	2.846,0	Grande
VIII	5	20	111,8	Pequena
IX	10	20	447,2	Média
X	15	20	1.006,2	Grande
XI	30	20	4.024,9	Grande
XII	30	50	6.364,0	Grande

5.2. Cenários e condições estudadas

Neste item serão apresentados os cenários e condições que delimitarão as atividades a serem executadas. Sabe-se que inúmeras rupturas de barragens ocorreram desde o princípio de seu uso, causando incontáveis danos a propriedades

e ao meio ambiente, além de causar diversas fatalidades. Conforme apresentado anteriormente, Zhang et al. (2007) indica que os tipos de estruturas mais sujeitos a falha são as barragens compostas por terra. Dessa forma, tendo em vista a magnitude da participação de barragens de terra nos rompimentos, optou-se por considerar todas as barragens estudadas como barragens compostas por terra. Com isso, devem ser adotados mecanismos de falha e outros aspectos que condigam com esta escolha.

Definidos os tipos de barragens, deve-se então definir tanto a forma de ruptura quanto o cenário de ruptura. A partir do estudo apresentado por Imgrogo (2014), definiu-se que o galgamento será a forma de ruptura estudada nesta pesquisa.

Dentre os cenários de ruptura apresentados por ANA (2016b), foi escolhido o de ruptura mais desfavorável, que pressupõe a ocorrência de rupturas rápidas e totais, sendo o cenário relacionado a consequências mais graves. Adicionalmente, pelo fato de serem utilizadas barragens fictícias cujo comportamento do reservatório não é definido, adotam-se 0,15 m como altura de água que passa por cima da crista das barragens, sendo esta a altura mínima para início da formação da brecha (ANA, 2016b).

Portanto, neste estudo serão utilizadas as seguintes condições:

- **Tipo de barragem:** terra;
- **Causa da ruptura:** galgamento;
- **Cenário de ruptura:** ruptura mais desfavorável;

5.3. Simulações de ruptura

5.3.1. Software de simulação

As simulações de ruptura serão realizadas a partir de um software muito aceito e utilizado no meio científico, o HEC-RAS. O *Hydrologic Engineering Center – River Analysis System* (HEC-RAS) 1D que foi lançado no ano de 1995 pelo *U.S. Army Corps of Engineering* (USACE). Trata-se de um software de uso livre, que possui uma extensa quantidade de material disponibilizado para análise e pesquisa acerca de seu funcionamento além de ter boa interface visual e gráfica e permitir o acoplamento com softwares de geoprocessamento. Ackerman & Brunner (s.d.) e Xiong (2011) são alguns exemplos de pesquisadores que utilizaram o HEC-RAS como objeto de estudo. Este software é, assim, um dos modelos mais utilizados nos estudos de Dam Break

atualmente, podendo ser considerado o atual estado da arte no assunto (FERLA, 2018). Em 2016, o USACE lançou também a versão do modelo que possibilita análises 2D e manteve os mesmos padrões da versão 1D. Outra vantagem do uso do software HEC-RAS é que este é constantemente atualizado, de forma a corrigir eventuais problemas e melhorar sua performance.

A escolha entre um modelo 1D e 2D é algo bastante complexo pois existem casos onde um modelo 2D pode produzir resultados melhores que o 1D assim como existem casos onde o contrário é verdadeiro (USACE, 2016). Esta escolha é muito relevante no contexto da modelagem de planícies de inundação, uma vez que a teoria de canais abertos na forma das equações de Saint-Venant 1D não é aplicável para modelagem de inundações urbanas (UK ENVIRONMENTAL AGENCY, 2009). No contexto de modelagem de cheias em rios, o modelo 1D fornece bons resultados, com menos esforço e requisitos computacionais, para pequenas planícies de inundação.

Goodell (2016), um dos desenvolvedores do software, indica que o modelo 1D é adequado para as seguintes situações:

- Locais onde o fluxo não é obrigado a se espalhar significativamente. O fluxo mantém, principalmente, os padrões de fluxo unidirecional;
- Sistemas de canais e planícies de inundação bem definidos;
- Planícies de inundações onde fluxo no canal principal está bem ligado ao fluxo na planície e que o fluxo em ambos os casos é principalmente unidirecional.
- Quando existem dados de elevação de quantidade e qualidade limitada.

No caso do uso de modelos 2D, Goodell (2016) afirma que:

- Qualquer lugar em que se espera que o escoamento se espalhe;
- Áreas urbanas;
- Estudos em lagos ou estuários;
- Estudos em áreas úmidas;
- Áreas a jusante de um sistema com diques;
- Grandes planícies de inundação;

- Leques aluviais.

Portanto, a partir das informações disponíveis e das condições adotadas para a pesquisa, optou-se por um modelo 1D para a realização das simulações. Em casos unidimensionais, a solução das simulações, para análises de “Dam-Break”, ocorre a partir da resolução das equações de Saint-Venant, equação (4) e (5). Contudo, deve-se ressaltar que o software HEC-RAS, no caso de análises de Dam Break, não se limita à propagação do hidrograma de ruptura a jusante, pois o modelo também possibilita a análise de formação da brecha e o desenvolvimento do hidrograma de ruptura (FERLA, 2018).

5.3.2. Estratégia (abordagem) de simulação

Conforme mencionado anteriormente, dentre as estratégias de simulação descritas a mais utilizada corresponde à evolução pré-determinada da brecha. No entanto, não existe uma razão clara para optar-se por esta abordagem se comparada com uma abordagem mais simples como a de propagação do hidrograma simplificado, uma vez que ambas as abordagens possuem diversas incertezas. Dessa forma, nesta pesquisa optou-se pela estratégia mais simples devido à quantidade e qualidade dos dados disponíveis.

5.3.3. Vale de jusante estudado

Dentre os dados disponíveis, apenas três barragens possuem informações quanto ao vale de jusante. As informações disponíveis dizem respeito à geometria e à rugosidade do canal principal à jusante das barragens. Contudo, estes canais não possuem um comprimento suficientemente longo para que possam ser analisados os efeitos da ruptura das barragens de grande porte selecionadas para a pesquisa. Portanto, optou-se pela utilização de um canal fictício para que esses efeitos possam ser estudados e apresentados de maneira mais geral.

A declividade do canal foi escolhida com base nas informações apresentadas por Washington State Department of Ecology (2007). Assim, uma vez que o presente estudo não tem como objetivo avaliar a influência da declividade, escolheu-se uma declividade dita moderada de 0,001 m/m.

A geometria escolhida possui forma trapezoidal e sua largura inferior foi definida para que a seção fosse capaz de comportar a vazão caso esta funcionasse como um vertedouro de soleira livre retangular, que se comporta conforme equação (45), cuja

lâmina d'água correspondesse à altura das barragens estudadas. Esta estratégia torna-se um limitante para a determinação das características da seção, pois é necessário que esta seja capaz de comportar a vazão máxima oriunda de cada uma das metodologias de vazão máxima de ruptura.

$$Q_{lim} = C \cdot L_{seção} \cdot H_d^{1,5} \quad (38)$$

Onde:

Q_{lim} : vazão limite comportada pela seção (m³/s);

C: coeficiente de descarga, adotado como 2,1 (m^{0,5}.s⁻¹);

$L_{seção}$: largura inferior da seção (m);

H_d : altura da barragem (m).

Após análise das vazões máximas e vazões limites, obteve-se uma largura inferior de 85 m. A declividade das paredes laterais foi definida como sendo 1 V: 2 H. A Figura 26 apresenta a geometria da seção utilizada.

Visto que o estudo também não tem como objetivo avaliar a influência da rugosidade das seções presentes nos canais principais do vale de jusante, considerou-se que o coeficiente de rugosidade é igual para todas as seções em cada um dos canais. Segundo mostrado por FEMA (2001), é necessário adotar uma rugosidade que traduza tanto o comportamento do canal principal quanto do vale de inundação. Em um dos estudos apresentados por FEMA (2001), adotou-se um coeficiente de Manning entre 0,04 e 0,05 m^{-1/3}.s para os vales de inundação. Assim, optou-se por adotar uma rugosidade de 0,042 m^{-1/3}.s, um pouco mais elevada que as rugosidades normalmente adotadas para canais principais, mas que se enquadra próximo do limite inferior usado para os vales de inundação.

Quanto ao comprimento do canal, adotou-se um comprimento de 500 km. A opção por um canal com tamanha extensão foi feita para que o efeito da onda de cheia pudesse ser analisado por completo. Definiu-se como critério para determinar o fim do efeito da ruptura de uma barragem a distância necessária para que o escoamento atinja uma velocidade próxima de 1 m/s, que corresponde à uma velocidade comumente encontrada em canais. Nesse sentido, foram realizados testes com as barragens de maior porte selecionadas para a pesquisa, nos quais o comprimento

para o qual as velocidades se aproximavam do critério estabelecido foi próximo de 500 km.

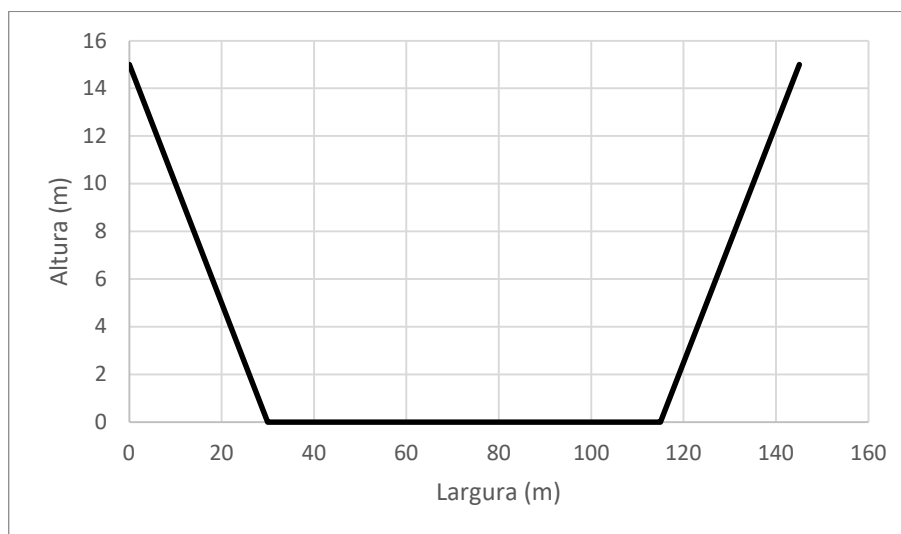


Figura 26. Geometria da seção utilizada para os canais estudados.

5.3.4. Condições iniciais de simulação

Uma vez que, nesta etapa, não são utilizadas informações de casos reais, adotou-se um nível inicial de água qualquer para que o modelo não sofra com instabilidades. Assim, como condição inicial de simulação, considerou-se que a altura de água inicial era de aproximadamente 1 m. Essa altura d'água implica em uma vazão inicial de cerca de 100 m³/s.

5.4. **Análise das vazões máximas do hidrograma de ruptura**

A escolha pela estratégia de simulação de propagação de hidrograma simplificado exige, como o próprio nome indica, a elaboração de hidrogramas de ruptura. Estes hidrogramas são elaborados de forma simplificada necessitando de uma vazão máxima, um tempo de pico e um tempo de base.

Como indicado no item 4.6, existem diversas metodologias que podem ser utilizadas para obter-se a vazão máxima proveniente da ruptura de uma barragem. As metodologias variam entre formulações empíricas, físicas e semiteóricas. Contudo, não existe um consenso sobre qual a metodologia ideal a ser adotada em função das incertezas inerentes ao processo.

Na literatura, as metodologias mais populares utilizam formulações empíricas cujas equações são obtidas a partir de regressões de casos reais. Entre essas formulações, Froehlich (2016) indica que as equações propostas por Froehlich

(1995b), Webby (1996) e Azimi et al. (2015) apresentam, em geral, bons resultados. A equação desenvolvida por Ferla (2018) também deve ser destacada pois, em sua pesquisa, a autora restringiu sua base de dados a casos de galgamento em barragens de terra e enrocamento, diferenciando-se dos demais pela sua especificidade. Dessa forma, nesta pesquisa, foram adotadas as equações de Froehlich (1995b), Webby (1996), Azimi et al. (2015) e Ferla (2018). Estas metodologias tiveram seu comportamento estudado para que se pudesse determinar qual delas produziria o cenário mais crítico, ou seja a maior vazão, e o cenário menos crítico, correspondendo ao de menor vazão.

5.5. Definição dos hidrogramas de ruptura

A etapa de elaboração de hidrograma de ruptura pode ser dividida em três partes:

- Definição das vazões máximas;
- Definição do tempo de pico e, conseqüentemente, de esvaziamento do reservatório;
- Definição da forma do hidrograma.

5.5.1. Vazões máximas

As vazões máximas estudadas serão definidas pela etapa anterior, item 5.4, correspondendo ao cenário mais crítico e ao menos crítico. Dessa forma, pode-se estabelecer uma faixa para a qual os resultados dessa pesquisa podem ser considerados.

5.5.2. Tempo de pico

Conforme apresentado no item 4.7, Wahl (2004) afirma que o tempo de pico do hidrograma de ruptura se aproxima do tempo de formação da brecha, com exceção de reservatórios relativamente pequenos onde o pico pode ocorrer antes do fim da formação da brecha. Uma vez que, na literatura, não existe um consenso sobre qual das metodologias é a mais indicada, optou-se por avaliar todas as metodologias apresentadas na

que possuem um equacionamento quanto ao tempo de formação da brecha: McDonald e Langridge (1984), Bureau of Reclamation (1988), Von Thun e Gillette (1990), Froehlich (1995a) e Froehlich (2008). Assim, a partir da análise das

metodologias citadas, o tempo de pico escolhido corresponderá ao cenário mais crítico, ou seja, o menor tempo.

5.5.3. Forma do hidrograma

Acredita-se que a forma do hidrograma não tenha uma influência tão significativa quanto o volume, a vazão máxima ou o tempo de pico dos hidrogramas de ruptura. Portanto, optou-se por adotar o tipo de hidrograma mais simples e também um dos mais utilizados, que corresponde ao hidrograma triangular simplificado com tempo de pico diferente de zero, conforme apresentado pela Tabela 17.

5.6. Métodos simplificados

Nesta etapa, os hidrogramas de ruptura definidos anteriormente serão propagados pelo canal através do método *Simplified Dam-Break flood modeling*, proposto por Melo (2015) e apresentado no item 4.8.2.

5.7. Análise dos resultados

Em um primeiro momento, os resultados provenientes das simulações terão seu comportamento avaliado. Esta análise tem como objetivo caracterizar de maneira simplificada o comportamento dos aspectos mais importantes na análise dos efeitos da ruptura. Nesse sentido, serão avaliados os seguintes parâmetros:

- Amortecimento do pico do hidrograma;
- Velocidades do escoamento;
- Tempo de chegada da onda.

Os parâmetros citados serão estudados a partir de análises adimensionais. Este tipo de análise será utilizado para que, futuramente, os resultados entre diferentes canais (independentemente do tipo de seção, declividade, e etc.), possam ser comparados. Adicionalmente, esta análise propiciará uma visão geral quanto as diferenças entre os diferentes hidrogramas e métodos utilizados.

A seguir, os resultados das simulações hidrodinâmicas serão comparados com os resultados provenientes do método simplificado selecionado. Neste caso, o objetivo é avaliar a eficácia do método selecionado quando comparado a um modelo mais completo. Além disso, tem-se como objetivo definir faixas para as quais a utilização do método simplificado gera resultados mais críticos e, conseqüentemente, mais seguros, ao mesmo tempo que avaliar a possibilidade de estabelecer fatores de

correção para a utilização destes métodos. Para isso, serão avaliados os mesmos parâmetros definidos para a análise dos resultados oriundos das simulações. Contudo, em função das limitações do método simplificado desenvolvido por Melo (2015), não serão avaliados os tempos de chegada da onda.

5.8. Estudo de caso

Esta corresponde à última etapa desta pesquisa, em que se realiza um estudo de caso para comparar os resultados de uma simulação hidrodinâmica (que será considerado como o resultado de referência) com os resultados provenientes da metodologia simplificada de Melo (2015) e das simplificações dos aspectos da ruptura oriundas da etapa anterior. Nesta etapa, considera-se apenas o caso mais crítico, visto que, em estudos de “Dam-Break”, este deve ser o cenário avaliado. Para isso, serão avaliados:

- Vazões máximas;
- Velocidades do escoamento;
- Alturas d'água;
- Tempo de chegada da onda de cheia.

Para esta etapa, foi escolhida a Barragem B, descrita por Ferla (2018), que possui 65 m de altura e 56.000.000 m³ de volume de reservatório. Contudo, para que a barragem possua características englobadas no espectro analisado na presente pesquisa, considerou-se uma altura de 15 m e volume do reservatório de 17 hm³, fornecendo um X de 927,7. Dessa forma, visa-se avaliar a eficiência das metodologias simplificadas em uma topografia real, desconsiderando as características originais da barragem da região.

Possui-se levantamento cadastral de 8 seções transversais ao longo de 43 km a jusante da estrutura, aqui nomeadas de seção A à H, conforme Tabela 25. Este canal apresenta largura média da seção de 630 m e declividade média do talvegue da ordem de 0,0008 m/m, declividade esta que é muito próxima da considerada nas simulações computacionais de ruptura. A Figura 27 apresenta o perfil longitudinal do vale de jusante da Barragem B, enquanto suas seções transversais podem ser visualizadas no apêndice B.

Tabela 25. Características das seções do vale de jusante da Barragem B.

Seção	Largura média (m)	Declividade do talvegue (m/m)	Distância da barragem (m)
A	850	0,001	10.889
B	600	0,0004	16.444
C	800	0,0009	20.667
D	480	0,0011	27.111
E	400	0,001	33.778
F	540	0,001	36.667
G	600	0,0002	38.889
H	760	0,0003	43.556

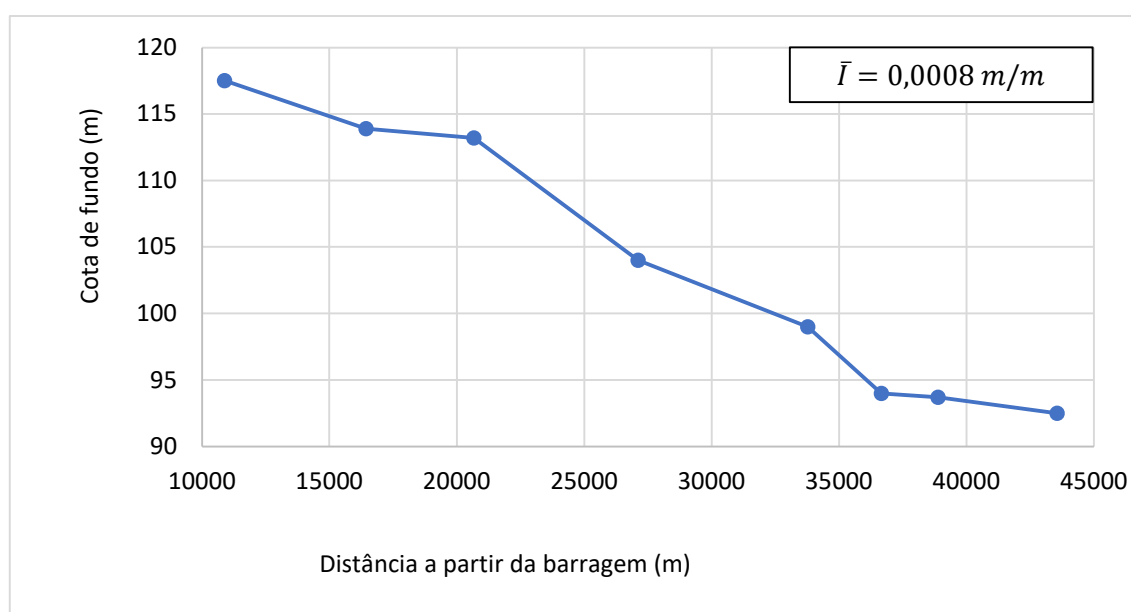


Figura 27. Perfil longitudinal do Canal 2.

A simulação de ruptura será realizada com o software HEC-RAS 1D utilizando-se a abordagem de propagação do hidrograma de ruptura simplificado e considerando-se uma falha por galgamento que inicia quando a água atinge 0,15 m acima da crista da barragem. Como condição inicial, considera-se que no momento da ruptura, escoar pelo canal de jusante uma vazão de 1.098 m³/s, que, para região onde se encontra a barragem, corresponde a um tempo de retorno (TR) de 10 anos, conforme Tabela 26.

Quanto ao hidrograma de ruptura, o pico do hidrograma corresponderá à maior vazão calculada dentre as metodologias de Froehlich (1995b), Webby (1996), Azimi et al. (2015) e Ferla (2018), obtendo-se o cenário mais crítico. Já o tempo de pico do hidrograma corresponderá ao menor tempo calculado dentre as metodologias de

McDonald e Langridge (1984), Bureau of Reclamation (1988), Von Thun e Gillette (1990), Froehlich (1995a) e Froehlich (2008).

Tabela 26. Tempos de retorno das vazões a jusante da barragem

TR (anos)	Vazão (m ³ /s)
2	289
5	756
10	1.098
50	1.890
100	2.235
1.000	3.405
10.000	4.616

O desempenho dos métodos simplificados, quando comparados aos resultados do HEC-RAS, serão avaliados a partir das seguintes medidas de desempenho:

- Coeficiente de Nash-Sutcliffe (equação (39));
- Eficiência de Kling-Gupta (equação (49));
- Coeficiente de Correlação (equação (48));
- Erro Médio Absoluto (equação (42));
- Raiz Quadrada do Erro Médio Quadrático (equação (43));
- Erro relativo percentual (equação (44)).

$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (X_{obs,i} - X_{calc,i})^2}{\sum_{i=1}^N (X_{obs,i} - \bar{X}_{obs})^2} \quad (39)$$

$$KGE = 1 - \sqrt{(r - 1)^2 + (\alpha - 1)^2 + (\beta - 1)^2} \quad (40)$$

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (X_{obs,i} - \bar{X}_{obs}) \cdot (X_{calc,i} - \bar{X}_{calc})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (X_{obs,i} - \bar{X}_{obs})^2 \cdot \sum_{i=1}^N (X_{calc,i} - \bar{X}_{calc})^2}} \quad (41)$$

$$EMA = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N |X_{obs,i} - X_{calc,i}| \quad (42)$$

$$REM Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_{obs,i} - X_{calc,i})^2}{N}} \quad (43)$$

$$ER = 100 \cdot \frac{X_{calc,i} - X_{obs,i}}{X_{obs,i}} \quad (44)$$

Sendo:

NS: coeficiente de Nash-Sutcliffe (-);

KGE: eficiência de Klig-Gupta (-);

r: coeficiente de correlação (-);

EMA: erro médio absoluto (unidade referente ao parâmetro analisado, podendo ser: m³/s, m/s, m e min);

REM Q: raiz quadrada do erro médio quadrático (unidade referente ao parâmetro analisado, podendo ser: m³/s, m/s, m e min);

N: tamanho da série de dados avaliada, que corresponde ao número de seções estudadas;

X_{obs,i}: parâmetro observado, correspondente aos resultados obtidos das simulações numéricas (unidade referente ao parâmetro analisado, podendo ser: m³/s, m/s, m e min);

$\overline{X_{obs}}$: média dos parâmetros observados (unidade referente ao parâmetro analisado, podendo ser: m³/s, m/s, m e min);

X_{calc,i}: parâmetro calculado, correspondente aos resultados obtidos a partir das metodologias simplificadas (unidade referente ao parâmetro analisado, podendo ser: m³/s, m/s, m e min);

$\overline{X_{calc}}$: média dos parâmetros calculados (unidade referente ao parâmetro analisado, podendo ser: m³/s, m/s, m e min);

$$\alpha = \frac{\overline{X_{calc}}}{\overline{X_{obs}}} \quad (-);$$

$$\beta = \frac{CV_{calc}}{CV_{obs}} \quad (-);$$

CV_{calc} : coeficiente de variação dos parâmetros calculados pelos métodos simplificados (-);

CV_{obs} : coeficiente de variação dos parâmetros calculados pela simulação com o HEC-RAS (-);

No caso das métricas NS, KGE e r, o melhor desempenho é obtido quando as mesmas se aproximam de 1,0. Já para o EMA, REMQ e ER, o melhor desempenho é obtido minimizando-se estas medidas. A Tabela 27 apresenta a variação de valores possíveis para as medidas de desempenho utilizadas no estudo de caso, assim como o seu valor ótimo.

Tabela 27. Caracterização das medidas de desempenho utilizadas no estudo de caso.

Medida de desempenho	Variação de valores		Valor ótimo
	Mínimo	Máximo	
NS	$-\infty$	1	1
KGE	$-\infty$	1	1
R	-1	1	1
EMA	0	∞	0
REMQ	0	∞	0
ER	0	1	0

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesse capítulo serão apresentados, na seguinte ordem:

- Análise das metodologias de vazão máxima oriunda da ruptura;
- Resultados adimensionalizados e análises das simulações de ruptura de barragem através da propagação de hidrogramas simplificados;
- Comparação dos resultados das simulações com o método simplificado de Melo (2015);
- Estudo de caso.

Em um primeiro momento, serão avaliadas as diferenças entre as metodologias de vazão máxima de Froehlich (1995b), Webby (1996), Azimi et al. (2015) e Ferla (2018) com o objetivo de definir quais são os casos mais críticos (maiores vazões de ruptura) e menos críticos (menores vazões de ruptura). A seguir, serão expostos os resultados das simulações de ruptura com os casos mais críticos e menos críticos a partir da adimensionalização dos parâmetros de estudo. Em seguida, realiza-se uma comparação entre os resultados obtidos pelas simulações e pela aplicação do método simplificado. Por último, serão comparados os resultados do estudo de caso escolhido.

6.1. Análise de metodologias de vazão máxima do hidrograma de ruptura

Conforme apresentado anteriormente, existem diversas metodologias para estimar a vazão máxima proveniente da ruptura de uma barragem. Contudo, não existe um consenso sobre qual metodologia deve ser utilizada em cada caso. Assim, visando estabelecer diretrizes para seleção de metodologia, comparou-se o comportamento das 4 equações selecionadas variando-se as características das barragens, ou seja, a altura e o volume do reservatório. Com isso, pode-se estimar em quais condições certa metodologia fornece a vazão mais crítica oriunda da ruptura. Foram analisadas as vazões máximas oriundas das combinações das alturas de 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 e 60 m com os volumes de 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 e 60 hm³, conforme Tabela 87 do apêndice C.

Como forma de classificação das diferentes combinações utilizou-se o fator de periculosidade, conforme a legislação portuguesa, que também utilizado pela ANA para classificação das barragens quanto ao seu porte (fator X). Ao analisar o

comportamento das vazões máximas em função do fator X, conforme Figura 28, é possível perceber que não existe apenas uma metodologia que pode ser aplicada para todos os casos, mas sim faixas em que certas metodologias fornecem as vazões mais críticas. Para que se pudesse visualizar de maneira mais clara as faixas úteis de cada metodologia ajustou-se uma equação de forma potencial, representada pela equação (45), para cada uma delas. Os parâmetros k e m de cada curva são apresentados na Tabela 28, enquanto as curvas são apresentadas na Figura 29.

$$Q = k \cdot X^m \quad (45)$$

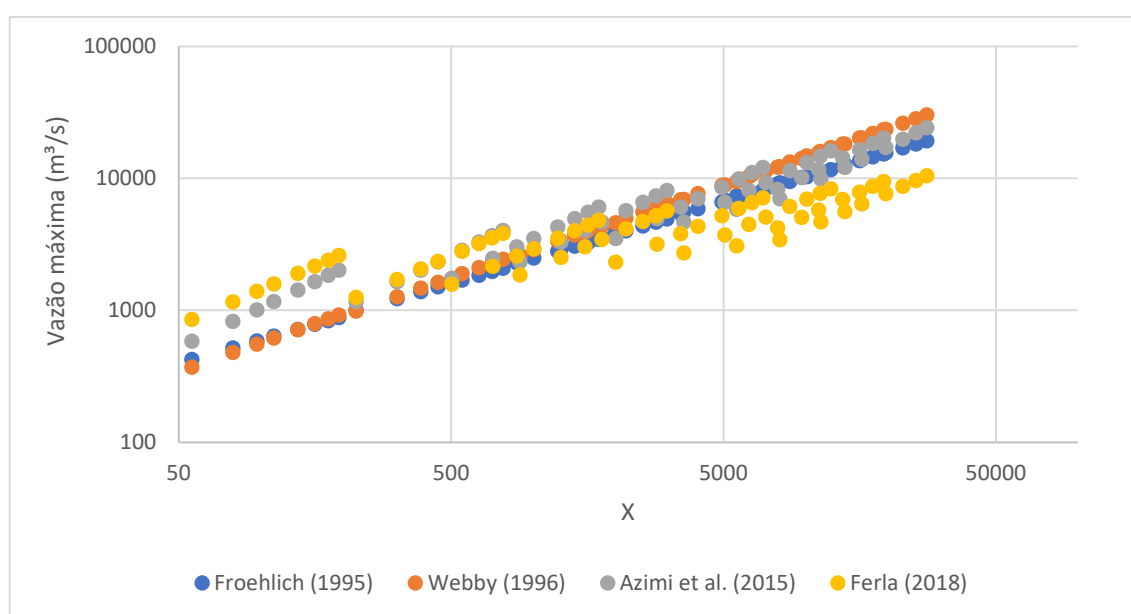


Figura 28. Variação das vazões máximas em função de seu porte (fator X).

Tabela 28. Parâmetros das curvas potências das metodologias de vazão máxima.

Metodologia	k	m
Froehlich (1995b)	34,593	0,6182
Webby (1996)	22,144	0,7041
Azimi et al. (2015)	89,678	0,5294
Ferla (2018)	328,43	0,3165

A partir das curvas ajustadas percebe-se que existem 3 faixas diferentes, tanto para máximos quanto para mínimos:

a) Máximos (Figura 30):

- **X ≤ 440**: a equação de Ferla (2018) fornece os valores mais críticos;

- **$440 < X \leq 3000$** : a equação de Azimi et al. (2015) fornece os valores mais críticos;
- **$X > 3000$** : a equação de Webby (1996) fornece os valores mais críticos.

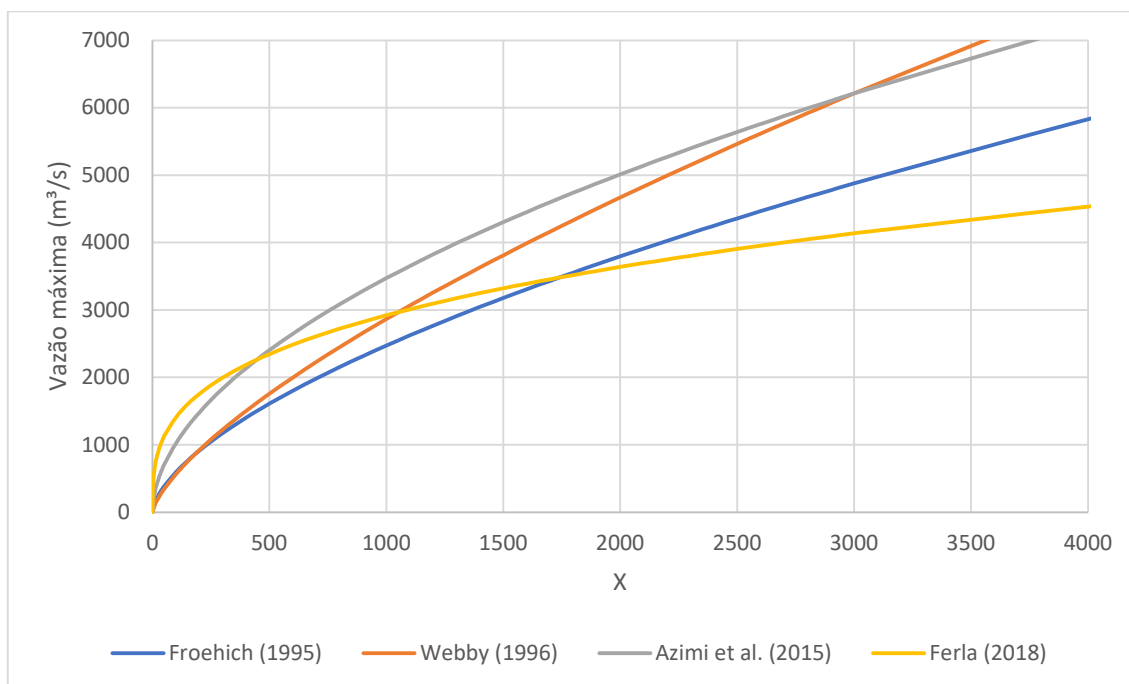


Figura 29. Curvas ajustadas entre as vazões máximas e o fator X.

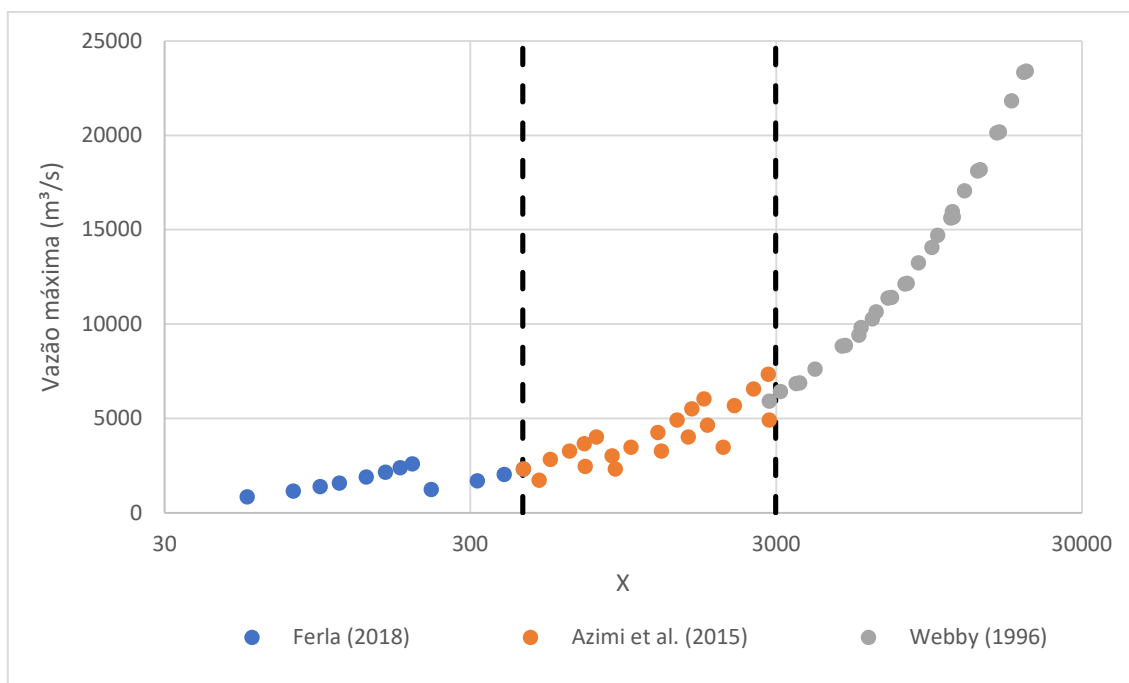


Figura 30. Faixas para as quais as vazões são críticas.

b) Mínimos (Figura 31⁷):

- **$X \leq 180$** : a equação de Webby (1996) fornece os valores menos críticos;
- **$180 < X \leq 1740$** : a equação de Froehlich (1995b) fornece os valores menos críticos;
- **$X > 1740$** : a equação de Ferla (2018) fornece os valores menos críticos.

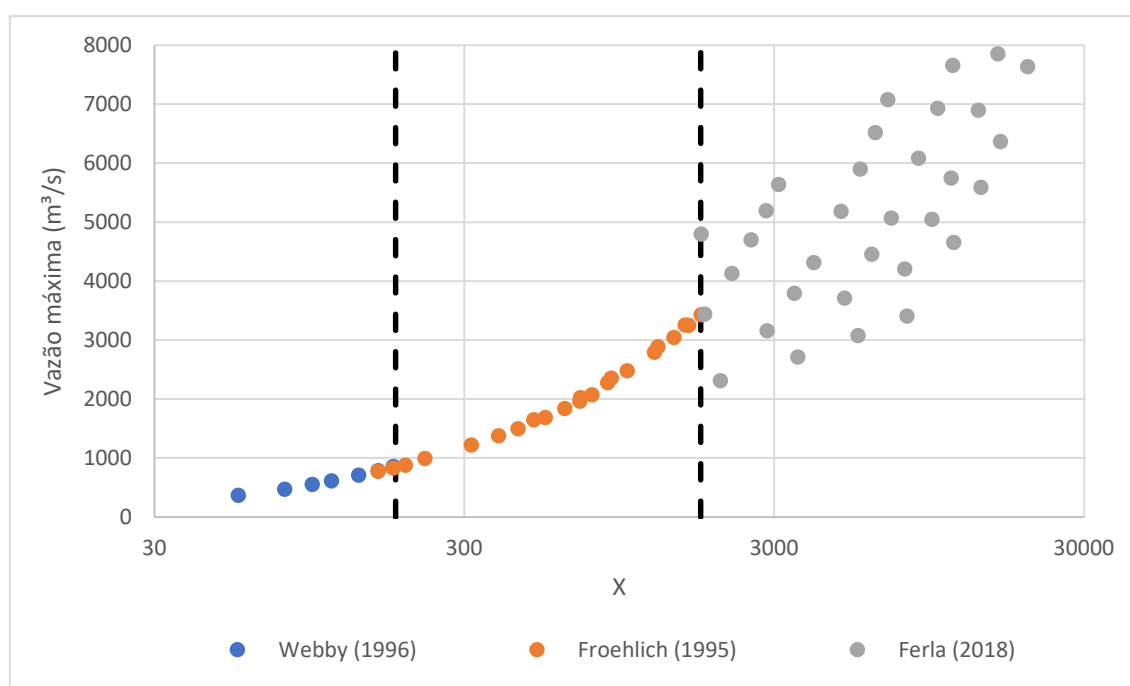


Figura 31. Faixas para as quais as vazões são mínimas.

Portanto, para os casos mais críticos, devem ser consideradas as equações de vazão máxima de Ferla (2018), Azimi et al. (2015) e Webby (1996). Já para os casos menos críticos as metodologias a serem consideradas são a de Webby (1996), Froehlich (1995b) e Ferla (2018). Ressalta-se que as faixas são apenas aproximadas e que devem ser testadas mais de uma metodologia para fatores de periculosidade próximos dos limites citados. Além disso, uma vez que os limites foram estabelecidos a partir de um ajuste, de forma que existe apenas uma vazão correspondente a um fator de periculosidade, existe uma grande incerteza associada a estes critérios.

