

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM TECNOLOGIA AMBIENTAL E RECURSOS HÍDRICOS

**IDENTIFICAÇÃO DE ÁREAS POTENCIALMENTE
INUNDÁVEIS ASSOCIADAS À RUPTURA HIPOTÉTICA DA
BARRAGEM SANTA MARIA EM DECORRÊNCIA DE
*PIPING***

DEBORAH CARDOSO DA CRUZ

ORIENTADOR: DIRCEU SILVEIRA REIS JR.

CO-ORIENTADOR: CALVIN T. CREECH

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM TECNOLOGIA AMBIENTAL E
RECURSOS HÍDRICOS**

BRASÍLIA/DF: JULHO – 2019

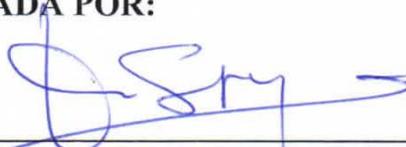
**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**IDENTIFICAÇÃO DE ÁREAS POTENCIALMENTE INUNDÁVEIS
ASSOCIADAS À RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM SANTA
MARIA EM DECORRÊNCIA DE *PIPING***

DEBORAH CARDOSO DA CRUZ

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA
FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE
BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA
A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM TECNOLOGIA
AMBIENTAL E RECURSOS HÍDRICOS.**

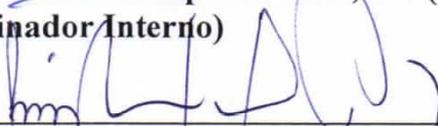
APROVADA POR:



**Prof. Dirceu Silveira Reis Júnior, PhD (ENC-UnB)
(Orientador)**



**Prof. Alexandre Kepler Soares, Dr. (ENC-UnB)
(Examinador Interno)**



**Prof. Luiz Rafael Palmier, PhD (UFMG)
(Examinador Externo)**

BRASÍLIA/DF, 30 DE JULHO DE 2019.

FICHA CATALOGRÁFICA

CRUZ, DEBORAH CARDOSO DA

Identificação de Áreas Potencialmente Inundáveis Associadas à Ruptura Hipotética da Barragem Santa Maria em Decorência de *Piping* [Distrito Federal] 2019.

xxi, 142p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, 2019).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1.Ruptura de barragem

2.Modelagem Hidrodinâmica

3.Onda de cheia

4.Inundação

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CRUZ, D. C. (2019). Identificação de Áreas Potencialmente Inundáveis Associadas à Ruptura Hipotética da Barragem Santa Maria em Decorência de *Piping*. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-225/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 142p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Deborah Cardoso da Cruz.

TÍTULO: Identificação de Áreas Potencialmente Inundáveis Associadas à Ruptura Hipotética da Barragem Santa Maria em Decorência de *Piping*.

GRAU: Mestre

ANO: 2019

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Deborah Cardoso da Cruz

dcardos3@gmail.com

*Àqueles que dedicaram
tempo e recursos à minha formação.*

“All models are wrong, but some are useful.”

-George E. P. Box.

AGRADECIMENTOS

A conclusão desta dissertação de mestrado não seria possível sem o apoio financeiro concedido pela CAPES nos primeiros dois anos de estudo, nem sem a disponibilidade e aceite dos professores Sérgio Koide e Dirceu Silveira Reis Jr., para com minha insistência em desenvolver um estudo de ruptura de barragens no âmbito das pesquisas realizadas pelo PTARH/UnB.

Agradeço, a meu orientador, professor Dirceu Silveira Reis Jr, pela confiança, paciência e cooperação no desenvolvimento do trabalho com sua orientação e revisões finais. Por ter me apresentado à Renato Amorim e à Calvin Creech, indispensáveis ao meu aprimoramento no uso da ferramenta HEC-RAS, a quem também estendo os meus agradecimentos.

Ao professor Léo e, novamente ao professor Koide, pelos apontamentos certos durante o árduo processo para a estabilização do modelo nos meses finais do estudo.

À cooperação da Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (CAESB) e à Companhia Imobiliária de Brasília (TERRACAP), que me permitiram ultrapassar as dificuldades inerentes à aquisição de dados.

À turma de mestrandos PTARH 2017 – Ana Carolina, Dandara, Gustavo, Kamila, Luiz Guilherme, Ramon, Tadeu, Vanesa (Vane), Vanessa Matta, Vinicíus; aos doutorandos Andréia, Daniel, Gilliard, Luis, Maria Elisa e Osmar; aos veteranos, hoje mestres e “mestras” Alice, Ana Alícia, Bárbara, Daiana, Hélio, José Antônio, Rafaella e Thays; aos amigos Guilherme, Helen, Neliany, Lurdinha e Robson, pelos momentos de descontração, apoio moral e amizade. Com certeza vocês fizeram mais leves os meus dias em Brasília.

Ao meu irmão, pelo incentivo e apoio; e aos meus pais, pela confiança e empenho em nos educar.

A Deus, pela dádiva de viver, e a todos que de alguma forma dedicaram tempo e recursos à minha formação; aos que estiveram e estão próximos de mim e que fazem esta vida valer cada vez mais a pena, meu respeito e eterna gratidão.

Muito obrigada!

RESUMO

IDENTIFICAÇÃO DE ÁREAS POTENCIALMENTE INUNDÁVEIS ASSOCIADAS À RUPTURA HIPOTÉTICA DA BARRAGEM DE SANTA MARIA EM DECORRÊNCIA DE *PIPING*

Este estudo investigou a área a ser inundada pela onda de cheia proveniente da ruptura hipotética de uma barragem de terra e enrocamento por *piping*. Localizada no Distrito Federal, no Parque Nacional de Brasília, a barragem Santa Maria foi concluída em 1971 para suprir demandas por água. A onda de cheia causada por sua provável ruptura percorreria cerca de 15 km, afetando ecossistemas naturais preservados e de grande relevância ecológica. Além disso, a onda de cheia impactaria a estrutura da barragem do Torto e causaria danos às propriedades, infraestrutura viária e à população localizada às margens do ribeirão do Torto antes de amortecer na vertente norte do Lago Paranoá. A previsão da brecha, o hidrograma de ruptura e sua propagação a jusante foram realizados no modelo computacional HEC-RAS 5.0.7. A simulação não permanente foi executada para três cenários – com níveis do reservatório em dia seco, cheia decamilenar e operação extrema. As simulações mostraram que a equação de Von Thun e Gillette (1990) gera a pior configuração da brecha, alcançando a maior vazão de pico em menor tempo. Os resultados confirmam que o vertedouro da barragem de Torto não é capaz de escoar as vazões associadas ao volume liberado pela ruptura da barragem Santa Maria. Finalmente, os resultados demonstram que em cerca de 55 minutos, uma área de aproximadamente 1,87 km², às margens do ribeirão do Torto e da vertente norte do lago Paranoá, será atingida com velocidades de mais de 4 m/s e profundidades do escoamento atingindo cerca de 0,7-3 m. Este estudo, portanto, fornece as áreas potenciais de inundação que, com análise adequada, podem ajudar no desenvolvimento de planos de resposta a emergências a fim de mitigar a perda catastrófica da vida, impactos significativos no ambiente, deslocamento de comunidades e outros grandes danos estruturais.

ABSTRACT

IDENTIFICATION OF POTENTIALLY FLOODED AREAS ASSOCIATED WITH THE HYPOTHETICAL RUPTURE OF SANTA MARIA DAM DUE TO PIPING

This study investigated potential flood inundation areas due to a hypothetical failure of an embankment dam by piping. Located in the Federal District of Brazil in the Brasília National Park, Santa Maria dam was finished in 1971 to supply water needs. The flood wave caused by its hypothetical failure would travel about 15 km, affecting preserved natural ecosystems of great ecological relevance. In addition, this flood wave would impact the structure of the Torto dam; and cause damage on properties, road infrastructure, and population located around the banks from Torto creek before attenuating in the north branch of Paranoá Lake. The breach configuration, the outflow hydrograph, and its propagation downstream were performed in the computational model HEC-RAS 5.0.7. The unsteady flow simulation was run for three scenarios – sunny day; 10,000-year flood; and extreme operation reservoir water levels. The simulations showed that the equation proposed by Von Thun and Gillette (1990) generates the worst breach configuration, reaching the highest peak flow in a shorter time. The results confirm that the Torto dam spillway is not capable of flows associated with the volume released from the Santa Maria dam break. Finally, results demonstrated that in approximately 55 minutes, an area of approximately 1.87 km², located around the banks from Torto creek and Paranoá Lake would be hit with velocities upwards of 4 m/s and flow depths reaching about 0.7-3 m in this area. Therefore, this study provides potential flood areas that, with appropriate analysis, can assist in the development of emergency response plans to mitigate catastrophic life loss, significant impacts on the environment, displacement of communities and other major structural damage.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	xii
Lista de Tabelas	xviii
Lista de Abreviaturas.....	xx
1- INTRODUÇÃO	1
2- OBJETIVOS	4
2.1- Objetivo Geral	4
2.2- Objetivos Específicos	4
3- FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	5
3.1- Segurança de barragens	5
3.2- Legislação brasileira.....	6
3.3- Barragens no Distrito Federal.....	8
3.4- Estudo da ruptura hipotética de barragens.....	9
3.4.1- Panorama geral	9
3.4.2- Mecanismos de ruptura.....	15
3.4.2.1- Galgamento	17
3.4.2.2- Erosão interna por <i>piping</i>	18
3.4.2.3- Avaliação de riscos da barragem.....	19
3.4.3- Formação da brecha e seus parâmetros	21
3.4.3.1- Evolução paramétrica da brecha	25
3.4.3.2- Hidrograma de ruptura e vazão de pico.....	31
3.4.3.3- Abordagem determinística	34
3.4.4- Modelagem hidrodinâmica da onda de cheia	36
3.4.5- Contribuição para a gestão de riscos	41
4- ESTUDO DE CASO: BARRAGEM SANTA MARIA-TORTO.....	43
4.1- Área do estudo	44