⁷ Figura elaborada com os pontos das combinações das características, para esclarecer que mais de uma combinação pode gerar um valor próximo de vazão.

No que diz respeito às barragens estudadas nesta pesquisa, a Tabela 28 apresenta as vazões máximas calculadas a partir das metodologias selecionadas para as barragens escolhidas, enquanto a Figura 32 apresenta graficamente a variabilidade das metodologias em cada barragem.

Tabela 29. Vazões máximas calculadas pelos métodos de Froehlich (1995), Webby (1996), Azimi et al. (2015) e Ferla (2018).

Barragem	Vazões máximas (m ³ /s)			
	Froehlich (1995b)	Webby (1996)	Azimi et al. (2015)	Ferla (2018)
I	438,6	386,8	598,7	863,0
II	1.017,2	1.003,3	1.180,0	1.261,9
III	1.671,5	1.761,3	1.761,3	1.579,2
IV	538,1	498,1	846,7	1.178,9
V	1.248,0	1.292,2	1.668,8	1.723,9
VI	2.050,7	2.268,4	2.490,9	2.157,3
VII	4.814,0	5.965,4	4.957,1	3.171,6
VIII	660,1	641,5	1.197,5	1.610,5
IX	1.531,1	1.664,2	2.360,1	2.354,8
X	2.516,0	2.921,4	3.522,7	2.947,0
XI	5.906,2	7.682,7	7.010,4	4.332,5
XII	7.739,3	10.734,0	11.084,5	6.543,6

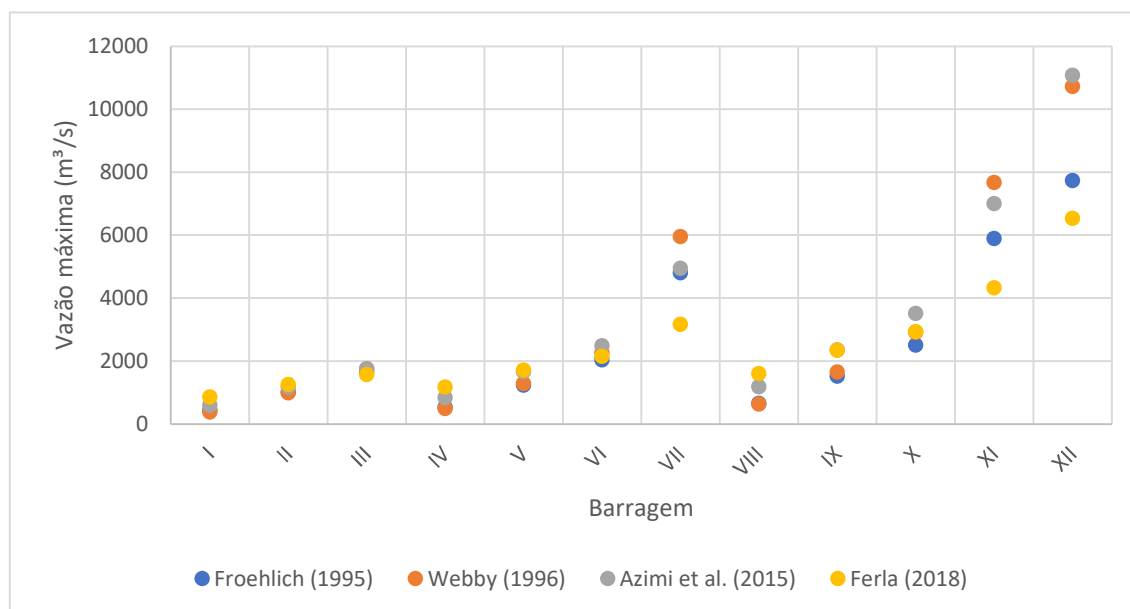


Figura 32. Vazões máximas das barragens calculadas pelas metodologias selecionadas.

Na Tabela 30 são apresentadas as estatísticas das vazões máximas calculadas segundo cada barragem. A variação máxima entre as metodologias foi encontrada nas barragens XIII e VIII, com o coeficiente de variação (CV) de 0,40 e 0,45, respectivamente. A barragem XIII corresponde a uma barragem de grande porte com uma grande altura e um volume considerável, enquanto a barragem VIII é uma

barragem com características contrastantes: baixa altura e grande volume. Já a variação mais baixa foi encontrada na barragem VI, com um CV de 0,08. Esta baixa variação pode ser explicada em função da compatibilidade das características da barragem (15 m de altura e 10 hm³) que, em geral, corresponde a uma combinação com valores intermediários para ambas as características.

Tabela 30. Estatísticas das vazões máximas segundo as barragens.

Barragem	Percentil 25	Percentil 50	Percentil 75	Média	Desvio Padrão	CV
I	425,6	518,6	664,8	571,8	214,1	0,37
II	1.013,7	1.098,6	1.200,5	1.115,6	126,3	0,11
III	1.648,4	1.716,4	1.761,3	1.693,3	87,1	0,05
IV	528,1	692,4	929,8	765,5	316,6	0,41
V	1.281,1	1.480,5	1.682,6	1.483,2	247,8	0,17
VI	2.130,6	2.212,8	2.324,0	2.241,8	188,3	0,08
VII	4.403,4	4.885,6	5.209,2	4.727,0	1.156,6	0,24
VIII	655,5	928,8	1.300,7	1.027,4	466,4	0,45
IX	1.630,9	2.009,5	2.356,2	1.977,6	442,0	0,22
X	2.820,1	2.934,2	3.090,9	2.976,7	414,0	0,14
XI	5.512,8	6.458,3	7.178,5	6.233,0	1.463,4	0,23
XII	7.440,4	9.236,6	10.821,6	9.025,3	2.234,0	0,25

Assim, analisando-se as vazões máximas (críticas) e mínimas (não-críticas) de ruptura destas barragens junto ao seu fator de periculosidade pode-se comparar a eficiência dos limites criados. A Tabela 31 apresenta as vazões máximas e mínimas observadas a partir das características das barragens. Nesta tabela, as barragens foram ordenadas de maneira a formar grupos cuja característica em comum é a altura das barragens, cada grupo possui 3 barragens com exceção do último.

Analisando-se esta tabela, nota-se um comportamento similar para as barragens de mesma altura, onde as metodologias de máximo e mínimo são aproximadamente as mesmas. Além disso, verifica-se o que já havia sido ressaltado anteriormente: os limites estabelecidos servem como uma referência, mas existem grandes incertezas associadas e devem ser utilizados com parcimônia. A Tabela 32 apresenta a comparação entre os critérios estabelecidos e os resultados observados. Percebe-se que para as vazões máximas em 67% dos casos a metodologia observada e a obtida através dos critérios é a mesma, enquanto para as vazões mínimas esse valor é de aproximadamente 58%.

Tabela 31. Vazões máximas e mínimas de ruptura segundo as metodologias.

Barragem	H _d (m)	X	Vazão crítica (m ³ /s)	Vazão mínima (m ³ /s)	Metodologia crítica	Metodologia mínimo
I	5	55,9	863,03	386,8	Ferla	Webby
IV		223,6	1.178,94	498,1	Ferla	Webby
VIII		503,1	1.610,48	641,5	Ferla	Webby
II	10	79,1	1.261,93	1.003,3	Ferla	Webby
V		316,2	1.723,85	1.248,0	Ferla	Froehlich
IX		711,5	2.360,06	1.531,1	Azimi et al.	Froehlich
III	15	111,8	1.761,34	1.579,2	Webby e Azimi et al.	Ferla
VI		2.846,0	2.490,89	2.050,7	Azimi et al.	Froehlich
X		447,2	3.522,66	2.516,0	Azimi et al.	Froehlich
VII	30	1.006,2	5.965,36	3.171,6	Webby	Ferla
XI		4.024,9	7.682,68	4.332,5	Webby	Ferla
XII		6.364,0	11.084,47	6.543,6	Azimi et al.	Ferla

Tabela 32. Comparação entre critérios estabelecidos e vazões observadas.

Barragem	Metodologia crítica observada	Metodologia crítica segundo critérios	Metodologia mínimo observada	Metodologia mínimo segundo critérios
I	Ferla	Ferla	Webby	Webby
IV	Ferla	Ferla	Webby	Froehlich
VIII	Ferla	Azimi et al.	Webby	Froehlich
II	Ferla	Ferla	Webby	Webby
V	Ferla	Ferla	Froehlich	Froehlich
IX	Azimi et al.	Azimi et al.	Froehlich	Froehlich
III	Webby e Azimi et al.	Ferla	Ferla	Webby
VI	Azimi et al.	Azimi et al.	Froehlich	Ferla
X	Azimi et al.	Azimi et al.	Froehlich	Froehlich
VII	Webby	Azimi et al.	Ferla	Froehlich
XI	Webby	Webby	Ferla	Ferla
XII	Azimi et al.	Webby	Ferla	Ferla

6.2. Definição dos hidrogramas de ruptura

6.2.1. Vazões máximas

Conforme apresentado pelo item anterior, serão utilizados apenas os cenários mais críticos e menos críticos para cada uma das barragens. Para o restante da pesquisa, os casos mais críticos serão nomeados como Caso A e os casos menos críticos como Caso B. A Tabela 33 apresenta as vazões máximas de cada uma das barragens para ambos os cenários estudados.

Tabela 33. Vazões estudadas para cada uma das barragens no cenário mais crítico e menos crítico.

Barragem	Caso A (m ³ /s)	Caso B (m ³ /s)	Caso A/Caso B
I	863,03	386,8	2,23
II	1.261,93	1.003,3	1,26
III	1.761,34	1.579,2	1,12
IV	1.178,94	498,1	2,37
V	1.723,85	1.248,0	1,38
VI	2.490,89	2.050,7	1,21
VII	5.965,36	3.171,6	1,88
VIII	1.610,48	641,5	2,51
IX	2.360,06	1.531,1	1,54
X	3.522,66	2.516,0	1,40
XI	7.682,68	4.332,5	1,77
XII	11.084,47	6.543,6	1,69

6.2.2. Tempo de pico

Para estudos de ruptura de barragem, é importante identificar o cenário mais crítico possível, que, no que diz respeito ao tempo de pico do hidrograma de ruptura, corresponde a um tempo curto. Contudo, é importante que este seja realista e que possua viabilidade para a criação de procedimentos de aviso e alerta. Brown e Graham (1988, apud COLLISCHONN, 1997) identificaram dois tipos de eventos: aqueles em que o tempo disponível para alertar e evacuar a população é superior a 90 minutos (1 hora e meia) e aqueles em que o tempo é inferior a 90 minutos. Entre os eventos cujo tempo de alerta é superior a 90 minutos, a perda média de vidas é de 0,04 % da população ameaçada, já quando o tempo de alerta é inferior a 90 minutos a perda média equivale a 13 %.

A Tabela 34 apresenta os tempos de formação de brecha calculados pelas metodologias de McDonald e Langridge (1984), Bureau of Reclamation (1988), Von Thun e Gillette (1990), Froehlich (1995a) e Froehlich (2008), enquanto a Figura 33 mostra-os graficamente. A Tabela 35 apresenta as estatísticas dos tempos de formação de brecha em função de cada uma das barragens selecionadas. Analisando-se as estatísticas, percebe-se que, para todas as barragens, a metodologia que fornece o tempo mínimo de formação de brecha corresponde à metodologia de Von Thun e Gillette (1990) para estruturas facilmente erodíveis. Por essa razão, os tempos de pico calculados por esta metodologia serão utilizados para os hidrogramas desta pesquisa (Tabela 36).

Tabela 34. Tempo de formação da brecha calculado pelos métodos de Bureau of Reclamation (1998), Von Thun e Gillette (1990), Froehlich (1995) e Froehlich (2008).

Barragem	Tempo de formação de brecha (h)					
	McDonald e Langridge (1984)	Bureau of Reclamation (1988)	Von Thun e Gillette (1990)		Froehlich (1995a)	Froehlich (2008)
			Resistentes a erosão	Facilmente erodíveis		
I	0,45	0,17	0,35	0,08	2,89	2,51
II	0,56	0,33	0,45	0,15	1,55	1,25
III	0,63	0,50	0,55	0,23	1,07	0,84
IV	0,56	0,17	0,35	0,08	4,22	3,54
V	0,69	0,33	0,45	0,15	2,26	1,77
VI	0,79	0,50	0,55	0,23	1,57	1,18
VII	0,97	0,99	0,85	0,45	0,84	0,59
VIII	0,70	0,17	0,35	0,08	6,18	5,01
IX	0,86	0,33	0,45	0,15	3,31	2,51
X	0,97	0,50	0,55	0,23	2,30	1,67
XI	1,21	0,99	0,85	0,45	1,23	0,84
XII	1,60	0,99	0,85	0,45	2,04	1,32

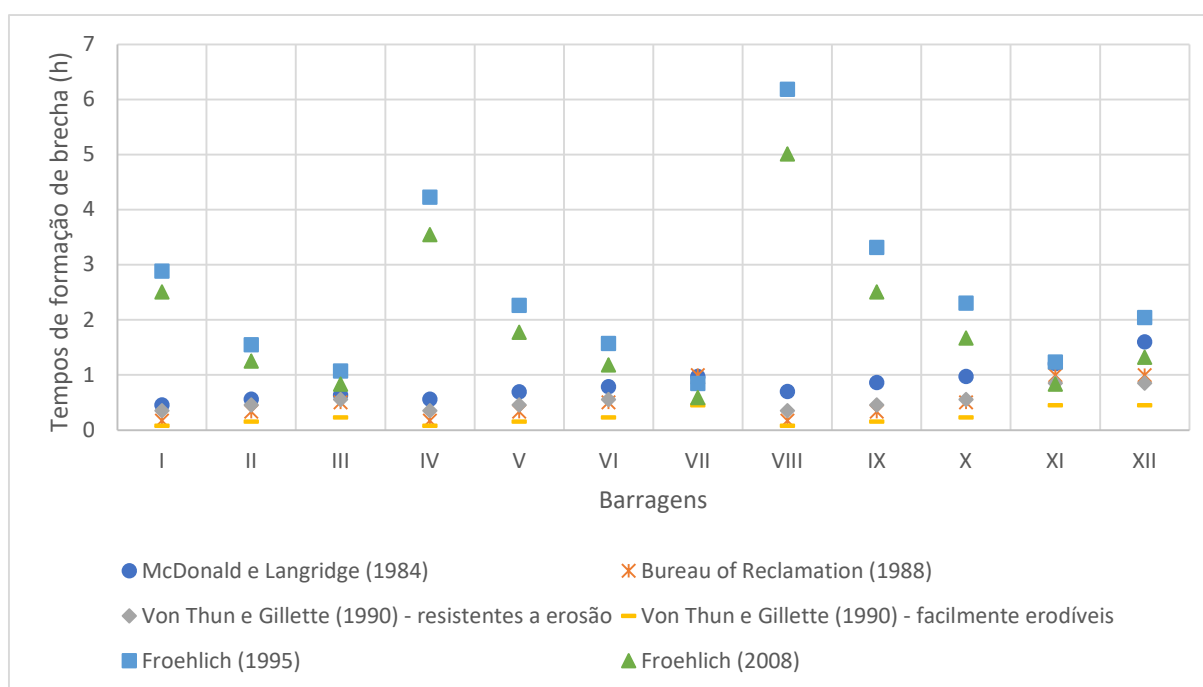


Figura 33. Tempos de formação de brecha calculados pelas metodologias selecionadas.

Tabela 35. Estatísticas dos tempos de formação de brecha (h) para cada uma das barragens.

Barragem	Mínimo	Percentil 25	Percentil 50	Percentil 75	Máximo	Média	Desvio Padrão	CV
I	0,08	0,22	0,40	1,99	2,89	1,07	1,27	1,18
II	0,15	0,36	0,51	1,08	1,55	0,72	0,55	0,77
III	0,23	0,51	0,59	0,78	1,07	0,64	0,29	0,46
IV	0,08	0,22	0,46	2,80	4,22	1,49	1,88	1,26
V	0,15	0,36	0,57	1,50	2,26	0,94	0,86	0,91
VI	0,23	0,51	0,67	1,08	1,57	0,80	0,49	0,62
VII	0,45	0,65	0,85	0,94	0,99	0,78	0,22	0,28
VIII	0,08	0,22	0,52	3,93	6,18	2,08	2,76	1,32
IX	0,15	0,36	0,66	2,09	3,31	1,27	1,32	1,04
X	0,23	0,51	0,76	1,50	2,30	1,04	0,80	0,77
XI	0,45	0,84	0,92	1,15	1,23	0,93	0,29	0,31
XII	0,45	0,89	1,16	1,53	2,04	1,21	0,57	0,47

Tabela 36. Tempos correspondentes ao pico do hidrograma adotados (T_p).

Barragem	Tempo de pico (h)	Tempo de pico (min)
I	0,08	5
II	0,15	9
III	0,23	14
IV	0,08	5
V	0,15	9
VI	0,23	14
VII	0,45	27
VIII	0,08	5
IX	0,15	9
X	0,23	14
XI	0,45	27
XII	0,45	27

6.2.3. Tempo de base dos hidrogramas

Nas etapas anteriores foram definidas as vazões máximas (Q_p) e os tempos de pico (T_p) dos hidrogramas. O tempo de base (T_b) dos hidrogramas corresponde a soma do tempo de pico com o tempo necessário para o esvaziamento completo dos reservatórios de cada barragem após a chegada do pico. A Tabela 37 apresenta os tempos de base calculados para os dois casos analisados de cada barragem. Os hidrogramas de ruptura podem ser encontrados no apêndice D.

Tabela 37. Tempo de base (t_b) dos hidrogramas de ruptura das barragens estudadas.

Barragem	Tempo de base (h)	
	Caso A	Caso B
I	3,72	7,68
II	2,70	3,27
III	2,08	2,27
IV	5,22	11,65
V	3,72	4,95
VI	2,73	3,22
VII	1,43	2,25
VIII	7,40	17,82
IX	5,20	7,75
X	3,65	4,92
XI	1,72	2,83
XII	2,78	4,52

6.3. Simulações de ruptura de barragem

Neste item são apresentados e analisados os resultados obtidos a partir da propagação do hidrograma de ruptura através de simulação computacional com o HEC-RAS. Os hidrogramas estudados para cada uma das barragens correspondem ao caso mais crítico, maior vazão de pico, e ao caso menos crítico, menor vazão de pico. Os canais em estudo possuem 500 km de extensão e foram avaliadas seções a cada 50 km, totalizando 11 seções de estudo contando com a da barragem. Para realização das análises, as barragens foram agrupadas em função de sua altura, uma vez que estas apresentaram comportamentos semelhantes na análise das vazões máximas. Além disso, serão feitas análises adimensionais dos resultados de forma a facilitar a comparação entre as barragens com diferentes características. Os adimensionais a serem avaliados correspondem ao amortecimento do pico do hidrograma ($Q_{m\acute{a}x}/Q_p$), ao amortecimento da velocidade ($v_{m\acute{a}x}/v_p$) e um adimensional para o tempo de chegada de onda ($t_c.Q_{m\acute{a}x}/V_r$).

6.3.1. Caso A – mais crítico

Os resultados brutos obtidos a partir das simulações com o software HEC-RAS podem ser vistos no Apêndice E. Neste item são apresentados, de forma adimensionalizada, e avaliados os resultados provenientes das vazões correspondentes aos casos mais críticos de cada uma das barragens, conforme Tabela 32.

6.3.1.1. Adimensional de amortecimento das vazões ($Q_{m\acute{a}x}/Q_p$)

A Figura 34, Figura 35, Figura 36 e a Figura 37 apresentam, respectivamente, a evolução da relação entre as vazões máximas e as vazões de pico para as barragens de 5, 10, 15 e 30 m de altura. A Tabela 38 apresenta o amortecimento percentual da vazão de pico para cada uma das barragens. Constatou-se um comportamento semelhante para todos os grupos de barragens com um amortecimento maior nos primeiros 50 a 100 km após a seção da barragem, variando de 37 % (barragem VIII) até 85 % (barragem VII) de amortecimento para a vazão de pico oriunda da ruptura. Depois disso, o amortecimento entre uma seção e outra vai diminuindo e se aproximando de um comportamento mais constante, sendo que na última seção o amortecimento varia entre 76% (barragem VIII) e 95 % (barragem VII).

Outro fator que pode ser notado em todos os grupos que o menor amortecimento ao longo do canal, que corresponde à curva mais acima de cada grupo, equivale à barragem que possui o maior volume no reservatório. Algo lógico, uma vez que o canal é o mesmo para todos os casos e, dessa forma, este fato representa uma maior dificuldade do canal em amortecer maiores volumes.

Alguns outros fatores podem ser destacados:

- Percebe-se que para o grupo de barragens de 5 m de altura, na última seção do canal, o amortecimento para todos os casos tende a 80%, sendo que, após aproximadamente 300 km a jusante da barragem, a diferença entre os amortecimentos das vazões entre as barragens do grupo passa a ser menos significativa e corresponde, neste caso, a 8%;
- Para o grupo de barragens com 10 m, o amortecimento na última seção tende a 85% e, nos mesmos 300 km a jusante da barragem, a diferença máxima entre os amortecimentos entre as barragens do grupo é de cerca de 6%;
- Para o grupo de barragens com 15 m de altura, o amortecimento na última seção tende a 89% e, com 300 km a jusante da barragem, a diferença máxima entre os amortecimentos é de cerca de 4%;
- Por último, para as barragens de 30 m de altura, o amortecimento no fim do canal tende a 95% e a diferença entre os amortecimentos a 300 km a jusante da barragem é de aproximadamente 4%.

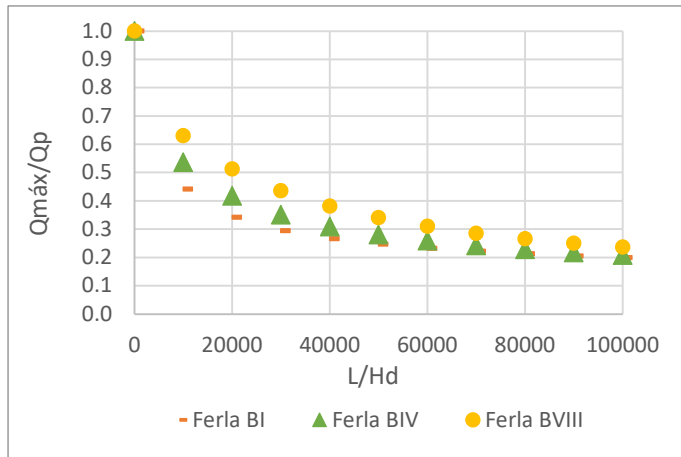


Figura 34. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 5 m de altura – Caso A.

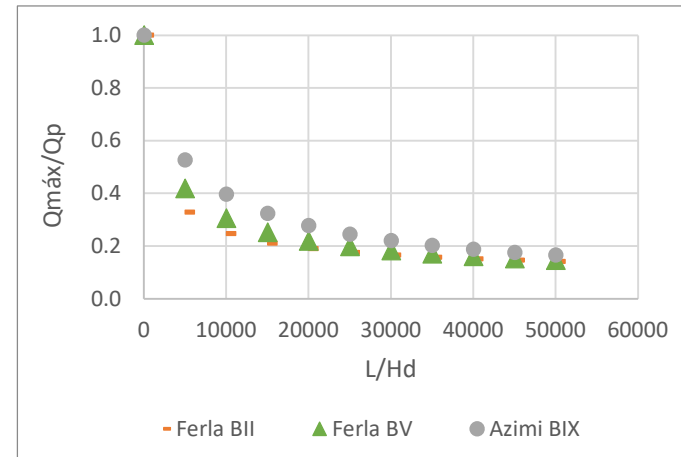


Figura 35. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 10 m de altura – Caso A.

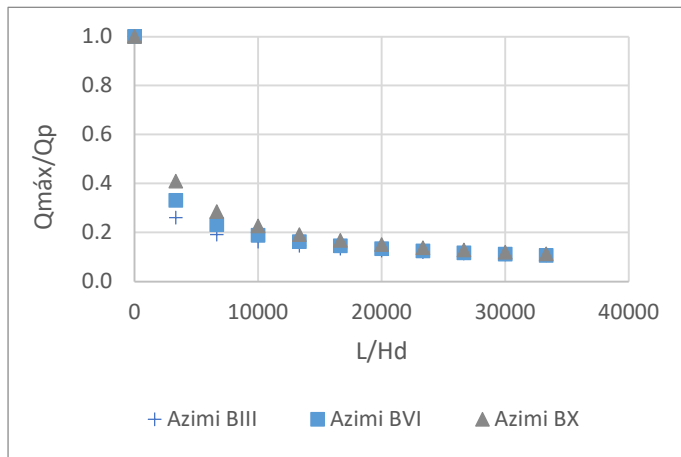


Figura 36. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 15 m de altura – Caso A.

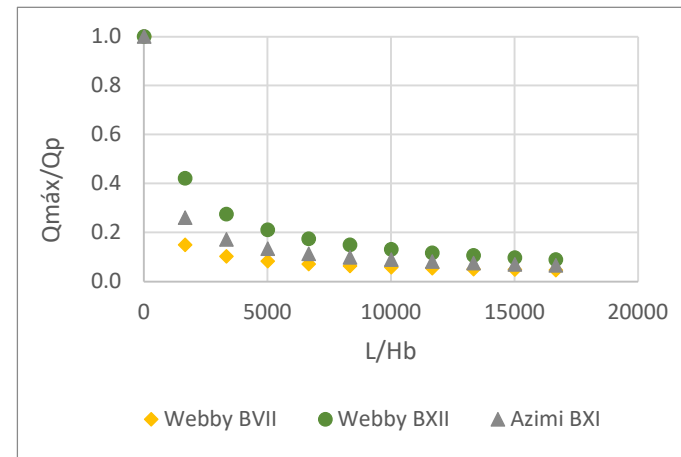


Figura 37. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 30 m de altura – Caso A.

Tabela 38. Amortecimento percentual do pico das vazões - Caso A.

Distância da barragem (m)	Amortecimento do pico das vazões (%)											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5.000	24,33	29,79	32,51	18,93	23,61	26,27	31,48	15,05	18,52	22,33	26,49	19,09
10.000	31,77	39,80	44,91	24,85	31,56	36,39	50,71	19,61	24,72	30,63	42,59	29,19
15.000	36,96	46,60	53,10	29,07	37,22	43,45	63,72	22,88	29,12	36,57	54,03	36,58
20.000	41,33	51,98	59,31	32,73	41,95	49,26	72,10	25,72	32,93	41,56	63,01	42,89
25.000	44,68	55,90	63,48	35,62	45,60	53,62	76,46	28,01	35,95	45,46	68,85	47,79
30.000	47,53	59,02	66,59	38,16	48,75	57,22	79,27	30,07	38,61	48,85	72,84	52,00
35.000	50,12	61,70	69,14	40,58	51,66	60,40	81,37	32,07	41,18	51,97	75,85	55,90
40.000	52,22	63,78	71,03	42,62	54,03	62,89	82,84	33,78	43,34	54,55	77,94	59,07
45.000	54,09	65,51	72,57	44,49	56,13	64,99	84,01	35,38	45,33	56,86	79,58	61,84
50.000	55,84	67,10	73,97	46,32	58,12	66,91	85,02	36,99	47,30	59,05	81,00	64,40
100.000	65,77	75,28	80,87	58,27	69,44	76,85	89,83	48,67	60,31	71,52	87,58	77,33
150.000	70,51	78,88	83,80	64,84	74,81	81,20	91,79	56,40	67,63	77,37	90,24	82,67
200.000	73,36	80,99	85,52	69,04	78,02	83,72	92,93	61,86	72,29	80,86	91,77	85,76
250.000	75,33	82,42	86,64	71,95	80,19	85,41	93,68	65,89	75,54	83,20	92,78	87,83
300.000	76,74	83,44	87,49	74,09	81,75	86,64	94,22	68,97	77,94	84,91	93,50	89,33
350.000	77,82	84,22	88,09	75,79	82,98	87,56	94,62	71,40	79,77	86,20	94,05	90,47
400.000	78,73	84,87	88,60	77,09	83,91	88,30	94,95	73,35	81,23	87,21	94,48	91,37
450.000	79,47	85,40	89,03	78,20	84,70	88,88	95,20	74,97	82,42	88,04	94,83	92,09
500.000	80,03	85,80	89,38	79,11	85,34	89,38	95,42	76,31	83,40	88,72	95,11	92,67

Contudo, também se verifica que o amortecimento é tão maior quanto maior a altura da barragem, que influencia diretamente na vazão proveniente da ruptura. Em outras palavras, constatou-se um amortecimento mais significativo para as maiores vazões. Na última seção, o amortecimento do pico das vazões para as barragens de 30 m de altura gira em torno de 95%, enquanto para as barragens de 5 m de altura o amortecimento é de cerca de 80%. A Figura 38 apresenta a curva de todas as vazões juntas, facilitando a constatação deste comportamento.

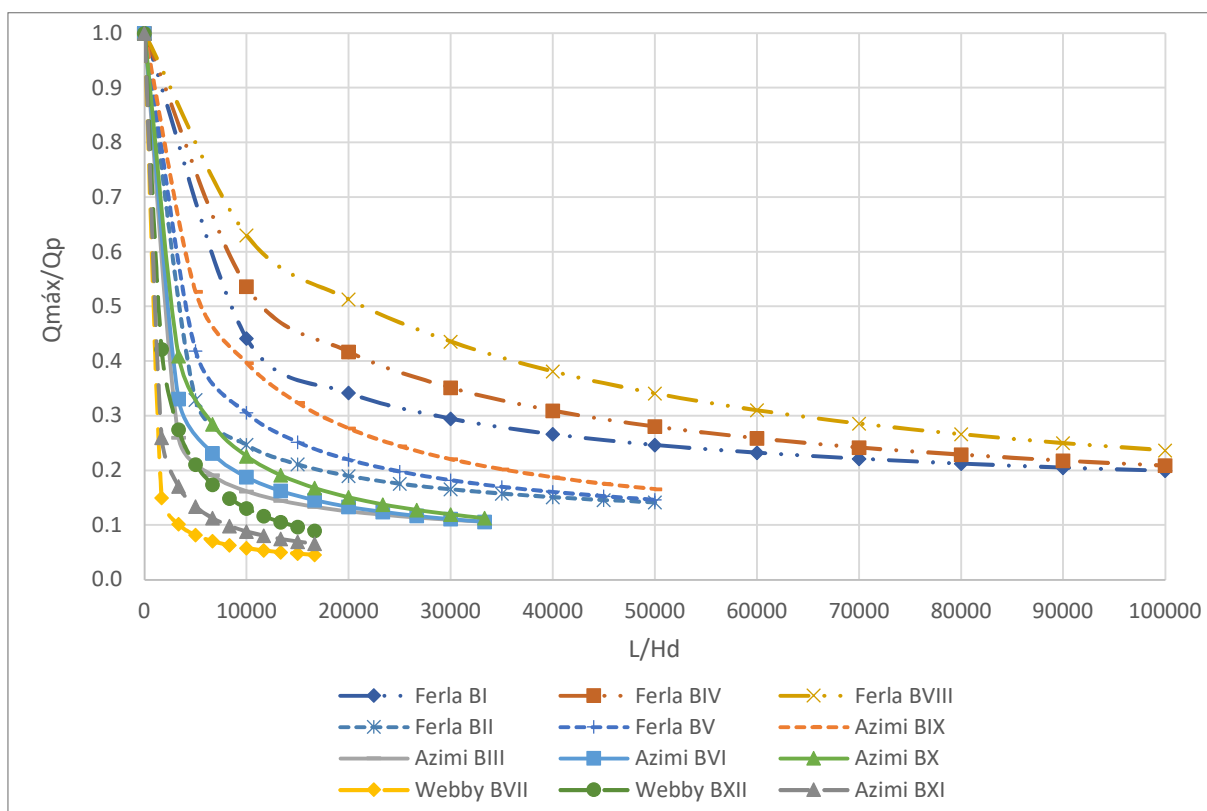


Figura 38. Amortecimento das vazões máximas – Caso A.

Após ter verificado que todas as curvas do amortecimento de vazões possuem uma forma semelhante, optou-se por ajustar uma equação que descreva este comportamento. Este comportamento, tem sua forma descrita pela equação (46):

$$\frac{Q_{máx}}{Q_p} = \left(1 + a \cdot \frac{L}{H_d}\right)^{-1/b} \quad (46)$$

Onde:

$Q_{máx}$: vazão máxima conforme a seção estudada (m^3/s);

Q_p : vazão de pico proveniente da ruptura (m^3/s);

L: distância da seção até a barragem (m);

H_d : altura da barragem (m);

“a” e “b”: parâmetros da equação.

A Tabela 39 apresenta os parâmetros das equações ajustadas para cada uma das barragens, com relação às vazões máximas, juntamente a um adimensional que nos permite diferenciar cada uma das barragens em função de seu volume e de sua altura ($V_r^{(1/3)}/H_d$). Este adimensional será chamado, daqui em diante, de I_{c1} . A Figura 39 e a Figura 40 apresentam os parâmetros obtidos para cada um dos ajustes em função do adimensional para classificação de barragens.

Tabela 39. Parâmetros da equação (46) ajustados quanto ao amortecimento das vazões para cada barragem – Caso A.

Barragem	I_{c1}	a	b
I	34,2	0,00086	2,72602
II	17,1	0,00366	2,62503
III	11,4	0,00858	2,48404
IV	43,1	0,00027	2,12339
V	21,5	0,00096	1,99827
VI	14,4	0,00216	1,88611
VII	7,2	0,02121	1,88396
VIII	54,3	0,00012	1,81633
IX	27,1	0,00037	1,65701
X	18,1	0,00059	1,63019
XI	9,0	0,00848	1,62870
XII	12,3	0,00167	1,27953

Ao analisar a relação de cada um dos parâmetros da equação proposta com o adimensional I_{c1} , constata-se dois tipos de comportamento:

- Percebe-se, em ambos os parâmetros, que existe uma tendência semelhante para barragens de mesma altura;
- Evidencia-se uma tendência única, apenas para o parâmetro “a”, independente da altura ou do volume.

Em outras palavras, para o parâmetro “a” é possível assumir que, para todas alturas, existe um comportamento único. Contudo, para o parâmetro “b” a influência das alturas das barragens já é mais perceptível.

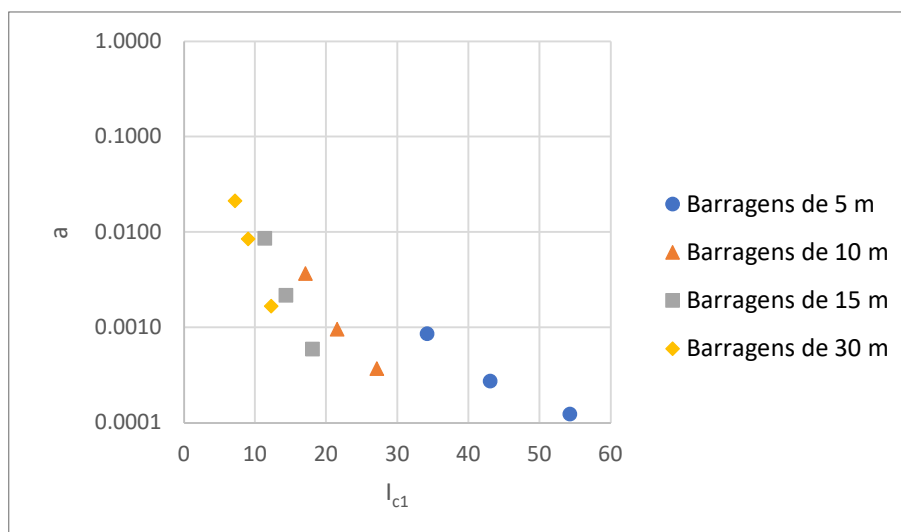


Figura 39. Parâmetro “a” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.

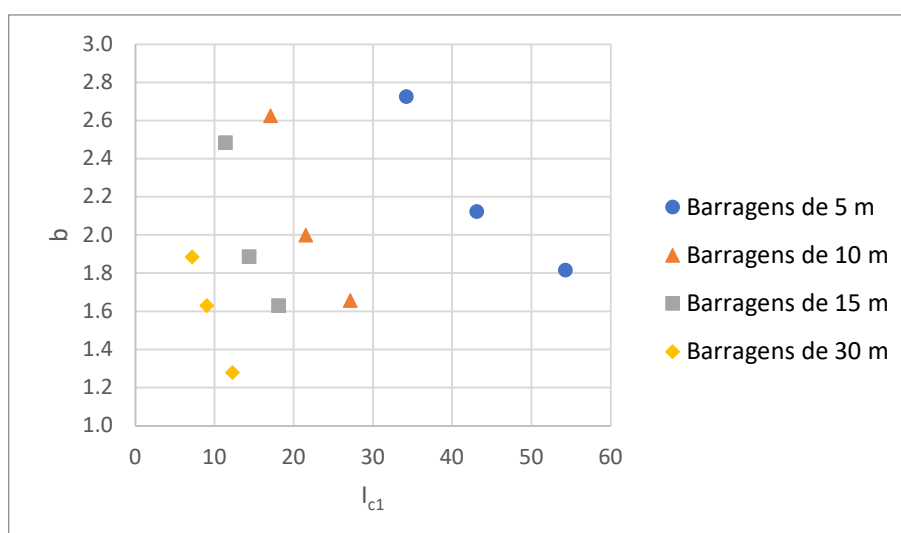


Figura 40. Parâmetro “b” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.

Assim, levando-se em conta os comportamentos constatados, foram ajustadas equações para caracterizar cada um dos parâmetros da equação (46) em função de l_{c1} . A Tabela 40 e a Tabela 41 apresentam, respectivamente, as equações ajustadas para os parâmetros “a” e “b”.

A partir dessas equações, torna-se possível utilizar a equação (46) para barragens com diferentes alturas e volumes, uma vez que, caso a altura da barragem seja diferente das estudadas, é possível realizar uma estimativa aproximada a partir das demais. Com isso, partindo-se de informações básicas quanto as características de uma barragem e calculando-se a vazão máxima proveniente da ruptura com as

metodologias já existentes, torna-se possível obter uma primeira estimativa das vazões máximas em qualquer ponto do vale de jusante.

Tabela 40. Equações do parâmetro “a” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo a	Nº equação	R ²
5	$a = 2302 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-4,207}$	(47)	0,99
10	$a = 4432,2 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-4,957}$	(48)	0,99
15	$a = 11203 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-5,792}$	(49)	0,99
30	$a = 276,64 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-4,772}$	(50)	0,99
Global	$a = 1,2363 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-2,292}$	(51)	0,89

Tabela 41. Equações do parâmetro “b” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo b	Nº equação	R ²
5	$b = 59,789 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,879}$	(52)	0,98
10	$b = 43,706 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,996}$	(53)	0,99
15	$b = 22,342 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,911}$	(54)	0,97
30	$b = 7,9261 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,725}$	(55)	0,99

6.3.1.2. Adimensional de evolução das velocidades ($V_{m\acute{a}x}/V_p$)

A Figura 41, Figura 42, Figura 43 e a Figura 44 apresentam, respectivamente, a evolução da relação entre as velocidades máximas e as velocidades de pico para as barragens de 5, 10, 15 e 30 m de altura. A Tabela 42 apresenta o amortecimento percentual das velocidades máximas para cada uma das barragens ao longo do canal estudado.

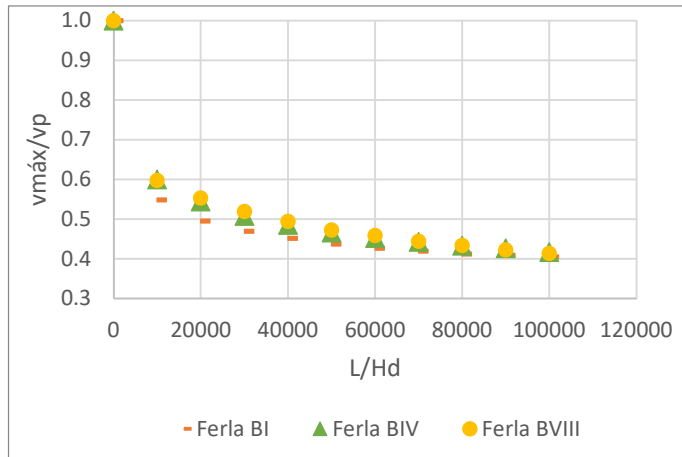


Figura 41. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 5 m de altura – Caso A.

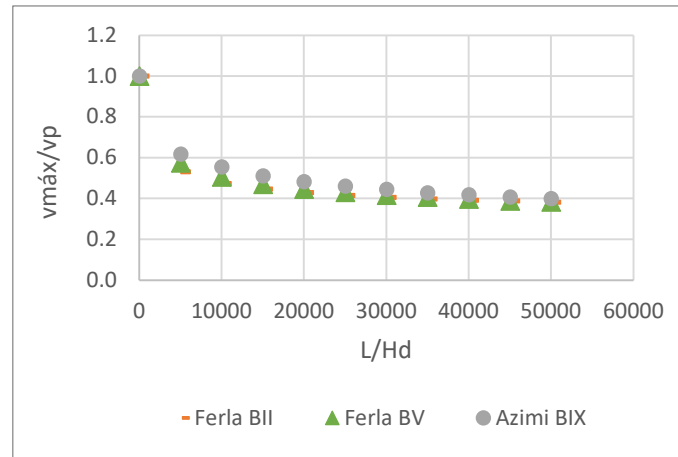


Figura 42. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 10 m de altura – Caso A.

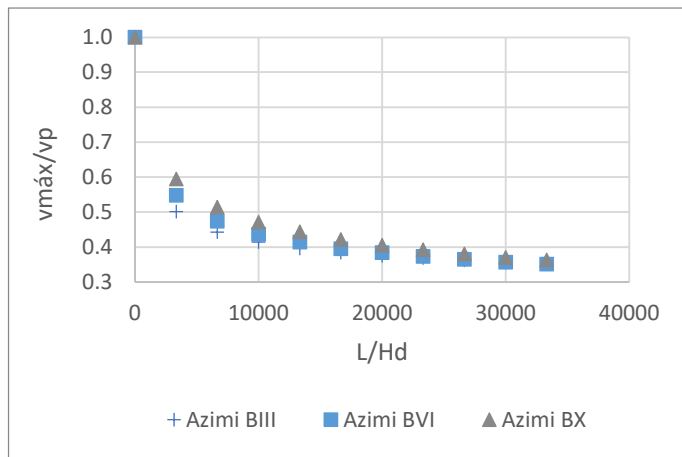


Figura 43. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 15 m de altura – Caso A.

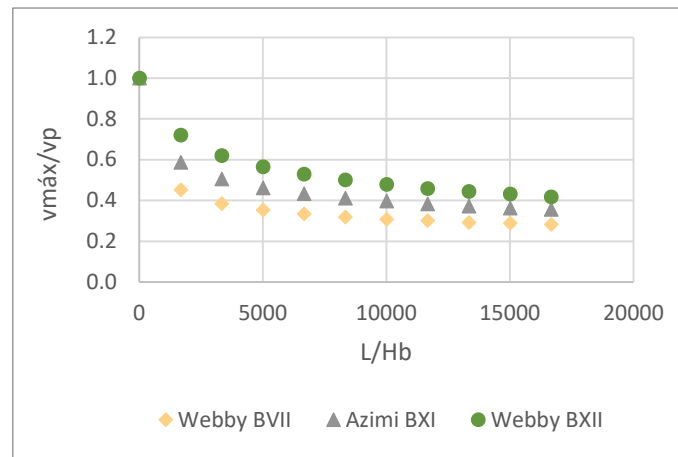


Figura 44. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 30 m de altura – Caso A.

Tabela 42. Amortecimento percentual das velocidades máximas - Caso A.

Distância da barragem (m)	Amortecimento das velocidades (%)											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5.000	30,11	25,17	21,05	26,89	23,80	18,80	8,30	29,72	22,46	18,29	7,86	5,87
10.000	34,05	30,95	29,41	30,49	28,92	26,16	18,34	33,06	27,27	24,39	16,13	11,74
15.000	36,56	34,69	34,67	32,79	31,93	30,52	28,60	35,00	29,95	28,05	23,99	16,90
20.000	38,35	37,76	38,70	34,43	34,34	34,06	37,55	36,11	31,82	30,73	30,85	21,17
25.000	39,78	40,14	41,80	35,41	36,14	36,51	43,23	36,94	33,16	32,93	36,29	24,56
30.000	41,22	41,84	44,27	36,72	37,65	38,69	46,94	37,78	34,49	34,63	40,52	27,22
35.000	42,29	43,54	46,13	37,70	39,16	40,87	49,78	38,61	35,56	36,34	43,95	29,89
40.000	43,37	44,90	47,68	38,69	40,36	42,51	51,97	39,17	36,63	37,80	46,57	32,21
45.000	44,44	45,92	48,92	39,34	41,57	43,87	53,49	39,72	37,43	39,27	48,39	34,16
50.000	45,16	46,94	49,85	40,00	42,47	45,23	54,80	40,28	38,24	40,49	50,20	36,12
100.000	50,54	52,72	55,73	45,57	49,40	52,59	61,57	44,72	44,65	48,54	58,47	47,69
150.000	53,05	55,44	58,51	49,18	53,01	56,40	64,63	48,06	48,93	52,93	62,30	53,02
200.000	54,84	57,14	60,37	51,48	55,42	58,58	66,59	50,56	51,87	55,61	64,52	56,41
250.000	56,27	58,50	61,61	53,44	56,93	60,49	68,12	52,78	54,01	57,80	66,33	58,90
300.000	57,35	59,52	62,54	54,75	58,43	61,58	69,21	54,17	55,61	59,51	67,54	60,85
350.000	58,06	60,20	63,16	55,74	59,34	62,67	69,87	55,56	57,22	60,73	68,75	62,46
400.000	58,78	60,88	63,78	56,72	60,24	63,49	70,74	56,67	58,29	61,95	69,56	63,70
450.000	59,14	61,22	64,40	57,38	61,14	64,31	71,18	57,78	59,36	62,93	70,36	64,95
500.000	59,50	61,90	64,71	58,36	61,75	64,85	71,83	58,61	60,16	63,66	70,97	66,01

Igualmente ao constatado nas vazões, o amortecimento das velocidades ocorre de forma mais atenuada logo após a seção da barragem, variando entre 36 % (barragem XII) e 50 % (barragem XI) para o amortecimento da velocidade de pico (na seção da barragem). Ambas as barragens com o menor e o maior amortecimento na primeira seção de análise após a barragem (50 km a jusante) pertencem ao grupo de barragens de 30 m de altura. Já na seção final do canal, o amortecimento variou entre 58% (barragem IV) e 71% (barragem VII).

Por outro lado, como era de se esperar, as curvas que apresentam o menor amortecimento das velocidades correspondem àquelas das barragens com maior volume, assim como para as vazões. Além disso, o comportamento geral do amortecimento das velocidades é o mesmo que para as vazões e, portanto, pode ser descrito pela equação (56), que possui idêntica forma daquela utilizada para o amortecimento das vazões.

$$\frac{v_{m\acute{a}x}}{v_p} = \left(1 + c \cdot \frac{L}{H_d}\right)^{\frac{-1}{d}} \quad (56)$$

Onde:

$v_{m\acute{a}x}$: velocidade máxima na seção em estudo (m/s);

v_p : velocidade de pico na seção da barragem (m/s);

L: distância da seção em estudo até a barragem (m);

H_d : altura da barragem (m);

“c” e “d” são parâmetros da equação.

Realizando-se o mesmo processo feito para o amortecimento das vazões, constatou-se que o amortecimento das velocidades apresenta os seguintes comportamentos dos parâmetros da equação ajustada:

- O parâmetro “c” (equivalente ao parâmetro “a”), diferentemente do constatado para o amortecimento das vazões, deve ter seu comportamento descrito separadamente para cada grupo de barragem. Isto ocorre pois não é perceptível um comportamento único para os dados obtidos;

- O parâmetro “d” (equivalente ao parâmetro “b”), apresentou um comportamento semelhante ao obtido para o amortecimento das vazões e deve ser descrito de forma separada para cada uma das alturas das barragens.

A Tabela 43 apresenta os parâmetros calculados para satisfazer a equação (56) em cada uma das barragens. A Figura 45 e a Figura 46 apresentam graficamente, respectivamente, a relação dos parâmetros “c” e “d” com o adimensional l_{c1} . A partir destes dados, foram ajustadas equações que descrevem o comportamento dos parâmetros da equação (56), conforme mostrado na Tabela 44 e na Tabela 45.

Tabela 43. Parâmetros da equação (56) ajustados quanto ao amortecimento das velocidades para cada barragem – Caso A.

Barragem	l_{c1}	c	d
I	34,2	0,00907	7,44556
II	17,1	0,00218	6,17561
III	11,4	0,00196	6,09132
IV	43,1	0,01707	6,93731
V	21,5	0,00425	5,55931
VI	14,4	0,00190	4,98207
VII	7,2	0,02730	6,45136
VIII	54,3	0,00624	5,05510
IX	27,1	0,00275	4,46055
X	18,1	0,02888	4,83541
XI	9,0	0,01096	4,17670
XII	12,3	0,00221	3,34443

Com as equações propostas, pode-se utilizar uma abordagem diferente para a obtenção de informações, de maneira rápida, sobre os efeitos do rompimento de uma barragem. Neste caso específico, é possível obter uma estimativa da velocidade ao longo do vale de jusante independentemente das seções. Com isso, torna-se viável prever diversos aspectos, como por exemplo, o alcance da onda de cheia a partir de critérios como o arrasto de uma pessoa, critério este que leva em conta a velocidade do escoamento.

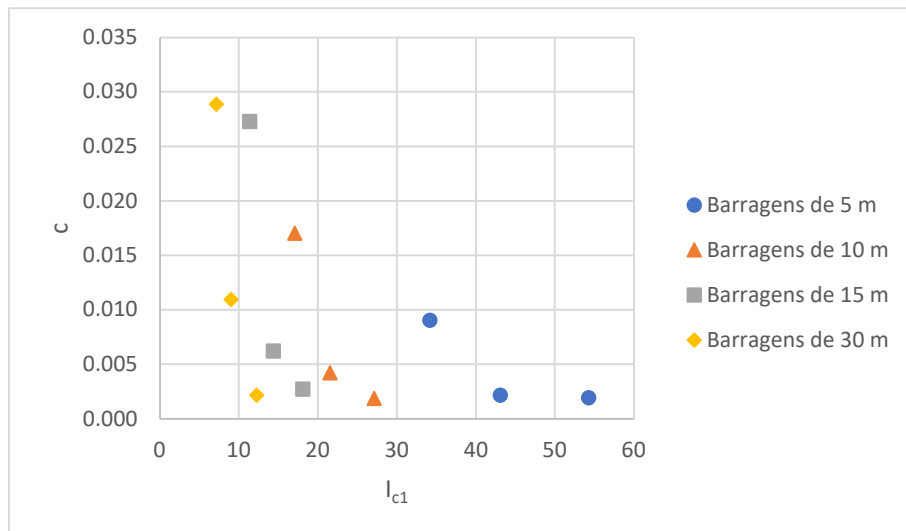


Figura 45. Parâmetro “c” função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1}:
Caso A.

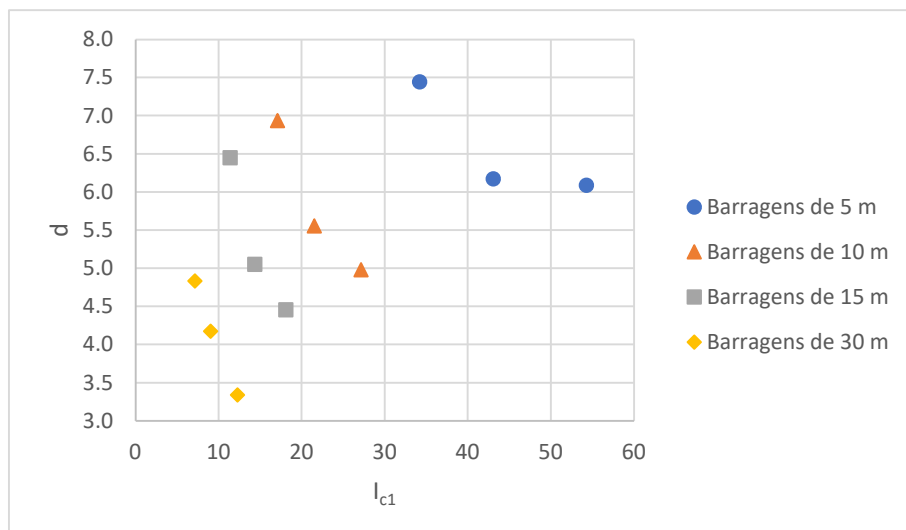


Figura 46. Parâmetro “d” função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1}:
Caso A.

Tabela 44. Equações do parâmetro “c” em função do adimensional que caracteriza as barragens:
Caso A.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo c	Nº equação	R ²
5	$c = 880,99 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-3,313}$	(57)	0,80
10	$c = 11202 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-4,752}$	(58)	0,98
15	$c = 4374,6 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-4,969}$	(59)	0,97
30	$c = 405,56 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-4,817}$	(60)	0,99

Tabela 45. Equações do parâmetro “d” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo d	Nº equação	R ²
5	$d = 33,558 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,434}$	(61)	0,80
10	$d = 52,056 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,716}$	(62)	0,96
15	$d = 44,164 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,799}$	(63)	0,97
30	$d = 18,908 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,689}$	(64)	0,99

6.3.1.3. Adimensional de tempo de chegada da onda ($t_c \cdot Q_{m\acute{a}x}/V_r$)

O adimensional definido para o tempo de chegada do pico da onda de cheia relaciona este tempo com as vazões máximas em cada seção avaliada com o volume do reservatório no momento da ruptura. A descrição simplificada do comportamento desse adimensional permite obter uma estimativa do tempo necessário para que o nível mais crítico seja atingido de maneira rápida. A Figura 47, Figura 48, Figura 49 e a Figura 50 apresentam, respectivamente, a evolução do adimensional para o tempo de chegada da onda de cheia para as barragens de 5, 10, 15 e 30 m de altura.

Este adimensional possui um comportamento crescente em função do aumento do tempo para atingir o pico da onda de cheia conforme a distância da barragem aumenta e também porque a variação da relação entre as vazões máximas ($Q_{m\acute{a}x}$) e o volume do reservatório no momento da ruptura (V_r) é pequena devido à magnitude dos volumes. Adicionalmente, percebe-se que, em todos os grupos, quanto maior o porte da barragem, ou seja, quanto maior a altura e o volume, menor é a magnitude do adimensional proposto. Isso ocorre, porque, uma vez que o canal é o mesmo para todos os casos analisados, quanto maior a vazão, maior é a velocidade do escoamento e, conseqüentemente, menor é o tempo para atingir o estado mais crítico. Outro fator perceptível é que para as barragens de mesmo volume (I, II e III; IV, V e VI) a magnitude do adimensional é muito próxima.

Com relação à descrição do comportamento do adimensional, diferentemente dos demais, este é o único que apresenta resultados que se assemelham a uma curva potencial. Por essa razão, ajustaram-se equações cuja forma pode ser descrita pela equação (65). Contudo, cabe ressaltar que esta equação deve ser utilizada para valores de L/H_d maiores do que zero, pois, devido a sua fórmula o tempo calculado seria igual a zero, o que não é verdade. Para o caso em que L/H_d for igual a zero, o tempo de chegada do pico da onda de cheia corresponde ao próprio pico do hidrograma de ruptura, calculado a partir de metodologias já existentes. Os parâmetros dessa equação obtidos para cada uma das barragens são apresentados na Tabela 46.

Portanto, para $L/H_d > 0$:

$$\frac{t_c \cdot Q_{m\acute{a}x}}{V_r} = \alpha \cdot \left(\frac{L}{H_d}\right)^\beta \quad (65)$$

Onde:

t_c : tempo de chegada da onda de cheia (s);

$Q_{m\acute{a}x}$: vazão máxima conforme a seção estudada (m^3/s);

V_r : volume do reservatório (m^3);

L : distância da seção da barragem (m);

H_d : é a altura da barragem (m);

α e β : são parâmetros da equação.

Analisando-se a relação dos parâmetros α e β com o adimensional l_{c1} , fica claro que eles possuem um comportamento distinto para cada altura de barragem, como mostram a Figura 51 e a Figura 52. Com isso, foram propostas equações potenciais que caracterizem este comportamento, conforme Tabela 47 e Tabela 48.

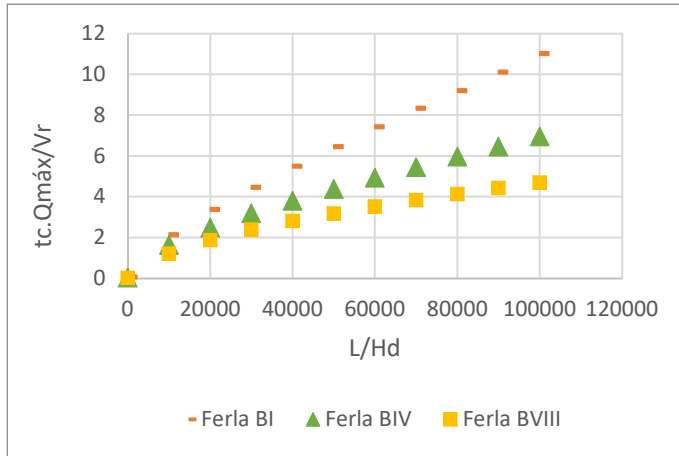


Figura 47. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 5 m de altura – Caso A.

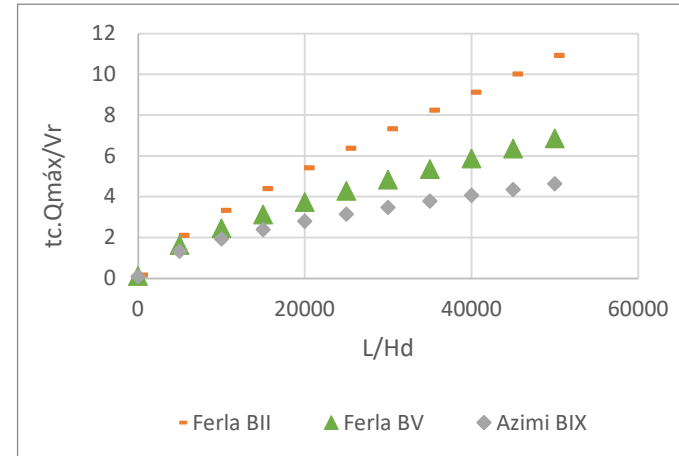


Figura 48. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 10 m de altura – Caso A.

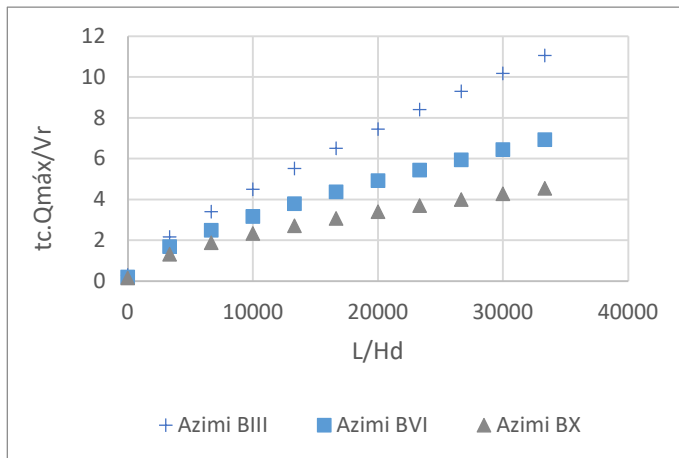


Figura 49. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 15 m de altura – Caso A.

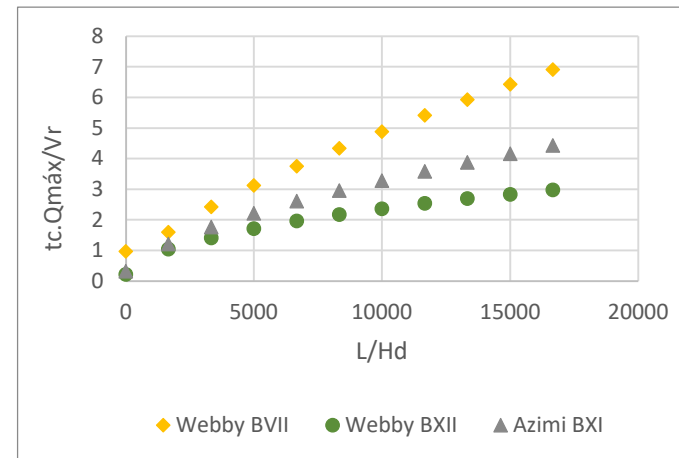


Figura 50. Evolução adimensional de tempo de chegada para as barragens de 30 m de altura – Caso A.

Tabela 46. Parâmetros da equação (65) ajustados para o adimensional de tempo de chegada da onda de cheia de cada barragem – Caso A.

Barragem	l_{c1}	α	β
I	34,2	0,00220	0,73902
II	17,1	0,00343	0,74461
III	11,4	0,00511	0,73690
IV	43,1	0,00422	0,64263
V	21,5	0,00652	0,64209
VI	14,4	0,00929	0,63448
VII	7,2	0,01230	0,65077
VIII	54,3	0,00645	0,57265
IX	27,1	0,01249	0,54624
X	18,1	0,01542	0,54568
XI	9,0	0,01488	0,58053
XII	12,3	0,03587	0,45263

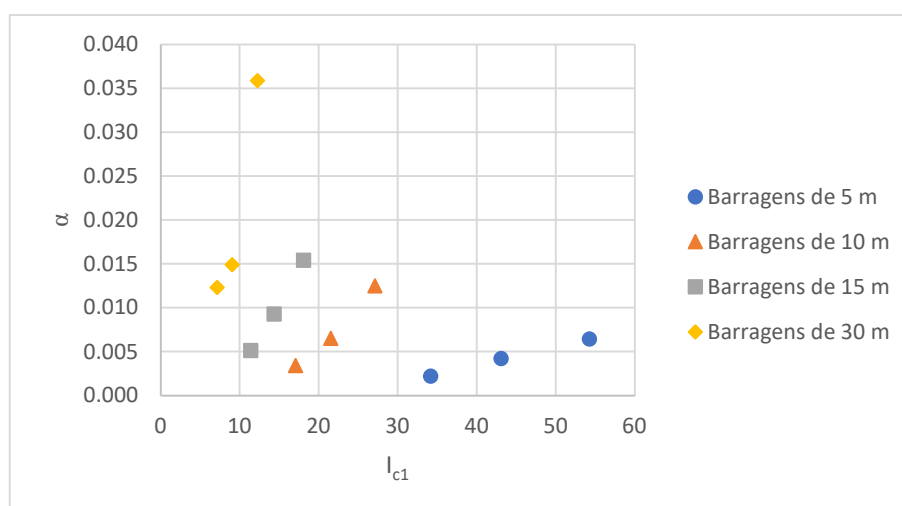


Figura 51. Parâmetro α em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.

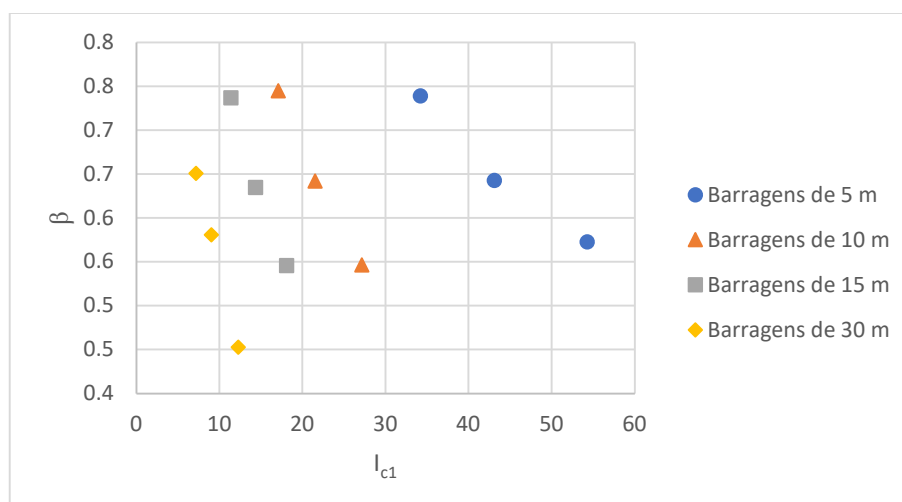


Figura 52. Parâmetro β em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.

Tabela 47. Equações do parâmetro α em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo a	Nº equação	R ²
5	$\alpha = (6 \cdot 10^{-7}) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{2,3277}$	(66)	0,99
10	$\alpha = (1 \cdot 10^{-6}) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{2,7989}$	(67)	1,00
15	$\alpha = (2 \cdot 10^{-5}) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{2,3921}$	(68)	0,99
30	$\alpha = (2 \cdot 10^{-4}) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{2,0415}$	(69)	0,93

Tabela 48. Equações do parâmetro β em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso A.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo b	Nº equação	R ²
5	$\beta = 5,1713 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,552}$	(70)	0,99
10	$\beta = 5,0066 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,67}$	(71)	0,99
15	$\beta = 3,5859 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,65}$	(72)	1,00
30	$\beta = 2,5466 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,684}$	(73)	0,98

As equações propostas na Tabela 47 e Tabela 48 permitem que a equação (65), quando utilizada em conjunto com a equação (46) ou com as equações propostas por Melo (2015) para o cálculo das vazões no vale a jusante da ruptura, seja utilizada, a partir de poucos dados de entrada, para fornecer uma estimativa do tempo necessário para que o estado mais crítico seja atingido em qualquer ponto a jusante da ruptura. Tal fato representa um grande avanço devido a sua agilidade e facilidade de aplicação, sendo algo inovador no que diz respeito à avaliação dos efeitos da ruptura de uma barragem.

6.3.2. Caso B – menos crítico

Neste item são apresentados e avaliados os resultados provenientes das vazões correspondentes aos casos menos críticos de cada uma das barragens, conforme Tabela 31. Foram avaliados os mesmos aspectos utilizados para os casos mais críticos. Assim, foram destacados apenas comportamentos distintos dos constatados

anteriormente. Por esta razão, os resultados serão apenas expostos para que se possa ter uma noção da faixa de abrangência da metodologia utilizada.

6.3.2.1. Adimensional de amortecimento das vazões ($Q_{m\acute{a}x}/Q_p$)

A Figura 53, Figura 54, Figura 55 e a Figura 56 apresentam, respectivamente, a evolução da relação entre as vazões máximas e as vazões de pico para as barragens de 5, 10, 15 e 30 m de altura. A Tabela 49 apresenta o amortecimento percentual da vazão de pico para cada uma das barragens ao longo do canal estudado.

Constatou-se um comportamento semelhante para todos os grupos de barragens com um amortecimento maior nos primeiros 50 a 100 km após a seção da barragem, variando de 18% (barragem VIII) até 73% (barragem VII) de amortecimento para a vazão de pico oriunda da ruptura. Destaca-se que estes valores apresentam uma diferença percentual média de aproximadamente 16% dos valores de amortecimento encontrados para os casos mais críticos. Após este primeiro trecho, o amortecimento vai diminuindo, sendo que na última seção o amortecimento varia entre 50% (barragem VIII) e 92% (barragem VII).

Além disso, notam-se fatores semelhantes aos apontados para os casos mais críticos: (I) Percebe-se dentro de cada grupo que o amortecimento das vazões de pico das barragens tendem a um valor comum, sendo: 60% para as barragens de 5 m; 80% para as barragens de 10 m; 85% para as barragens de 15 m; e 90% para as barragens de 30 m de altura. (II) As diferenças entre os amortecimentos das três barragens de cada grupo passam a ser menores cerca de 300 km a jusante da barragem, sendo: 15% para as barragens de 5 m; 12% para as barragens de 10 m; 7% para as barragens de 15 m; e 8% para as barragens de 30 m.

Portanto, o comportamento deste adimensional pode ser descrito por uma equação de formato idêntico à equação (46). Assim, foram determinados os parâmetros que definem o comportamento de cada uma das barragens de acordo com a equação proposta. Estes parâmetros são apresentados pela Tabela 50 e podem ser visualizados na Figura 57 e na Figura 58. A partir destes valores obtidos, foram ajustadas equações para cada uma das alturas de barragens estudadas, como mostrado na Tabela 51 e na Tabela 52.

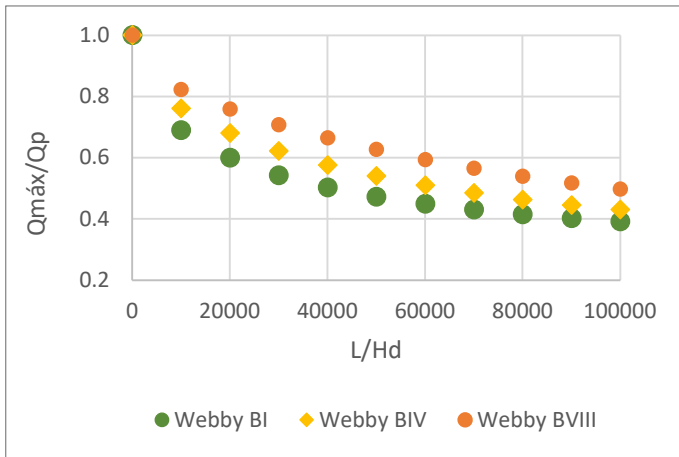


Figura 53. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 5 m de altura – Caso B.

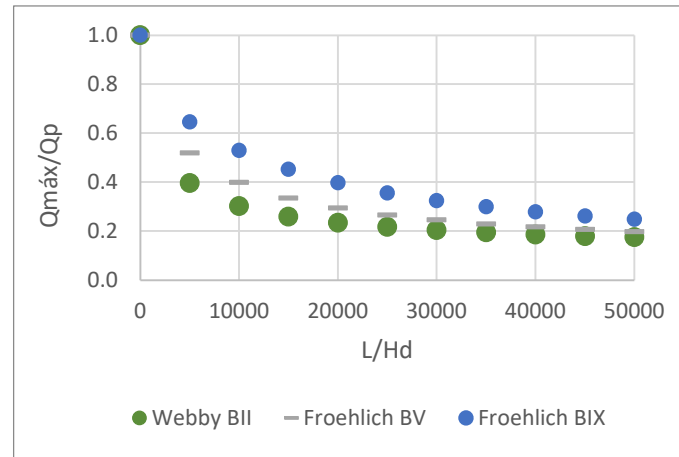


Figura 54. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 10 m de altura – Caso B.

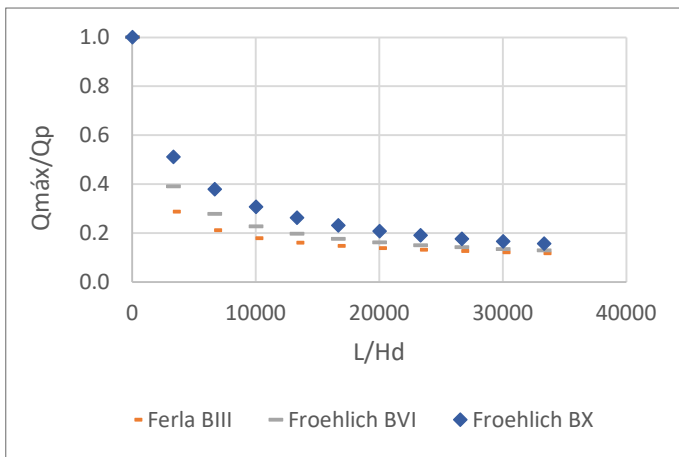


Figura 55. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 15 m de altura – Caso B.

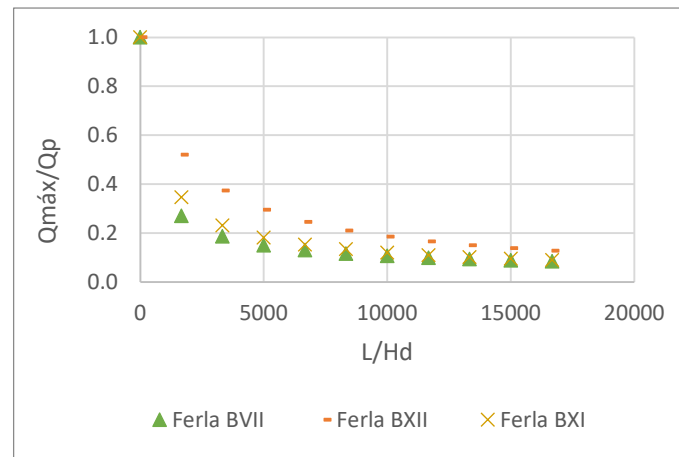


Figura 56. Evolução do amortecimento das vazões máximas para as barragens de 30 m de altura – Caso B.

Tabela 49. Amortecimento percentual do pico das vazões - Caso B.

Distância da barragem (m)	Amortecimento do pico das vazões (%)											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5.000	12,88	25,86	30,71	9,95	19,27	23,42	25,51	7,44	14,09	18,55	21,28	15,48
10.000	16,65	34,45	42,24	12,71	25,54	32,28	38,33	9,45	18,48	25,13	31,64	22,41
15.000	19,42	40,31	49,96	14,75	30,02	38,50	47,33	10,94	21,67	29,81	39,10	27,43
20.000	21,77	45,18	55,98	16,57	33,87	43,72	54,55	12,27	24,44	33,82	45,38	31,76
25.000	23,66	48,81	60,18	18,07	36,90	47,72	59,68	13,35	26,67	37,02	50,17	35,19
30.000	25,36	51,86	63,39	19,38	39,57	51,12	63,61	14,32	28,67	39,83	54,21	38,21
35.000	27,03	54,58	66,08	20,66	42,11	54,23	66,84	15,27	30,62	42,51	57,86	41,10
40.000	28,45	56,74	68,09	21,78	44,24	56,73	69,23	16,11	32,30	44,77	60,73	43,54
45.000	29,71	58,61	69,75	22,83	46,17	58,92	71,17	16,90	33,87	46,84	63,17	45,79
50.000	30,98	60,35	71,26	23,90	48,06	60,96	72,90	17,71	35,44	48,88	65,41	48,00
100.000	39,99	69,74	78,80	31,94	60,10	72,16	81,36	24,10	46,98	62,08	76,85	62,56
150.000	45,77	74,03	82,04	37,79	66,54	77,27	84,92	29,21	54,72	69,25	81,77	70,50
200.000	49,77	76,59	83,94	42,39	70,59	80,29	86,96	33,57	60,27	73,76	84,64	75,47
250.000	52,82	78,34	85,18	46,04	73,38	82,32	88,32	37,30	64,39	76,87	86,56	78,91
300.000	55,07	79,58	86,12	49,06	75,42	83,80	89,31	40,64	67,56	79,16	87,93	81,45
350.000	56,96	80,55	86,79	51,52	77,04	84,91	90,05	43,48	70,08	80,91	88,98	83,40
400.000	58,55	81,34	87,35	53,67	78,27	85,80	90,63	46,07	72,10	82,29	89,79	84,95
450.000	59,83	82,00	87,83	55,48	79,33	86,51	91,11	48,29	73,78	83,42	90,45	86,20
500.000	60,82	82,49	88,22	56,96	80,19	87,11	91,51	50,27	75,17	84,35	90,99	87,22

Tabela 50. Parâmetros das equações ajustadas quanto ao amortecimento das vazões para cada barragem - Caso B.

Barragem	l_{c1}	a	b
I	34,2	0,00026	3,50904
II	17,1	0,00227	2,67528
III	11,4	0,00666	2,48828
IV	43,1	0,00011	3,03813
V	21,5	0,00059	2,09768
VI	14,4	0,00153	1,90336
VII	7,2	0,00655	1,88035
VIII	54,3	0,00006	2,89843
IX	27,1	0,00023	1,82527
X	18,1	0,00059	1,63019
XI	9,0	0,00254	1,54757
XII	12,3	0,00078	1,29417

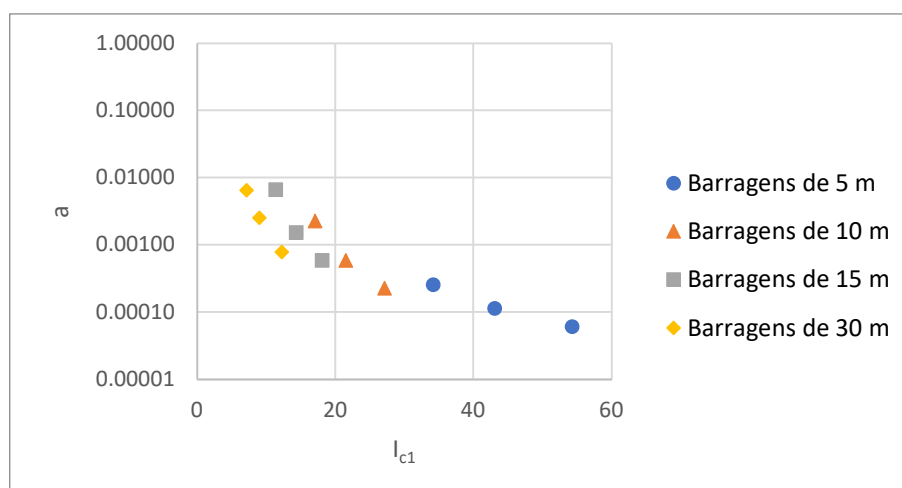


Figura 57. Parâmetro “a” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso B.