4.1.1-	Região hidrográfica	46
4.1.2-	Relevo, geologia e solos	47
4.1.3-	Cobertura vegetal.....	49
4.1.4-	Uso e ocupação do solo	49
4.2-	Barragem Santa Maria	51
4.2.1-	Caracterização técnica da barragem	51
4.2.2-	Empreendimentos localizados a jusante	54
5-	METODOLOGIA.....	60
5.1-	Estratégia de ação	60
5.2-	Dados empregados.....	60
5.3-	Determinação do modo de ruptura e cenários	62
5.4-	Modelagem da formação da brecha de ruptura	64
5.4.1-	Equações de regressão utilizadas.....	64
5.4.2-	Cálculo dos parâmetros da brecha	65
5.4.3-	Obtenção da vazão de pico e do hidrograma de ruptura.....	66
5.5-	Modelagem numérica da propagação da onda de cheia	68
5.5.1-	Preparação do relevo	68
5.5.2-	Preparação da geometria do modelo.....	71
5.5.2.1-	Traçado do curso d'água e das seções transversais.....	71
5.5.2.2-	Estrutura de barramento	75
5.5.3-	Simulação no regime não permanente.....	76
5.5.3.1-	Determinação dos valores dos coeficientes de rugosidade	77
5.5.3.2-	Condições de contorno e iniciais.....	79
5.5.3.3-	Estabilização do modelo.....	83
5.5.4-	Identificação das áreas potencialmente inundáveis	84
6-	RESULTADOS E DISCUSSÃO	86
6.1-	Brecha de ruptura.....	86
6.2-	Hidrograma da ruptura.....	87

6.3-	Análise de sensibilidade: coeficiente de Manning	90
6.4-	Verificação entre os volumes afluentes e propagados.....	91
6.5-	Propagação da onda de cheia.....	93
6.6-	Áreas inundadas.....	96
7-	CONCLUSÕES.....	103
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105
	APÊNDICE	111
	ANEXO I.....	115

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Anomalias que podem ocasionar a falha de estruturas de barramento. FONTE: adaptado de Nebraska Department of Natural Resources (2018).....	15
Figura 2 – Evolução de brecha provocada por galgamento: (i) brecha inicial; (ii) brecha intermediária; e (iii) momento final com erosão lateral. FONTE: adaptado de Johnson (1976) <i>apud</i> Jónatas (2013).....	18
Figura 3 – Evolução de brecha provocada por erosão interna por <i>piping</i> : (1) percolação de água através da barragem; (2) aumento do diâmetro do canal formado; (3) aumento progressivo das dimensões do canal, da vazão e do poder erosivo; e (4) momento final com canal único a céu aberto. FONTE: Gregoretti et al. (2010) <i>apud</i> Jónatas (2013).	19
Figura 4 – Modelo de aproximação para a brecha de ruptura. A brecha se inicia quando o nível de água no reservatório atinge Y_f . O formato trapezoidal é frequente em rompimentos de barragens de terra e enrocamento. FONTE: Froehlich (2008).	22
Figura 5 – Localização da bacia do lago Paranoá no Distrito Federal e situação da barragem de Santa Maria e áreas de jusante. FONTE: da autora.	45
Figura 6 – Unidades hidrográficas da bacia do Lago Paranoá. FONTE: Menezes (2010). .	46
Figura 7 – Mapa geológico da bacia do lago Paranoá. FONTE: Menezes (2010).....	48
Figura 8 – Mapa de solos da bacia do lago Paranoá. FONTE: Menezes (2010).....	48
Figura 9 – Mapa de vegetação do Parque Nacional de Brasília. FONTE: Ferreira <i>et al.</i> (2003).	50
Figura 10 – Mapa de uso e ocupação do solo da bacia do lago Paranoá no ano de 2009. FONTE: Menezes (2010).	51
Figura 11 – Arranjo geral da barragem Santa Maria. FONTE: Perini (2009).....	52

Figura 12 – Seção transversal da barragem pela estaca 17. FONTE: Perini (2009).	52
Figura 13 – Estrutura responsável pela extravasão das vazões excedentes da barragem de Santa Maria: (a) conjunto: vertedouro, rápido e bacia de dissipação; (b) vertedouro do tipo soleira livre, em leque com perfil do tipo Creager. FONTE: Perini (2009).....	53
Figura 14 – Estrutura de captação e adução da barragem de Santa Maria: (a) torre da tomada d’água; (b) interior da galeria sob a barragem-jusante para montante. FONTE: Perini (2009).	53
Figura 15 – Visita à barragem Santa Maria: caracterização e elevação do terreno em metros. FONTE: da autora.	54
Figura 16 – Arranjo geral da barragem Torto. FONTE: adaptado de SEGETH - Ortofotocartas 2009.	55
Figura 17 – Barragem Torto: (a) reservatório, tomada d’água e crista do coroamento; (b) vertedouro soleira livre perfil Creager em leque. FONTE: da autora.	56
Figura 18 – Localização da Região Administrativa Lago Norte. FONTE: Codeplan (2016).	57
Figura 19 –Setorização na Região Administrativa Lago Norte. FONTE: adaptado de Codeplan (2016).	57
Figura 20 – Evolução da ocupação urbana na Região Administrativa Lago Norte. FONTE: adaptado de Codeplan (2016).	58
Figura 21 – Sistema viário da Região Administrativa Lago Norte. FONTE: Codeplan (2016).	58
Figura 22 – Lago Paranoá, vista superior. FONTE: Google satélite (acesso em 2018).	59
Figura 23 – Planejamento dos métodos adotados no estudo de rompimento hipotético da barragem Santa Maria.....	61

Figura 24 – Linhas de navegação para o levantamento batimétrico do reservatório de Santa Maria. FONTE: CAESB.....	62
Figura 25 – Informações de elevação disponíveis no Distrito Federal: (a) Levantamento topográfico escala 1:10.000; (b) levantamento batimétrico do reservatório de Santa Maria; (c) Levantamento topográfico escala 1:2.000 e (d) Pontos cotados. FONTE: da autora, adaptado de CAESB e SEGETH.....	69
Figura 26 – Informações utilizadas na interpolação. FONTE: da autora, adaptado de CAESB e SEGETH.....	70
Figura 27 – TIN ou MDT desenvolvido para o Distrito Federal (elevação em metros). FONTE: da autora.....	70
Figura 28 – MDE do Distrito Federal (elevação em metros). FONTE: da autora.....	71
Figura 29 – RAS Mapper: digitalização do corpo hídrico (em azul) e delimitação das margens esquerda/direita (em vermelho).....	72
Figura 30 – HEC-RAS 5.0.7: seções transversais cobrindo todo o percurso da onda de cheia. Barragem Santa Maria em destaque (rosa).....	73
Figura 31 – HEC-RAS 5.0.7: seções transversais no reservatório Santa Maria.....	74
Figura 32 – HEC-RAS 5.0.7: inserção do “canal piloto” (alinhamento em cinza) a partir da barragem seguindo por todo o percurso da onda de cheia.....	74
Figura 33 – HEC-RAS 5.0.7: inserção dos parâmetros da brecha da barragem Santa Maria.....	76
Figura 34 – HEC-RAS 5.0.7: progressão gradual (senoidal) da brecha.....	76
Figura 35 – HEC-RAS 5.0.7: Guia “ <i>Unsteady Flow Data</i> ” onde devem ser configuradas as condições de contorno em “ <i>Boundary Conditions</i> ”.....	77

Figura 36 – HEC-RAS 5.0.7: Guia “ <i>Unsteady Flow Data</i> ” onde deve ser configurada as condições iniciais “ <i>Initial Conditions</i> ”.....	79
Figura 37 – Hidrogramas sintéticos afluentes ao reservatório de Santa Maria concebidos conforme metodologia proposta por Faria (2016) utilizando o tempo de pico como determinado pelas equações dos diferentes modelos de previsão (que dão título aos gráficos).....	81
Figura 38 – HEC-RAS 5.0.7: Guia “ <i>Unsteady Flow Data</i> ” > “ <i>Options</i> ” > “ <i>Internal RS Initial Stages</i> ” onde são estabelecidos os níveis iniciais.....	82
Figura 39 – HEC-RAS 5.0.7: Configuração da guia “ <i>Unsteady Flow Analysis</i> ”.....	84
Figura 40 – HEC-RAS 5.0.7: Alcance de convergência na solução.	85
Figura 41 – “Dia Seco”: hidrogramas de ruptura calculados pelo HEC-RAS 5.0.7 para os diferentes modelos.....	89
Figura 42 – “Cheia Decamilenar”: hidrogramas de ruptura calculados pelo HEC-RAS 5.0.7 para os diferentes modelos.	90
Figura 43 – “Dia Seco”: efeitos da variação do coeficiente de rugosidade de Manning (+25, +50 e +75%) na vazão de pico e profundidade no pico para os diferentes modelos de previsão.....	91
Figura 44 – “Cheia Decamilenar”: efeitos da variação do coeficiente de rugosidade de Manning (+50 e +75%) na vazão de pico e profundidade no pico para os diferentes modelos de previsão.	91
Figura 45 – Variação do volume propagado pelo HEC-RAS 5.0.7 em relação ao volume esperado (%): (a) seção de entrada do reservatório e (b) seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria.....	92

Figura 46 – “Dia Seco”: nível de água e descarga versus tempo na seção imediatamente a montante da barragem Santa Maria e respectiva curva-chave.	93
Figura 47 – “Dia Seco”: nível de água e descarga versus tempo na seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria e respectiva curva-chave.	94
Figura 48 – “Dia Seco”: propagação da cheia em locais específicos.	95
Figura 49 – “Cheia Decamilenar”: propagação da cheia em locais específicos.	96
Figura 50 – Seções transversais com a profundidade máxima atingida pela ruptura em “Dia Seco” e “Cheia Decamilenar”.....	99
Figura 51 – “Dia Seco”: profundidades máximas atingidas, em metros.	100
Figura 52 – “Dia Seco”: duração da cheia em que a lâmina d’água excede em 30 cm o nível normal, em horas.	100
Figura 53 – Mancha de inundação causada pelo eventual rompimento da barragem Santa Maria.....	102
Figura 54 – Curva de frequência das cotas de nível d’água diárias atingidas no reservatório da barragem de Santa Maria no período de 13 de fevereiro de 1987 a 31 de maio de 2008. FONTE: Perini (2009).	115
Figura 55 – Tempo aproximado de rebaixamento do nível d’água do reservatório da barragem de Santa Maria, entre as cotas 1.072 e 1.073 m, considerando apenas a descarga do vertedouro. FONTE: Perini (2009).	117
Figura 56 – Paramentos da barragem de Santa Maria: (a) Talude de montante: falhas na proteção com o surgimento de buracos de erosão. (b) Talude de jusante: falhas na proteção e indícios de erosão superficial. FONTE: adaptado de Perini (2009).	118
Figura 57 – Localização dos filtros, drenos e áreas úmidas a jusante da barragem.	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Alguns dos casos de ruptura ao longo da história. FONTE: adaptado de Brasil (2005), Lauriano (2009) e FEMA (2013).....	7
Tabela 2 – Modelos hidrodinâmicos. FONTE: adaptado de ICOLD (1998) e FERC (2014).	13
Tabela 3 – Relação entre nível de detalhamento desejado, abordagem para formação da brecha e modelo hidrodinâmico apropriado. FONTE: adaptado de FERC (2014).	14
Tabela 4 – Modos típicos de falha. FONTE: adaptado de FEMA (2013).....	16
Tabela 5 – Determinação dos parâmetros para formação de brecha por diferentes países por tipo de barragem. FONTE: Brasil (2005) <i>apud</i> Cestari Júnior (2014) adaptado.	23
Tabela 6 – Variação de C_b conforme volume do reservatório (m^3 , m). FONTE: Von Thun & Gillette (1990).	27
Tabela 7 – Equações empíricas para determinação da largura média da brecha (em metros). FONTE: adaptado de Wahl (2004) e Froehlich (2008).....	28
Tabela 8 – Largura da brecha: intervalo de confiança acerca de valor hipotético 1,0. Os valores podem ser utilizados como multiplicadores para obter o intervalo de previsão para um caso específico. FONTE: adaptado de Wahl (2004).	29
Tabela 9 – Equações empíricas para determinação do tempo de formação da brecha (em horas). Todas as equações usam unidades métricas (m, m^3 , m/s^2). FONTE: adaptado de Wahl (2004) e Froehlich (2008).	31
Tabela 10 – Tempo de formação da brecha: intervalo de confiança acerca de valor hipotético 1,0. Os valores podem ser utilizados como multiplicadores para obter o intervalo de previsão para um caso específico. FONTE: adaptado de Wahl (2004).....	31

Tabela 11 – Hidrogramas de ruptura. FONTE: adaptado de Brasil (2005).....	32
Tabela 12 – Duas das principais relações matemáticas para a determinação da vazão de pico em barragens de terra.....	33
Tabela 13 – Vazão de pico: intervalo de confiança acerca de valor hipotético 1,0. Os valores podem ser utilizados como multiplicadores para obter o intervalo de previsão para um caso específico. FONTE: adaptado de Wahl (2004).	34
Tabela 14 – Dados considerados no cálculo da brecha de ruptura da barragem Santa Maria.	66
Tabela 15 – Coeficiente de rugosidade de Manning para a planície de inundação conforme a literatura. FONTE: adaptado de Porto (2006)	78
Tabela 16 – Parâmetros geométricos e tempo de formação da brecha de ruptura estimados.	86
Tabela 17 – Estimativas de incerteza na largura média da brecha aplicando Wahl (2004). 87	
Tabela 18 – Vazões de pico estimadas pelos métodos de previsão, e pelo modelo HEC-RAS 5.0.7 na coluna em destaque, na seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria.....	88
Tabela 19 - Análise incremental entre os cenários adotados.....	97
Tabela 20 – Área inundada.....	101
Tabela 21 – Principais características da barragem de Santa Maria (conteúdo conforme ANA (2016a)).	111
Tabela 22 – Principais características da barragem do Torto (conteúdo conforme ANA (2016a)).	112

LISTA DE ABREVIATURAS

ADASA	Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal
ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
ANA	Agência Nacional de Águas
ANM	Agência Nacional de Mineração
APMR	Análise de Potenciais Modos de Ruptura
ASTER	Advanced Spaceborne Thermal Emission Reflection Radiometer
CAESB	Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal
CFD	Computational Fluids Dynamics
Codeplan	Companhia de Planejamento do Distrito Federal
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
DF	Distrito Federal
EPIA	Estrada Parque Indústria e Abastecimento ou DF-003
EPPR	Estrada Parque Paranoá ou DF-005
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FERC	Federal Energy Regulatory Commission
HEC-RAS 5.0.7	Hydrologic Engineering Center's River Analysis System
ICOLD	International Commission on Large Dams
LIDAR	Light Detection And Ranging
MDE	Modelo Digital de Elevação
MDT	Modelo Digital do Terreno
NA	Nível d'água
NOVACAP	Companhia Urbanizadora da Nova Capital
NWS	National Weather Service
PAE	Plano de Ação Emergencial
PIB	Produto Interno Bruto
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PRODABEL	Empresa de Informática e Informação do Município de Belo Horizonte
PSB	Plano de Segurança da Barragem
RA	Região Administrativa

SEGETH	Secretaria de Estado de Gestão do Território e Habitação
SHIN	Setor Habitacional Individual Norte
SICAD-CHUÁ	Sistema Cartográfico do Distrito Federal
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SISNAMA	Sistema Nacional do Meio Ambiente
SML	Setor de Mansões do Lago Norte
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
SWE	Shallow Water Equations
TERRACAP	Companhia Imobiliária de Brasília
UHE	Usina Hidrelétrica
USACE	United States Army Corps of Engineers

1- INTRODUÇÃO

Barragens, em uma definição geral, são estruturas de engenharia concebidas em um curso d'água com finalidade de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou misturas de líquidos e sólidos. A construção de barragens constitui parte importante da infraestrutura necessária ao desenvolvimento e manutenção das atividades socioeconômicas de um país. As barragens podem servir aos fins de irrigação e abastecimento humano, para a geração de energia elétrica, recreação e lazer, como medida estrutural no controle de enchentes e inundações tanto em áreas rurais quanto em centros urbanos, e, finalmente, como local para disposição de resíduos perigosos ou sem valor comercial agregado (rejeitos da mineração, por exemplo).

Das 24.092 barragens registradas no Brasil (ANA, 2018), 70% atendem a finalidades ligadas ao agronegócio (irrigação, dessedentação de animais e aquicultura) e 3% servem como contenção de rejeitos de mineração. No ano de 2018, o valor da produção mineral totalizou 88,5 bilhões de reais (ANM, 2019) e, no terceiro trimestre de 2018, o agronegócio representou 21,6% do PIB, mantendo a participação de 2017 (BRASIL, 2019). Esses são exemplos de atividades estratégicas para a economia do país associadas a obras de infraestrutura de barragens.

Apesar de serem úteis à manutenção das atividades econômicas e sociais, essas estruturas oferecem perigo. Em geral, quanto maior a altura de um barramento, maior o volume armazenado no reservatório e maior o dano potencial associado à sua provável ruptura, dado o poder destrutivo da força de impacto, quando o volume do que é armazenado é liberado subitamente.

Cheias, falha estrutural, acidentes e/ou incidentes operacionais, eventos sísmicos, sabotagem, ato de guerra, seja qual for a causa que leve ao rompimento de uma barragem, as consequências decorrentes do colapso dessas estruturas costumam ser bastante sérias. Os riscos à vida e à propriedade das populações instaladas a jusante e ao meio ambiente podem ser catastróficos, dependendo da substância armazenada, da cota máxima atingida pela passagem da onda de cheia, da quantidade de pessoas que habitam o local, da infraestrutura existente, do tempo e das condições para evacuação.

No Brasil, estudos relacionados à propagação da onda de cheia ocasionada pela ruptura hipotética de barragens avaliaram questões relativas à determinação da extensão das áreas inundadas; à propagação da cheia ocasionada por rompimentos em cascata (PEREIRA *et al.*, 2003); à análise da propagação da onda de cheia, utilizando as abordagens uni e bidimensional

(BRASIL, 2005), bem como a comparação de resultados obtidos por dois modelos unidimensionais (LAURIANO, 2009).

A realização de estudos de ruptura hipotética de barragens ganhou expressividade com a regulamentação da Lei 12.334 de 20 de setembro de 2010 que estabeleceu, no país, a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e criou o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). De acordo com a legislação, a entidade pública ou órgão do governo que cede a outorga de uso do recurso hídrico é responsável pelo enquadramento e classificação da barragem quanto à Categoria de Risco e quanto ao Dano Potencial Associado ao seu provável rompimento.

No Distrito Federal (DF) há 38 barragens enquadradas pela legislação vigente (ANA, 2017). Dessas, três foram classificadas como de Dano Potencial Associado Alto. A barragem do Torto data da época da construção de Brasília (1960), a barragem Santa Maria foi erguida entre os anos de 1969 a 1971 e o barramento do Descoberto, construído entre 1971 e 1973, é a obra mais nova com 45 anos. As barragens estão sob responsabilidade da Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (CAESB) que deve apresentar um Plano de Segurança das Barragens, contendo um Plano de Ação Emergencial (PAE).

O PAE, segundo Cestari Júnior *et al.* (2015), “consiste em uma estratégia que identifica condições de emergência em potencial da barragem e estabelece ações a serem seguidas com a finalidade de mitigar o efeito provocado por uma onda de cheia, quer seja por defluências induzidas ou pela onda provocada pela ruptura de uma barragem”. A preparação do PAE, conforme a legislação, está associada ao desenvolvimento de estudos de mapeamento da inundação provocada pela ruptura hipotética de barragens com potencial de risco alto e significativo, onde a perda de vida, danos à propriedade e ao ambiente são prováveis devido ao impacto da onda de cheia liberada abruptamente pela falha da barragem. Além disso, mesmo a jusante das barragens de baixo risco, é importante identificar as zonas de inundação para informar o público sobre os perigos, não estudados e não mapeados, de se instalar a jusante (FEMA, 2013).

Já sob os encaminhamentos da Política Nacional de Segurança de Barragens, os estudos da propagação da onda de cheia proveniente da ruptura hipotética de barragens têm abordado aspectos como: obtenção de cotas de inundação associadas à probabilidades de não excedência (LARA, 2016; RESENDE *et al.*, 2017); análise das manchas de inundação resultantes de diversos

cenários com variação dos modelos digitais de elevação utilizados (NETO, 2016); e avaliação dos riscos associados ao rompimento previamente à implantação do empreendimento (JÚNIOR & COELHO, 2017). Os últimos acidentes ocorridos no país com barragens que armazenam rejeitos da mineração têm sido objeto de investigação em estudos de retroanálise de ruptura de barragem, como os trabalhos desenvolvidos por Rocha (2015) e Machado (2017). Ferla (2018) comparou metodologias simplificadas com estudos de ruptura de barragens obtidos com o uso do *software* HEC-RAS unidimensional para descobrir se alguma metodologia mais simples pode ser uma alternativa viável como análise preliminar de rupturas de barragens.