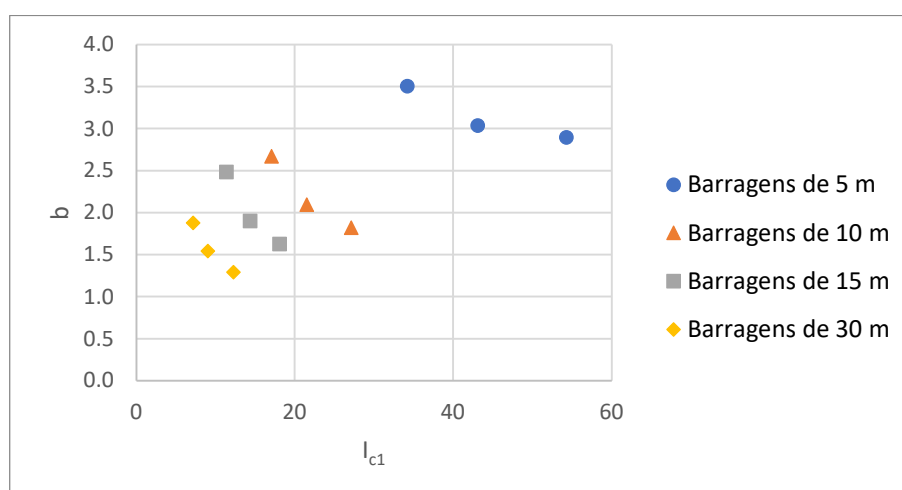


Figura 58. Parâmetro “b” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso B.

Tabela 51. Equações do parâmetro “a” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo a	Nº equação	R ²
5	$a = 15,315 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-3,12}$	(74)	0,99
10	$a = 2977 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-4,984}$	(75)	0,99
15	$a = 2147,3 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-5,247}$	(76)	0,99
30	$a = 15,666 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-3,952}$	(77)	0,99
Global	$a = 0,576 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-2,258}$	(78)	0,87

Tabela 52. Equações do parâmetro “b” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo b	Nº equação	R ²
5	$b = 14,887 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-0,414}$	(79)	0,92
10	$b = 27,541 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-0,827}$	(80)	0,98
15	$b = 22,644 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-0,915}$	(81)	0,98
30	$b = 7,2439 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-0,691}$	(82)	0,99

6.3.2.2. Adimensional de evolução das velocidades ($V_{m\acute{a}x}/V_p$)

A Figura 59, Figura 60, Figura 61 e a Figura 62 apresentam, respectivamente, a evolução da relação entre as velocidades máximas e as velocidades de pico para as barragens de 5, 10, 15 e 30 m de altura. A Tabela 53 apresenta o amortecimento percentual das velocidades máximas para cada uma das barragens ao longo do canal estudado.

A 50 km a jusante da barragem, o amortecimento das velocidades varia entre 29% (barragem I) e 48% (barragem III). Já na seção final do canal, o amortecimento variou entre 42% (barragem VIII) e 65% (barragem VII).

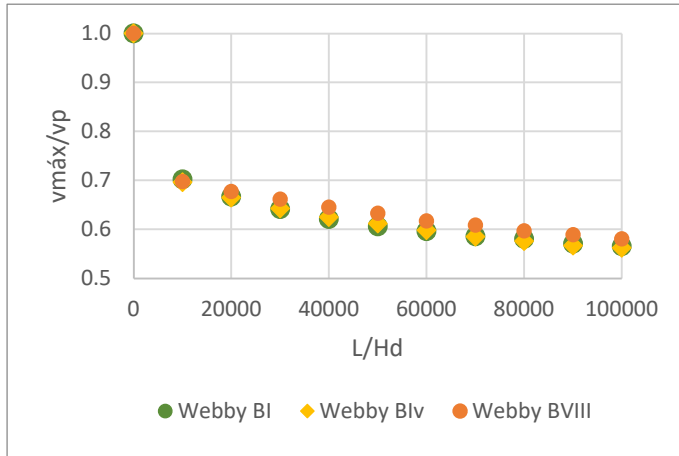


Figura 59. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 5 m de altura – Caso B.

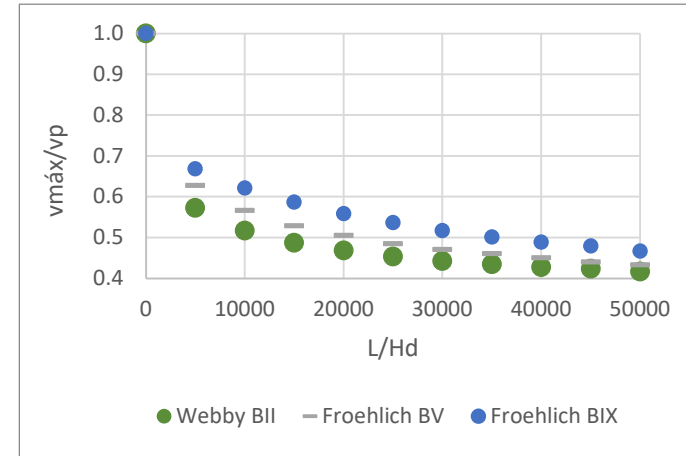


Figura 60. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 10 m de altura – Caso B.

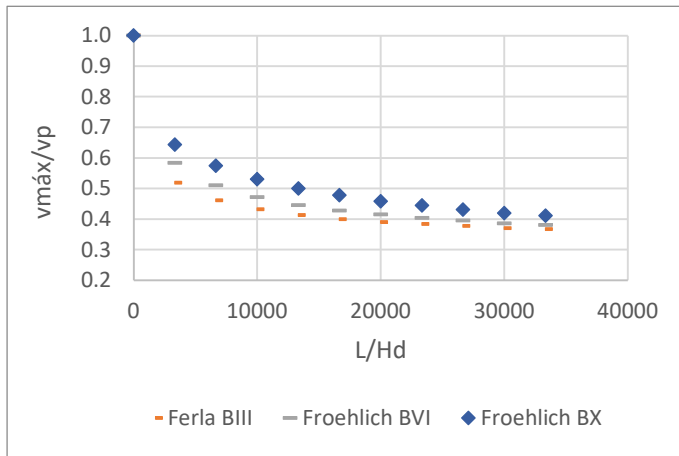


Figura 61. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 15 m de altura – Caso B.

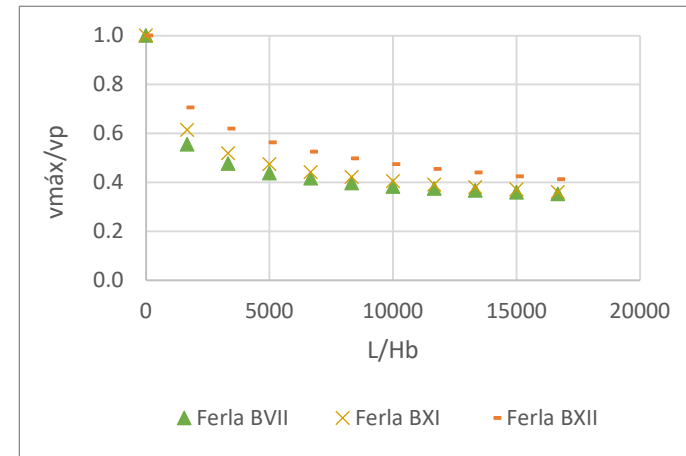


Figura 62. Evolução do amortecimento das velocidades para as barragens de 30 m de altura – Caso B.

Tabela 53. Amortecimento percentual das velocidades máximas - Caso B.

Distância da barragem (m)	Amortecimento das velocidades (%)											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5.000	21,72	23,79	20,97	24,55	22,53	18,29	10,41	25,40	21,77	17,96	8,85	7,02
10.000	23,74	28,62	28,39	26,34	26,62	24,78	18,63	27,02	25,24	23,20	15,72	12,77
15.000	25,25	31,97	33,23	27,23	29,01	28,61	24,66	27,82	27,13	25,97	20,64	16,81
20.000	25,76	34,20	37,10	27,68	30,72	31,56	29,59	28,23	28,39	28,18	24,82	19,79
25.000	26,77	36,06	40,00	28,57	32,08	33,63	33,15	28,63	29,34	29,83	27,76	22,13
30.000	27,27	37,92	42,26	29,02	33,45	35,69	36,44	29,03	30,28	31,22	30,47	23,83
35.000	28,28	39,41	44,19	29,46	34,47	37,46	39,18	29,44	30,91	32,32	32,92	25,53
40.000	28,79	40,52	45,48	29,46	35,49	38,94	41,10	29,44	31,86	33,43	35,14	27,02
45.000	29,29	41,64	46,77	29,91	36,52	40,12	42,74	29,84	32,49	34,53	36,86	28,30
50.000	29,80	42,75	48,06	30,36	37,20	41,59	44,38	30,24	33,12	35,64	38,57	29,36
100.000	33,33	48,33	53,87	33,48	43,34	48,97	52,33	32,26	37,85	42,54	48,16	38,09
150.000	35,86	51,30	56,77	35,71	47,10	52,80	56,16	33,87	41,32	46,96	52,58	43,62
200.000	37,88	53,16	58,71	37,50	49,49	55,46	58,36	35,48	44,16	50,00	55,77	47,45
250.000	39,39	54,65	60,00	38,84	51,54	57,23	60,27	36,69	46,37	52,21	57,74	50,21
300.000	40,40	55,76	60,97	40,18	52,90	58,41	61,64	38,31	48,26	54,14	59,46	52,55
350.000	41,41	56,51	61,61	41,52	53,92	59,59	62,47	39,11	49,84	55,52	60,93	54,47
400.000	41,92	57,25	62,26	42,41	54,95	60,47	63,29	40,32	51,10	56,91	61,92	55,96
450.000	42,93	57,62	62,90	43,30	55,97	61,36	64,11	41,13	52,05	58,01	62,90	57,45
500.000	43,43	58,36	63,23	43,75	56,66	61,95	64,66	41,94	53,31	58,84	63,88	58,72

Este adimensional, possui o mesmo comportamento constatado para o Caso A e, portanto, pode ser descrito pela equação (56). Dessa forma, determinaram-se os parâmetros “c” e “d” que satisfazem esta equação para cada uma das barragens estudadas, conforme Tabela 54. A Figura 63 e a Figura 64 apresentam graficamente o comportamento de cada um dos parâmetros calculados para as diferentes barragens em função do adimensional l_{c1} .

Tabela 54. Parâmetros da equação (56) ajustadas quanto ao amortecimento das velocidades para cada barragem - Caso B.

Barragem	l_{c1}	c	d
I	34,2	0,00351	10,35134
II	17,1	0,01129	7,18747
III	11,4	0,02369	6,58279
IV	43,1	0,00374	10,45628
V	21,5	0,00302	6,01436
VI	14,4	0,00482	5,21890
VII	7,2	0,01095	4,94381
VIII	54,3	0,00663	12,34529
IX	27,1	0,00187	6,11009
X	18,1	0,00212	4,84353
XI	9,0	0,00410	4,13903
XII	12,3	0,00155	3,75311

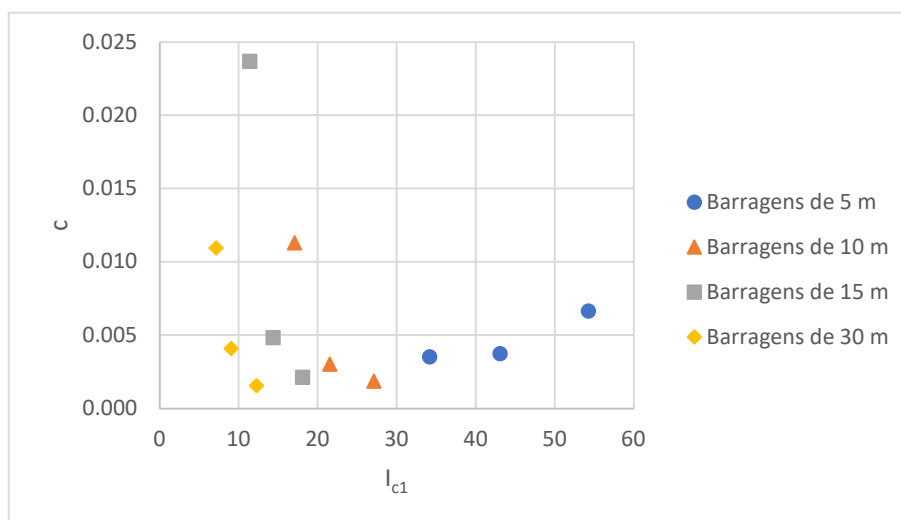


Figura 63. Parâmetro “c” em função do adimensional l_{c1} : Caso B.

Diferentemente do comportamento constatado para o Caso A, nota-se que, para o grupo de barragens de 5 m de altura, tanto o parâmetro “c” quanto o parâmetro “d” apresentam um comportamento de crescimento exponencial. Dessa forma, este grupo quebra a uniformidade das curvas até aqui obtidas. Este comportamento é justificado pela magnitude das vazões deste grupo. Por serem muito pequenas, o modelo do HEC-RAS apresenta dificuldade em reproduzir os mesmos comportamentos dos

outros grupos. Independentemente da anomalia evidenciada, foram definidas equações para cada uma das alturas de barragens, como mostra a Tabela 55 e a Tabela 56.

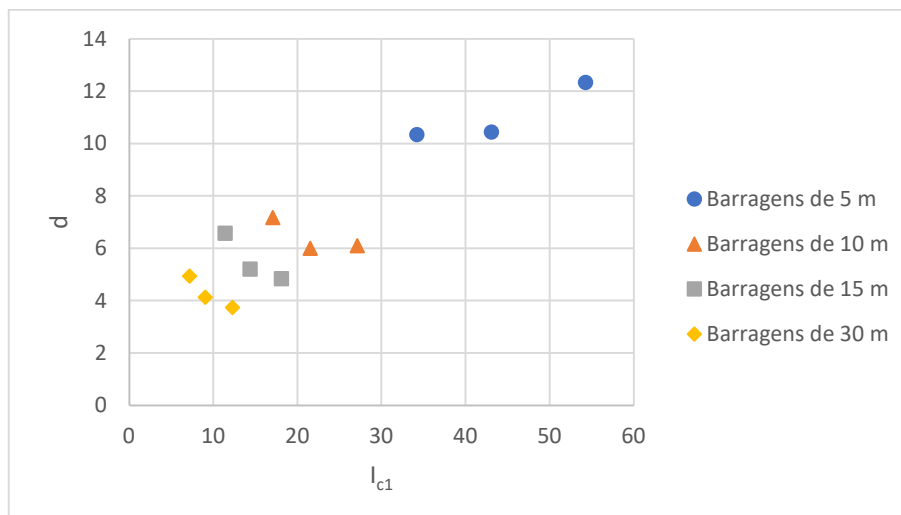


Figura 64. Parâmetro “d” em função do adimensional I_{c1} : Caso B.

Tabela 55. Equações do parâmetro “c” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo c	Nº equação	R ²
5	$c = (2 \cdot 10^{-5}) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{1,3769}$	(83)	0,82
10	$c = 624,85 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-3,896}$	(84)	0,93
15	$c = 6826 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-5,219}$	(85)	0,97
30	$c = 13,053 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-3,62}$	(86)	0,99

Tabela 56. Equações do parâmetro “d” em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo d	Nº equação	R ²
5	$d = 2,6237 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{0,3812}$	(87)	0,79
10	$d = 18,873 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,351}$	(88)	0,68
15	$d = 32,266 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,664}$	(89)	0,99
30	$d = 13,047 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-0,504}$	(90)	0,94

6.3.2.3. Adimensional de tempo de chegada da onda ($t_c \cdot Q_{\text{máx}}/V_r$)

A Figura 65, Figura 66, Figura 67 e Figura 68 apresentam, respectivamente, a evolução do adimensional para o tempo de chegada da onda de cheia para as barragens de 5, 10, 15 e 30 m de altura. Para o caso B, foram obtidos resultados muito semelhantes aos alcançados para o caso A. Neste caso, este adimensional também pode ser descrito a partir da equação (65). Dessa forma, determinaram-se os parâmetros “ α ” e “ β ” que satisfazem esta equação para cada uma das barragens estudadas, conforme Tabela 57. A seguir, foram definidas equações para cada uma das alturas de barragens, como mostra a Tabela 58 e a Tabela 59.

Tabela 57. Parâmetros da equação (65) ajustados para o adimensional de tempo de chegada da onda de cheia de cada barragem – Caso B.

Barragem	l_{c1}	α	β
I	34,2	0,00191	0,75311
II	17,1	0,00401	0,73286
III	11,4	0,00523	0,73479
IV	43,1	0,00194	0,71202
V	21,5	0,00664	0,64140
VI	14,4	0,00973	0,63043
VII	7,2	0,01375	0,63892
VIII	54,3	0,00141	0,70438
IX	27,1	0,00942	0,57439
X	18,1	0,01603	0,54349
XI	9,0	0,02154	0,54751
XII	12,3	0,04153	0,44275

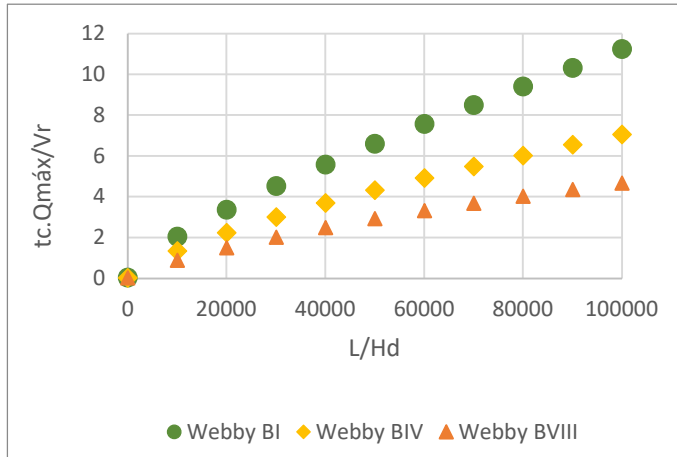


Figura 65. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 5 m de altura – Caso B.

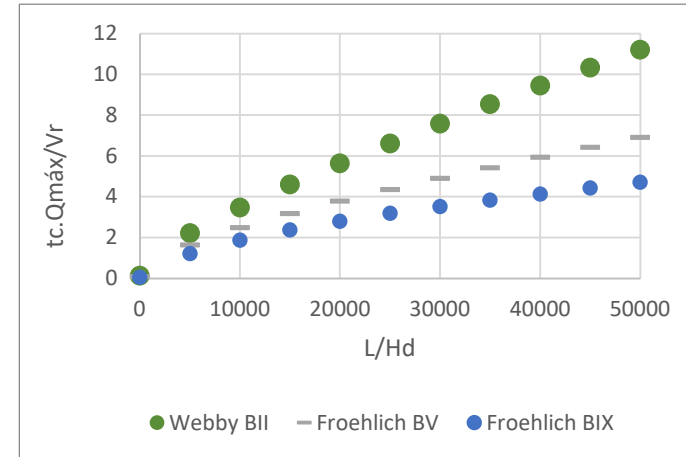


Figura 66. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 10 m de altura – Caso B.

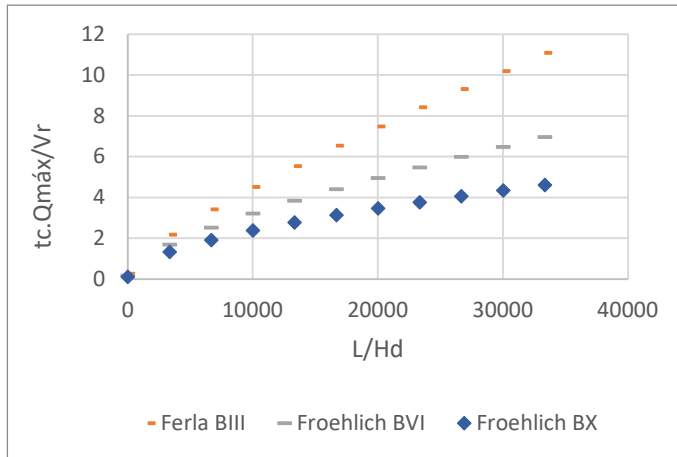


Figura 67. Evolução do adimensional de tempo de chegada para as barragens de 15 m de altura – Caso B.

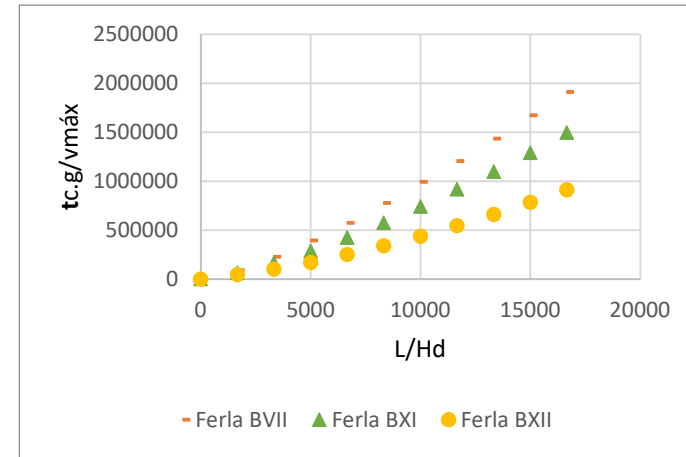


Figura 68. Evolução adimensional de tempo de chegada para as barragens de 30 m de altura – Caso B.

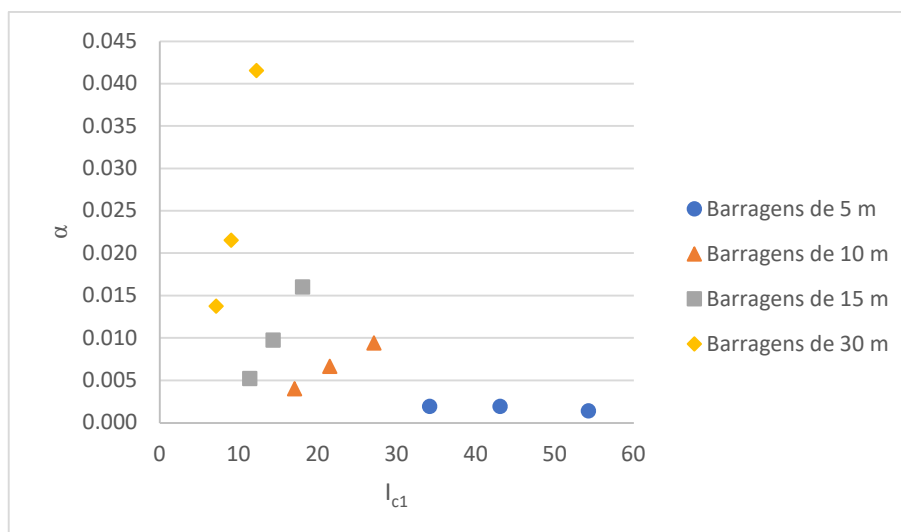


Figura 69. Parâmetro α em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso B.

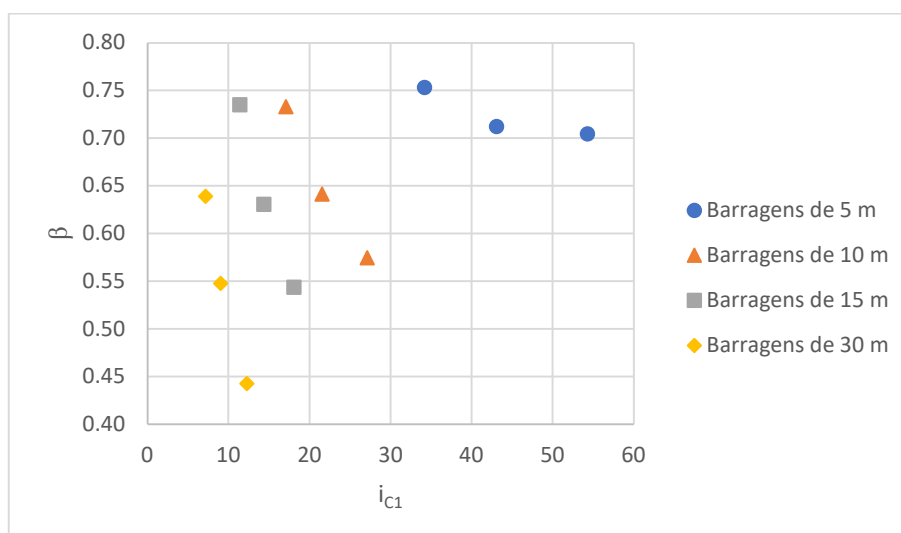


Figura 70. Parâmetro β em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} : Caso B.

Tabela 58. Equações do parâmetro α em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo a	Nº equação	R ²
5	$\alpha = 0,0205 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-0,656}$	(91)	0,71
10	$\alpha = (2 \cdot 10^{-5}) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{1,851}$	(92)	0,99
15	$\alpha = (1 \cdot 10^{-5}) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{2,4246}$	(93)	0,99
30	$\alpha = (2 \cdot 10^{-4}) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{2,0651}$	(94)	0,99

Tabela 59. Equações do parâmetro β em função do adimensional que caracteriza as barragens: Caso B.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo b	Nº equação	R ²
5	$\beta = 1,2464 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-0,145}$	(95)	0,87
10	$\beta = 3,2618 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-0,527}$	(96)	0,99
15	$\beta = 3,5939 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-0,653}$	(97)	0,99
30	$\beta = 2,4655 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-0,684}$	(98)	0,99

6.4. Métodos simplificados

Os resultados obtidos a partir da aplicação do método simplificado desenvolvido por Melo (2015) são apresentados no Apêndice F. Neste item, estes resultados são comparados aos obtidos através de simulação computacional (Apêndice E) para os casos A e B.

6.4.1. Comparação dos resultados

6.4.1.1. Caso A

Analisando-se a relação, apresentada na Tabela 60, entre as vazões calculadas pelo método simplificado e as obtidas pelo HEC-RAS, nota-se que, para todas as barragens estudadas, existe uma região em que a metodologia de Melo (2015) está a favor da segurança. Esta zona engloba todos os pontos que possuem um valor de $Q_{\text{Melo}}/Q_{\text{HR}}$ maior que um ($Q_{\text{Melo}}/Q_{\text{HR}} > 1,0$), indicando que a vazão pelo método simplificado é maior que a obtida pela simulação computacional. Este comportamento é explicado em função do maior amortecimento das vazões calculadas através das simulações nas seções mais próximas das barragens, conforme apresentado no item 6.3.1, enquanto o amortecimento estimado pelo método de Melo (2015) é constante e inferior ao das simulações.

Contudo, em função da diminuição no amortecimento das vazões obtidas pelas simulações, as vazões simplificadas logo passam a ser inferiores às simuladas. Com isso, a utilização do método deixa de ser interessante pois ele passa a subestimar as consequências de uma possível ruptura de barragem. A Tabela 61 apresenta a distância que delimita a região para qual a utilização do método simplificado está a favor da segurança.

Tabela 61. Distância que delimita a zona de segurança para o uso da metodologia simplificada: Caso A.

Barragem	H_d (m)	X	I_{c1}	Extensão da região de segurança (m)	D_{seg}/H_d
I	5	55,9	34,2	7000	1400,0
II	10	223,6	17,1	6100	610,0
III	15	503,1	11,4	5250	350,0
IV	5	79,1	43,1	2000	400,0
V	10	316,2	21,5	1750	175,0
VI	15	711,5	14,4	1900	126,7
VII	30	2.846,0	7,2	2600	86,7
VIII	5	111,8	54,3	1250	250,0
IX	10	447,2	27,1	1000	100,0
X	15	1.006,2	18,1	1100	73,3
XI	30	4.024,9	9,0	2200	73,3
XII	30	6.364,0	12,3	650	21,7

Nos casos avaliados, a região de segurança (D_{seg}) varia de 650 m (barragem XII) até 7.000 m (barragem I). A menor e a maior extensão da zona de segurança correspondem, respectivamente, à barragem de maior porte⁸ e à barragem de menor porte dentre as estudadas. No entanto, conforme mostra a Figura 71, não existe um comportamento único que possa descrever a relação entre o comprimento da região de segurança e o porte das barragens. Por outro lado, é visível a similaridade no comportamento para barragens de mesma altura. Além disso, ainda é possível destacar que as barragens que possuem as maiores extensões correspondem aquelas que possuem o menor volume do reservatório, no caso 5 hm³ para barragens de 5, 10 e 15 m e 10 hm³ para as barragens de 30 m.

Dessa forma, no intuito de estabelecer uma regra para determinar a zona de segurança do método de Melo (2015), a extensão da zona de segurança foi adimensionalizada pelas alturas das barragens correspondentes e relacionadas com

⁸ Conforme visto no item 5.1, o porte das barragens é avaliado pelo fator X, descrito pela equação (36).

o adimensional l_{c1} , conforme Figura 72. A seguir, foram ajustadas curvas exponenciais para descrever esta relação, vide Tabela 62.

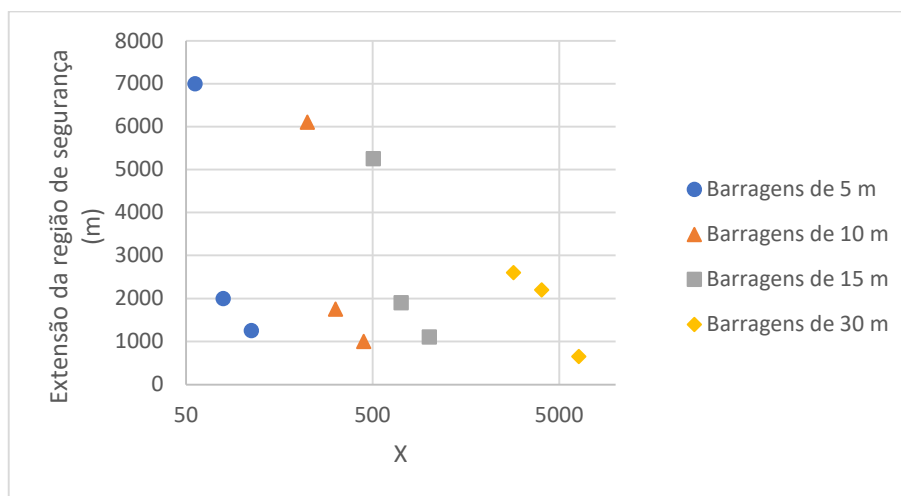


Figura 71. Relação entre a extensão da zona de segurança do método de Melo (2015) e o porte das barragens - Caso A.

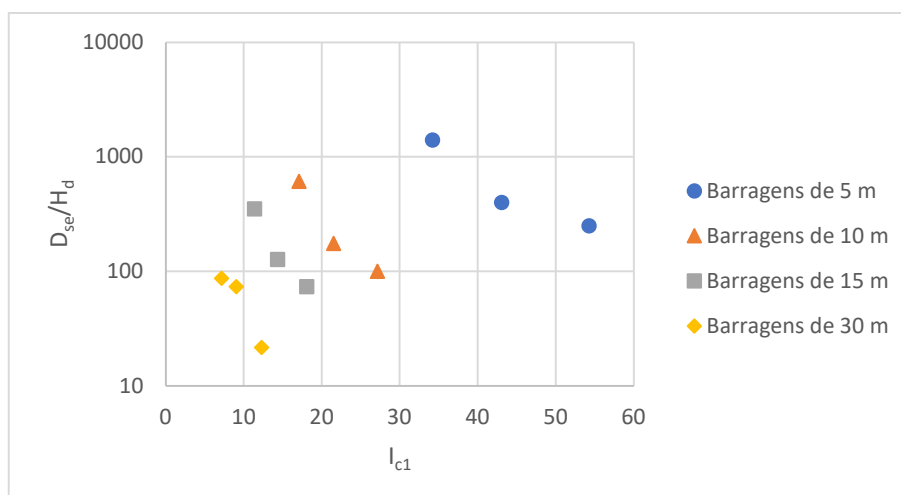


Figura 72. Relação da distância adimensionalizada para a qual as vazões simplificadas são superiores as vazões simuladas e o adimensional l_{c1} – Caso A.

Tabela 62. Equações da região de segurança do método de Melo (2015) – Caso A.

Altura das barragens (m)	Equações de D_{seg}	Nº equação	R^2
5	$D_{seg} = H_d \cdot (6 \cdot 10^8) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-3,728}$	(99)	0,94
10	$D_{seg} = H_d \cdot (4 \cdot 10^7) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-3,913}$	(100)	0,95
15	$D_{seg} = H_d \cdot (1 \cdot 10^6) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-3,382}$	(101)	0,97
30	$D_{seg} = H_d \cdot 19222 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-2,658}$	(102)	0,93

6.4.1.2. Caso B

A Tabela 63 apresenta a relação entre as vazões calculadas pelo método simplificado e pelo HEC-RAS para o Caso B. De forma semelhante ao Caso A, percebe-se que também existe uma zona de segurança para a qual o método fornece vazões superiores às simuladas pelo HEC-RAS. Contudo, também se nota que, para as barragens IV e VIII, ambas com 5 m de altura, esta região não existe.

A Tabela 64 apresenta as distâncias para as quais as vazões calculadas pelo método de Melo (2015) são superiores às vazões obtidas através das simulações computacionais. A região de segurança das barragens estudadas varia, portanto, de 275 m (barragem XII) até 4750 m (barragem III). Neste caso, a maior extensão não corresponde a barragem de menor porte, como no Caso A. Contudo, ainda se percebe um comportamento semelhante para barragens de mesma altura, conforme apresentado na Figura 73. Outro fator comum ao Caso A é que as maiores extensões da região de segurança correspondem às barragens que possuem os menores volumes de seus grupos, sendo 5 hm³ para as barragens de 10 e 15 m de altura e 10 hm³ para as barragens de 30 m de altura.

Dessa forma, analogamente ao realizado para o Caso A, buscou-se estabelecer uma regra para determinar a zona de segurança do método de Melo (2015) adimensionalizando a extensão da zona de segurança com a altura das barragens correspondentes e relacionando-os com I_{c1} , conforme Figura 74. O passo seguinte consistiu em ajustar curvas exponenciais para descrever esta relação. As equações ajustadas para cada grupo de barragens são apresentadas Tabela 65.

Tabela 64. Distância que delimita a zona de segurança para o uso do método simplificada – Caso B.

Barragem	H _d (m)	X	I _{c1}	Extensão da região de segurança (m)	D _{seg} /H _d
I	5	55,9	34,2	1700	340,0
II	10	223,6	17,1	4300	430,0
III	15	503,1	11,4	4750	316,7
IV	5	79,1	43,1	-	-
V	10	316,2	21,5	1100	110,0
VI	15	711,5	14,4	1400	93,3
VII	30	2.846,0	7,2	1450	48,3
VIII	5	111,8	54,3	-	-
IX	10	447,2	27,1	600	60,0
X	15	1.006,2	18,1	700	46,7
XI	30	4.024,9	9,0	800	26,7
XII	30	6.364,0	12,3	275	9,2

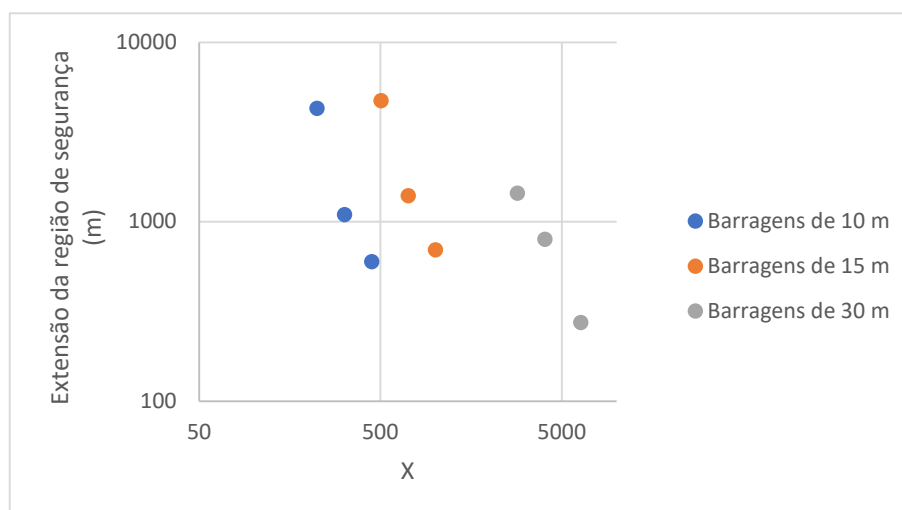


Figura 73. Relação entre a extensão da zona de segurança do método de Melo (2015) e o porte das barragens - Caso B.

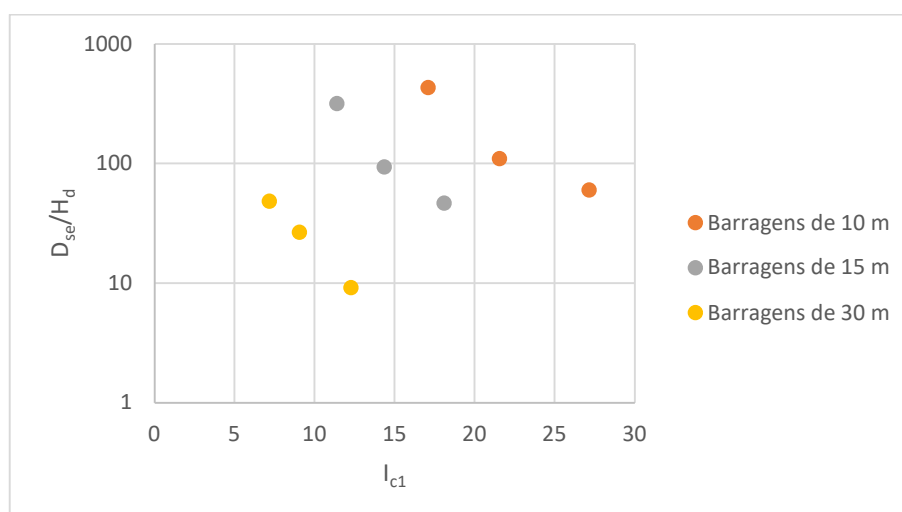
Figura 74. Relação da distância adimensionalizada para a qual as vazões simplificadas são superiores as vazões simuladas e o adimensional I_{c1} – Caso B.