O presente estudo propõe identificar as possíveis áreas de inundação associadas ao hidrograma da ruptura hipotética da barragem Santa Maria, reservatório de água mantido para fins de abastecimento no Distrito Federal, Brasil. Tradicionalmente, a propagação da onda de cheia proveniente da ruptura de barragens é modelada pelas equações completas de Saint-Venant ou Equações de Águas Rasas (do inglês, *Shallow Water Equations – SWEs*). Entre os modelos computacionais que resolvem as equações completas de Saint-Venant, o HEC-RAS 5.0.7, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE), foi escolhido para modelar a formação da brecha, obter o hidrograma de ruptura e propagá-lo a jusante.

2- OBJETIVOS

2.1- OBJETIVO GERAL

Simular computacionalmente o rompimento hipotético da barragem Santa Maria, responsável por cerca de 20% do abastecimento de água à população do Distrito Federal.

2.2- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- 1) Obter o hidrograma resultante oriundo da formação da brecha considerando a hipótese de ruptura por *piping*.
- 2) Realizar estudo hidrodinâmico de propagação da onda de cheia e identificar as áreas potencialmente inundáveis.

3- FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1- SEGURANÇA DE BARRAGENS

Há mais de 5.000 anos as barragens têm sido estruturas vitais à organização e desenvolvimento da sociedade humana. Algumas das barragens mais antigas de que se tem conhecimento, segundo Jansen (1980) *apud* Lauriano (2009), situavam-se no Egito, Oriente Médio, Extremo Oriente e Índia. A construção de barragens foi intensificada com a Revolução Industrial e durante os séculos seguintes, de maneira que a maioria das barragens existentes hoje foi construída no século XX (LAURIANO, 2009).

Um maior grau de segurança ao longo da vida útil de uma barragem tem sido assegurado graças aos avanços na compreensão dos fenômenos hidrológicos e hidráulicos, na tecnologia associada ao processo de construção e a definição de normas regulamentadoras (BRASIL, 2005). Parte desse conhecimento ocorreu em função das lições aprendidas a partir de acidentes que aconteceram ao longo da história. Alguns dos principais acidentes são apresentados na Tabela 1 (página 7), assim como as principais características das barragens e consequências.

O Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD) considera como grandes barragens aquelas que atendam a pelo menos um desses critérios: altura maior que 15 m; altura entre 10 e 15 metros e comprimento maior que 500 m ou volume do reservatório maior que 1 hm³ ou vazão de projeto do vertedouro maior que 2.000 m³/s (BRASIL, 2005).

Um estudo de 179 casos históricos de ruptura de barragem publicado no *Bulletin 99*, do ICOLD (1995) *apud* Brasil (2005) constatou 2,2% de falhas para barragens construídas até 1950 e 0,5% para barragens construídas após 1951, um indicativo de que a porcentagem dos colapsos de barragem diminuiu nas últimas 4 décadas. O maior número de falhas ocorreu com barragens mais novas, em geral nos 10 primeiros anos de vida do empreendimento, em especial no primeiro ano. Os casos mais frequentes de ruptura de barragens de concreto envolvem problemas nas fundações – 21% devido a erosões internas e 21% devido a deslizamentos. Para barragens de terra, o galgamento representa 49% dos casos de ruptura, seguido por erosão interna progressiva (*piping*), com 28%, e erosão interna das fundações, com 17%. A incapacidade de extravasão dos vertedores durante a passagem de cheias extremas é a causa primária de ruptura em 22% dos casos analisados e secundária em 39% dos casos.

Nos Estados Unidos, entre janeiro de 1975 a janeiro de 2011, ocorreram 656 casos de rupturas de barragem. Desses, 70,9% ocorreram por galgamento, 14,3% por erosão interna progressiva e 1,7% por razões relacionadas à operação do vertedouro. Em 4,9% dos casos a causa não foi identificada. O resultado completo é apresentado em FEMA (2013).

De acordo com Menescal (2007) *apud* Lara (2016) o Brasil contabilizou, entre os anos de 2003 e 2007, pelo menos 400 acidentes envolvendo obras hídricas, sendo maior que 24 o número de mortos devido a rupturas de barragens.

Apesar de serem raros os colapsos de estruturas de reservação, as consequências catastróficas destacam a necessidade de previsão para fins de controle, elaboração de medidas mitigadoras e, principalmente, salvamento das populações instaladas a jusante. Os mapas de inundação, gerados a partir do estudo de ruptura hipotética de barragens, auxiliam na gestão de risco no que tange ao planejamento de ações de evacuação e salvamento, bem como na definição das áreas sujeitas à inundação e que, em tese, não deveriam ser ocupadas.

3.2- LEGISLAÇÃO BRASILEIRA

A legislação brasileira sobre segurança de barragens é recente e informações provenientes dos órgãos de fiscalização, que seguem adequando as suas estruturas à nova legislação, começam a ser disponibilizadas. O grande mérito da legislação foi definir as responsabilidades em relação a manutenção da integridade estrutural e operacional das barragens. O empreendedor é o responsável legal pela barragem e por garantir sua segurança e as entidades públicas devem cadastrar, enquadrar, classificar e fiscalizar os empreendimentos.

A segurança de barragens é a condição que visa manter a integridade estrutural e operacional da barragem e a preservação da vida, da saúde, da propriedade e do meio ambiente. No Brasil, a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB).

Tabela 1 – Alguns dos casos de ruptura ao longo da história. FONTE: adaptado de Brasil (2005), Lauriano (2009) e FEMA (2013).

Barragem	Ano de construção	Tipo	Material/ Volume	Ano de ruptura	Consequências
South Fork (EUA)	1838	Terra e enrocamento	Água (13 hm ³)	1889	2.200 mortes
St. Francis (EUA)	1926	Concreto em arco	Água (24 hm ³)	1928	400 mortes 6 municípios atingidos 86 km impactados
Veja de Tera (Espanha)	1956	Concreto em contraforte	Água (8 hm ³)	1959	144 mortes
Orós (CE/Brasil)	-	Terra e enrocamento	Água	1960	340 km impactados
Baldwin Hills (EUA)	1951	Aterro	Água (0,98 hm ³)	1963	5 mortes 41 casas destruídas 986 casas danificadas
Buffalo Creek* (EUA)	1968	Próprio rejeito	Água e rejeitos (0,6 hm ³)	1972	120 mortes 500 casas destruídas
Teton (EUA)	1975	Terra	Água (308 hm ³)	1976	11 mortes 25.000 desabrigados
Euclides da Cunha/ Armando Salles de Oliveira (SP/Brasil)	1958/ 1966	Terra e enrocamento	Água	1977	4.000 casas atingidas
Camará (PB/Brasil)	2002	Concreto gravidade	Água (17 hm ³)	2004	6 mortes 1.500 desabrigados 6 municípios atingidos 20 km impactados Desabastecimento 2.000 desabrigados
São Francisco (MG/Brasil)	1995	Aterro compactado	Resíduos de bauxita	2007	Inundação de áreas agricultáveis Mortandade de peixes Desabastecimento
Fundão* (MG/Brasil)	2008**	Alteamento a montante c/ próprio rejeito	Água e rejeitos (32 hm ³)	2015	18 mortes 1 desaparecimento 725 desabrigados 640 km impactados Desabastecimento
Córrego do Feijão* (MG/Brasil)	1976**	Alteamento a montante	Água e rejeitos (12 hm ³)	2019	248 mortes 22 desaparecimentos

* Método e dinâmica de construção distinto das barragens construídas para fins de acumulação de água.

** Construção do dique de partida.

A Lei 12.334 se aplica às barragens destinadas à acumulação de águas para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais que apresentem pelo menos uma das seguintes características (BRASIL, 2010): (I) altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15 m (quinze metros); (II) capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³ (três milhões de metros cúbicos); (III) reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis; (IV) categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, conforme definido no art. 6º. De acordo com a lei, o empreendedor é o responsável legal pela segurança da barragem e as entidades integrantes do Sistema Nacional do Meio Ambiente (SISNAMA) estão responsáveis pela fiscalização conforme a finalidade atendida pela barragem.

Outra responsabilidade dos agentes fiscalizadores é a classificação das barragens. De acordo com o texto da referida lei, uma barragem deve ser classificada por categoria de risco e por dano potencial associado observando os critérios estabelecidos pela Resolução Nº 143, de 10 julho de 2012, do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). A classificação por categoria de risco (alto, médio ou baixo) ocorre em função das características técnicas, do estado de conservação do empreendimento e ao atendimento ao Plano de Segurança da Barragem (PSB). A classificação por categoria de dano potencial associado à barragem (alto, médio ou baixo) ocorre em função do potencial de perdas de vidas humanas e dos impactos econômicos, sociais e ambientais decorrentes da ruptura da barragem.

As barragens que servem à acumulação de água para usos múltiplos estão sob a competência da Agência Nacional de Águas (ANA) ou dos órgãos gestores estaduais de recursos hídricos, conforme tenha sido o órgão que cedeu a outorga de uso dos recursos hídricos. A outorga é concedida por órgão federal quando o corpo hídrico atravessa pelo menos dois estados da federação e por órgão gestor estadual quando o corpo hídrico se encontra em sua totalidade dentro dos limites fronteiriços do estado.

3.3- BARRAGENS NO DISTRITO FEDERAL

O mapa de distribuição de barragens disponível na página *web* da Agência Nacional de Águas (ANA, 2017) indica a localização de 38 barragens no Distrito Federal. Dessas, 11 foram cadastradas pela própria ANA e 27 barragens cadastradas pela entidade fiscalizadora estadual, a Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal (ADASA/DF).

Das 38 barragens cadastradas e já classificadas pelas respectivas entidades fiscalizadoras no Distrito Federal, três barragens da Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (CAESB), que armazenam água para fins de abastecimento humano, foram classificadas como de Dano Potencial Associado Alto. A ANA, órgão que emitiu outorga de uso de recursos hídricos com a finalidade de reservação à CAESB, classificou as barragens do Descoberto, de Santa Maria e do Torto, e exige do empreendedor a elaboração do Plano de Ação Emergencial nos termos de sua resolução nº 236, de 30 de janeiro de 2017 (BRASIL, 2017). Para essas barragens deve ser realizado um estudo da ruptura hipotética de barragens para determinação das áreas potencialmente inundáveis e posterior preparação do Plano de Ação Emergencial.

3.4- ESTUDO DA RUPTURA HIPOTÉTICA DE BARRAGENS

3.4.1- Panorama geral

O estudo de ruptura hipotética de barragem é uma tentativa de previsão das consequências causadas pelo esvaziamento abrupto do reservatório ao longo do vale de jusante. Collischonn & Tucci (1997) apontam que tal estudo é útil para a determinação de regras operacionais de reservatórios, para o estabelecimento de critérios de ocupação das áreas que podem ser atingidas e para a elaboração de planos de evacuação da população. Os principais produtos nesse tipo de estudo são a obtenção da velocidade máxima da onda, o tempo de chegada da mesma em locais a jusante que sejam de interesse e as cotas máximas atingidas. Os últimos resultados são muito importantes para o desenvolvimento do mapeamento da zona de inundação de ruptura de barragens.