Tabela 65. Equações da região de segurança do método de Melo (2015): Caso B.

Altura das barragens (m)	Equações de D_{seg}	Nº equação	R ²
10	$D_{seg} = H_d \cdot (7 \cdot 10^7) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-4,262}$	(103)	0,95
15	$D_{seg} = H_d \cdot (7 \cdot 10^6) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-4,144}$	(104)	0,98
30	$D_{seg} = H_d \cdot 23730 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right)^{-3,12}$	(105)	0,99

6.4.2. Proposta de correção para o método de Melo (2015)

No último item, foram propostas equações que permitem delimitar a zona de segurança para utilização da metodologia simplificada de Melo (2015). No entanto, em função da utilidade e praticidade do método, é interessante que este possa ser utilizado independentemente da distância. Assim, neste item, busca-se obter um fator de correção que permita a utilização do método em qualquer extensão do vale de jusante a partir da mesma estratégia utilizada no item 6.3.

6.4.2.1. Caso A

Dessa forma, o primeiro passo para a elaboração de um fator de correção corresponde a uma avaliação do comportamento da relação entre vazões simplificadas e simuladas. A Figura 75, a Figura 76, a Figura 77 e a Figura 78 apresentam, respectivamente, a relação entre as vazões máximas ao longo do canal calculadas pelo método de Melo (2015) e as obtidas pela simulação com o software HEC-RAS. Analisando-se o comportamento apresentado pelas figuras, a equação que melhor descreve suas características corresponde à equação (106).

$$\frac{Q_{Melo}}{Q_{HR}} = \frac{\left(1 + A \cdot \frac{L}{H_d}\right)}{\left[1 + B \cdot \frac{L}{H_d} + C \cdot \left(\frac{L}{H_d}\right)^2\right]} \quad (106)$$

Onde:

Q_{Melo} : vazão máxima em cada seção calculada a partir do método de Melo (m³/s);

Q_{HR} : vazão máxima em cada seção obtida pelo software HEC-RAS (m³/s);

L: distância da seção até a barragem (m);

H_d : altura da barragem (m);

“A”, “B” e “C”: parâmetros da equação.

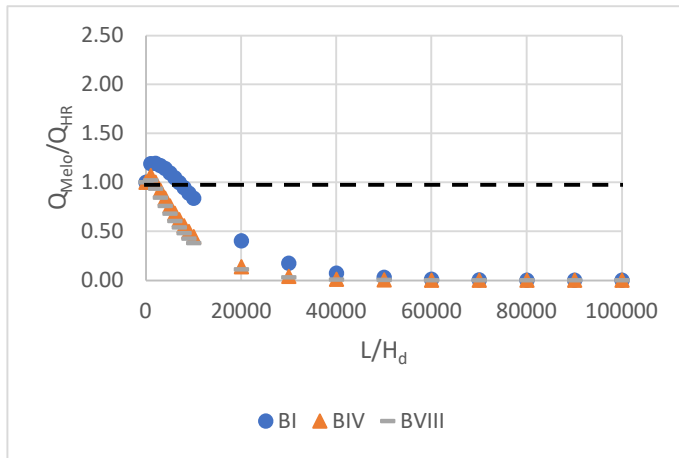


Figura 75. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 5 m de altura – Caso A.

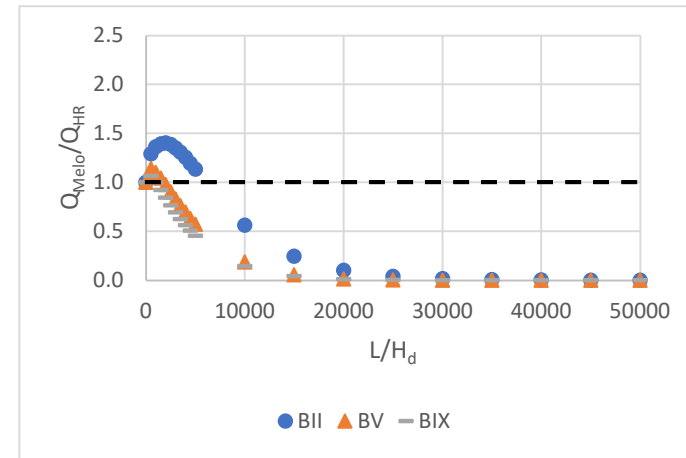


Figura 76. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 10 m de altura – Caso A.

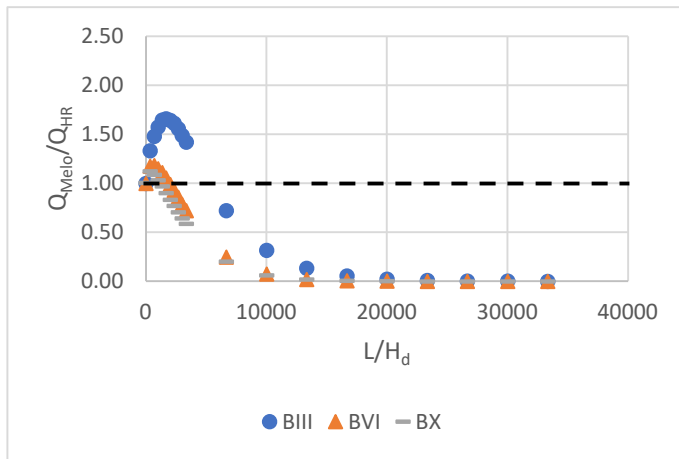


Figura 77. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 15 m de altura – Caso A.

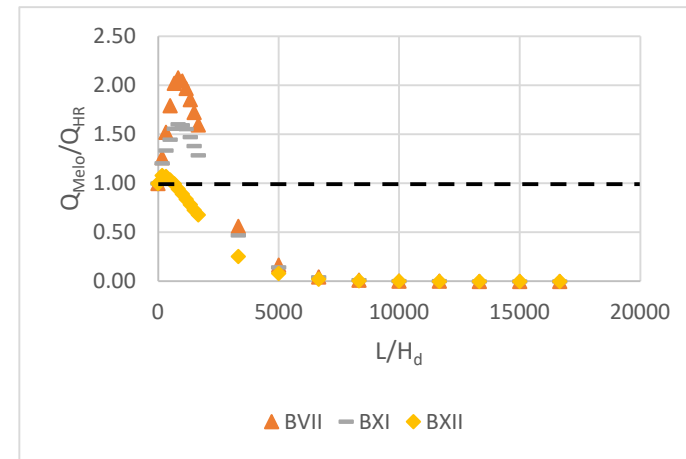


Figura 78. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 30 m de altura – Caso A.

Igualmente ao que já havia sido apresentado anteriormente, a Tabela 66 apresenta os parâmetros calculados para satisfazer a equação (106) em cada uma das barragens. A Figura 79, Figura 80 e a Figura 81 apresentam graficamente, respectivamente, a relação dos parâmetros “A”, “B” e “C” com o adimensional l_{c1} . O comportamento apresentado pelas figuras indica que, para nos parâmetros “B” e “C”, existe uma tendência aproximadamente uniforme, independente da altura das barragens. Quanto ao parâmetro C, apesar de sua ordem de grandeza ser muito baixa e dos valores obtidos serem muito próximos, ele possui grande influência para as correções situadas mais distantes da barragem. A partir destes resultados, foram ajustadas equações que descrevem o comportamento dos parâmetros da equação (106), conforme mostrado na Tabela 67, Tabela 68 e na Tabela 69.

Tabela 66. Parâmetros da equação (106) ajustados para o fator de correção das vazões máximas de cada barragem – Caso A.

Barragem	l_{c1}	A	B	C
I	34,2	1,50E-05	-6,00E-05	9,50E-09
II	17,1	9,00E-05	-1,82E-04	5,00E-08
III	11,4	5,00E-05	-3,66E-04	9,60E-08
IV	43,1	-1,00E-05	-1,94E-05	1,27E-08
V	21,5	-5,00E-06	-7,21E-05	4,44E-08
VI	14,4	-1,21E-05	-2,06E-04	9,53E-08
VII	7,2	1,98E-04	-1,01E-03	5,79E-07
VIII	54,3	-1,35E-05	-6,73E-06	1,39E-08
IX	27,1	-3,18E-05	-2,75E-05	4,44E-08
X	18,1	-4,11E-05	-1,67E-04	9,27E-08
XI	9,0	9,04E-05	-7,38E-04	4,13E-07
XII	12,3	-2,94E-05	-3,67E-04	4,00E-07

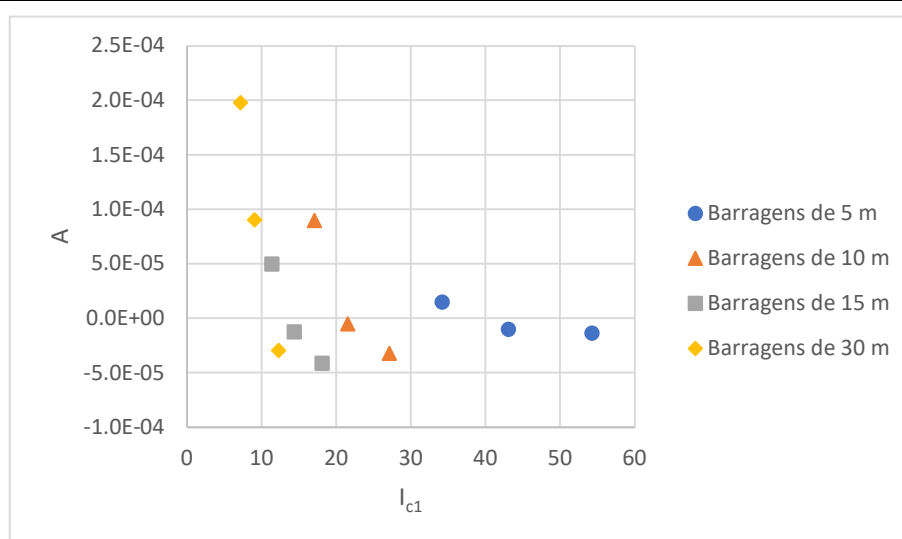


Figura 79. Parâmetro “A” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.

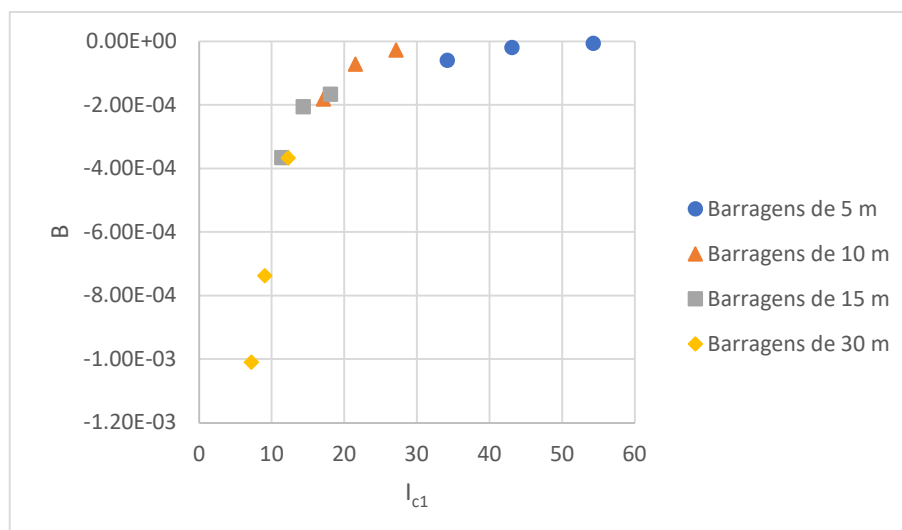


Figura 80. Parâmetro “B” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} :
Caso A.

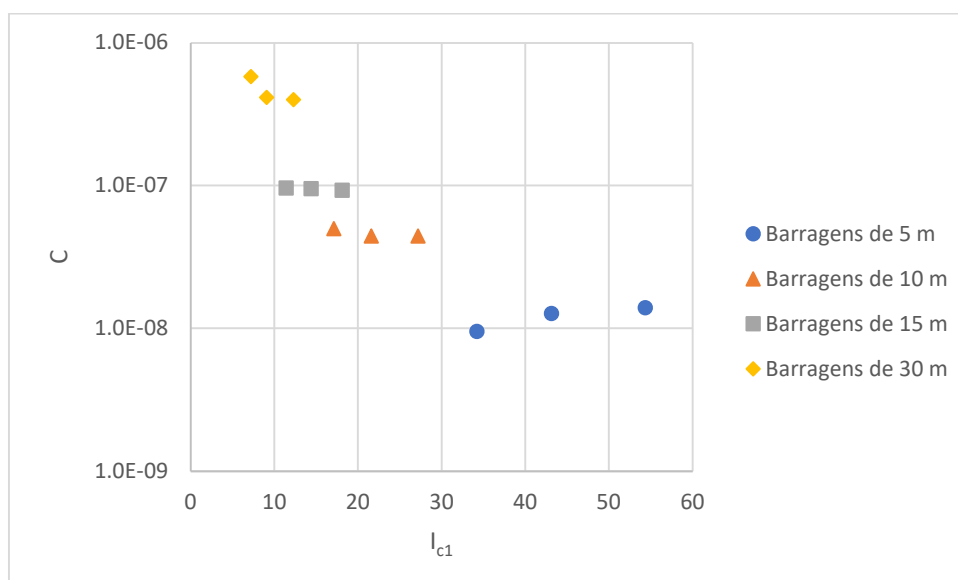


Figura 81. Parâmetro “C” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} :
Caso A.

Tabela 67. Equações do parâmetro A em função do adimensional l_{c1} – Caso A.

H_d (m)	Equações envolvendo a	Nº equação	R^2
5	$A = (-6,166 \cdot 10^{-5}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) + 2,292 \cdot 10^{-5}$	(107)	0,84
10	$A = (-2,643 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) + 8,2868 \cdot 10^{-4}$	(108)	0,90
15	$A = (-1,973 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) + 5,249 \cdot 10^{-4}$	(109)	0,96
30	$A = (-4,219 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) + 1,026 \cdot 10^{-3}$	(110)	0,99

Tabela 68. Equações do parâmetro B em função do adimensional lc_1 – Caso A.

H_d (m)	Equações envolvendo b	Nº equação	R^2
5	$B = (1,152 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 4,624 \cdot 10^{-4}$	(111)	0,92
10	$B = (3,353 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 1,123 \cdot 10^{-3}$	(112)	0,94
15	$B = (4,314 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 1,396 \cdot 10^{-3}$	(113)	0,89
30	$B = (1,199 \cdot 10^{-3}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 3,377 \cdot 10^{-3}$	(114)	0,99
Global	$B = -0,0099 \cdot \left(1 + 0,10633 \cdot \frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-3,98}$	(115)	0,99

Tabela 69. Equações do parâmetro “C” em função do adimensional lc_1 – Caso A.

H_d (m)	Equações envolvendo b	Nº equação	R^2
5	$C = (5,638 \cdot 10^{-9}) \cdot e^{0,0171 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)}$	(116)	1,00
10	$C = (5,993 \cdot 10^{-8}) \cdot e^{0,0119 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)}$	(117)	1,00
15	$C = (1,023 \cdot 10^{-7}) \cdot e^{0,005279 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)}$	(118)	1,00
30	$C = (9 \cdot 10^{-7}) \cdot e^{0,066 \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)}$	(119)	0,88
Global	$C = (3,489 \cdot 10^{-5}) \cdot \left(\frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{-2,057}$	(120)	0,87

Com isso, torna-se possível utilizar o método de Melo (2015) para calcular as vazões máximas para qualquer distância no vale de jusante. Ressalta-se que a formulação do método de Melo (2015) indica um alcance máximo de cerca de 100 km, de forma que, após esta distância, é possível que a equação ajustada para a correção do método não seja capaz de aproximar os resultados da realidade.

6.4.2.2. Caso B

A Figura 82, a Figura 83, a Figura 84 e a Figura 85 apresentam, respectivamente, a relação entre as vazões máximas ao longo do canal calculadas pelo método de Melo (2015) e as obtidas pela simulação com o software HEC-RAS.

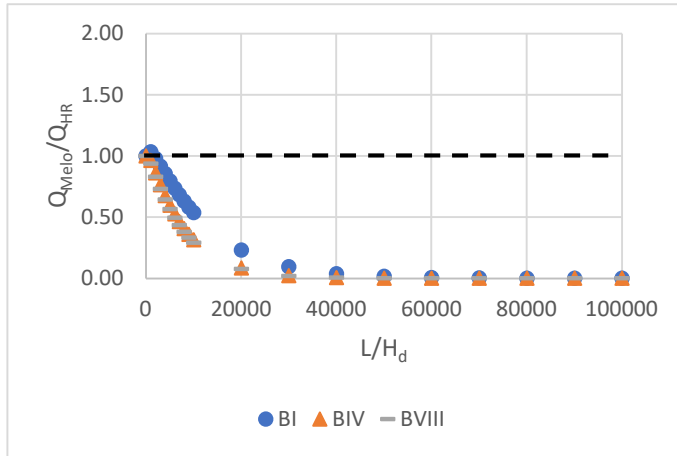


Figura 82. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 5 m de altura – Caso B.

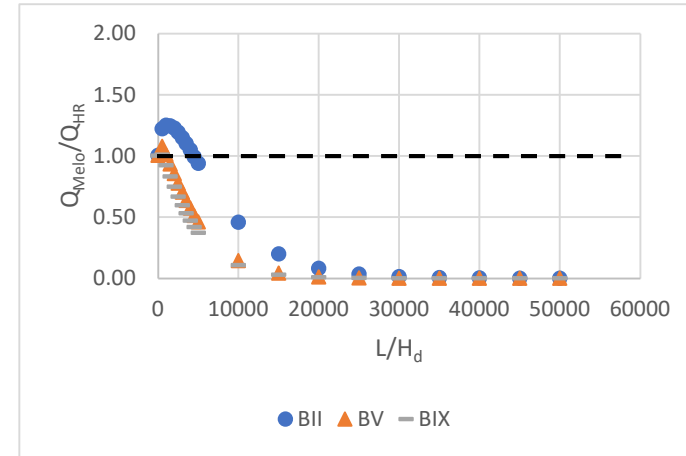


Figura 83. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 10 m de altura – Caso B.

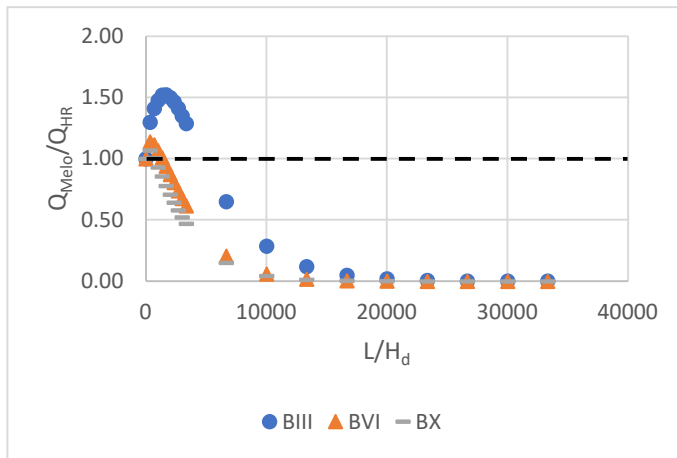


Figura 84. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 15 m de altura – Caso B.

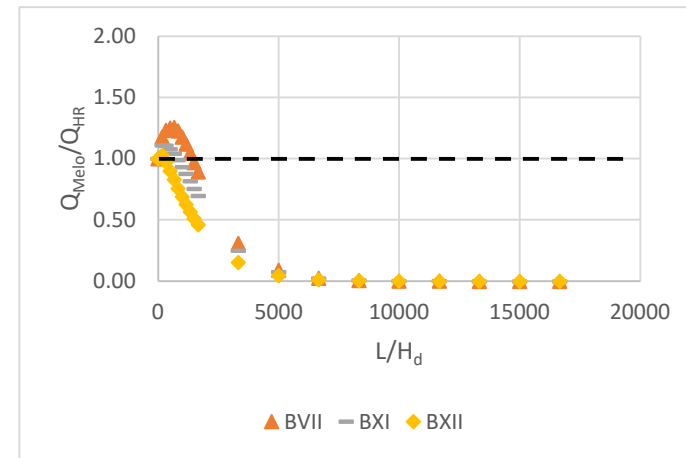


Figura 85. Relação entre as vazões calculadas por Melo e pelo HEC-RAS para as barragens de 30 m de altura – Caso B.

Analisando-se as figuras da página anterior percebe-se que o comportamento foi idêntico ao constatado para o Caso A e, portanto, pode ser descrito a partir da equação (106). A Tabela 87 apresenta os parâmetros calculados para satisfazer a equação (106) em cada uma das barragens. A Figura 86, Figura 87 e a Figura 88 apresentam graficamente, respectivamente, a relação dos parâmetros “A”, “B” e “C” com o adimensional l_{c1} . O comportamento apresentado pelas figuras indica que, apenas para o parâmetro “B”, existe uma tendência aproximadamente uniforme, independente da altura das barragens. A partir destes resultados, foram ajustadas equações que descrevem o comportamento dos parâmetros da equação (106), conforme mostrado na Tabela 71, Tabela 72 e na Tabela 73.

Tabela 70. Parâmetros da equação (106) ajustados para o fator de correção das vazões máximas de cada barragem – Caso B.

Barragem	l_{c1}	A	B	C
I	34,2	-1,20E-05	5,00E-06	5,90E-09
II	17,1	3,83E-05	-1,49E-04	4,25E-08
III	11,4	1,56E-04	-3,02E-04	1,11E-07
IV	43,1	-1,89E-05	1,50E-05	1,65E-08
V	21,5	2,30E-05	1,12E-05	5,80E-08
VI	14,4	2,50E-05	-1,50E-04	1,22E-07
VII	7,2	-2,09E-05	-5,91E-04	3,99E-07
VIII	54,3	-2,00E-05	2,00E-05	2,00E-08
IX	27,1	1,00E-05	2,74E-06	8,08E-08
X	18,1	-3,92E-05	-8,63E-05	1,25E-07
XI	9,0	-2,22E-05	-4,40E-04	4,50E-07
XII	12,3	-3,00E-05	-2,87E-04	6,48E-07

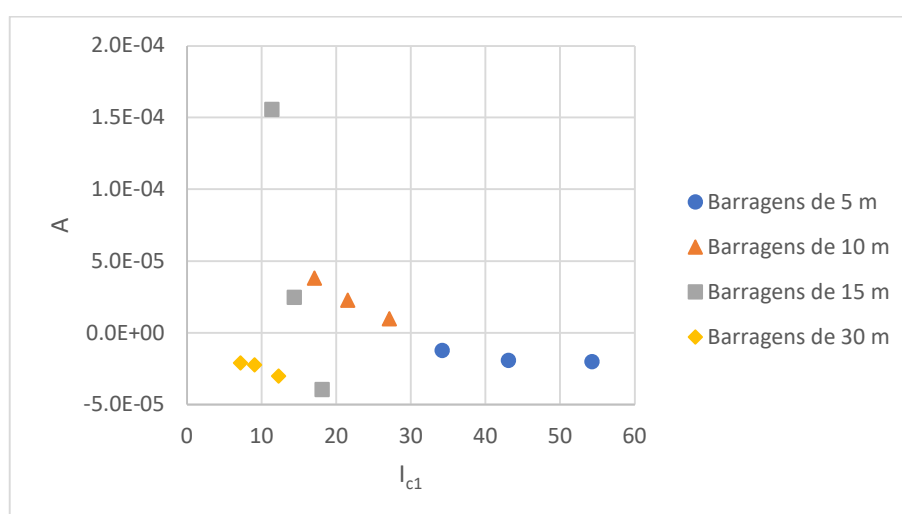


Figura 86. Parâmetro “A” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional l_{c1} : Caso A.

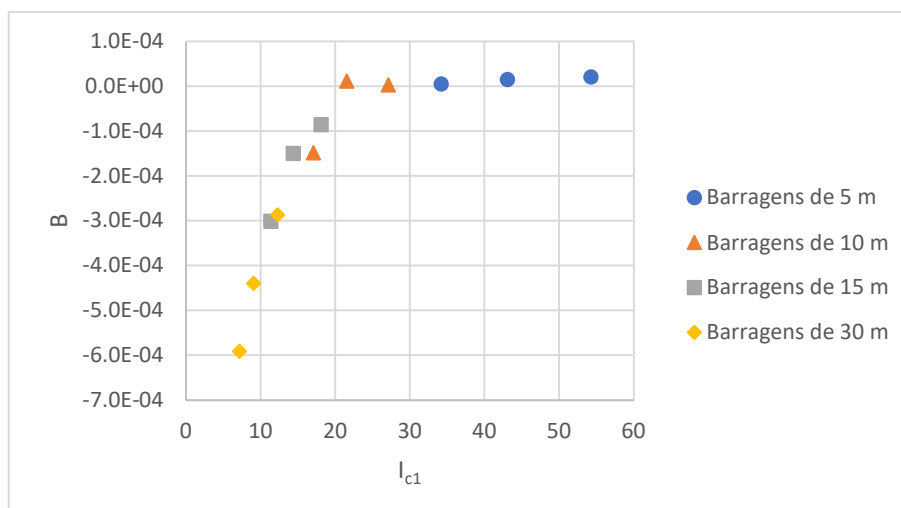


Figura 87. Parâmetro “B” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} :
Caso B.

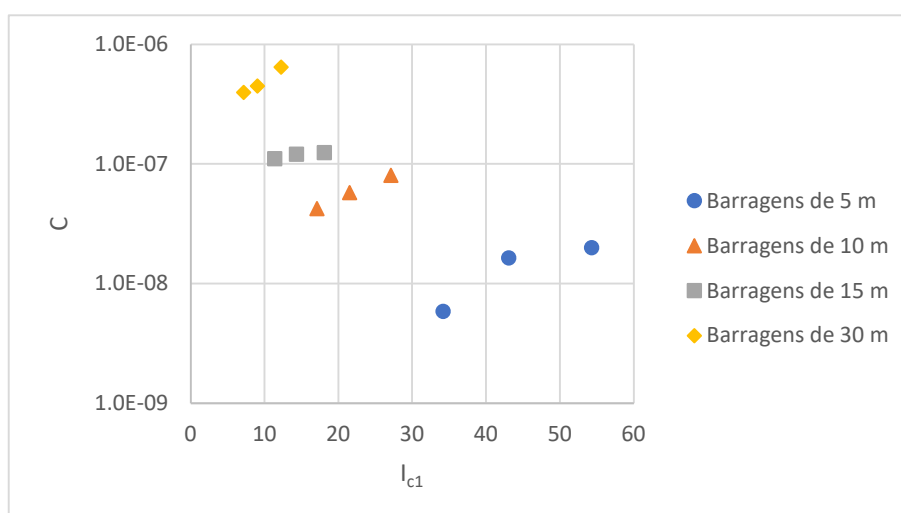


Figura 88. Parâmetro “C” em função da característica das barragens denotada pelo adimensional I_{c1} :
Caso B.

Tabela 71. Equações do parâmetro A em função do adimensional I_{c1} – Caso B.

H_d (m)	Equações envolvendo a	Nº equação	R^2
5	$A = (-1,731 \cdot 10^{-5}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) + 4,817 \cdot 10^{-5}$	(121)	0,85
10	$A = (-6,145 \cdot 10^{-5}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) + -2,124 \cdot 10^{-4}$	(122)	0,99
15	$A = (-4,227 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) + 1,174 \cdot 10^{-3}$	(123)	0,96
30	$A = (-1,751 \cdot 10^{-5}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) + 1,462 \cdot 10^{-5}$	(124)	0,91

Tabela 72. Equações do parâmetro B em função do adimensional $Ic1$ – Caso B.

Altura das barragens (m)	Equações envolvendo b	Nº equação	R ²
5	$B = (3,245 \cdot 10^{-5}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 1,087 \cdot 10^{-4}$	(125)	0,96
10	$B = (3,289 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 1,054 \cdot 10^{-3}$	(126)	0,71
15	$B = (4,672 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 1,425 \cdot 10^{-3}$	(127)	0,95
30	$B = (5,627 \cdot 10^{-4}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 1,692 \cdot 10^{-3}$	(128)	0,99
Global	$B = -0,0017 \cdot \left(1 - 0,0184 \cdot \frac{V_r^{1/3}}{H_b}\right)^{7,389}$	(129)	0,99

Tabela 73. Equações do parâmetro “C” em função do adimensional $Ic1$ – Caso B.

H _d (m)	Equações envolvendo b	Nº equação	R ²
5	$C = (3,050 \cdot 10^{-8}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 1,007 \cdot 10^{-7}$	(130)	0,92
10	$C = (8,321 \cdot 10^{-8}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 1,949 \cdot 10^{-7}$	(131)	0,99
15	$C = (3,034 \cdot 10^{-8}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) + 3,845 \cdot 10^{-8}$	(132)	0,92
30	$C = (4,758 \cdot 10^{-7}) \cdot \ln\left(\frac{V_r^{1/3}}{H_d}\right) - 5,606 \cdot 10^{-7}$	(133)	0,94

6.5. Estudo de caso

Neste item serão apresentados e analisados os resultados (vazões máximas, velocidades máximas, tempo de chegada do pico da onda de cheia e áreas molhadas) obtidos a partir da simulação computacional com o software HEC-RAS, aplicação do método simplificado de Melo (2015) e aplicação das equações que descrevem o comportamento de aspectos da ruptura de barragens apresentadas no item 6.3. Além disso, serão testadas as correções propostas para o método de Melo (2015), apresentadas no item 6.4.2.1.

Os resultados das simulações serão comparados com as abordagens simplificadas citadas anteriormente da seguinte forma:

- a) **Vazões máximas:** equação (46); método de Melo (2015) e correção do método de Melo através da equação (106);
- b) **Velocidades do escoamento:** equação (56) e, a partir do método de Melo (2015) e da correção do mesmo, serão calculadas as velocidades correspondentes às vazões de cada método;
- c) **Alturas d'água:** a partir das vazões obtidas em cada uma das abordagens simplificadas, serão calculadas as alturas d'água através da equação de Manning;
- d) **Tempo de chegada da onda de cheia:** a equação (65) será aplicada para as vazões calculadas em cada uma das abordagens simplificadas.

A barragem estudada possui um fator X de 927,7. Então, a partir dos limites estabelecidos no item 6.1, a equação que fornece a maior vazão de ruptura corresponde à de Azimi et al. (2015), algo que se confirma analisando-se as vazões calculadas (Tabela 74) pelas quatro abordagens utilizadas nessa pesquisa. No que diz respeito ao tempo de pico, a metodologia que forneceu o cenário mais crítico continua sendo a de Von Thun e Gillette (1990), conforme Tabela 75. Portanto, a vazão máxima do hidrograma de ruptura para o estudo de caso corresponde a 3.247,73 m³/s e o tempo de pico deste hidrograma corresponde a 0,23 h. O hidrograma de ruptura é apresentado na Figura 89.

Tabela 74. Vazões máximas calculadas para a barragem analisada.

Vazões máximas (m ³ /s)			
Froehlich (1995b)	Webby (1996)	Azimi et al. (2015)	Ferla (2018)
2.398,19	2.753,16	3.247,73	2.739,12

Tabela 75. Tempos de pico calculados para a barragem analisada.

Tempo de pico do hidrograma (h)					
McDonald e Langridge (1984)	Bureau of Reclamation (1988)	Von Thun e Gillette (1990)		Froehlich (1995a)	Froehlich (2008)
		Resistentes a erosão	Facilmente erodíveis		
7,67	0,50	0,55	0,23	2,11	1,54

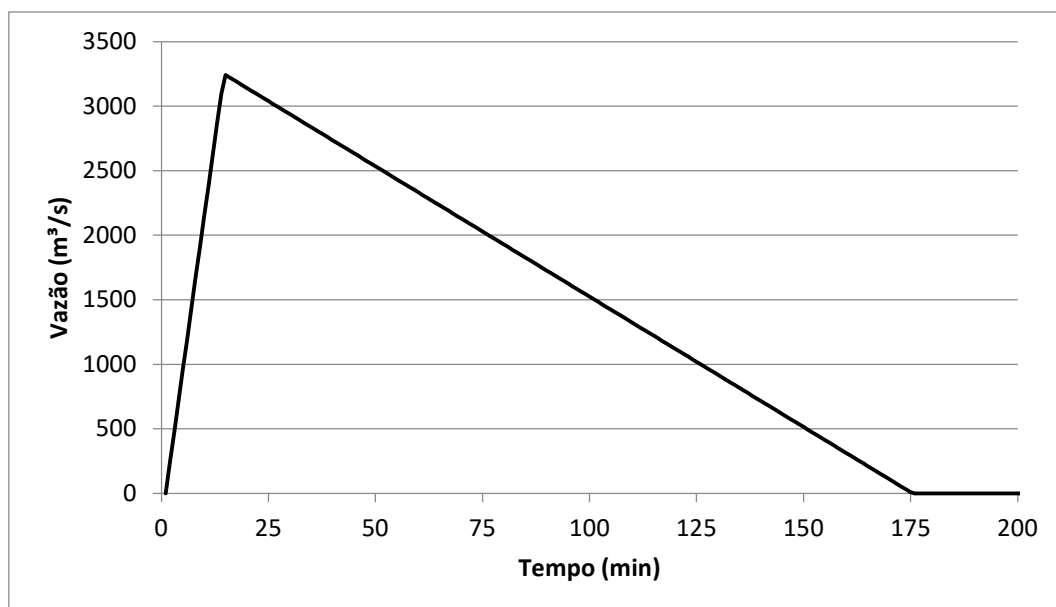


Figura 89. Hidrograma de ruptura utilizado na simulação do estudo de caso.

6.5.1. Vazões máximas

As vazões máximas obtidas pela simulação com o software HEC-RAS 1D, assim como as vazões calculadas pela equação (46), método de Melo (2015) e correção deste método pela equação (106) são apresentadas na Tabela 76. As mesmas vazões podem ser visualizadas graficamente na Figura 90. Já na Figura 91 é apresentado o erro relativo das metodologias simplificadas com as vazões máximas obtidas pelo HEC-RAS, consideradas como as vazões reais.

Tabela 76. Vazões máximas obtidas pelo HEC-RAS e pelos métodos simplificados estudados.

Seção	Distância da barragem (m)	Vazão máxima (m³/s)			
		HEC-RAS	Eq. (46)	Melo (2015)	Eq. (106)
Barragem	0	4.338,4	4.345,7	4.345,7	4.345,7
A	10.889	2.945,0	3.310,5	3.182,1	3.056,1
B	16.444	2.452,5	2.989,0	2.714,3	2.678,2
C	20.667	2.295,7	2.794,2	2.405,3	2.474,6
D	27.111	2.195,0	2.553,4	2.000,2	2.262,9
E	33.778	2.118,3	2.355,3	1.652,7	2.129,3
F	36.667	2.057,6	2.281,5	1.521,6	2.089,4
G	38.889	1.980,3	2.228,7	1.427,8	2.063,9
H	43.556	1.910,9	2.127,8	1.249,3	2.021,4

As vazões calculadas pela equação (46) estão, ao longo de toda extensão do canal, a favor da segurança, uma vez que são, em média, 15% superiores às vazões obtidas pela simulação computacional. O erro relativo máximo foi encontrado a cerca de 17 km a jusante da barragem e corresponde a aproximadamente 22%, enquanto o

erro relativo mínimo foi encontrado a aproximadamente 33 km da barragem e corresponde a cerca de 11%. Percebe-se que, pela tendência apresentada, é possível que mais a jusante da última seção analisada (após os 43 km de extensão do canal) as vazões calculadas por este método se aproximem das vazões obtidas pela simulação computacional.

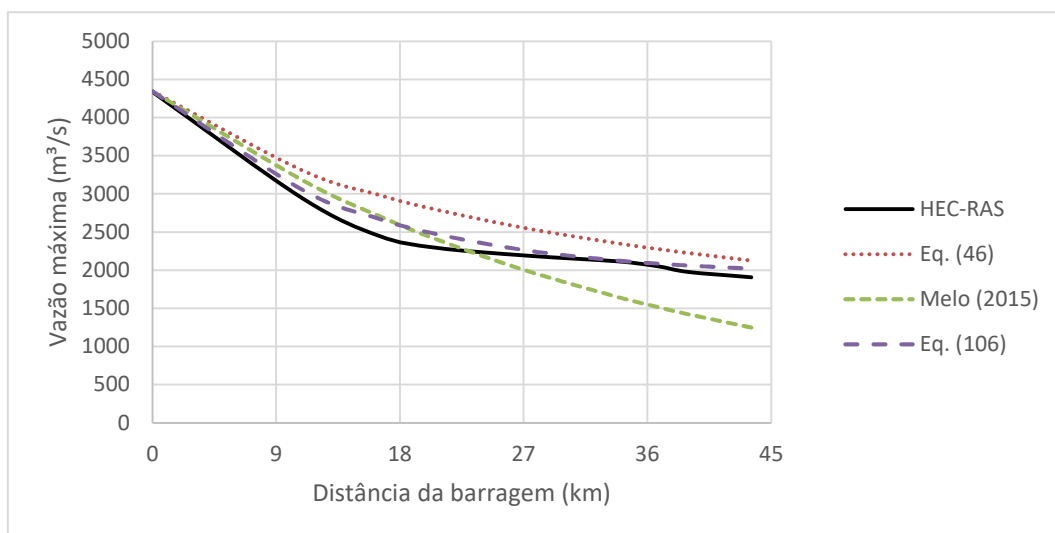


Figura 90. Vazões máximas ao longo do vale de jusante.

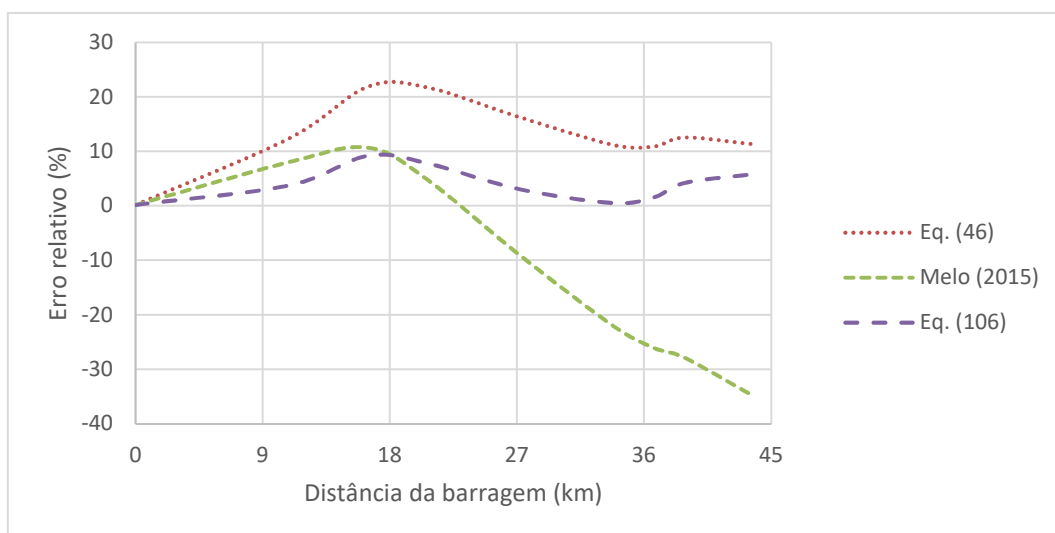


Figura 91. Evolução do erro relativo percentual das vazões máximas ao longo do vale de jusante.