O mapeamento das áreas inundadas fornece informação necessária para o planejamento de mitigação de inundações, para o desenvolvimento do plano de ação emergencial, para o dimensionamento de sistemas de alerta de inundação, para o planejamento de evacuação da população (aqui considerando o tempo de chegada da onda), para orientar políticas de uso e ocupação do solo, e para informar ao público o risco à vida e à propriedade em se instalar a jusante das barragens.

Em engenharia, as tentativas de previsão de consequências são implementadas através da construção de modelos e simulações. Um modelo tenta recriar uma situação real a partir de uma série de hipóteses e construções matemáticas, geralmente dotadas de simplificações que garantem aproximação, mas que dificilmente reproduzem toda a complexidade dos fenômenos reais. O rompimento de uma barragem é um evento de ocorrência rara, cuja estruturação dos

fenômenos é bem conhecida, mas a determinação de suas condições é bem restrita às especificidades de cada caso e permeadas por incertezas. Essas incertezas estão relacionadas a vários fatores relacionados aos fenômenos observados antes e durante uma ruptura: (1) causa do rompimento; (2) formação da brecha e hidrograma de ruptura; (3) propagação matemática do hidrograma pelo traçado geométrico do corpo hídrico; (4) representação da resistência imposta pelo terreno ao escoamento; (5) atenuação da onda no percurso; (6) erosão e depósito de sedimentos; (7) influências do carreamento dos escombros e de estruturas de controle de fluxo, como diques; e (8) efeitos de contração e/ou expansão devido a pontes, bueiros, galerias. Dada a complexidade na modelagem de tais aspectos, é conveniente dividir o estudo em etapas a fim de produzir informações com maior adequação.

Uma metodologia difundida e comumente adotada em estudos desenvolvidos pelas comunidades científica e profissional (BRASIL, 2005; JÚNIOR e COELHO, 2017; MONTE-MOR, 2004) é aquela constante no *Bulletin 111* (ICOLD, 1998). O documento aponta que os estudos de inundações provocadas por ruptura de barragens podem ser divididos em quatro diferentes etapas principais aqui escritas de maneira geral:

- i. Definição e simulação do(s) evento(s) de cheia capaz(es) de provocar a falha da estrutura e seu(s) respectivo(s) hidrograma(s) de ruptura associado;
- ii. Modelagem (física ou numérica) da propagação da onda de inundação no vale a jusante;
- iii. Elaboração dos mapas de inundação, avaliação de danos e prejuízos, e elaboração do plano de ação emergencial; e
- iv. Associação de uma probabilidade de ocorrência a cada cenário de ruptura considerando ainda a incidência de outros eventos simultâneos, tais quais inundações, condições de fragilidade estrutural, acidentes operacionais na barragem, falhas nas estruturas hidráulicas de extravasão etc. Ou seja, realiza análise dos riscos totais associados.

ICOLD (1998) aconselha tal divisão por ser útil na identificação dos efeitos dos diferentes parâmetros que, nos testes de sensibilidade, por ventura apresentem resultados semelhantes (com variações reduzidas) e também por permitir que os resultados obtidos em uma etapa sejam analisados antes de servirem como dados de entrada, *input*, para a etapa seguinte.

É pertinente observar que as três primeiras etapas estão relacionadas com a execução do estudo em si – simulações dos eventos com os respectivos resultados servindo aos interesses de estimativas dos danos e prejuízos e do planejamento das ações preventivas – enquanto que a quarta etapa serve a interesses de tomada de decisão.

No que se refere à execução do estudo em si, a modelagem da formação da brecha antecede toda a análise conforme a metodologia apresentada no *Bulletin 111*. Segundo ICOLD (1998), a falta de informações e dados mais precisos sobre o porquê e como uma barragem se rompe tem sido o fator que limita o avanço dos estudos. As dificuldades nessa parte do estudo estão relacionadas à definição do modo de rompimento e dos parâmetros geométricos (altura, largura, inclinação dos lados) e hidráulicos (vazão de pico e tempo de desenvolvimento da brecha) de formação da brecha para a obtenção do hidrograma de ruptura.

A causa ou mecanismo de ruptura está associado ao tipo de evento que fragiliza as condições de segurança da estrutura (evento de cheia extremo, falha estrutural, falha operacional, sabotagem, sismicidade, ato de guerra). Trabalhos anteriores, como os desenvolvidos por Cestari Júnior *et al.* (2015) e Lara (2016), realizaram a análise de risco a fim de definir a probabilidade total e o evento de maior risco associados ao rompimento da barragem objeto de estudo.

O que determina o modo com que a estrutura se rompe depende, principalmente, da característica estrutural da barragem. Para barragens de concreto em formato de arco habitualmente assume-se que a ruptura é instantânea. Para as demais concepções em concreto, o colapso ocorre em pequeno período de tempo, mas não tão pequeno a ponto de ser considerado instantâneo. Incidentes ocorridos com barragens de terra e enrocamento mostram que o carregamento do material que compõe a estrutura não ocorre rapidamente e nem, na maioria das vezes, em sua totalidade. E, para esse tipo de barragem, a estimativa dos parâmetros geométricos e hidráulicos de formação da brecha é o fator que mais agrega incertezas ao cálculo do hidrograma de ruptura (FEMA, 2013; FROEHLICH, 2008; FROEHLICH & GOODELL, 2012; RESENDE *et al.*, 2015; XU & ZHANG, 2009).

Os métodos concebidos para estimar os parâmetros geométricos e hidráulicos de formação da brecha estão compreendidos em duas abordagens principais. Uma abordagem é a dita determinística, onde um conjunto de parâmetros representativos é definido – geralmente com base em valores empíricos ou observados em rupturas anteriores e cujos resultados produzidos

são mais conservadores, no sentido de que as incertezas ao “se escolher um conjunto de parâmetros a outro conjunto também possível” são negligenciadas. A segunda abordagem é a dita probabilística ou do risco, em que ocorre a associação de uma probabilidade de excedência ao conjunto de parâmetros de formação da brecha. A adoção da abordagem determinística vem sendo desencorajada frente à abordagem probabilística devido, principalmente, à maior assertividade dessa última na constituição de cenários mais realísticos (prováveis).

Dentre as ferramentas disponíveis para a modelagem de formação da brecha há aquelas que apenas geram o hidrograma de ruptura e outras que, além de gerar o hidrograma de ruptura, executam a propagação do mesmo a jusante utilizando um modelo hidrodinâmico.

A propagação da onda de cheia provocada pelo rompimento de barragens têm sido conduzida pela modelagem numérica das equações completas unidimensionais de Saint-Venant. A Tabela 2, a seguir, apresenta uma listagem contendo os principais modelos hidrodinâmicos comumente empregados em estudos de inundação causados pela ruptura de barragens. A lista reúne alguns dos modelos citados pela ICOLD (1998) e pela *Federal Energy Regulatory Commission* (FERC, 2014) que vêm sendo empregados em estudos científicos desde 1998 até os dias mais recentes. Tais modelos (cada qual com aplicações e restrições destacadas na coluna “Características Especiais” na Tabela 2) têm a característica comum de fornecer a solução das equações completas de Saint-Venant para o escoamento não-permanente.

Observa-se na Tabela 2 que os recursos de modelagem da propagação da onda de cheia disponibilizados pelos modelos apresentados são bastante semelhantes. Ainda assim, cada qual apresenta limitações. O modelo FLDWAV, por exemplo, quando comparado ao HEC-RAS, não apresentou capacidades adequadas para todas as complexas condições existentes em rios e nem condições satisfatórias para a calibração, processo avaliado como “muito demorado, trabalhoso e altamente ineficiente” conforme estudo apresentado em 2006 pela *National Weather Service* (NWS) citado em FEMA (2013). Essa avaliação resultou na decisão de integrar o modelo HEC-RAS ao ambiente de previsão operacional da instituição norte americana (NWS) mantendo e melhorando apenas o HEC-RAS, em cooperação com o *Hydrologic Engineering Center* (HEC), USACE. Tal decisão também foi tomada com vistas a favorecer o controle de despesas, uma vez que manter um modelo é mais econômico do que manter ambos de forma independente.

Tabela 2 – Modelos hidrodinâmicos. FONTE: adaptado de ICOLD (1998) e FERC (2014).

Nome	Estudos recentes	Características especiais*	Disponibilidade
HEC-RAS	Lauriano (2009); Cestari Júnior (2014) ; Lara (2016).	a, b, c, d, e, f, g, h, i, k, l, m, n, o, q.	Desde 1995, USACE (gratuito)
FLDWAV	Monte-Mor (2004); Brasil (2005); Lauriano (2009)	a, b, c, d, e, f, g, h, l, m, n, o.	Desde 1998, NWS (gratuito)
MIKE	Mao <i>et al.</i> (2017); Barrera <i>et al.</i> (2010).	a, b, c, d, e, g, h, i, k, l, m, n, o, p, q.	DHI Group
FLO-2D	Haltas <i>et al.</i> (2016).	a, b, c, d, e, f, g, h, i, k, l, m, n, p, q.	EDF

***Características Especiais**

(a) Permite modelagem hidrodinâmica do reservatório. (b) Formação da brecha: galgamento. (c) Formação da brecha: erosão interna (*piping*). (d) Resistência da rugosidade variável no canal. (e) Fluido newtoniano ou não-newtoniano. (f) Sistemas inter-conectados de cursos de água. (g) Regime subcrítico-super-crítico (escoamento misto). (h) Vales encaixados e semi-encaixados (modelagem unidimensional). (i) Vales abertos ou planícies (modelagem bidimensional). (j) Efeitos do transporte de sedimentos (aglomeração/degradação). (k) Interação escoamento superficial-escoamento de base (perdas infiltração/armazenamento). (l) Estruturas de controle de fluxo. (m) Contração e/ou expansão do canal. (n) Efeitos de remanso. (o) Requer estudo de sensibilidade - estabilidade das soluções devem ser testadas com vários intervalos de tempo e distância. (p) Inundação urbana em alta resolução. (q) Integrado com ferramenta SIG.

Outra similaridade entre os modelos apresentados na Tabela 2 é que todos eles são capazes de modelar a formação da brecha para os mecanismos de ruptura por erosão interna progressiva, *piping*, e galgamento gerando o hidrograma da ruptura baseados nos parâmetros determinados para o desenvolvimento da brecha. Tais modelos são ditos modelos paramétricos. Em Haltas *et al.* (2016), por exemplo, os hidrogramas de ruptura para os mecanismos de *piping* e galgamento foram gerados no modelo HEC-RAS e propagados pelo FLO-2D, pois este possui recursos para melhor reproduzir o espalhamento do escoamento em áreas densamente ocupadas.

Excetuando-se o FLDWAV, modelo unidimensional, os demais modelos oferecem dois tipos de modelagem (uni e bidimensional). O modelo MIKE é ainda capaz de combinar os dois tipos de modelagem numa mesma solução (BARRERA *et al.*, 2010; FEMA, 2013). A modelagem unidimensional é útil para simular várias situações, porém há contextos em que a modelagem bidimensional é mais apropriada. De modo geral, a análise unidimensional se torna menos confiável à medida que o relevo de jusante assume características de vale aberto e a planície aumenta.

A diferença entre os modelos listados na Tabela 2 está relacionada ao tratamento dado às restrições sofridas pelo escoamento ao atingir áreas urbanas. Os modelos MIKE e FLOD-2D apresentam recursos, como fatores de redução de área e largura, e valores de rugosidade da superfície, para representar a inundação em áreas urbanas, enquanto os demais apenas calculam as cotas atingidas (altura da lâmina d'água).

Por fim, em um estudo de ruptura hipotética de barragem é importante que as abordagens adotadas sejam capazes de atender, suficientemente, a finalidade do estudo produzindo uma boa compreensão do impacto e das consequências do rompimento. Nesse sentido, FERC (2014) sugere três níveis de detalhamento ou de esforço do estudo e a cada um deles associa as abordagens mais adequadas (Tabela 3).

Tabela 3 – Relação entre nível de detalhamento desejado, abordagem para formação da brecha e modelo hidrodinâmico apropriado. FONTE: adaptado de FERC (2014).

Nível de esforço	Aproximação dos parâmetros da brecha e do hidrograma de saída da ruptura	Modelos numéricos ou métodos computacionais	Regime de simulação numérica
Simplificado	Equações empíricas	SMPDBRK, HEC-1, HEC-HMS, HEC-RAS 4.1	Permanente
Típico	Equações empíricas ou modelos fisicamente embasados	HEC-RAS 4.1, MIKE 11	Não-Permanente
Avançado	Equações empíricas, modelos fisicamente embasados ou aproximações por modelos probabilísticos, usando Monte Carlo na determinação dos parâmetros da brecha	Combinação ou exclusivamente FLO-2D, MIKE 21, HEC-RAS 4.1 e HEC-RAS 5.0 (beta). O emprego de modelos unidirecionais deve ser analisado segundo o grau de confinamento do escoamento ao longo do vale a jusante.	Não-Permanente

Os itens a seguir apresentam uma revisão sobre como tem sido trabalhados os aspectos das quatro etapas da metodologia proposta para estudos de ruptura hipotética de barragens.

3.4.2- Mecanismos de ruptura

Um projeto de barragem reúne aspectos hidrológicos, geotécnicos, estruturais e hidráulicos. A falha da estrutura de barramento pode acontecer devido a inúmeras anomalias (Figura 1) relacionadas aos aspectos considerados no projeto. A estrutura de uma barragem está sujeita ao colapso quando a lâmina d'água ultrapassa os limites de altura da barragem – galgamento; quando o movimento da água através do aterro arrasta partículas até que o aumento do diâmetro seja crítico - erosão interna (ou *piping*); em função de escorregamentos em virtude da instabilidade de taludes; quando há falha da estrutura ou das fundações devido à inadequação de projeto e/ou construção, infiltração, rachaduras e/ou fissuras, vazamentos em tubulação; quando da ação de terremotos/movimentação de terra; quando da ocorrência de falha operacional humana ou dos componentes hidráulicos da estrutura; sabotagem ou atos de guerra.

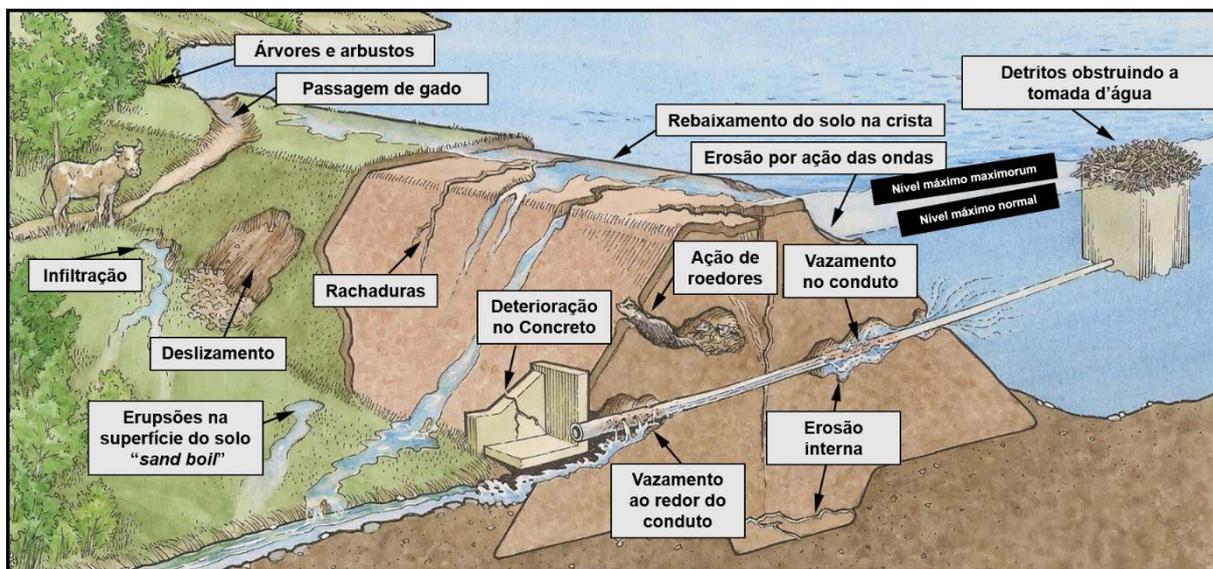


Figura 1 – Anomalias que podem ocasionar a falha de estruturas de barramento. FONTE: adaptado de Nebraska Department of Natural Resources (2018).

FEMA (2013) reúne as principais causas de rompimentos de barragem em cinco tipos de modos de falha: hidrológico, geológico, estrutural, sísmico e influenciado ou causado por falhas humanas (Tabela 4).

Tabela 4 – Modos típicos de falha. FONTE: adaptado de FEMA (2013).

Modo de falha	Ocasionado por
Hidrológico	<p>Galgamento, devido a:</p> <ul style="list-style-type: none"> - inadequação no projeto do vertedor (capacidade). - vertedor bloqueado (mal funcionamento de comportas). - perda de borda livre (assentamento de taludes do aterro ou erosão). - esforço estrutural excessivo de componentes da barragem. <p>Erosão superficial, devido a:</p> <ul style="list-style-type: none"> - vazão intensa (alta velocidade). - ação de ondas.
Geológico	<p>Erosão interna causada por:</p> <ul style="list-style-type: none"> - rachaduras e trincas, fratura hidráulica ou recalque. - inadequação de filtros (dimensionamento). - falha na tubulação de saída. - formação de caminhos através do aterro originados por raízes ou tocas de animais/insetos. <p>Instabilidade de taludes e fraturamento hidráulico:</p> <ul style="list-style-type: none"> - carregamento excede a resistência ao deslizamento na base ou juntas da estrutura.
Estrutural	<p>Barragens de concreto: falha de componentes estruturais críticos. Barragens de terra/enrocamento: falha nos taludes de montante ou jusante.</p>
Sísmico	<p>Terremotos/movimetação de terra.</p>
Influenciado ou causado por falhas humanas	<p>Falha de operação:</p> <ul style="list-style-type: none"> - subida repentina no nível do reservatório, o que ocasiona fluxo através de rachaduras transversais no aterro. - incidentes, incluindo falhas de comportas; interrupção de energia; etc. <p>Atos terroristas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - operação inadequada da barragem propositalmente (sabotagem). - impacto de objeto que remova parte da crista da barragem.

Dessas causas, a ruptura de barragens por meio de galgamento durante uma inundação extrema e erosão interna ou fraturamento hidráulico é a mais frequente. No Reino Unido, a maioria das falhas que causaram perda de vidas também está atribuída à ruptura devido a essas causas. Dos 76 incidentes registrados no Reino Unido entre 2004 e 2013, 32 resultaram principalmente de inundações, e 33 foram resultado de ameaças internas, principalmente a erosão interna (CHARLES *et al.*, 2011). Barragens de terra e enrocamento predominantemente se rompem por galgamento ou erosão interna associada a *piping*. Já o colapso de estruturas de concreto ocorre, na maioria das vezes, em função de falhas na fundação.

A erosão interna é, provavelmente, a principal ameaça remanescente a uma barragem de terra e enrocamento antiga, que não tenha filtros projetados ou componentes que atendam a essa finalidade. Em barragens novas, a erosão interna é evitada por meio de filtros projetados adequadamente e pelo projeto cuidadoso do elemento estanque (CHARLES *et al.*, 2011). Nesse caso, é conveniente assumir que o rompimento da barragem por galgamento seja mais provável.

3.4.2.1- Galgamento

O galgamento ocorre quando a água ultrapassa a cota do coroamento da barragem e escoar sobre a estrutura. Em barragens de terra e enrocamento, o escoamento sobre a estrutura provoca erosão do material do talude de jusante e corte em profundidade a partir do coroamento até atingir a base do aterro. Esses processos fragilizam a estrutura.

A princípio, a localização da região frágil é incerta, mas pode-se prever que a ruptura se inicie na região em que o escoamento se concentre. Outra possibilidade é a existência de uma região com compactação deficiente em qualquer zona do aterro. Essa pode originar um ponto fraco que constituirá, preferencialmente, o núcleo de origem de desenvolvimento da brecha (JÓNATAS, 2013).

A dimensão da brecha depende da duração do galgamento, assim como das propriedades do material e das características do aterro. Segundo Johnson (1976) *apud* Jónatas (2013), a brecha que se forma numa barragem de terra e enrocamento tem no início, preferencialmente, uma forma triangular (Figura 2-i). Uma vez erodido o material menos resistente da barragem, e a manterem-se os níveis elevados da cheia, as geometrias ilustradas na Figura 2-ii e Figura 2-iii podem ser atingidas, com a erosão desenvolvendo-se lateralmente originando a geometria final de forma trapezoidal. A ruptura por galgamento ocorre, geralmente, mais lentamente e pode não ser completa. A extensão dessa erosão lateral depende da dimensão do reservatório e do

volume de água armazenada; o rompimento da barragem de Clinton nos Estados Unidos em 1938, por exemplo, se deu por completo por se tratar de um reservatório grande.