Conforme constatado no item 6.4.1, existe uma região (zona de segurança) para a qual as vazões obtidas pelo método de Melo (2015) são superiores às vazões do HEC-RAS. No caso estudado, esta região possui aproximadamente 23 km de extensão, distância maior que a calculada pela equação (101), que corresponde a aproximadamente 10 km. No trecho em que as vazões estão a favor da segurança,

estas são em média 7,8% superiores às vazões simuladas. Para este método, o erro relativo variou entre -34,62% e 10,7%.

Por sua vez, o método de Melo (2015) corrigido pela equação (106) apresentou vazões muito próximas àquelas obtidas pela simulação com o software HEC-RAS. Nota-se que, além de muito próximas, as vazões calculadas por esta metodologia foram superiores às vazões simuladas ao longo de todo o vale de jusante analisado, estando, dessa forma, a favor da segurança. Para esta abordagem, o erro relativo variou entre 0,5% e 9,2%, confirmando assim a precisão do método.

A Tabela 77 apresenta as medidas de desempenho para avaliação das metodologias simplificadas. Como era de se esperar, todas as medidas de desempenho apontam o método de Melo (2015) corrigido pela equação (106) como o mais indicado. Ainda assim, ainda pode-se destacar o desempenho da equação (46) que apresenta um comportamento muito próximo do comportamento considerado como real (vide coeficiente de correlação), ao mesmo tempo que esta resulta em vazões a favor da segurança ao longo de toda extensão do vale de jusante.

Tabela 77. Medidas de desempenho dos métodos simplificados avaliados em relação às vazões máximas.

Medidas de desempenho	Métodos simplificados		
	Eq. (46)	Melo (2015)	Eq. (106)
NS	0,78	0,70	0,97
KGE'	0,79	0,56	0,93
r	0,979	0,952	0,995
EMA (m ³ /s)	299,2	336,3	92,0
REMQ (m ³ /s)	335,57	397,46	115,60

6.5.2. Velocidades do escoamento

As velocidades máximas obtidas pela simulação com o software HEC-RAS 1D, assim como as velocidades calculadas pela equação (56) e calculadas a partir das vazões do método de Melo (2015) e da correção deste método pela equação (106), são apresentadas na Tabela 78. As velocidades ao longo do vale de jusante podem ser visualizadas graficamente na Figura 92. Os erros relativos das metodologias simplificadas com relação às velocidades obtidas pelo HEC-RAS são apresentados na Figura 93.

Tabela 78. Velocidades máximas obtidas pelo HEC-RAS e pelos métodos simplificados estudados.

Seção	Distância da barragem (m)	Velocidade máxima (m/s)			
		HEC-RAS	Eq. (56)	Melo (2015)	Melo Corrigido
Barragem	0	2,00	2,00	2,02	2,02
A	10.889	0,93	1,53	0,90	0,89
B	16.444	0,96	1,44	0,99	0,98
C	20.667	1,15	1,38	1,15	1,16
D	27.111	1,33	1,31	1,30	1,32
E	33.778	2,00	1,26	1,84	2,00
F	36.667	0,78	1,24	0,70	0,77
G	38.889	0,88	1,22	0,77	0,80
H	43.556	0,89	1,20	0,80	0,91

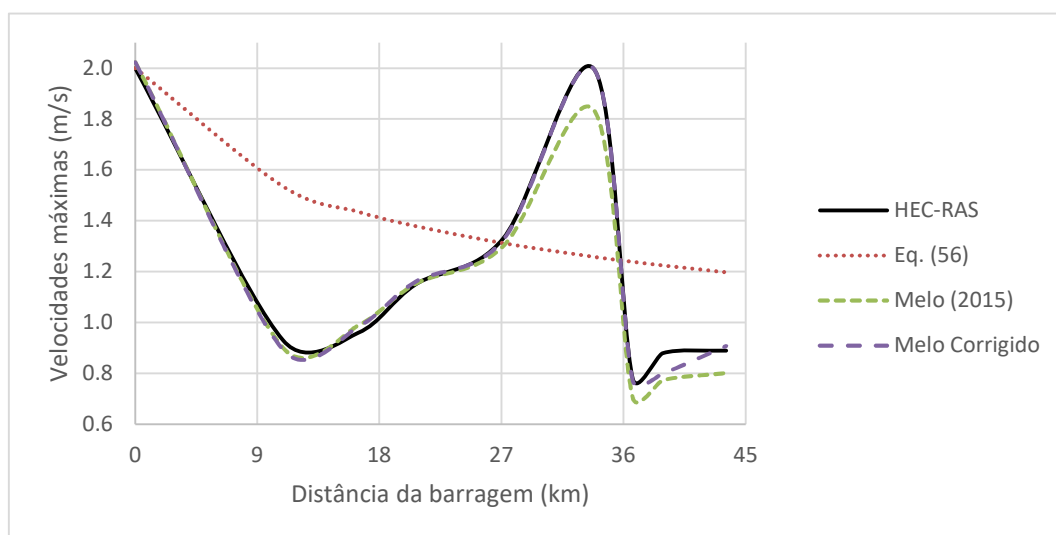


Figura 92. Velocidades máximas ao longo do vale de jusante.

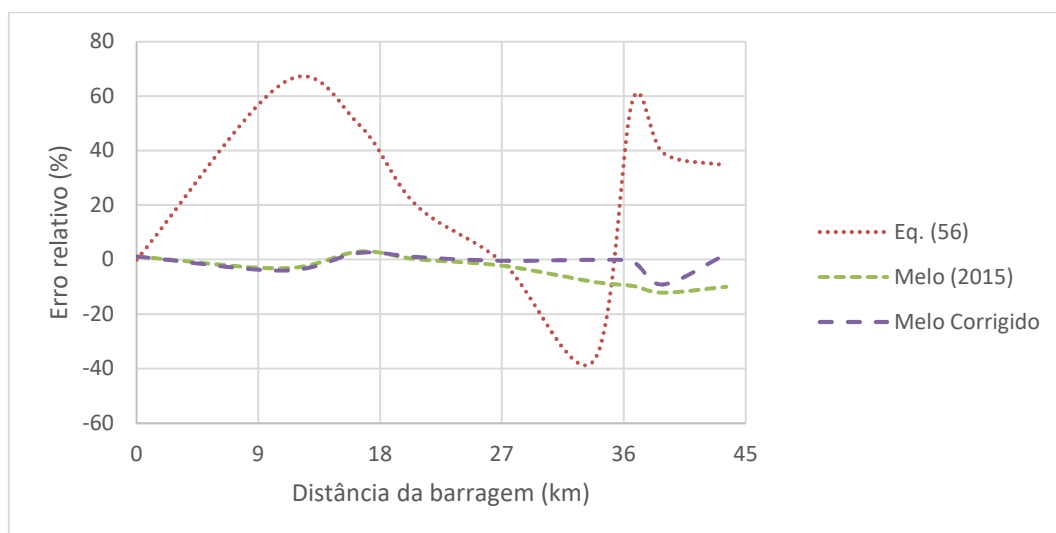


Figura 93. Evolução do erro relativo percentual das velocidades máximas ao longo do vale de jusante.

As velocidades calculadas pela equação (56) apresentam um comportamento que não se verifica nas velocidades obtidas pela simulação com o software HEC-RAS. Esta diferença se justifica pelo fato de que as seções do vale de jusante em estudo não são uniformes, como as utilizadas para a elaboração desta equação. Desta forma, pode-se concluir que o tipo de abordagem utilizado para a evolução das velocidades só pode ser utilizado quando as seções do vale de jusante possuírem características próximas de forma a amortecer a velocidade de maneira semelhante ao que ocorre com as vazões. Em função da diferença de comportamento constatada, o erro relativo variou de -37,7% até 65%, ou seja, expondo uma grande variabilidade para a utilização desta abordagem.

As velocidades obtidas a partir do método de Melo (2015) e da correção do mesmo foram muito próximas das obtidas pela simulação. Analisando-se a Figura 93, percebe-se que o erro relativo não ultrapassa 15%. Para o método de Melo (2015) o erro variou entre -12% e 3%, enquanto para a correção do método o erro relativo variou entre -9% e 2,5%.

A Tabela 79 apresenta as medidas de desempenho para avaliação das metodologias simplificadas quanto às velocidades do escoamento. Para o caso das velocidades, todas as métricas apontam o método de Melo corrigido com a equação (106) como o melhor desempenho entre as metodologias simplificadas. Aliado às métricas, os fatores apresentados anteriormente também apontam para esta metodologia como a mais indicada para avaliação das velocidades.

Tabela 79. Medidas de desempenho dos métodos simplificados avaliados em relação às velocidades máximas.

Medidas de desempenho	Métodos simplificados		
	Eq. (56)	Melo (2015)	Melo Corrigido
NS	0,10	0,97	0,99
KGE'	0,26	0,94	0,97
r	0,522	0,991	0,998
EMA (m/s)	0,35	0,06	0,02
REMQ (m/s)	0,42	0,08	0,03

6.5.3. Alturas d'água

A Tabela 80 apresenta as alturas d'água obtidas pela simulação com o software HEC-RAS 1D, assim como as alturas calculadas com a equação de Manning a partir das vazões obtidas pelos métodos simplificados, mostradas na Tabela 76. As alturas

d'água ao longo do vale de jusante podem ser visualizadas graficamente na Figura 94, enquanto os erros relativos das metodologias simplificadas são apresentados na Figura 95.

Tabela 80. Alturas d'água obtidas pelo HEC-RAS e pelos métodos simplificados estudados.

Seção	Distância da barragem (m)	Altura d'água (m)			
		HEC-RAS	Eq. (46)	Melo (2015)	Melo corrigido
A	10.889	5,06	5,68	5,56	5,45
B	16.444	5,53	6,18	5,92	5,88
C	20.667	3,61	4,03	3,73	3,78
D	27.111	4,65	5,07	4,47	4,76
E	33.778	3,36	3,56	2,96	3,38
F	36.667	5,09	5,50	4,56	5,29
G	38.889	4,83	5,18	4,21	5,00
H	43.556	3,97	4,17	3,28	4,07

Analogamente ao que foi constatado para as vazões e como era de se esperar, as alturas d'água obtidas a partir das vazões calculadas pela equação (46) foram superiores às obtidas pelas simulações durante todo o canal. O erro relativo médio entre as vazões foi de aproximadamente 8%. Em todo o canal, a diferença máxima entre as alturas d'água foi 0,61 m, enquanto a mínima foi de 0,20 m. Assim, mostra-se que a utilização desta abordagem fornece resultados bastante próximos da realidade e a favor da segurança.

O método de Melo (2015) apresentou valores de alturas d'água superiores às do HEC-RAS até cerca de 23 km. Neste trecho em que as alturas d'água são superiores, a diferença máxima foi de 0,50 m. A partir da distância destacada anteriormente (região onde as vazões são inferiores às obtidas pelo HEC-RAS), a diferença com relação às alturas simuladas aumentou para 0,69 m. Dessa forma, verifica-se que, neste caso, a variação destas abordagens é cerca de 4 vezes superior à obtida a partir da equação (46).

As alturas d'água obtidas pelo método de Melo corrigido foram, ao longo de todo o vale de jusante, superiores, porém muito próximas as obtidas pelo HEC-RAS. A diferença média entre as alturas foi de 0,19 m e chegando no máximo a 0,4 m. O erro relativo ao longo do canal girou em torno de 5%, reafirmando a precisão desta metodologia.

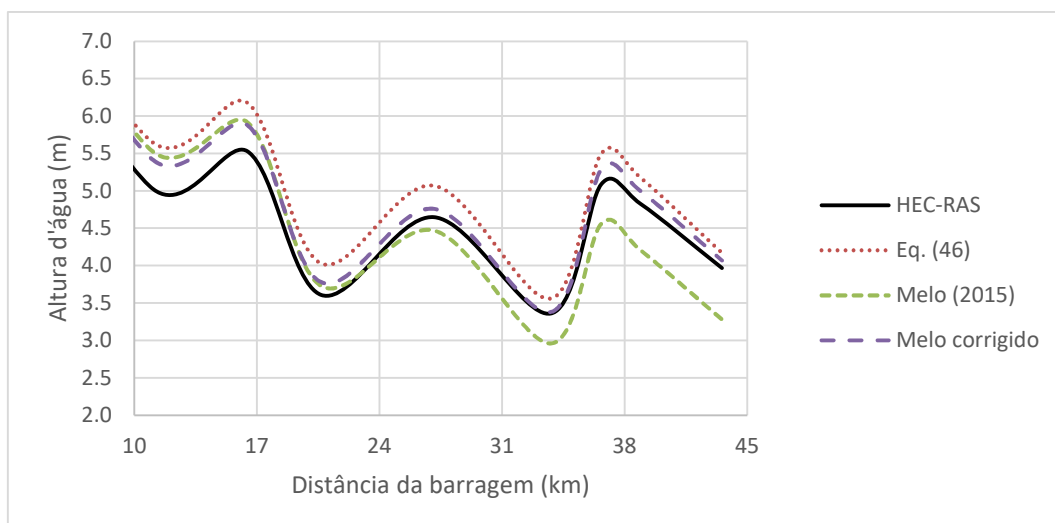


Figura 94. Alturas d'água ao longo do vale de jusante.

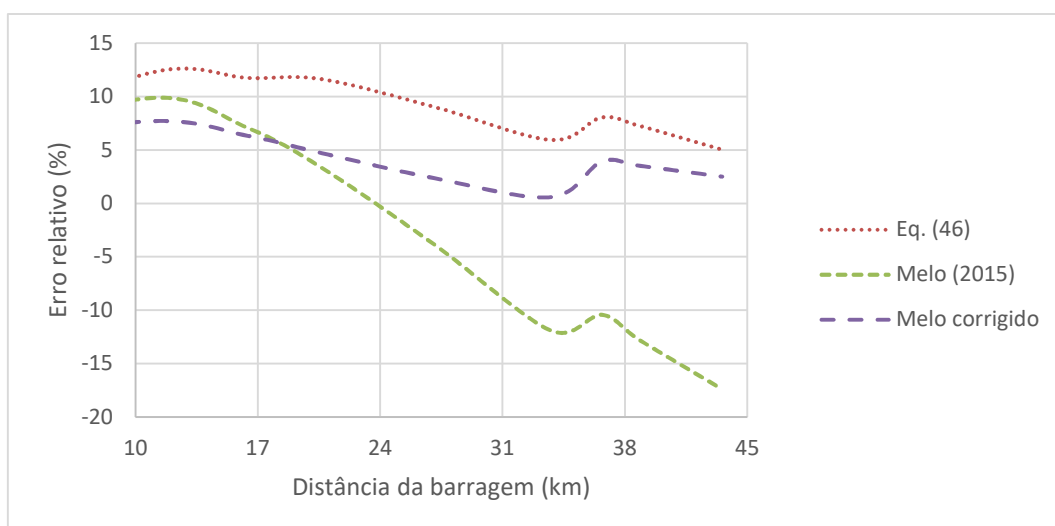


Figura 95. Evolução do erro relativo percentual das alturas d'água ao longo do vale de jusante.

Do mesmo modo que ocorreu para os aspectos anteriores, todas as métricas apontam para o método de Melo corrigido como sendo o mais indicado quanto à análise das alturas d'água. A Tabela 81 apresenta as medidas de desempenho calculadas para a avaliação das metodologias simplificadas com relação às alturas d'água.

Tabela 81. Medidas de desempenho dos métodos simplificados avaliados em relação às alturas d'água.

Medidas de desempenho	Métodos simplificados		
	Eq. (46)	Melo (2015)	Melo corrigido
NS	0,92	0,91	0,97
KGE'	0,91	0,79	0,95
r	0,997	0,979	0,999
EMA (m)	0,42	0,43	0,22
REMQ (m)	0,44	0,47	0,26

6.5.4. Tempos de chegada da onda de cheia

A Tabela 82 apresenta os tempos, a partir do instante da ruptura, para atingir o pico da onda de cheia obtidos pela simulação com o software HEC-RAS 1D, assim como os calculados com a equação (65) a partir das vazões obtidas pelos métodos simplificados, mostradas na Tabela 69. Os tempos para que cada seção atinja o pico da onda de cheia ao longo do vale de jusante podem ser visualizadas graficamente na Figura 96, enquanto os erros relativos das metodologias simplificadas são apresentados na Figura 97.

Tabela 82. Tempo de chegada do pico da onda de cheia obtidas pelo HEC-RAS e pelos métodos simplificados estudados.

Seção	Distância da barragem (m)	Tempo de chegada do pico da cheia (h)			
		HEC-RAS	Eq. (46)	Melo (2015)	Melo corrigido
01	990	0,48	0,21	0,21	0,22
A	10.889	2,20	1,06	1,10	1,15
B	16.444	3,33	1,48	1,63	1,65
C	20.667	4,22	1,80	2,10	2,04
D	27.111	5,37	2,30	2,94	2,60
E	33.778	6,43	2,83	4,03	3,13
F	36.667	6,85	3,06	4,58	3,34
G	38.889	7,35	3,23	5,05	3,49
H	43.556	8,48	3,61	6,15	3,80

Todas as abordagens simplificadas subestimaram o tempo de chegada do pico da onda de cheia, o que, para este parâmetro, representa um cenário mais crítico e, portanto, a favor da segurança. Este comportamento pode ser justificado pelo fato de que a equação (65) **não considera os efeitos de armazenamento**, uma vez que foi elaborada utilizando-se um canal cuja seção não permitia tal aspecto.

Tanto para a equação (46) quanto para o método de Melo corrigido, os tempos obtidos correspondem a aproximadamente metade dos tempos reais, visto que o erro relativo varia entre -57% e -52% para o primeiro e entre -48% e 55% para o segundo. Na última seção analisada, a diferença entre o tempo de chegada do pico da onda de cheia destes dois métodos simplificados e os tempos obtidos com a simulação é de 4,87 h para a equação (46) e 4,68 h para o método de Melo corrigido.

Diferentemente, os tempos obtidos para o método de Melo (2015) se aproximam dos tempos calculados pela simulação computacional à medida que a distância em relação à barragem aumenta. Conseqüentemente, o erro relativo vai diminuindo até

atingir aproximadamente -28%. Neste ponto a diferença entre o tempo das simulações e o do método simplificado é de 2,33 h.

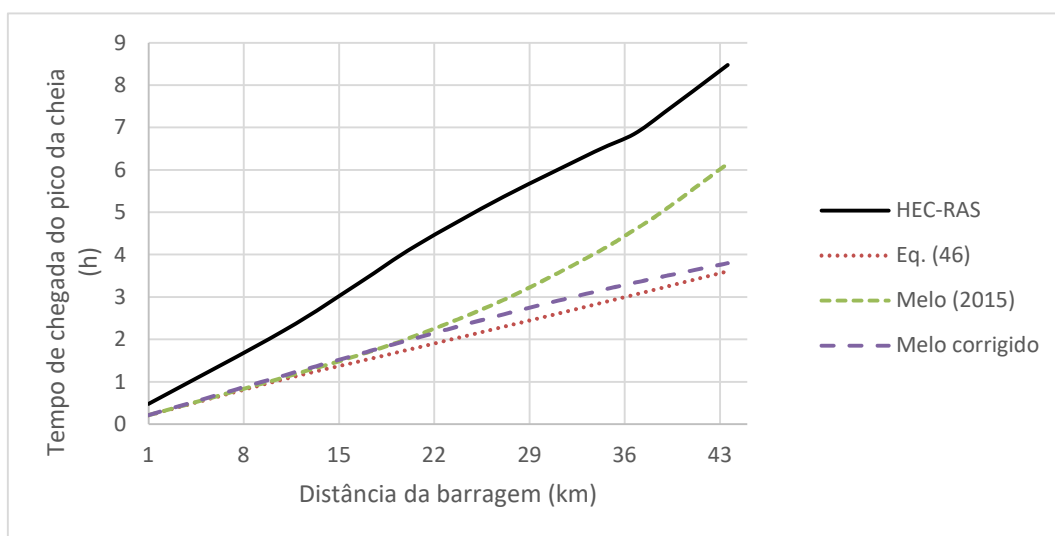


Figura 96. Tempo de chegada do pico da onda de cheia de acordo com a distância da barragem.

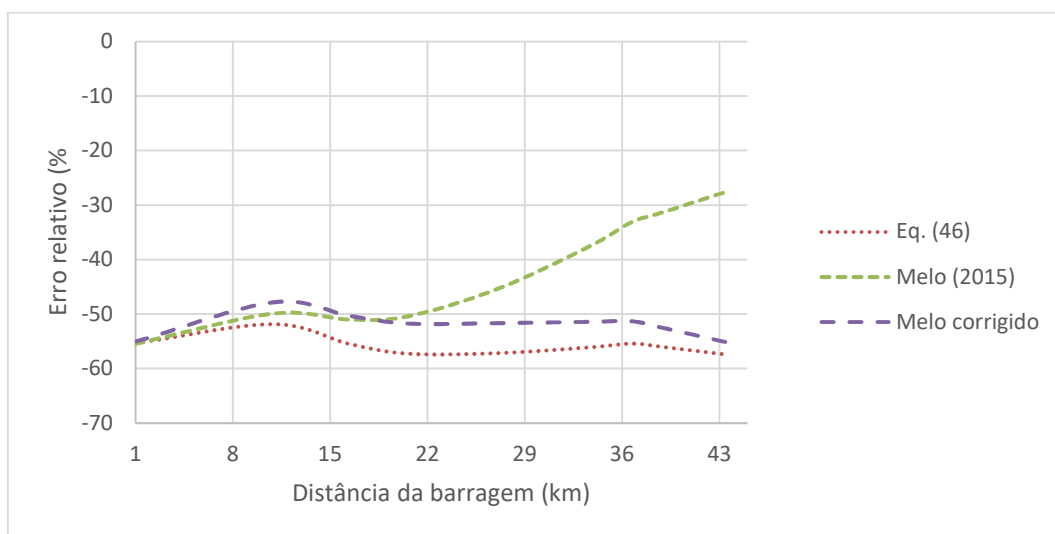


Figura 97. Evolução do erro relativo percentual dos tempos de chegada do pico da onda de cheia ao longo do vale de jusante.

A Tabela 83 apresenta as medidas de desempenho para avaliação dos métodos simplificados com relação ao tempo de chegada do pico da onda de cheia. Para o caso estudado, todas as métricas, com exceção do coeficiente de correlação, apontam o método de Melo (2015) como o mais indicado para este caso. Contudo, em todas as abordagens, os resultados obtidos foram significativamente inferiores aos obtidos pela simulação computacional. Apesar de, para este parâmetro específico, estarem a favor da segurança, fornecendo estimativas do tempo de chegada mais

críticas que a considerada como real, cabe ressaltar a importância da realização de outros estudos a fim de melhorar a eficiência deste método simplificado.

Tabela 83. Medidas de desempenho dos métodos simplificados avaliados em relação aos tempos de chegada do pico da onda de cheia.

Medidas de desempenho	Métodos simplificados		
	Eq. (46)	Melo (2015)	Melo corrigido
NS	-0,60	-0,04	-1,20
KGE'	0,40	0,61	0,43
r	0,999	0,985	0,997
EMA (h)	2,8	1,9	2,6
REMQ (h)	3,13	2,01	2,92

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

A proposta da presente Dissertação teve como principal objetivo desenvolver e avaliar uma abordagem simplificada para:

- I. Avaliar a propagação das vazões, oriundas da ruptura de uma barragem, pelo vale de jusante;
- II. Avaliar a evolução das velocidades máximas médias do escoamento, oriundo da ruptura de uma barragem, pelo vale de jusante;
- III. Estimar o tempo de chegada do pico da onda de cheia em qualquer ponto do vale de jusante.

Ressalta-se que as conclusões aqui apresentadas não têm o propósito de esgotar a análise de todos os parâmetros e metodologias utilizadas para avaliar os efeitos oriundos da ruptura de uma barragem. Pelo contrário, o principal norte desta pesquisa foi o de mostrar um caminho que possa ser seguido neste contexto e que irá requerer mais análises e estudos de caso.

Dessa forma, para atingir o objetivo principal desta pesquisa, foram estabelecidos seis objetivos secundários, apresentados e discutidos no item 3.2. Neste sentido, as conclusões foram subdivididas de acordo com cada objetivo proposto e por último foram propostas recomendações adicionais de estudos futuros, apresentados em item separado por não se enquadrarem nos objetivos secundários da presente pesquisa.

a) Identificar, traduzir e transcrever as metodologias referentes à obtenção de hidrogramas provenientes da ruptura de uma barragem, juntamente a metodologias simplificadas para a propagação destes hidrogramas

Este objetivo diz respeito a revisão bibliográfica no tocante às metodologias para determinação das características do hidrograma resultante da ruptura de uma barragem. Os aspectos que compõem este hidrograma são as vazões máximas, o tempo de formação da brecha de ruptura, quando este equivale ao tempo de pico do hidrograma, e a forma do hidrograma, que permite a determinação do seu tempo de base. Em geral, tanto a vazão máxima quanto o tempo de pico do hidrograma são obtidos através de regressões a partir de casos de ruptura reais, aliadas a abordagens empíricas, semiteóricas ou teóricas. Estas abordagens relacionam as características

da própria barragem, a saber: altura e volume do reservatório, para determinar os parâmetros de interesse. Conforme expresso na revisão bibliográfica, existem diversas alternativas para obtenção destas características e existe uma grande variabilidade entre elas. Além disso, ainda não existe um consenso sobre quais metodologias devem ser utilizadas para cada caso, cabendo ao usuário a realização da escolha, algo que pode aumentar a chance de que, para um mesmo caso, resultados conflitantes sejam obtidos. Dessa forma, a compilação das metodologias para obtenção das características dos hidrogramas de ruptura, ao lado das breves análises apresentadas, contribui para o entendimento do comportamento de cada uma delas.

Atualmente, a maioria dos estudos de “Dam-Break” vem sendo conduzida a partir de uma abordagem de evolução pré-determinada das características da brecha, onde o usuário deve inserir no software escolhido informações sobre a geometria da brecha e o próprio software determina o hidrograma que passa por ela. Contudo, esta prática, apesar de muito popular, nem sempre fornece o cenário mais crítico, subestimando muitas vezes os picos das vazões oriundas da ruptura. Assim, a abordagem que utiliza a propagação de um hidrograma de ruptura simplificado aparece como alternativa mais “segura”, uma vez que o usuário pode escolher o cenário mais crítico a partir das diversas metodologias existentes. É importante destacar que ambas as abordagens estão associadas a inúmeras incertezas inerentes as simplificações adotadas por cada uma. Contudo, ainda pode-se argumentar que não existem garantias de que adotando-se um método mais complexo obtém-se melhores resultados. Portanto, a caracterização do hidrograma de ruptura de uma barragem independentemente da característica da brecha corresponde a uma abordagem que, apesar de não ser tão utilizada na realização de estudos de “Dam-Break”, deve ser mais estudada/avaliada.

Além disso, dissertou-se acerca dos métodos de propagação do hidrograma de ruptura. Muitas são as metodologias desenvolvidas para esta finalidade, contudo, nesta pesquisa, foram apresentados alguns métodos que utilizam simplificações das equações de Saint-Venant e outros de natureza mais empírica como o método apresentado por Melo (2015). Este último foi um dos destacados nesta Dissertação por ser um método desenvolvido especificamente para avaliação dos efeitos da ruptura de barragens e por se tratar de um método que vem sendo utilizado pela ANA para determinação do dano potencial associado (DPA) de barragens. Assim como nas

metodologias para determinação das características dos hidrogramas de ruptura, a compilação das metodologias para propagação destes auxilia e incentiva o seu uso, algo que deve ser mais explorado no cenário de segurança de barragens.

Assim, recomenda-se em estudos futuros a análise de novas metodologias simplificadas para estimativa das características do hidrograma de ruptura quanto da propagação deste para jusante.

b) Definir grupo de barragens a serem estudadas que possuam características representativas e condizentes com a realidade

Definir um grupo de barragens com características que representem a realidade como um todo não é uma tarefa fácil em função da grande variedade de tipos de barragens, métodos de construção e características singulares de cada estrutura. Para alcançar este objetivo, foram coletados dados de 26 barragens com diferentes portes, caracterizados pelo fator X da ANA (2016a). As barragens avaliadas eram de terra e concreto possuindo alturas que variavam de 4,3 m a 112 m e volumes que variavam de 0,57 hm³ até 536,17 hm³. Assim, a partir dos dados coletados, a equação (37), que descreve o comportamento do fator X em função apenas da altura das barragens, foi estabelecida.

Partindo-se desta equação, foram calculados os volumes correspondentes a barragens com alturas de 5, 10, 15, 30 e 60 m. Para que as características das barragens não correspondessem somente ao ajuste estabelecido pela equação (37), calculou-se o fator X a partir da combinação entre as alturas selecionadas e os volumes calculados. A seguir, 12 barragens fictícias foram selecionadas em função de seu porte, sendo que o critério de seleção partiu do princípio de se possuir três barragens de mesma altura e, ao menos, três barragens de mesmo volume (com exceção do volume de 50 hm³). Com isso, foram obtidas 5 barragens pequenas, 3 barragens médias e 4 barragens grandes com características representativas a realidade dos dados coletados.

Portanto, destaca-se que as propriedades das barragens utilizadas neste estudo não caracterizam, por óbvio, a realidade como um todo, mas a amostragem utilizada permitiu que se fizessem comparações úteis para avaliar as metodologias examinadas. Além disso, ressalta-se que as alturas das mesmas foram selecionadas

pensando-se em propriedades que possuem uma boa representatividade no cenário mundial tanto de grandes barragens quanto de barragens de portes menores.

Com isso, recomenda-se que, em estudos futuros, uma base de dados maior seja avaliada para obtenção de características significativas de barragens. Sugere-se ainda o agrupamento de barragens de mesmo tipo.

c) Buscar estabelecer critérios para a utilização das equações de previsão da vazão máxima em hidrogramas de ruptura;

Foram avaliadas as equações de previsão da vazão máxima de ruptura de Froehlich (1995), Webby (1996), Azimi et al. (2015), que foram apontadas como as equações de melhor precisão por Froehlich (2016), e Ferla (2018), que corresponde a uma das equações mais recentes. O comportamento destas equações foi estudado a partir da combinação de diferentes características de barragem, alturas e volumes. As combinações foram realizadas com as alturas de 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 e 60 m e com os volumes de 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 e 60 hm³.

Analisando-se a vazão máxima obtida por cada equação com o fator X (porte das barragens) constatou-se uma relação com comportamento exponencial entre os parâmetros, o que permitiu definir regiões para escolha das equações de previsão da vazão máxima. Os limites foram determinados para as metodologias que forneciam os valores mais críticos e os menos críticos. No entanto, devem ser destacados os casos mais críticos por produzirem os piores efeitos da ruptura e permitirem que se realize planejamentos a favor da segurança.

A partir das combinações realizadas, para os casos mais críticos, obteve-se que: (I) para fatores X iguais ou inferiores a 440, a equação de Ferla (2018) fornece os valores mais críticos; (II) para o intervalo do fator X entre 440 e 3000, a equação de Azimi et al. (2015) fornece os valores mais críticos; (III) e, por último, para fatores X acima de 3000, a equação de Webby (1996) fornece os valores mais críticos.

Já para os casos menos críticos: (I) para fatores X iguais ou inferiores a 180, a equação de Webby (1996) fornece os menores valores; (II) para o intervalo do fator X entre 180 e 1740, a equação de Froehlich (1995) fornece os menores valores; (III) e, por último, para fatores X acima de 1740, a equação de Ferla (2018) fornece os menores valores. A Tabela 84 resume os limites obtidos para escolha da metodologia de vazão máxima do hidrograma de ruptura.

Os limites obtidos foram testados com o grupo de 12 barragens utilizadas nesta pesquisa obtendo 67% de precisão para os casos mais críticos e 58% para os casos menos críticos. Considerando-se a pequena amostragem avaliada, pode-se dizer que os limites estabelecidos funcionam de maneira satisfatória. Dessa forma, cabe ressaltar que estes limites servem apenas com uma diretriz para a escolha das equações de previsão de vazão máxima oriunda da ruptura, cabendo ao usuário a responsabilidade pela escolha final.

Tabela 84. Limites para escolha das metodologias de vazão máxima do hidrograma de ruptura.

Caso A (Críticos)		Caso B (não críticos)	
Limites	Metodologia para vazão de pico	Limites	Metodologia para vazão de pico
$X \leq 400$	Ferla (2018)	$X \leq 180$	Webby (1996)
$400 < X \leq 3000$	Azimi et al. (2015)	$180 < X \leq 1740$	Froehlich (1995)
$X > 3000$	Webby (1996)	$X > 1740$	Ferla (2018)

Recomenda-se que, em estudos futuros, mais equações de previsão de vazão sejam avaliadas, juntamente com uma gama de propriedades mais ampla. Dessa forma, torna-se possível estabelecer diretrizes mais abrangentes que facilitem a escolha da melhor alternativa dentre as metodologias para previsão da vazão máxima oriunda da ruptura de barragens.

d) Caracterizar de forma simplificada os principais aspectos da propagação (amortecimento das vazões máximas e das velocidades máximas, tempo de chegada da onda de cheia, entre outras) da onda de cheia pelo vale de jusante através de simulações hidrodinâmicas, com a utilização do software HEC-RAS

Para alcançar este objetivo, foram realizadas simulações de ruptura hipotética de barragens com o software HEC-RAS 1D a partir da estratégia de propagação de hidrograma de ruptura simplificado, abordagem utilizada na maioria das metodologias simplificadas. Foram estudadas 12 barragens fictícias de todos os portes, segundo classificação proposta por ANA (2016a). Para cada uma destas barragens, foram estudados os casos mais críticos (Caso A) e menos críticos (Caso B) com a finalidade de definir uma margem para a utilização da abordagem desenvolvida. Os hidrogramas de ruptura de cada barragem foram propagados em um canal fictício e uniforme com

seção trapezoidal, 500 km de extensão, coeficiente de Manning de $0,042 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ e declividade de $0,001 \text{ m/m}$.

A partir dos resultados das simulações, buscou-se descrever os comportamentos do amortecimento das vazões máximas, das velocidades máximas e do tempo de chegada do pico da onda de cheia. Foram utilizadas equações que se ajustassem a cada aspecto da ruptura avaliado. Assim, para o amortecimento das vazões definiu-se a equação (46), que possui o mesmo formato adotado para a evolução das velocidades, descrito pela equação (56). Já o tempo de chegada de cheia foi descrito através da equação (65). Ressalta-se que esta última possui uma limitação e deve ser considerada apenas a partir de $L/H_d > 0$ (avaliação na própria barragem), pois, devido a forma da equação, o cálculo do tempo de chegada do pico da onda de cheia neste ponto seria igual a zero, quando na verdade este tempo equivale ao tempo de formação da brecha.

Após definidas as formas das equações, buscou-se relacionar os parâmetros que as compunham em função das características de cada barragem estudada, definida pelo adimensional I_{c1} . Esta etapa demonstrou uma clara tendência de acordo com a altura de cada barragem. Em outras palavras, cada parâmetro analisado (a , b , c , d , α e β) se comportava de maneira diferente dependendo da altura das barragens. Com isso, estabeleceram-se diferentes fórmulas, conforme a altura das barragens analisadas, para obtenção dos parâmetros das equações (46), (56) e (65). Além disso, para os parâmetros que permitissem tal ajuste, foram propostas equações “globais” no intuito de simplificar ainda mais a abordagem. Contudo, destaca-se que estas últimas estão sujeitas a resultados menos precisos em função de sua maior simplificação.

Os resultados obtidos para atingir este objetivo específico correspondem a uma das principais etapas para a elaboração de uma nova abordagem que permita a avaliação dos efeitos da ruptura de uma barragem de maneira prática. As equações propostas possibilitam avaliar importantes aspectos da ruptura em qualquer ponto do vale de jusante a partir de poucas informações (altura e volume do reservatório), representando, portanto, a principal inovação apresentada nesta pesquisa. **Contudo, destaca-se que, por hora, as abordagens desenvolvidas na presente pesquisa devem apenas ser aplicadas para casos com características semelhantes aos utilizados para a elaboração do método.**

Como estudos futuros, sugere-se que a mesma estratégia seja aplicada a canais com diferentes declividades, com seções de diferentes geometrias e áreas. Estas sugestões permitirão a obtenção de uma metodologia mais completa para a análise da ruptura de barragens.

e) Comparar os resultados da propagação dos hidrogramas através de simulações com aqueles provenientes de métodos simplificados, verificando as limitações e a abrangência da utilização de metodologias simplificadas nos casos estudados

Para alcançar este objetivo, comparou-se os resultados da metodologia simplificada proposta por Melo (2015) com os resultados das simulações com o software HEC-RAS, para as 12 barragens fictícias escolhidas. O aspecto da ruptura avaliado foi o amortecimento das vazões máximas ao longo do vale de jusante, uma vez que possuindo esta informação torna-se possível deduzir outros importantes aspectos da ruptura.

Para todos os casos avaliados, constatou-se uma região para a qual a metodologia simplificada mostrou-se superior às simulações, produzindo um cenário mais crítico e sendo, então, denominada de zona de segurança. Para o Caso A esta zona variou entre 650 m e 7.100 m, enquanto para o Caso B variou entre 275 m até 4.750 m. Contudo, após estas distâncias, as vazões calculadas pelo método de Melo (2015) subestimam o pico da onda de cheias e deixam de produzir resultados a favor da segurança. Ou seja, a partir do fim da zona de segurança, a utilização deste método deixa de ser vantajosa.

Com a finalidade de possibilitar a utilização deste método em qualquer ponto do vale de jusante, propôs-se uma correção sob a forma da equação (106). Os parâmetros desta equação foram caracterizados a partir da altura das barragens com a mesma estratégia utilizada nas etapas anteriores.

Assim, esta correção, teoricamente, permite que o método Melo (2015) forneça vazões mais próximas daquelas obtidas através de simulações computacionais sem restrições relativas a distâncias no vale de jusante. **Igualmente ao explicitado anteriormente para as demais abordagens desenvolvidas, esta correção é, por hora, aplicável a casos com características semelhantes aos utilizados para o seu desenvolvimento.** Sabe-se também que esta correção deve ser testada, mas

que representa um grande avanço no sentido de que permite que uma abordagem simplificada produza resultados próximos de abordagens mais complexas. Portanto, trata-se de algo que pode vir a ser um grande divisor de águas para o avanço no cenário brasileiro de segurança de barragens.

Em estudos futuros, recomenda-se que o método de Melo (2015) seja testado em casos com diferentes características, de forma a produzir mais material para avaliação do método. Além disso, recomenda-se a realização de estudos para avaliar a eficiência da correção proposta para este método.

f) Avaliar a eficiência de metodologias simplificadas quando comparadas a modelos hidráulicos e hidrodinâmicos em casos reais

Para avaliação da eficiência de metodologias simplificadas em comparação a modelos mais complexos, realizou-se um estudo de caso em topobatimetria real com uma barragem de 15 m de altura e 17 hm³ de volume do reservatório. A topobatimetria do vale de jusante possui uma declividade média de 0,00083 m/m, próxima da utilizada para a elaboração da abordagem simplificada apresentada nesta pesquisa. Além disso, ressalta-se que as características da barragem utilizada se inserem dentro da gama adotada para a realização da pesquisa.

As metodologias simplificadas avaliadas correspondem à série de equações que compõem a abordagem proposta nesta Dissertação, o método de Melo (2015) e a correção deste último método através da equação (106). Os parâmetros avaliados no estudo de caso são: as vazões máximas, velocidades máximas, alturas d'água e tempos de chegada do pico da onda de cheia. Com a finalidade de quantificar a eficiência de cada um dos métodos foram adotadas medidas de desempenho (Coeficiente de Nash-Sutcliffe, Eficiência de Kling-Gupta, Coeficiente de Correlação, Erro Médio Absoluto, Raiz Quadrada do Erro Médio Quadrático e o Erro relativo percentual) e considerou-se os resultados fornecidos pela simulação com o software HEC-RAS como cenário de referência

A avaliação dos resultados indicou que, para as vazões máximas, velocidades máximas e alturas d'água, o método que mais se aproximou dos resultados considerados como reais foi a correção do método de Melo (2015). Todavia, destaca-se que, para as vazões máximas e alturas d'água obtidas a partir da equação (46), os resultados obtidos foram sempre a favor da segurança e relativamente próximos dos

obtidos por simulação: para as vazões a diferença média foi de 15% e para as alturas d'água aproximadamente 8%. Por outro lado, todos os métodos simplificados subestimaram os tempos de chegada do pico da onda de cheia em aproximadamente 50%, o que, para este aspecto especificamente, se traduz em um cenário mais crítico. Conforme mencionado anteriormente, isso se deve pois na elaboração da equação que compões esta metodologia, em função da seção utilizada, não foram considerados os efeitos de armazenamento. Ainda assim, segundo as medidas de desempenho, o método que mais se aproximou da realidade foi obtido utilizando-se as vazões calculadas por Melo (2015) aliadas a equação (65).

O estudo realizado avaliou um caso com **condições semelhantes às utilizadas para elaboração das abordagens simplificadas desta pesquisa**. Com isso, a partir de seus resultados, pode-se ter uma ideia da margem de erro (com relação ao cenário de referência: HEC-RAS) que se pode esperar quando da utilização destes métodos. A Tabela 85 mostra os erros relativos máximos absolutos de cada metodologia simplificada com relação a cada um dos parâmetros avaliados. Deve-se destacar que os erros apresentados servem apenas como indicador e que foram estabelecidos para este caso específico. Para definição da precisão das metodologias, mais estudos de caso devem ser realizados

Tabela 85. Erro relativo máximo absoluto de cada método simplificado para os parâmetros avaliados.

Parâmetro	Erro relativo máximo absoluto (%)			
	Eq. (46)	Eq. (56)	Melo (2015)	Melo corrigido
Vazão máxima	21,88	-	34,62	9,21
Velocidade Máxima	-	65,05	12,12	9,09
Altura d'água	12,25	-	17,38	7,71
Tempo de chegada do pico da onda de cheia	57,41	-	50,99	55,17

Ressalta-se que este estudo de caso foi realizado com informações topobatimétricas precisas, onde foram constatados comportamentos a favor da segurança para as metodologias simplificadas. Independentemente, acredita-se que o mesmo comportamento seria constatado no caso da utilização de seções simplificadas, provenientes do SRTM ou do Google Earth por exemplo, uma vez que os dados utilizados para o modelo hidrodinâmico e para as metodologias simplificadas continuarão a ser os mesmos.

A identificação de aspectos da ruptura hipotética de barragens (tais como mancha de inundação, alturas d'água, vazões máximas, etc.), a partir de reduzida disponibilidade de dados topobatimétricos, é importante para:

- Identificar as áreas afetadas a partir da ruptura hipotética de uma barragem, com uma precisão satisfatória, em um curto período de tempo;
- Agilidade na identificação de possíveis Zonas de Auto Salvamento (ZAS);
- Realizar um pré-planejamento das ações a serem tomadas em casos de emergência;
- Etapas de viabilidade e análises de risco;
- As entidades fiscalizadoras e/ou reguladoras terão subsídios para auxiliar na definição de prioridade das barragens que deverão ter seu Plano de Ações Emergenciais executados em função dos possíveis danos provenientes da ruptura hipotética.

Este estudo de caso permitiu constatar a eficiência de metodologias simplificadas em comparação com modelos mais completos. Portanto, pode-se concluir que metodologias simplificadas para avaliação dos efeitos de ruptura são uma alternativa viável para casos em que existem poucos dados ou prazo curto para apresentação de soluções junto aos órgãos fiscalizadores. Assim, em estudos futuros, é necessário que outras metodologias sejam criadas e testadas com o intuito de difundir sua aplicabilidade. Adicionalmente, recomenda-se a realização de estudos que testem a eficiência dos métodos simplificados existentes em casos com características diferentes: vales encaixados ou abertos, declividades acentuadas ou suaves, trechos sinuosos ou lineares, dentre outros.

g) Recomendações adicionais para estudos futuros

Além das recomendações realizadas a partir de cada um dos objetivos específicos desta pesquisa, sugere-se a realização de estudos que abordem os seguintes aspectos:

- i. Avaliação da influência dos aspectos da ruptura de barragens nos componentes das equações da continuidade e da conservação da quantidade de movimento;

- ii. Análise da qualidade da base topográfica: comparação de resultados a partir de seções levantadas por imagem de satélite, topográficas, entre outras;
- iii. Comparação da abordagem de evolução pré-determinada da brecha com a de propagação do hidrograma de ruptura estimado;
- iv. Análise da formação da brecha a partir de estudos em modelos físicos reduzidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKERMAN, C. T.; BRUNNER, G. W. Dam failure analysis using HEC-RAS and HEC-GeoRAS.

ALVARENGA, D.; CAVALINI, M. Entenda como funciona a barragem da Vale que se rompeu em Brumadinho. **G1**, 2019. Disponível em: <<https://g1.globo.com/economia/noticia/2019/01/28/entenda-como-funciona-a-barragem-da-vale-que-se-rompeu-em-brumadinho.ghtml>>. Acesso em: 02 Fevereiro 2019.

ANA. **Lei N° 9.984, de 17 de julho de 2000**. Agência Nacional de Águas. [S.I.]. 2000.

ANA. **Resolução N° 742, de 17 de outubro de 2011**. Agência Nacional de Águas. [S.I.]. 2011.

ANA. **Resolução N° 91, de 02 de abril de 2012**. Agência Nacional de Águas. [S.I.]. 2012.

ANA. **Manual do Empreendedor sobre segurança de Barragens Volume III: Guia de Revisão Periódica de Segurança de Barragens**. [S.I.]. 2016a.

ANA. **Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens Volume IV: Guia de Orientação e Formulários do Plano de Ação de Emergência - PAE**. Brasília - DF. 2016b.

ANA. **Resolução N° 132, de 22 de fevereiro de 2016**. Agência Nacional de Águas. [S.I.]. 2016c.

ANA. **Relatório de Segurança de Barragens**. Brasília-DF. 2017a.

ANA. **Resolução N° 236, de 30 de janeiro de 2017**. Agência Nacional de Águas. [S.I.]. 2017b.

ANEEL. **Resolução Normativa N° 696, de 15 de dezembro de 2015**. Agência Nacional de Energia Elétrica. [S.I.]. 2015.

AZIMI, R.; VATANKHAH, A. R.; KOUCHAKZADEH, S. Predicting peak discharge from breached embankment dams. **36th IAHR World Congress**, Hague, Holanda, 2015.

BAKER, B.; SCHAEFER, M. **Dam safety guidelines—Technical Note 1: Dam break inundation analysis and downstream hazard classification**. Olimpia. 2007.

BALBI, D. A. F. **Metodologias para a elaboração de Planos de Ações Emergenciais para inundações induzidas por barragens. Estudo de caso: Barragem de Peti - MG**. [S.I.]. 2008.

BARBOSA, N. P. et al. **Barragem de Camará**. João Pessoa. 2004.

BENOIST, G. Les études d'ondes de submersion des grands barrages d'EDF. **La Houille Blanche**, 1989. 43-54.

BRASIL. **Lei No 9.433, de 08 de janeiro de 1997**. [S.I.]. 1997.

BRASIL. **Projeto de Lei N°1181, de 03 de junho de 2003**. Brasília. 2003.

BRASIL. **Projeto de Lei N° 436 de 14 de março de 2007**. Brasília. 2007.

BRASIL. **Lei N° 12.334, de 20 setembro de 2012**. Brasília. 2010.

BRASIL. **Resolução N° 144, de 10 de julho de 2012**. [S.I.]. 2012.

BRASIL. **Resolução N° 1, de 28 de janeiro de 2019**. [S.I.]. 2019a.

BRASIL. **Resolução N° 2, de 28 de janeiro de 2019.** [S.I.]. 2019b.

BRASIL. **Lei N° 9.433, de 08 de janeiro de 1997.** [S.I.].

BRASIL, L. S. S. **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.** Belo Horizonte. 2005.

CAMPOS, R. G. D. et al. Modelagem física para determinação de parâmetros de brechas em rupturas de barragem em cascata. **XXVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica - Argentina**, 2018. p. 2560-2571.

CBDB. **Guia Básico de Segurança de Barragens.** Comitê Brasileiro de Barragens - Núcleo Regional de São Paulo. 1999.

CHADWICK, W. et al. **Failure of Teton Dam.** [S.I.]. 1976.

CNRH. **Resolução N° 37, de 26 de março de 2004.** Conselho Nacional de Recursos Hídricos. [S.I.]. 2004.

CNRH. **Resolução N° 143, de 10 de julho de 2012.** Conselho Nacional de Recursos Hídricos. [S.I.]. 2012a.

CNRH. **Resolução N° 144, de 10 de julho de 2012.** Conselho Nacional de Recursos Hídricos. [S.I.]. 2012b.

CNRH. **Resolução CNRH N° 178, de 29 de junho de 2016.** Conselho Nacional de Recursos Hídricos. [S.I.]. 2016.

COLLISCHONN, W. **Análise do rompimento hipotético da barragem de Ernestina-RS.** UFRGS. Porto Alegre, p. 214. 1997.

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Análise do rompimento hipotético da barragem de Ernestina. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, p. p. 196-206, 1997.

COMISSÃO INTERNACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. **As Barragens & a Água do Mundo.** [S.I.]: [s.n.], 2008.

COMISSÃO REGIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS. **Guia Básico de Segurança de Barragens.** [S.I.]. 2001.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. **A História das Barragens no Brasil Séculos XIX, XX e XXI.** [S.I.]: [s.n.], 2011.

CONAMA. **Resolução CONAMA N° 23, de 12 de dezembro de 1996.** CONAMA. [S.I.]. 1996.

COSTA, J. E. **Floods from dam failures.** Denver. 1985.

CUNGE, J. A. On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum method). **J. Hydrol. Res., Vol 7(2)**, p. 205-230, 1969.

DA SILVA, D. L.; FERREIRA, M. C.; SCOTTI, M. R. O maior desastre ambiental brasileiro: de Mariana (MG) a Regência (ES). **Arquivos do Museu de História Natural e Jardim Botânico**, p. 136-158, 2015.

DNOCS. **Barragem Orós.** [S.I.]. s/d.

DNPM. **Portaria N° 416, de 03 de setembro de 2012**. Departamento Nacional de Produção Mineral. [S.l.]. 2012.

DNPM. **Portaria N° 70.389, de 17 de maio de 2017**. Departamento Nacional de Produção Mineral. [S.l.]. 2017.

ELETROBRÁS. **Critérios de projeto civil de Usinas Hidrelétricas**. [S.l.]. 2003.

ENVIRONMENT AGENCY. **Reservoir flood maps (RFM) guide: Explanatory note on reservoir flood maps for local resilience forums-version 3**. Bristol. 2014.

ESTANISLAU, F. N.; BELLEZZIA, V. D. C. Segurança de Barragens: Bases legais de um cuidado razoável. **XXVI Encontro Nacional do CONPEDI Brasília-DF**, 2017. p. 260-279.

FAN, F. M. et al. Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos (RBRH)**, p. 137-147, 2017.

FEMA. **The National Dam Safety Programa - Research needs workshop: Hydrologic issues for dams**. [S.l.]. 2001.

FERLA, R. **Análise de aspectos hidráulicos de métodos simplificados envolvendo rompimento de barragens**. UFRGS. Porto Alegre. 2018.

FERLA, R. et al. Utilização de diferentes equações empíricas na previsão de características de inundação proveniente do rompimento de barragens. **Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Portuguesa (SILUSBA)**, Porto, 2017.

FREITAS, R.; PAES, C. Acúmulo de lama é uma das causas da ruptura de barragem, diz auditoria. **G1**, 2016. Disponível em: <<http://g1.globo.com/minas-gerais/desastre-ambiental-em-mariana/noticia/2016/08/acumulo-de-lama-e-uma-das-causas-da-ruptura-de-barragem-diz-auditoria.html>>. Acesso em: Junho 2019.

FROEHLICH, D. C. Embankment dam breach parameters revisited. **Proc. Conference on Water Resources Engineering**, San Antonio, 1995a. 887-891.

FROEHLICH, D. C. Peak outflow from breached embankment dam. **Journal of Water Resources Planning and Management**, p. p. 90-97, 1995b.

FROEHLICH, D. C. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. **Journal of Hydraulic Engineering**, p. p. 1708-1721, 2008.

FROEHLICH, D. C. Predicting Peak Discharge from Gradually Breached Embankment Dam. **Journal of Hydrologic Engineering**, 2016.

G1. O QUE SE SABE ATÉ AGORA sobre o rompimento da barragem em Brumadinho. **G1**, 2019. Disponível em: <<https://g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2019/01/25/veja-o-que-se-sabe-ate-agora-sobre-o-rompimento-da-barragem-da-vale-em-brumadinho.ghtml>>. Acesso em: 02 Fevereiro 2019.

GALEANO, J. C. **Estimativa de hidrogramas e propagação de onda de cheia proveniente da ruptura hipotética de pequenas barragens**. UFRGS. Porto Alegre. 2016.

GLOBO, O. MP de Minas Gerais vê falhas em licenciamento da barragem de Fundão. **O Globo**, 2016. Disponível em: <<https://oglobo.globo.com/brasil/mp-de-minas-gerais-ve-falhas-em-licenciamento-da-barragem-de-fundao-18494612>>. Acesso em: 11 Setembro 2018.

- GOODELL, C. 1D? 2D? or 1D/2D? How Should I Build my Model? **The RAS Solution**, 2016. Disponível em: <<http://hecrasmodel.blogspot.com/2016/03/1d-2d-or-1d2d-how-should-i-build-my.html>>. Acesso em: 18 março 2019.
- GOODELL, R.; , B. W. Dynamic and level pool reservoir drawdown - A practical comparison for dam breach modeling, 2009.
- GOVERNO DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO. **Lei N°7192 de 06 de janeiro de 2016**. Rio de Janeiro. 2016.
- GRIMALDI, S.; POGGI, D. **A synthetic method for assessing the risk of dam flooding**. Politecnico di Torino. [S.l.]. 2010. 78th ICOLD Annual Meeting, Hanoi (Vietnã).
- HAGEN, V. K. **Re-evaluation of design floods and dam safety**. Proc., 14th Int. Commission on Large Dams (ICOLD) Congress. Paris: [s.n.]. 1982. p. 475-491.
- ICOLD. **Bulletin 157- Small Dams: Design, Surveillance and Rehabilitation**. Paris. 2016.
- IMBROGNO, D. F. **Analysis of Dam Failures and Development of a Dam Safety Evaluation Program**. Dissertação. 2014.
- INEA. **Resolução INEA N° 165, de 26 de dezembro de 2018**. Instituto Estadual do Ambiente-RJ. Rio de Janeiro. 2018.
- JANSEN, R. B. **Dams and Public Safety**. [S.l.]: Bureau of Reclamation, 1983.
- LAURIANO, A. W. **Estudo da ruptura da barragem de Funil: Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS**. [S.l.]. 2009.
- LOPES, L. M. N. O rompimento da barragem de Mariana e seus impactos socioambientais, p. 1-14, 2016.
- LYRA, G. B. et al. Coeficiente de rugosidade de Manning para o rio Paracatu. **Rev. bras. eng. agríc. ambient. vol.14 no.4**, 2010.
- MARQUES, P. Castelo do Bode x Malpasset. **Barragem Castelo do Bode**, 2010. Acesso em: 11 Setembro 2018.
- MASCARENHAS, F. C. B. **Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens**. Tese, p. 291. 1990.
- MEDEIROS, C. H. D. A. C. Segurança e Ascultação de Barragens. **XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens**, 2003.
- MELO, J. F. D. **Simplified dam-break flood modeling**. Second International Dam World Conference. Lisboa: [s.n.]. 2015. p. 47 - 56.
- MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL. **Moção N° 72, de 29 de janeiro de 2019**. [S.l.]. 2019.
- MORRIS, M. et al. **Breaching Processes: A state of the art review**. [S.l.]. 2009.
- MORRIS, M. W. **CADAM: Concerted Action on Dambreak Modelling**. [S.l.]. 2000.
- OLIVEIRA, J. **TRF culpa Governo da Paraíba por rompimento de barragem de Camará**. [S.l.]. 2013.
- PIERCE, M. W.; THORNTON, C. I.; ABT, S. R. Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams. **Journal of Hydrologic Engineering**, p. 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**, p. p. 298-309, 2015.

PRANDI, J. **Barragem de Vajont – Itália**. [S.l.].

REUTERS. Desastre de Brumadinho foi por liquefação estática, diz relatório da Vale. **EXAME**, 2019. Acesso em: 03 Março 2020.

SÁ, J. M. D. M. **Avaliação da geometria de brecha de ruptura em barragens de terra submetidas a galgamento utilizando modelo reduzido**. UFMG. [S.l.]. 2018.

SALIBA, A. P. M. **Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens de solo compactado**. Belo Horizonte. 2009. Tese.

SAMARCO. Rompimento da barragem de Fundão. **Samarco**. Disponível em: <<https://www.samarco.com/rompimento-da-barragem-de-fundao/>>. Acesso em: 11 Setembro 2018.

SAMPAIO, J. A. L. As deficiências do Plano de Ação Emergencial das Barragens no Brasil. **Revista de Engenharia Civil IMED**, p. p. 7-17, 2016.

SATTAR, A. Gene expression models for prediction of dam breach. **Journal of Hydroinformatics**, p. p. 550-571, 2014.

SCS. **Simplified dam-breach routing procedure**. Washington, DC. 1981.

SEMAD; FEAM. **Resolução conjunta SEMAD/FEAM nº 2.765, de 30 de janeiro de 2019**. [S.l.]. 2019.

SINGH, K. P.; SNORRASON, A. Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. **Journal of Hydrology**, p. p. 295-310, 1984.

SINGH, V. **Dam Breach Modeling Technology**. [S.l.]: [s.n.], 1996.

SMIDERLE, C. D. S. D. **Segurança de Barragens: Análise da Instrumentação da Barragem de Itaúba**. [S.l.]. 2014.

TEIXEIRA, E. D. et al. Avaliação de métodos de propagação de hidrograma proveniente de ruptura hipotética de barragens: Estudo de caso em um trecho de rio. **XXI Seminário Nacional de Grandes Barragens (SNGB)**, 2016.

TSCHIEDEL, A. D. F. **Avaliação de fontes de incerteza em estudos de rompimentos de barragens**. UFRGS. Porto Alegre. 2017. Dissertação.

TSCHIEDEL, A. D. F.; PAIVA, R. C. D. D. Uncertainty assessment in hydrodynamic modeling of floods generated by dam break. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, p. 17 pgs., 2018.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: ABRH, 1998.

UK ENVIRONMENTAL AGENCY. **Desktop review of 2D hydraulic modelling packages**. [S.l.]. 2009.

USACE. **Using HEC-RAS for Dam-Break Studies**. [S.l.]. 2014.

USACE. **HEC-RAS: River Analysis System. 2D Modelling User's Manual**. Davis, CA. 2016.

- WAHL, T. L. Predicting Embankment Dam Breach Parameters - A Needs Assessment. **XXVIIth IAHR Congress**, 1997.
- WAHL, T. L. Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. **Journal of Hydraulic Engineering**, p. p. 389-397, 2004.
- WAHL, T. L. Dam breach modeling - an overview of analysis methods. **2nd Joint Federal Interagency Conference**, Las Vegas, 2010.
- WALTHER, P. E. M. **Appropriate Technology: Simplified Dam Failure Analyses Using Spreadsheet Computations**. Portland, p. 9. 2000.
- WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF ECOLOGY. **Dam safety guidelines: Technical note 1 - Dam break inundation analysis and downstream hazard classification**. [S.I.]. 2007.
- WEBBY, M. G. Discussion of 'Peak outflow from breached embankment dam' by D. C. Froehlich. **J. Water Resour. Plann. Manage**, 1996.
- WETMORE, J.; FREAD, D. L. The NWS Simplified Dam-break Flood Forecasting Model, 1983. p. 24.
- WURBS, R. A. Dam-Breach Flood Wave Models. **Journal of Hydraulic Engineering**, p. 29-46, 1987.
- XIONG, Y. A Dam Break Analysis Using HEC-RAS. **Journal of Water Resource and Protection**, p. 370-379, 2011.
- XU, Y.; ZHANG, L. M. Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2009.
- ZHANG, L. et al. **Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment**. [S.I.]: John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd., 2016.
- ZHANG, L. M.; XU, Y.; JIA, J. S. Analysis of earth dam failures - A database approach. **First International Symposium on Geotechnical Safety & Risk**, 2007.

APÊNDICES

A. Legislação Brasileira quanto a Segurança de barragens

Tabela 86. Resumo das legislações referentes a segurança de barragens.

Legislação	Órgão regulador	Objetivo/Conteúdo
Resolução CONAMA no 23, de 12 de dezembro de 1996	CONAMA	Dispõe sobre as definições e o tratamento a ser dado aos resíduos perigosos, conforme as normas adotadas pela Convenção da Basileia sobre o controle de Movimentos Transfronteiriços de Resíduos perigosos e seu Depósito.
Lei Nº 9.433, de 08 de janeiro de 1997	-	Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, regulamenta o inciso XIX do art. 21 da Constituição Federal, e altera o art. 1º da Lei nº 8.001, de 13 de março de 1990, que modificou a Lei nº 7.990, de 28 de dezembro de 1989.
Lei Nº 9.984, de 17 de julho de 2000	ANA	Dispõe sobre a criação da Agência Nacional de Água - ANA, entidade federal de implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos e de coordenação do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, e dá outras providências.
Resolução CNRH Nº 37, de 26 de março de 2004	CNRH	Estabelece diretrizes para a outorga de recursos hídricos para a implantação de barragens em corpos de água de domínio dos Estados, do Distrito Federal ou da União.
Lei Nº 12.334, de 20 de setembro de 2010	-	Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei 9433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei 9984, de 17 de julho de 2000.
Resolução Nº 742, de 17 de outubro de 2011	ANA	Estabelece a periodicidade, qualificação da equipe responsável, conteúdo mínimo e nível de detalhamento das inspeções de segurança regulares de barragem, conforme art. 9º da Lei no 12.334 de 20 de setembro de 2010.
Resolução Nº 91, de 02 de abril de 2012	ANA	Estabelece a periodicidade de atualização, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança de Barragem e da Revisão Periódica de Segurança da Barragem, conforme art. 8º, 10º e 19º da lei no 12.334 de 20/09/2010 -a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB).
Resolução Nº 143, de 10 de julho de 2012	CNRH	Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo seu volume, em atendimento ao art. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010.
Resolução Nº 144, de 10 de julho de 2012	CNRH	Estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens, aplicação de seus instrumentos e atuação do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens, em atendimento ao art. 20 da

Legislação	Órgão regulador	Objetivo/Conteúdo
		Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que alterou o art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997.
Portaria Nº 416, de 03 de setembro de 2012	DNPM	Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração e dispõe sobre o Plano de Segurança, Revisão Periódica de Segurança e Inspeções Regulares e Especiais de Segurança das Barragens de Mineração conforme a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que dispõe sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens.
Resolução normativa Nº 696, de 15 de dezembro de 2015	ANEEL	Estabelece critérios para classificação, formulação do Plano de Segurança e realização da Revisão Periódica de Segurança em barragens fiscalizadas pela ANEEL de acordo com o que determina a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010.
Resolução CNRH Nº 178, de 29 de junho de 2016	CNRH	Altera a Resolução CNRH nº 144, de 10 de julho de 2012, que “Estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens, aplicação de seus instrumentos e atuação do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens, em atendimento ao art. 20 da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que alterou o art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997”.
Lei Nº 7192 de 06 de janeiro 2016*	Governo do Estado do Rio de Janeiro	Dispõe sobre a política estadual de segurança de barragens (PESB) e Regula o sistema estadual de informações sobre segurança de Barragens (SEISB) no âmbito do estado do rio de janeiro.
Resolução Nº 132, de 22 de fevereiro de 2016	ANA	Estabelece critérios complementares de classificação de barragens reguladas pela ANA, quanto ao Dano Potencial Associado - DPA
Resolução Nº 236, de 30 de janeiro de 2017	ANA	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
Portaria Nº 70.389, de 17 de maio de 2017	DNPM	Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração, o Sistema Integrado de Gestão em Segurança de Barragens de Mineração e 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 para Barragens de Mineração, 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.
Resolução INEA Nº 165 de 26 de dezembro de 2018	INEA	Estabelece diretrizes para elaboração do plano de segurança da barragem, regulamentando as políticas nacional e estadual de segurança de barragens no âmbito da competência do INEA.

Legislação	Órgão regulador	Objetivo/Conteúdo
Resolução Nº 1, de 28 de janeiro de 2019	Presidência da República/Casa Civil	Recomenda ações e medidas de resposta à ruptura da barragem do Córrego do Feijão, no Município de Brumadinho, Estado de Minas Gerais.
Resolução Nº 2, de 28 de janeiro de 2019	Presidência da República/Casa Civil	Institui o Subcomitê de Elaboração e Atualização Legislativa, com o objetivo de elaborar anteprojeto de atualização e revisão da Política Nacional de Segurança de Barragens, estabelecida pela Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010.
Moção Nº 72, de 29 de janeiro de 2019	Ministério do Desenvolvimento Regional/Gabinete do Ministro	Recomenda ações e medidas para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB.
Resolução conjunta SEMAD/FEAM Nº 2.765, de 30 de janeiro de 2019	-	Determina a descaracterização de todas as barragens de contenção de rejeitos, alteadas pelo método a montante, provenientes de atividades minerárias, existentes em Minas Gerais e dá outras providências.

*Lei ordinária válida apenas no Estado do Rio de Janeiro.

B. Seções transversais do vale de jusante da Barragem B

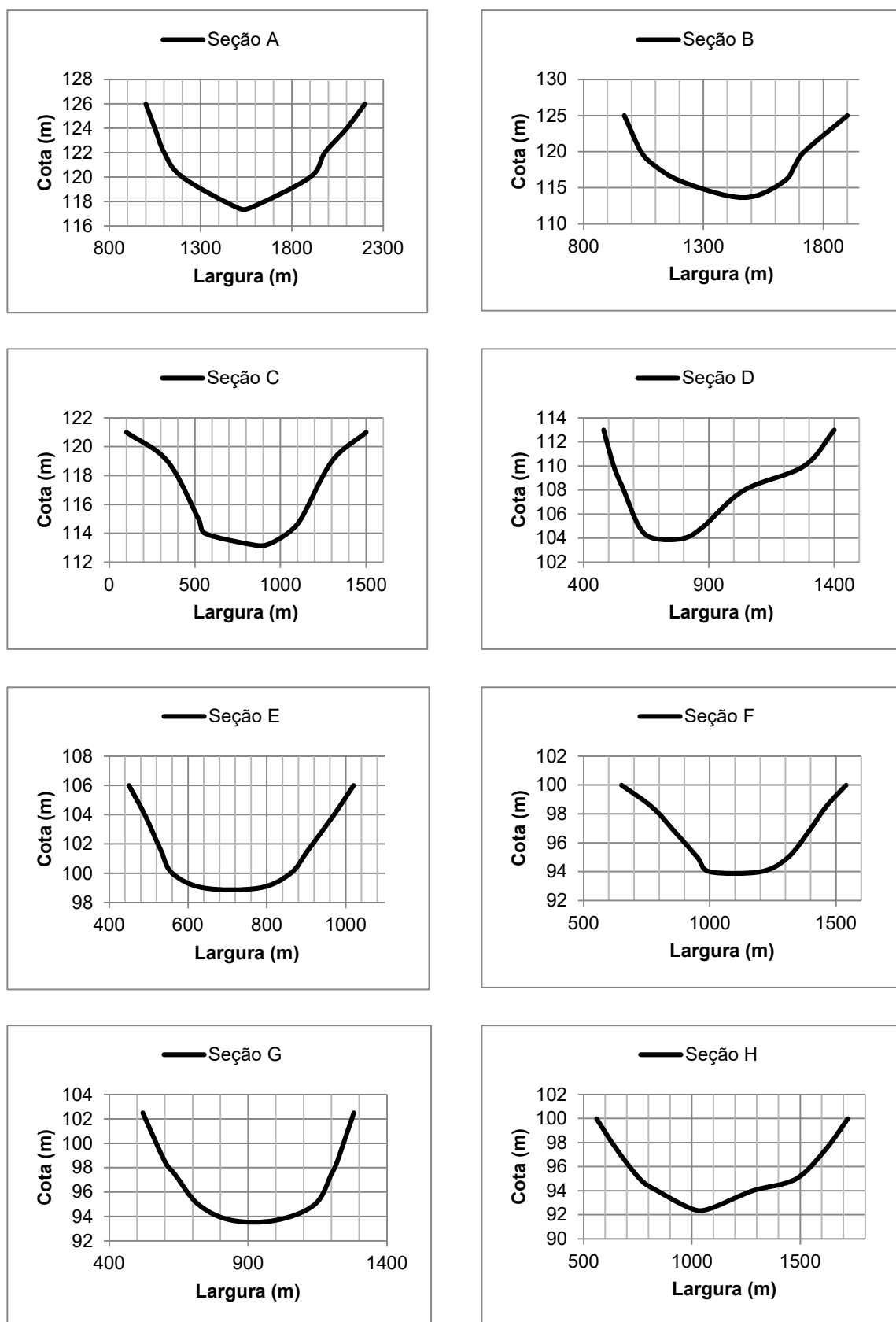


Figura 98. Seções cadastrais do vale de jusante da Barragem B.

C. Combinações de características para cálculo da vazão máxima

Tabela 87. Vazões máximas oriundas da combinação de diferentes características de barragens.

Hb (m)	Vr (hm ³)	X	Froehlich (1995)	Webby (1996)	Azimi et al. (2015)	Ferla (2018)
5	5	55,90	422,8	371,0	581,3	848,9
	10	79,06	518,7	477,8	822,1	1159,6
	15	96,82	584,6	554,1	1006,8	1391,7
	20	111,80	636,4	615,4	1162,6	1584,0
	30	136,93	717,2	713,6	1423,9	1901,1
	40	158,11	780,8	792,6	1644,2	2163,9
	50	176,78	833,9	859,8	1838,2	2392,4
	60	193,65	880,0	919,0	2013,7	2597,0
10	10	316,23	1225,1	1265,4	1644,2	1709,5
	15	387,30	1380,8	1467,3	2013,7	2051,7
	20	447,21	1503,1	1629,7	2325,2	2335,3
	30	547,72	1694,1	1889,7	2847,8	2802,7
	40	632,46	1844,2	2098,9	3288,3	3190,1
	50	707,11	1969,6	2277,0	3676,4	3527,1
	60	774,60	2078,5	2433,7	4027,3	3828,7
	5	223,61	998,6	982,6	1162,6	1251,5
15	15	871,42	2282,9	2593,7	3020,5	2574,7
	20	1006,23	2485,1	2880,9	3487,8	2930,6
	30	1232,38	2800,9	3340,4	4271,6	3517,2
	40	1423,02	3048,9	3710,2	4932,5	4003,3
	50	1590,99	3256,4	4025,0	5514,7	4426,2
	60	1742,84	3436,3	4302,0	6041,0	4804,6
	5	503,12	1651,0	1736,9	1743,9	1570,5
	10	711,51	2025,5	2236,9	2466,2	2145,3
20	20	1788,85	3550,3	4315,8	4650,4	3442,9
	30	2190,89	4001,4	5004,2	5695,5	4132,0
	40	2529,82	4355,9	5558,2	6576,6	4703,1
	50	2828,43	4652,2	6029,9	7352,9	5199,9
	60	3098,39	4909,3	6444,8	8054,7	5644,5
	5	894,43	2358,6	2602,0	2325,2	1845,0
	10	1264,91	2893,8	3351,1	3288,3	2520,3
	15	1549,19	3261,5	3885,6	4027,3	3024,8
30	30	4929,50	6615,6	8845,9	8543,3	5185,3
	40	5692,10	7201,6	9825,3	9864,9	5901,9
	50	6363,96	7691,6	10659,0	11029,3	6525,3
	60	6971,37	8116,6	11392,5	12082,0	7083,3
	5	2012,46	3899,6	4599,6	3487,8	2315,3
	10	2846,05	4784,3	5923,7	4932,5	3162,8
	15	3485,69	5392,2	6868,6	6041,0	3795,8
	20	4024,92	5869,8	7629,0	6975,6	4320,5
40	40	10119,29	10288,5	14719,2	13153,2	6933,6
	50	11313,71	10988,5	15968,2	14705,8	7666,0
	60	12393,55	11595,7	17067,0	16109,4	8321,5
	5	3577,71	5571,1	6890,6	4650,4	2720,0
	10	5059,64	6835,1	8874,3	6576,6	3715,6
	15	6196,77	7703,5	10289,8	8054,7	4459,4
	20	7155,42	8385,8	11429,0	9300,7	5075,7
	30	8763,56	9451,4	13252,0	11391,0	6091,7

Hb (m)	Vr (hm³)	X	Froehlich (1995)	Webby (1996)	Azimi et al. (2015)	Ferla (2018)
50	50	17677,67	14491,3	21848,2	18382,2	8686,4
	60	19364,92	15292,1	23351,6	20136,7	9429,1
	5	5590,17	7347,0	9427,9	5813,0	3082,0
	10	7905,69	9013,9	12142,0	8220,8	4210,2
	15	9682,46	10159,2	14078,8	10068,3	5052,9
	20	11180,34	11059,0	15637,5	11625,9	5751,3
	30	13693,06	12464,1	18131,8	14238,8	6902,5
	40	15811,39	13568,1	20139,2	16441,5	7856,5
60	60	27885,48	19171,3	30169,3	24164,0	10442,7
	5	8049,84	9210,7	12180,5	6975,6	3413,3
	10	11384,20	11300,5	15687,0	9864,9	4662,8
	15	13942,74	12736,3	18189,2	12082,0	5596,1
	20	16099,69	13864,4	20203,0	13951,1	6369,5
	30	19718,01	15626,0	23425,6	17086,6	7644,5
	40	22768,40	17010,0	26019,1	19729,9	8701,0
	50	25455,84	18167,4	28227,0	22058,6	9620,1

D. Hidrogramas de ruptura

Tabela 88. Nomenclatura dos hidrogramas e hidrogramas selecionados (vermelho corresponde ao mais crítico e verde ao menos crítico).

Barragem	Nome do hidrograma			
	Froehlich (1995)	Webby (1996)	Azimi et al. (2015)	Ferla (2018)
I	Fr-A1	We-A2	Az-A3	Fe-A4
II	Fr-B1	We-B2	Az-B3	Fe-B4
III	Fr-C1	We-C2	Az-C3	Fe-C4
IV	Fr-D1	We-D2	Az-D3	Fe-D4
V	Fr-E1	We-E2	Az-E3	Fe-E4
VI	Fr-F1	We-F2	Az-F3	Fe-F4
VII	Fr-G1	We-G2	Az-G3	Fe-G4
VIII	Fr-H1	We-H2	Az-H3	Fe-H4
IX	Fr-I1	We-I2	Az-I3	Fe-I4
X	Fr-J1	We-J2	Az-J3	Fe-J4
XI	Fr-K1	We-K2	Az-K3	Fe-K4
XII	Fr-L1	We-L2	Az-L3	Fe-L4
XIII	Fr-M1	We-M2	Az-M3	Fe-M4

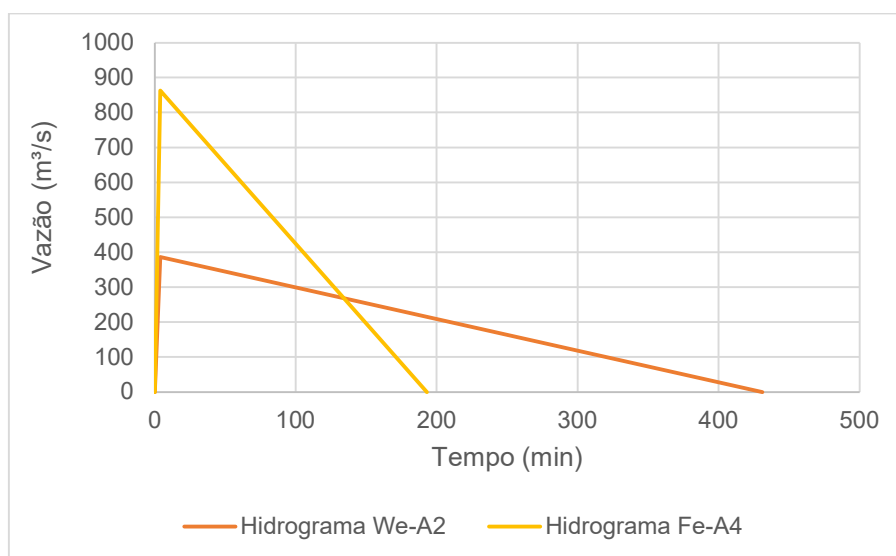


Figura 99. Hidrogramas de ruptura da Barragem I.