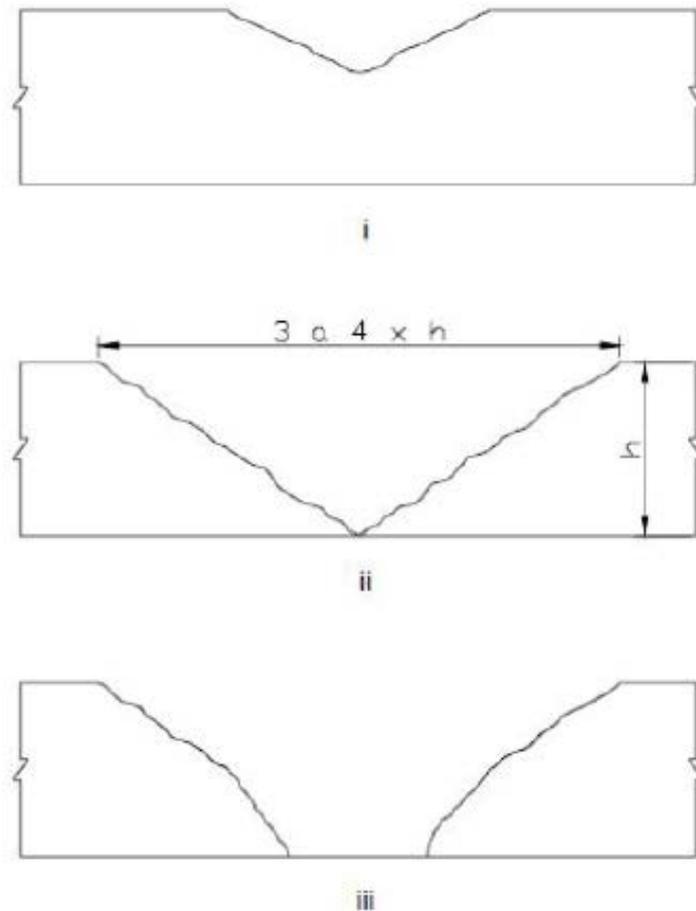


Figura 2 – Evolução de brecha provocada por galgamento: (i) brecha inicial; (ii) brecha intermediária; e (iii) momento final com erosão lateral. FONTE: adaptado de Johnson (1976) apud Jónatas (2013).

3.4.2.2- Erosão interna por *piping*

A erosão interna por *piping* acontece em função da percolação da água através do corpo ou da fundação da barragem (Figura 3-1). O fenômeno ocorre por erosão, com a formação de um “tubo” ou canal que transporta o material do maciço de terra compactada através da barragem. Esse canal tende a aumentar o seu diâmetro à medida que a água percola pelo solo compactado (Figura 3-2). A vazão e o poder erosivo do escoamento crescem à medida que a dimensão do canal aberto pelo escoamento aumenta (Figura 3-3). Esse processo progressivo faz com que a seção do canal atinja dimensões tais que os materiais sobrejacentes acabam por entrar em colapso, formando um único canal a céu aberto (Figura 3-4). A forma final da brecha devido ao fenômeno de *piping* é similar à que ocorre por galgamento da estrutura, ou seja, trapezoidal.

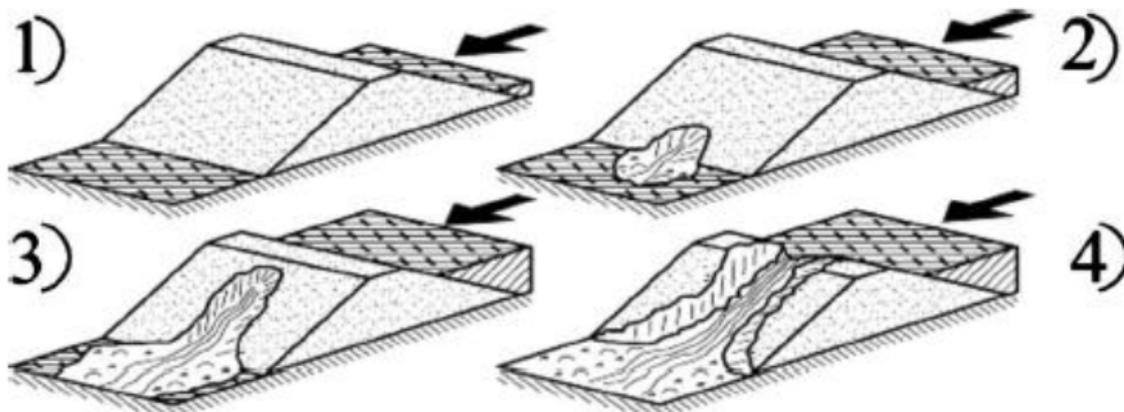


Figura 3 – Evolução de brecha provocada por erosão interna por *piping*: (1) percolação de água através da barragem; (2) aumento do diâmetro do canal formado; (3) aumento progressivo das dimensões do canal, da vazão e do poder erosivo; e (4) momento final com canal único a céu aberto. FONTE: Gregoretti et al. (2010) *apud* Jónatas (2013).

3.4.2.3- Avaliação de riscos da barragem

A avaliação de riscos “permite que as incertezas inerentes à engenharia sejam tratadas de maneira mais transparente e explícita, por meio de análises probabilísticas e de confiabilidade, ao invés de análises determinísticas e dos ‘julgamentos de engenharia’, cujas incertezas ficam implícitas nos valores dos fatores de segurança adotados e na experiência do profissional” (PERINI, 2009).

Em Segurança de Barragens, aplicações de métodos de avaliação de riscos podem servir à percepção e compreensão dos modos de falha aos quais a barragem está sujeita. Dentre as categorias de avaliação do risco citados por Perini (2009), duas apresentam tal abordagem: (1) a Identificação dos Modos de Falha (do inglês, *Failures Modes Identification*) e (2) Avaliações de Risco Quantitativas (do inglês, *Quantitative Risk Assessment*).

Na realização de uma avaliação de riscos, a identificação dos modos de falha é considerada como uma etapa preliminar. No entanto, conforme Perini (2009), essa identificação poderia ser utilizada como uma prática padrão para as demais abordagens tradicionais voltadas para a apreciação de projetos de segurança de barragens. Essa abordagem permite uma apreciação mais ampla da segurança da barragem e constitui uma base para fortalecer muitos aspectos do programa de segurança.

Já as Avaliações de Riscos Quatitativas exprimem, em termo de probabilidades, as percepções e compreensão sobre os modos de falha e, dessa maneira, são úteis para informar aos investidores os riscos (consequências) aos quais os mesmos estão sujeitos. Incertezas nos dados de entrada e nos resultados devem ser consideradas. Ferramentas desenvolvidas para a estimativa das probabilidades e consequências são necessárias e critérios de riscos aceitáveis/toleráveis ainda necessitam de aprimoramento e de aceitação geral (PERINI, 2009).

Em estudos de ruptura hipotética de barragens, a identificação do mecanismo de falha por meio de uma avaliação de riscos pode servir como ponto de partida para a elaboração de cenários de ruptura de ocorrência mais provável, de acordo às condições da barragem. Nesse sentido, a determinação do mecanismo de ruptura a partir de uma avaliação de riscos visa fortalecer o embasamento da escolha dos cenários a serem elencados no estudo, distanciando-os da subjetividade e aproximando-os à realidade de um evento dessa proporção, o que, evidentemente, pode contribuir para a redução da incerteza dessa etapa do estudo.

Cestari Júnior *et al.* (2015) submeteu a barragem daquele estudo à avaliação de risco quantitativa a fim de definir a probabilidade total de ruptura e o evento de ruptura de maior probabilidade de ocorrência associados à barragem da UHE Três Irmãos. O autor, segundo metodologia proposta por Foster & Fell (1999) *apud* Cestari Júnior *et al.* (2015), obteve a probabilidade total de ruptura da barragem UHE Três Irmãos ($P = 2,4 \times 10^{-5}$, valor que classifica a barragem como sendo de “bom desempenho”) e, dentre os eventos definidos como prováveis causas de rompimento, a análise concluiu que a maior probabilidade de ocorrência da ruptura estava associada à erosão superficial causada por galgamento ou volume excepcional liberado por acidente com barragem a montante ($P = 2,3 \times 10^{-5}$).

Lara (2016), por sua vez, realizou uma Análise de Potenciais Modos de Ruptura (APMR) como preconizada pela *Federal Energy Regulatory Commission* (FERC), instituição norte americana pioneira na normatização e regulação de estudos de segurança de barragens – pela qual se concluiu que três diferentes localidades da barragem da UHE Tucuruí apresentavam potencial para o início de uma provável ruptura por erosão interna por *piping*. A APMR é um procedimento informal, executado para levantamento das prováveis formas de ruptura além de outras informações de uma barragem. Essa análise deve ser realizada por um time de profissionais conhecedores da barragem e de engenharia de barragens. Parte-se de uma condição sem cenários pré-concebidos para que a investigação da barragem, como um todo, possibilite: identificar potenciais modos de ruptura relacionados a aspectos operacionais e

estruturais da barragem; melhorar as inspeções de segurança de barragens, ajudando a focar em áreas mais críticas da barragem de interesse; identificar falhas ou omissões de informações; documentar os resultados da análise para subsidiar futuras atividades de inspeções de segurança de barragens, entre outros.

Tais exemplos indicam que a identificação do mecanismo de falha por meio de uma avaliação de riscos quantitativa ou qualitativa (informal), como o processo da APMR, vem sendo adotada para a definição do mecanismo de ruptura em estudos recentes de ruptura hipotética de barragens. Apesar disso, cabe salientar, como exposto em Perini (2009), que a identificação dos modos de falha por meio de uma avaliação de riscos com abordagem de diagnóstico qualitativo não se trata de uma ferramenta para tomada de decisões. Lara (2016) faz semelhante pontuação em relação ao caráter do documento resultante da APMR: “não é caracterizado como um documento de tomada de decisão”, mesmo assim o autor partiu dos resultados do documento para a definição do modo de ruptura da barragem naquele estudo.