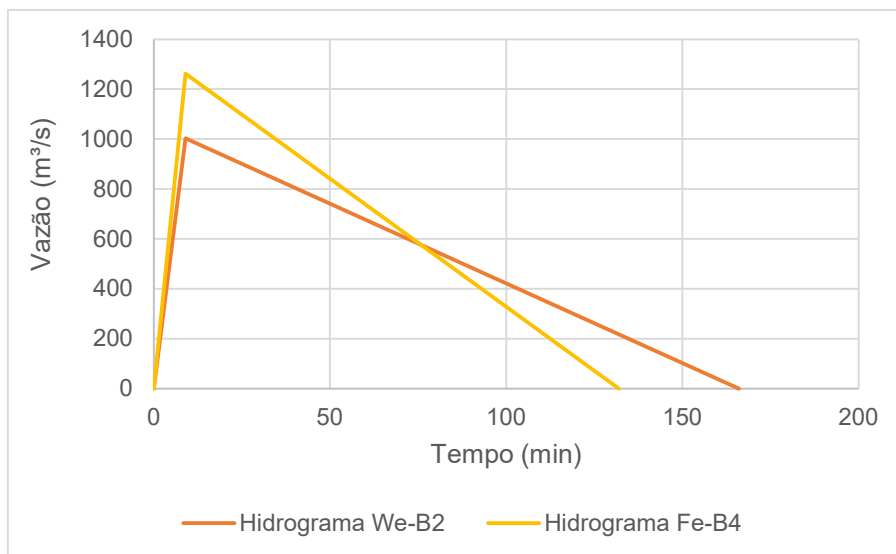


Figura 100. Hidrogramas de ruptura da Barragem II.

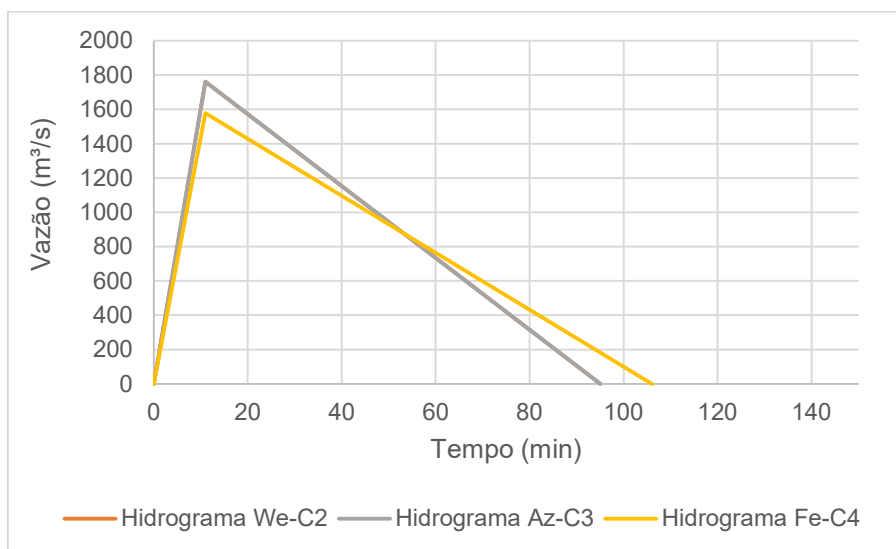


Figura 101. Hidrogramas de ruptura da Barragem III.

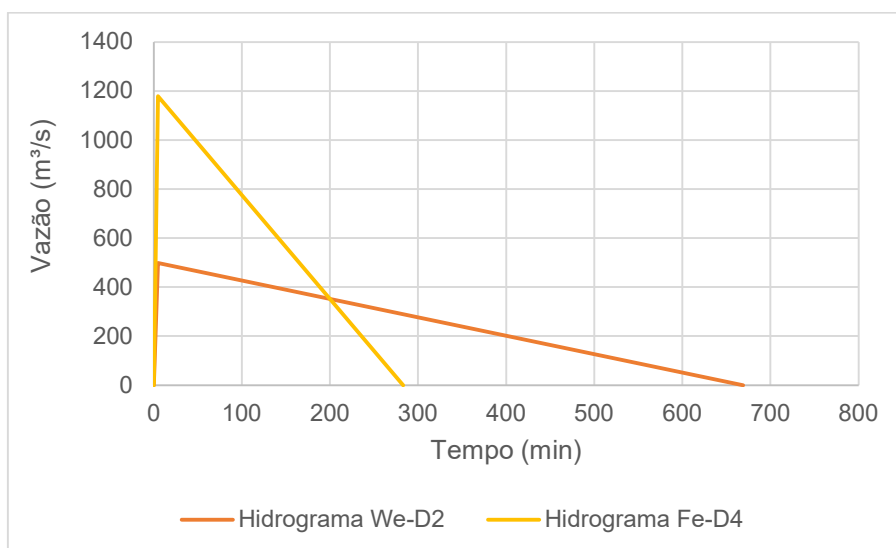


Figura 102. Hidrogramas de ruptura da Barragem IV.

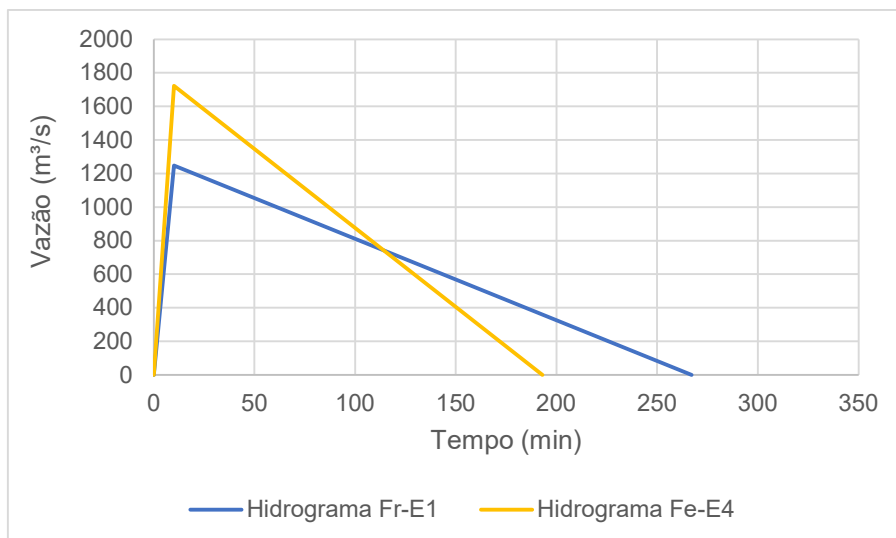


Figura 103. Hidrogramas de ruptura da Barragem V.

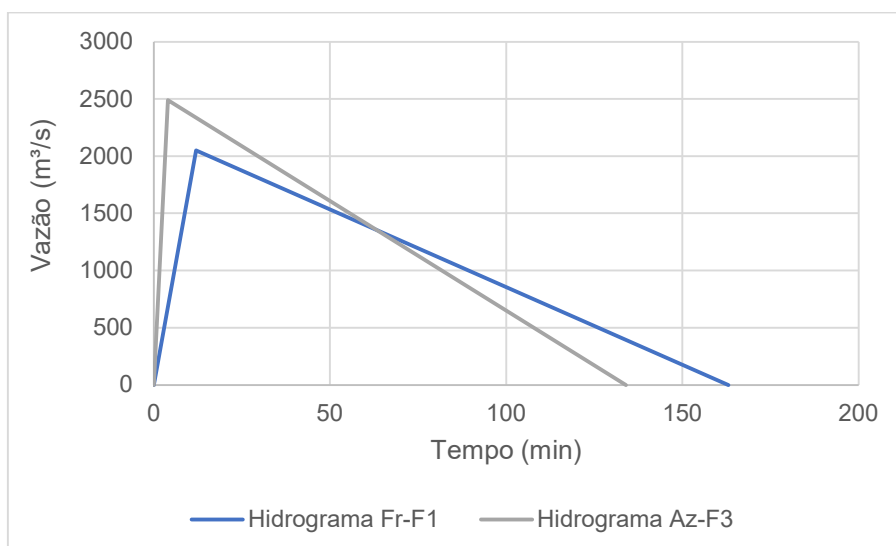


Figura 104. Hidrogramas de ruptura da Barragem VI.

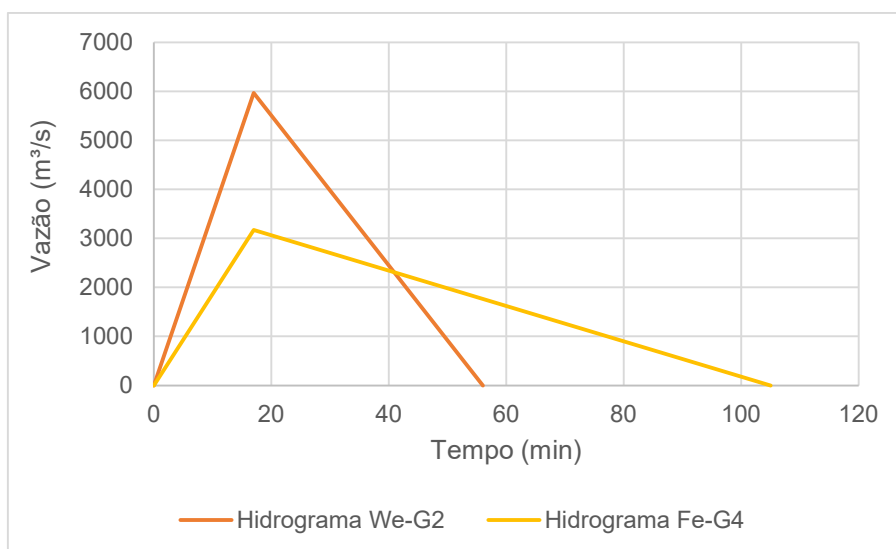


Figura 105. Hidrogramas de ruptura da Barragem VII.

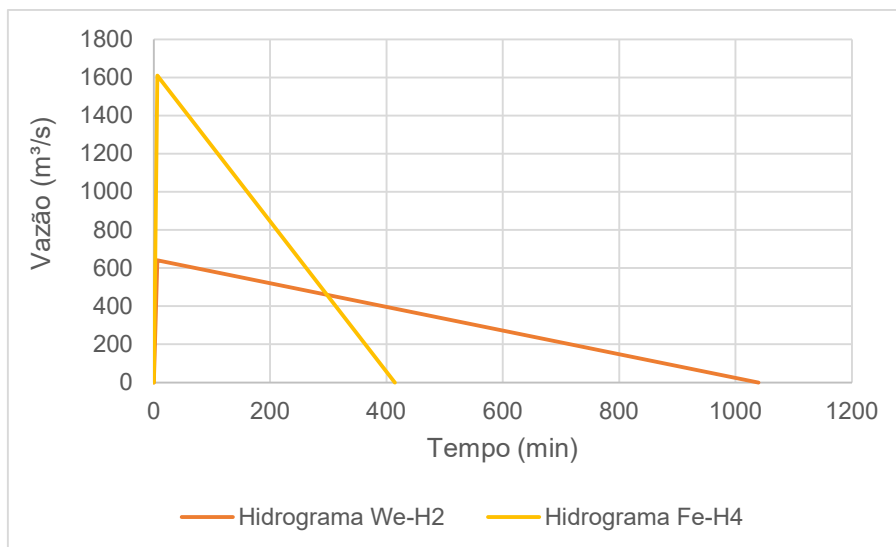


Figura 106. Hidrogramas de ruptura da Barragem VIII.

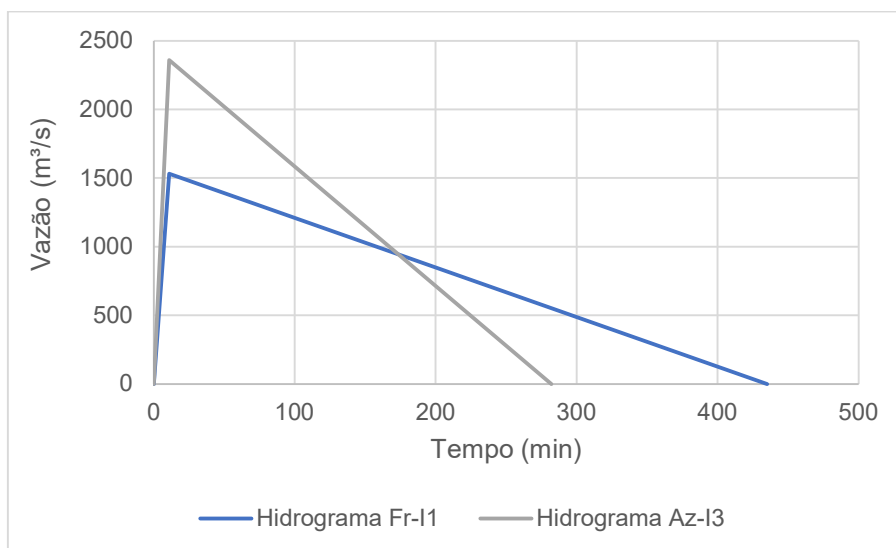


Figura 107. Hidrogramas de ruptura da Barragem IX.

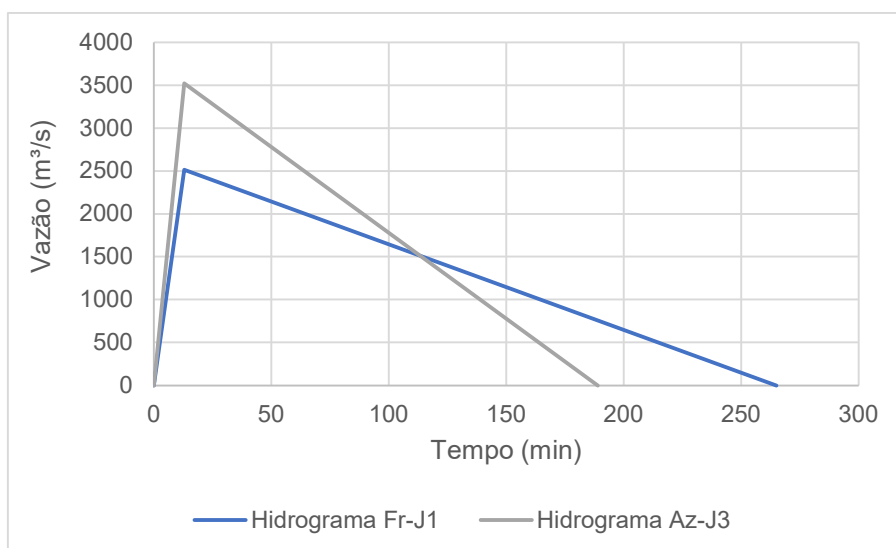


Figura 108. Hidrogramas de ruptura da Barragem X.

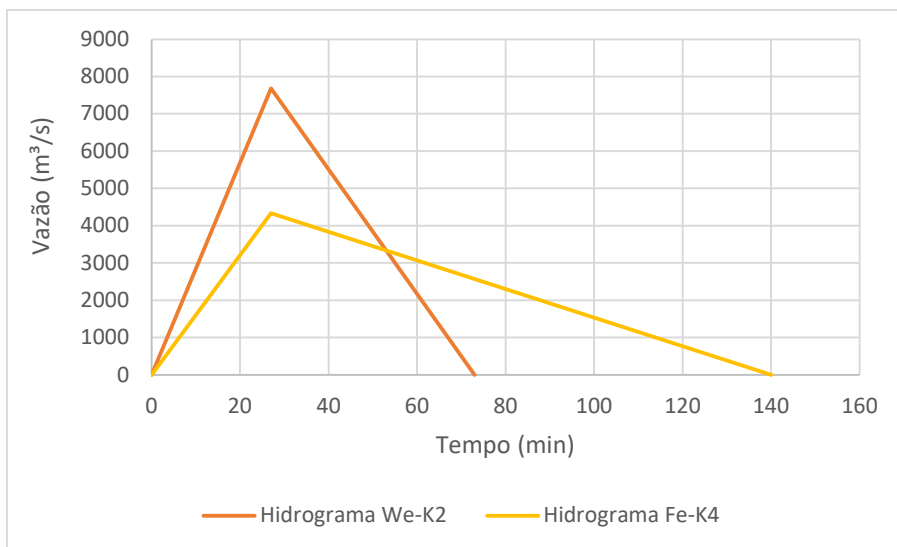


Figura 109. Hidrogramas de ruptura da Barragem XI.

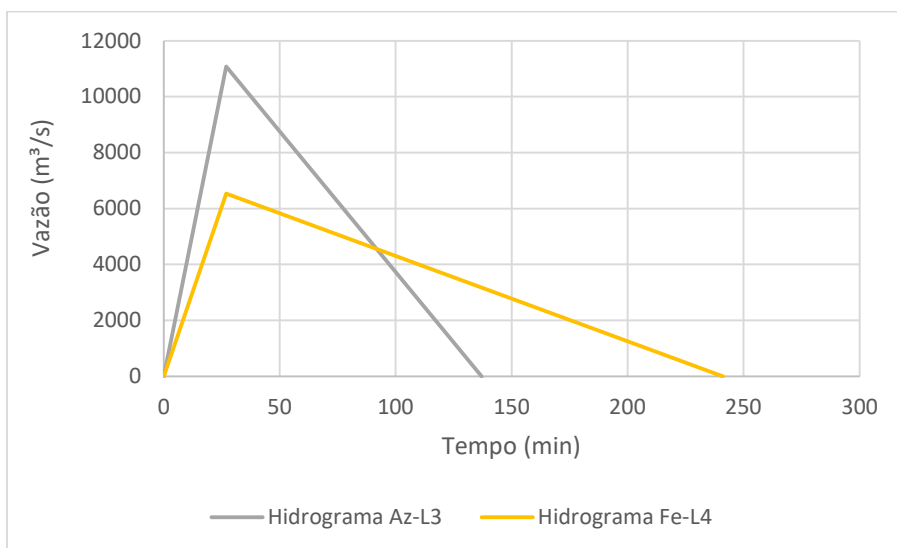


Figura 110. Hidrogramas de ruptura da Barragem XII.

E. Resultados das simulações

Tabela 89. Vazões máximas (m³/s) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso A).

Distância da barragem (m)	Barragens											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	963	1351,64	1861,3	1278,9	1814,53	2590,9	6065,4	1710,5	2451,46	3602,57	7615,69	11083,73
5000	728,73	948,97	1256,22	1036,75	1386,05	1910,27	4156,17	1453,09	1997,35	2798	5598,02	8967,4
10000	657,09	813,65	1025,34	961,09	1241,87	1648,12	2989,62	1375,09	1845,49	2499,16	4372,46	7848,19
15000	607,11	721,8	872,91	907,15	1139,14	1465,25	2200,3	1319,19	1737,54	2285,21	3500,61	7029,06
20000	565,04	649,1	757,28	860,3	1053,27	1314,74	1691,99	1270,5	1644,23	2105,52	2816,83	6329,9
25000	532,75	596,01	679,71	823,3	987,06	1201,72	1427,51	1231,38	1570,25	1964,81	2372,47	5786,73
30000	505,32	553,89	621,92	790,9	929,96	1108,47	1257,57	1196,18	1504,94	1842,83	2068,59	5320,06
35000	480,32	517,63	574,44	759,97	877,06	1025,87	1129,94	1161,89	1442,06	1730,19	1839,29	4887,44
40000	460,09	489,56	539,25	733,89	834,13	961,56	1040,72	1132,77	1389,02	1637,3	1680,29	4536,76
45000	442,08	466,2	510,47	709,88	796,06	907,14	969,99	1105,32	1340,29	1554,19	1555,42	4229,93
50000	425,23	444,73	484,55	686,45	759,88	857,39	908,37	1077,83	1291,84	1475,11	1447,24	3945,74
100000	329,64	334,06	356,13	533,74	554,45	599,68	617,13	877,93	972,91	1026,03	945,67	2512,45
150000	284,01	285,53	301,51	449,6	457,13	487,15	497,68	745,83	793,63	815,1	743,22	1920,31
200000	256,52	256,99	269,58	395,89	398,77	421,78	429,07	652,44	679,23	689,5	627,07	1577,85
250000	237,61	237,66	248,74	358,77	359,53	377,98	383,6	583,52	599,59	605,08	550,1	1348,73
300000	224,04	223,87	232,93	331,34	331,07	346,14	350,62	530,83	540,86	543,7	494,8	1182,86
350000	213,55	213,25	221,63	309,66	308,85	322,29	326,22	489,12	495,85	497,17	453,17	1056,54
400000	204,82	204,45	212,22	293,03	291,94	303,24	306,39	455,8	460,17	460,59	420,54	957
450000	197,68	197,28	204,22	278,86	277,57	288,07	291,02	428,15	430,91	430,77	393,75	876,54
500000	192,28	191,89	197,71	267,2	265,92	275,08	277,74	405,21	407,05	406,54	372,73	812,08

Tabela 90. Velocidades máximas (m/s) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso A).

Distância da barragem (m)	Barragens											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	2,79	2,94	3,23	3,05	3,32	3,67	4,58	3,6	3,74	4,1	4,96	5,62
5000	1,95	2,2	2,55	2,23	2,53	2,98	4,2	2,53	2,9	3,35	4,57	5,29
10000	1,84	2,03	2,28	2,12	2,36	2,71	3,74	2,41	2,72	3,1	4,16	4,96
15000	1,77	1,92	2,11	2,05	2,26	2,55	3,27	2,34	2,62	2,95	3,77	4,67
20000	1,72	1,83	1,98	2	2,18	2,42	2,86	2,3	2,55	2,84	3,43	4,43
25000	1,68	1,76	1,88	1,97	2,12	2,33	2,6	2,27	2,5	2,75	3,16	4,24
30000	1,64	1,71	1,8	1,93	2,07	2,25	2,43	2,24	2,45	2,68	2,95	4,09
35000	1,61	1,66	1,74	1,9	2,02	2,17	2,3	2,21	2,41	2,61	2,78	3,94
40000	1,58	1,62	1,69	1,87	1,98	2,11	2,2	2,19	2,37	2,55	2,65	3,81
45000	1,55	1,59	1,65	1,85	1,94	2,06	2,13	2,17	2,34	2,49	2,56	3,7
50000	1,53	1,56	1,62	1,83	1,91	2,01	2,07	2,15	2,31	2,44	2,47	3,59
100000	1,38	1,39	1,43	1,66	1,68	1,74	1,76	1,99	2,07	2,11	2,06	2,94
150000	1,31	1,31	1,34	1,55	1,56	1,6	1,62	1,87	1,91	1,93	1,87	2,64
200000	1,26	1,26	1,28	1,48	1,48	1,52	1,53	1,78	1,8	1,82	1,76	2,45
250000	1,22	1,22	1,24	1,42	1,43	1,45	1,46	1,7	1,72	1,73	1,67	2,31
300000	1,19	1,19	1,21	1,38	1,38	1,41	1,41	1,65	1,66	1,66	1,61	2,2
350000	1,17	1,17	1,19	1,35	1,35	1,37	1,38	1,6	1,6	1,61	1,55	2,11
400000	1,15	1,15	1,17	1,32	1,32	1,34	1,34	1,56	1,56	1,56	1,51	2,04
450000	1,14	1,14	1,15	1,3	1,29	1,31	1,32	1,52	1,52	1,52	1,47	1,97
500000	1,13	1,12	1,14	1,27	1,27	1,29	1,29	1,49	1,49	1,49	1,44	1,91

Tabela 91. Alturas d'água máximas (m) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso A).

Distância da barragem (m)	Barragens											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
5000	4,14	4,77	5,51	5,11	5,98	7,06	10,18	6,24	7,42	8,85	12,2	16,33
10000	3,92	4,4	4,97	4,91	5,65	6,57	8,61	6,07	7,14	8,38	10,82	15,42
15000	3,75	4,12	4,56	4,76	5,4	6,17	7,39	5,94	6,92	8,01	9,67	14,64
20000	3,61	3,89	4,23	4,63	5,17	5,83	6,55	5,82	6,72	7,68	8,68	13,92
25000	3,48	3,71	3,98	4,51	4,99	5,55	6,03	5,71	6,55	7,39	7,99	13,3
30000	3,39	3,56	3,8	4,41	4,83	5,31	5,66	5,63	6,4	7,14	7,48	12,75
35000	3,29	3,43	3,64	4,32	4,68	5,1	5,36	5,54	6,26	6,9	7,05	12,21
40000	3,21	3,32	3,51	4,23	4,54	4,91	5,12	5,46	6,12	6,69	6,73	11,74
45000	3,13	3,23	3,4	4,14	4,42	4,75	4,93	5,38	5,99	6,5	6,45	11,32
50000	3,07	3,15	3,3	4,07	4,31	4,61	4,76	5,3	5,88	6,32	6,22	10,93
100000	2,64	2,66	2,77	3,52	3,59	3,76	3,82	4,71	5	5,15	4,91	8,6
150000	2,42	2,43	2,51	3,18	3,21	3,33	3,37	4,28	4,44	4,51	4,27	7,41
200000	2,28	2,28	2,35	2,95	2,96	3,06	3,09	3,96	4,06	4,09	3,87	6,63
250000	2,18	2,18	2,24	2,78	2,79	2,87	2,9	3,71	3,77	3,79	3,58	6,06
300000	2,1	2,1	2,15	2,66	2,65	2,73	2,75	3,51	3,55	3,56	3,37	5,62
350000	2,05	2,04	2,09	2,55	2,55	2,61	2,63	3,35	3,37	3,38	3,2	5,26
400000	2	1,99	2,04	2,47	2,46	2,52	2,54	3,21	3,23	3,23	3,06	4,97
450000	1,95	1,95	1,99	2,4	2,39	2,44	2,46	3,09	3,1	3,1	2,94	4,72
500000	1,92	1,92	1,96	2,34	2,33	2,38	2,39	3	3	3	2,85	4,52

Tabela 92. Tempo de chegada do pico da onda de cheia (min) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso A).

Distância da barragem (m)	Barragens											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	5	10	14	5	10	14	27	5	10	14	28	28
50000	420	395	374	395	360	330	294	375	340	300	262	220
100000	855	830	798	775	735	698	658	710	660	615	584	464
150000	1310	1285	1248	1180	1140	1090	1050	1065	1005	960	936	732
200000	1785	1755	1712	1600	1560	1506	1463	1435	1370	1320	1308	1020
250000	2265	2235	2186	2035	1990	1934	1890	1815	1745	1700	1694	1322
300000	2760	2730	2672	2480	2435	2374	2327	2210	2140	2090	2094	1636
350000	3250	3220	3166	2935	2890	2818	2772	2615	2540	2490	2504	1964
400000	3745	3720	3658	3395	3350	3278	3231	3025	2950	2900	2924	2300
450000	4260	4230	4158	3855	3815	3738	3689	3445	3370	3320	3352	2646
500000	4775	4745	4670	4335	4295	4206	4152	3865	3790	3740	3784	2998

Tabela 93. Vazões máximas (m³/s) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso B).

Distância da barragem (m)	Barragens											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	486,8	1096,91	1679,2	598,1	1343,16	2137,03	3230,94	741,5	1627,51	2605,98	4394,16	6613,02
5000	424,09	813,2	1163,44	538,61	1084,29	1636,45	2406,59	686,35	1398,14	2122,68	3459,03	5589,13
10000	405,76	719,04	969,95	522,06	1000,06	1447,17	1992,44	671,45	1326,73	1950,99	3003,65	5131,25
15000	392,26	654,79	840,19	509,87	939,99	1314,24	1701,66	660,4	1274,9	1829,07	2675,86	4798,88
20000	380,81	601,38	739,1	498,98	888,17	1202,74	1468,41	650,51	1229,73	1724,65	2400,08	4512,79
25000	371,61	561,49	668,66	490,03	847,48	1117,17	1302,63	642,49	1193,49	1641,21	2189,41	4285,98
30000	363,34	528,04	614,69	482,17	811,73	1044,55	1175,69	635,35	1160,87	1568,09	2011,87	4086,41
35000	355,2	498,18	569,61	474,54	777,53	978,09	1071,3	628,27	1129,15	1498,1	1851,71	3895,32
40000	348,31	474,48	535,77	467,86	748,93	924,65	994,3	622,06	1101,85	1439,17	1725,77	3733,61
45000	342,15	454,05	507,93	461,58	723,02	877,93	931,53	616,2	1076,24	1385,37	1618,31	3585,18
50000	335,99	434,91	482,65	455,17	697,61	834,29	875,68	610,18	1050,68	1332,12	1520,08	3438,86
100000	292,11	331,95	355,94	407,08	535,92	595,02	602,15	562,79	862,98	988,19	1017,23	2476,22
150000	263,98	284,82	301,57	372,09	449,45	485,67	487,35	524,92	736,89	801,22	800,89	1951,03
200000	244,51	256,76	269,71	344,55	394,96	421,28	421,37	492,57	646,56	683,83	674,93	1621,91
250000	229,66	237,64	248,89	322,76	357,59	377,89	377,38	464,93	579,6	602,75	590,65	1394,39
300000	218,71	223,96	233,08	304,65	330,1	346,24	345,48	440,19	527,96	543,14	530,26	1226,6
350000	209,52	213,39	221,77	289,98	308,42	322,49	321,58	419,13	486,94	497,56	484,36	1097,72
400000	201,79	204,63	212,37	277,07	291,83	303,48	302,58	399,91	454,05	461,51	448,45	995,35
450000	195,56	197,47	204,36	266,28	277,66	288,36	287,39	383,44	426,78	431,96	419,63	912,32
500000	190,71	192,08	197,84	257,43	266,13	275,39	274,43	368,73	404,04	407,96	395,7	845,42

Tabela 94. Velocidades máximas (m/s) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso B).

Distância da barragem (m)	Barragens											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	1,98	2,69	3,1	2,24	2,93	3,39	3,65	2,48	3,17	3,62	4,07	4,7
5000	1,55	2,05	2,45	1,69	2,27	2,77	3,27	1,85	2,48	2,97	3,71	4,37
10000	1,51	1,92	2,22	1,65	2,15	2,55	2,97	1,81	2,37	2,78	3,43	4,1
15000	1,48	1,83	2,07	1,63	2,08	2,42	2,75	1,79	2,31	2,68	3,23	3,91
20000	1,47	1,77	1,95	1,62	2,03	2,32	2,57	1,78	2,27	2,6	3,06	3,77
25000	1,45	1,72	1,86	1,6	1,99	2,25	2,44	1,77	2,24	2,54	2,94	3,66
30000	1,44	1,67	1,79	1,59	1,95	2,18	2,32	1,76	2,21	2,49	2,83	3,58
35000	1,42	1,63	1,73	1,58	1,92	2,12	2,22	1,75	2,19	2,45	2,73	3,5
40000	1,41	1,6	1,69	1,58	1,89	2,07	2,15	1,75	2,16	2,41	2,64	3,43
45000	1,4	1,57	1,65	1,57	1,86	2,03	2,09	1,74	2,14	2,37	2,57	3,37
50000	1,39	1,54	1,61	1,56	1,84	1,98	2,03	1,73	2,12	2,33	2,5	3,32
100000	1,32	1,39	1,43	1,49	1,66	1,73	1,74	1,68	1,97	2,08	2,11	2,91
150000	1,27	1,31	1,34	1,44	1,55	1,6	1,6	1,64	1,86	1,92	1,93	2,65
200000	1,23	1,26	1,28	1,4	1,48	1,51	1,52	1,6	1,77	1,81	1,8	2,47
250000	1,2	1,22	1,24	1,37	1,42	1,45	1,45	1,57	1,7	1,73	1,72	2,34
300000	1,18	1,19	1,21	1,34	1,38	1,41	1,4	1,53	1,64	1,66	1,65	2,23
350000	1,16	1,17	1,19	1,31	1,35	1,37	1,37	1,51	1,59	1,61	1,59	2,14
400000	1,15	1,15	1,17	1,29	1,32	1,34	1,34	1,48	1,55	1,56	1,55	2,07
450000	1,13	1,14	1,15	1,27	1,29	1,31	1,31	1,46	1,52	1,52	1,51	2
500000	1,12	1,12	1,14	1,26	1,27	1,29	1,29	1,44	1,48	1,49	1,47	1,94

Tabela 95. Alturas d'água máximas (m) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso B).

Distância da barragem (m)	Barragens											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
5000	3,06	4,1	5,31	3,53	5,24	6,53	7,93	4,08	6,11	7,66	9,82	13,05
10000	2,98	3,82	4,83	3,47	5,02	6,14	7,22	4,02	5,95	7,36	9,18	12,58
15000	2,92	3,61	4,47	3,41	4,85	5,84	6,65	3,98	5,82	7,11	8,66	12,18
20000	2,88	3,44	4,18	3,38	4,71	5,57	6,16	3,96	5,71	6,9	8,19	11,82
25000	2,83	3,29	3,95	3,34	4,58	5,34	5,77	3,92	5,61	6,71	7,79	11,51
30000	2,8	3,18	3,78	3,31	4,48	5,15	5,47	3,9	5,53	6,55	7,45	11,23
35000	2,77	3,08	3,63	3,29	4,37	4,97	5,21	3,88	5,45	6,39	7,13	10,95
40000	2,73	2,99	3,5	3,26	4,27	4,81	5	3,85	5,37	6,24	6,86	10,7
45000	2,7	2,91	3,39	3,22	4,18	4,67	4,82	3,83	5,29	6,1	6,62	10,47
50000	2,67	2,85	3,3	3,2	4,1	4,54	4,66	3,81	5,23	5,98	6,41	10,24
100000	2,46	2,45	2,77	3	3,52	3,74	3,77	3,64	4,67	5,04	5,12	8,55
150000	2,32	2,26	2,51	2,84	3,18	3,33	3,33	3,49	4,26	4,47	4,46	7,48
200000	2,22	2,14	2,35	2,72	2,95	3,06	3,06	3,36	3,94	4,07	4,04	6,74
250000	2,14	2,05	2,24	2,62	2,78	2,87	2,87	3,25	3,7	3,78	3,74	6,18
300000	2,07	1,98	2,16	2,53	2,65	2,73	2,72	3,15	3,5	3,56	3,51	5,74
350000	2,02	1,93	2,09	2,45	2,55	2,61	2,61	3,05	3,34	3,38	3,33	5,38
400000	1,98	1,89	2,04	2,39	2,46	2,52	2,52	2,97	3,2	3,23	3,18	5,08
450000	1,94	1,86	1,99	2,33	2,39	2,45	2,44	2,9	3,09	3,11	3,06	4,83
500000	1,91	1,83	1,96	2,29	2,33	2,38	2,38	2,83	2,99	3,01	2,96	4,63

Tabela 96. Tempo de chegada do pico da onda de cheia (min) obtidas a partir da simulação dos casos mais críticos (Caso B).

Distância da barragem (m)	Barragens											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	5	10	14	5	10	14	26	5	10	15	28	28
50000	505	425	378	490	390	342	318	485	385	335	286	262
100000	960	870	802	915	770	710	686	880	720	650	602	506
150000	1425	1345	1252	1345	1175	1106	1082	1275	1075	995	946	774
200000	1900	1830	1716	1785	1595	1522	1494	1680	1445	1360	1310	1060
250000	2390	2320	2192	2230	2030	1950	1922	2090	1830	1740	1690	1360
300000	2880	2820	2678	2690	2475	2390	2366	2505	2225	2130	2084	1672
350000	3375	3335	3170	3150	2930	2834	2810	2925	2625	2530	2488	1994
400000	3880	3845	3662	3615	3390	3294	3270	3350	3035	2940	2898	2328
450000	4395	4355	4162	4095	3855	3754	3730	3785	3460	3360	3320	2670
500000	4910	4865	4674	4565	4330	4218	4194	4220	3880	3780	3746	3018

Tabela 98. Propagação das vazões máximas (m³/s) pelo método de Melo (2015) – Caso B.

Distância da barragem (m)	Barragens											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
0	486,8	1103,3	1679,2	598,1	1348,0	2150,7	3271,6	741,51	1631,1	2616,0	4432,5	6643,6
5000	438,1	993,1	1511,4	518,4	1168,2	1863,9	2835,4	642,64	1413,6	2267,2	3841,5	5757,8
10000	396,9	899,7	1369,3	449,2	1012,5	1615,4	2457,3	556,95	1225,1	1964,9	3329,3	4990,0
15000	359,6	815,1	1240,6	389,3	877,5	1400,0	2129,7	482,69	1061,8	1702,9	2885,4	4324,7
20000	325,8	738,5	1124,0	337,4	760,5	1213,3	1845,7	418,33	920,2	1475,8	2500,7	3748,0
25000	295,2	669,1	1018,3	292,4	659,1	1051,5	1599,6	362,55	797,5	1279,0	2167,2	3248,3
30000	267,4	606,2	922,6	253,4	571,2	911,3	1386,3	314,21	691,2	1108,5	1878,2	2815,2
35000	242,3	549,2	835,9	219,7	495,0	789,8	1201,5	272,31	599,0	960,7	1627,8	2439,8
40000	219,5	497,6	757,3	190,4	429,0	684,5	1041,3	236,00	519,1	832,6	1410,8	2114,5
45000	198,9	450,8	686,1	165,0	371,8	593,2	902,4	204,53	449,9	721,6	1222,7	1832,5
50000	180,2	408,4	621,6	143,0	322,2	514,1	782,1	177,26	389,9	625,4	1059,6	1588,2
100000	67,1	152,2	231,6	34,2	77,0	122,9	187,0	42,38	93,2	149,5	253,3	379,7
150000	25,0	56,7	86,3	8,2	18,4	29,4	44,7	10,13	22,3	35,7	60,6	90,8
200000	9,3	21,1	32,2	2,0	4,4	7,0	10,7	2,42	5,3	8,5	14,5	21,7
250000	3,5	7,9	12,0	0,5	1,1	1,7	2,6	0,58	1,3	2,0	3,5	5,2
300000	1,3	2,9	4,5	0,1	0,3	0,4	0,6	0,14	0,3	0,5	0,8	1,2
350000	0,5	1,1	1,7	0,0	0,1	0,1	0,1	0,03	0,1	0,1	0,2	0,3
400000	0,2	0,4	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,01	0,0	0,0	0,0	0,1
450000	0,1	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
500000	0,0	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0