3.4.3- Formação da brecha e seus parâmetros

A formação da brecha possui um papel importante nos estudos de rompimentos de barragens, pois determina o hidrograma de ruptura que condiciona o dano ao longo do vale a jusante. Em geral, quanto maior a largura da brecha e menor o tempo de formação da mesma, mais severa será a inundação (FROEHLICH, 2008). No entanto, é a etapa que incorpora maior incerteza, principalmente em um estudo de ruptura hipotética diante da impossibilidade de calibrar o modelo.

A formação da brecha em barragens de terra e enrocamento envolve maiores incertezas. Isso porque, para essa tipologia de barragem, vários fatores como a geometria da barragem, a composição do material, o método construtivo, o tipo e o grau da crista do aterro, a inclinação dos paramentos e cobertura de proteção, dimensões do reservatório, a vazão afluente ao reservatório durante a falha e o modo de falha (Froehlich, 2008) interferem no processo de formação da brecha de forma a reduzir a resistência ao fluxo à medida que as dimensões da brecha aumentam. A ruptura ocorre, geralmente, mais lentamente e pode não ser completa. Estudos como o de Froehlich (2008), Xu e Zhang (2009) e Jónatas (2013) reiteram que o estado final da brecha formada numa barragem de terra e enrocamento assume inclinação lateral com formato trapezoidal (como na Figura 4).

Para barragens de concreto, aspectos relacionados à erodibilidade do material constituinte são praticamente inexistentes, apesar de o carreamento dos escombros a jusante merecer análise.

Além disso, conforme o tipo estrutural, o rompimento pode ser considerado súbito e completo – caso das barragens de concreto em arco, como em Lauriano (2009). No entanto, para barragens de concreto gravidade ou em contraforte, tal pressuposto corresponde menos com a realidade, com o tamanho da brecha podendo ficar limitado a alguns blocos monolíticos, para as quais se admite que a brecha tem formato retangular (LAURIANO, 2009).

Os parâmetros necessários para o desenvolvimento da geometria da brecha em barragens de terra e enrocamento ou concreto são (Figura 4): o nível de água em que a formação da brecha se inicia (Y_f) ou a profundidade crítica de galgamento (H_c), a profundidade final da brecha (H_b), a lagura média da brecha (\bar{B}), a inclinação lateral (z) e o tempo de desenvolvimento/formação da brecha (t_f). Tipicamente, são considerados como parâmetros geométricos a profundidade final da brecha, a lagura média da brecha e a inclinação lateral; e como parâmetros hidráulicos o tempo de desenvolvimento da brecha e a vazão de pico (Q_p) (XU & ZHANG, 2009).

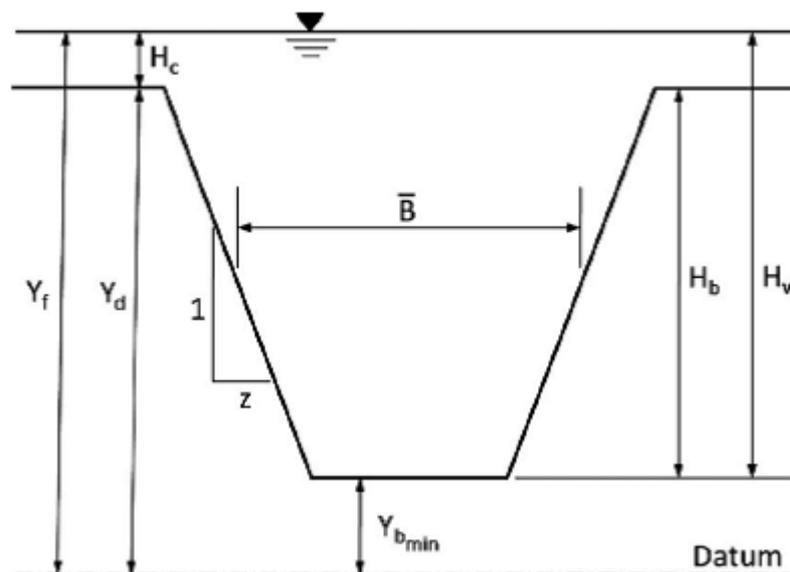


Figura 4 – Modelo de aproximação para a brecha de ruptura. A brecha se inicia quando o nível de água no reservatório atinge Y_f . O formato trapezoidal é frequente em rompimentos de barragens de terra e enrocamento. FONTE: Froehlich (2008).

Instituições públicas competentes e/ou responsáveis por segurança de barragens adotam determinados critérios para a escolha dos parâmetros da brecha. A Tabela 5 apresenta recomendações consideradas razoáveis na Espanha, Estados Unidos e Brasil. Perceba-se o aspecto qualitativo de classificação, em que as práticas utilizadas são função, exclusivamente,

do tipo de barragem segundo o material. Ainda assim, estudos de ruptura de barragens, como o de Barrera *et al.* (2010) adotaram tais critérios.

Tabela 5 – Determinação dos parâmetros para formação de brecha por diferentes países por tipo de barragem. FONTE: Brasil (2005) *apud* Cestari Júnior (2014) adaptado.

País	Tipo de barragem	Tipo de ruptura	Forma da ruptura	Profundidade da brecha	Largura da brecha
Espanha	Arco	Instantânea, entre 5 e 10 minutos	Completa admitindo geometria trapezoidal		
	Gravidade e contrafortes	Instantânea, entre 5 e 10 minutos	Retangular	Até o contato com o leito no pé	O maior entre: 1/3 do comprimento da crista; 3 blocos;
	Terra e/ou enrocamento	$T(h) = 4,8V^{0,5}$ [hm ³]/h[m]	Trapezoidal	Até o contato com o leito no pé	$b(m) = 20(V.h)^{0,25}$ [hm ³]/h[m]
	Barragens mistas	Formular a ruptura de cada uma de suas partes, selecionando o modo e o tipo de ruptura que dê lugar à maior vazão de ponta no hidrograma de ruptura.			
Estados Unidos	Arco	0 a 6 minutos	Completa, igual à parede do vale	H (barr)	Largura total do vale
	Concreto gravidade	6 a 30 minutos	Retangular	H (barr)	Múltiplos inteiros de largura monolíticas
	Terra	0,5 a 4 horas (USACE) 0,1 a 2 horas (NWS)	Vertical a trapezoidal (1:1)	H (barr)	0,5 a 3 vezes a altura da barragem
Brasil	Arco	Menor do que 0,1 horas	Declividade lateral da brecha entre zero e a declividade do vale		Comprimento da crista
	Contraforte	Entre 0,1h e 0,3h	Declividade lateral da brecha normalmente igual a zero		Múltiplos trechos
	Gravidade	Entre 0,1h e 0,3h	Declividade lateral da brecha normalmente igual a zero		Um ou mais trechos

				(usualmente menor do que metade do comprimento da crista)
	Terra e enrocamento	Entre 0,1h e 1,0h (compactada) e entre 0,1h e 0,5h (não compactada)	Declividade da brecha entre 0,25 e 1	Entre 1 e 5 vezes a altura da barragem (normalmente entre 2 a 4 vezes)

Há disponível na literatura modelos para a simulação da formação da brecha segundo aspectos quantitativos e em função de características da barragem e do reservatório. Dentre os modelos, a literatura aponta (1) modelos baseados em equações empíricas de previsão; (2) modelos paramétricos; e (3) modelos baseados em métodos físicos.

Os modelos baseados em equações empíricas de previsão utilizam expressões que relacionam a vazão máxima efluente pela brecha (vazão de pico) com as características da barragem (em geral, altura e volume armazenado). As expressões são desenvolvidas com base em eventos de rupturas passados, e apenas determinam a vazão de pico, ou seja, não simulam a formação da brecha nem definem o hidrograma efluente da mesma. Em geral, tais modelos são de fácil aplicação, pois necessitam de menos dados e coeficientes. No entanto, atenção deve ser dada ao fato de que essas relações de regressão podem apresentar coeficientes de correlação baixos devido à escassez de informação.

Os modelos paramétricos, por sua vez, necessitam que sejam determinadas a geometria (largura e forma final) e o tempo de formação da brecha. As equações desenvolvidas por Macdonald & Langridge-Monopolis (1984), Froehlich (1987), Von Thun & Gillette (1990), Froehlich (1995b), Froehlich (2008) e Xu & Zhang (2009) estão entre as mais recomendadas na literatura para obtenção dos parâmetros de formação da brecha em barragens de terra e enrocamento. Utilizando desses ou de resultados experimentais oriundos de modelos físicos, os modelos paramétricos simulam a evolução da brecha em função do tempo e calculam o hidrograma resultante segundo princípios da hidráulica. O uso desses modelos para simular o processo de formação de cheias em brechas de barragens de terra e enrocamento justifica-se pela dificuldade de descrever a ruptura fisicamente de forma detalhada. Barragens de terra e enrocamento rompem-se de modo gradual, no qual as dimensões da brecha crescem com o tempo. Por esse motivo é bastante popular a adoção da hipótese simplificada de assumir um aumento linear das dimensões da brecha no tempo entre dois estados especificados. Essa hipótese é conveniente,

pois permite a obtenção de hidrogramas de vazão efluente na seção das barragens, segundo Jónatas (2013).

Por fim, os modelos baseados em métodos físicos simulam a evolução da brecha e calculam o hidrograma resultante usando modelos de erosão baseados na realidade física do problema, ou seja, em princípios de hidráulica, transporte sólido e mecânica dos solos. Esses modelos são, usualmente, desenvolvidos acoplando as equações do regime variável às equações da erosão e do transporte sólido (JÓNATAS, 2013).

3.4.3.1- Evolução paramétrica da brecha

Em uma análise de ruptura de barragem a localização, tamanho e tempo de formação da brecha são os aspectos com maior incerteza a serem estimados. Essa simulação pode ser realizada fisicamente ou idealizada como um processo paramétrico, definidos o formato da brecha, seu tamanho final e tempo requerido para sua completa formação.

Há vários métodos para estimar os parâmetros da brecha. Os modelos mais simples predizem a largura média da brecha em função (linear) da altura da barragem ou da altura da lâmina d'água armazenada pela barragem no momento da falha. Modelos um pouco mais sofisticados são capazes de prever parâmetros mais específicos, como largura média da base da brecha, ângulos da inclinação lateral da brecha e tempo de formação da brecha, em função de uma ou da comparação de mais barragens ou das características do reservatório, tais como volume armazenado, altura da lâmina d'água armazenada no momento da falha, profundidade da brecha, entre outros (WAHL, 2004). Em comum, todos esses métodos são baseados em análise de regressão de dados coletados de eventos de ruptura passados.

Determinação da largura da brecha

Previsões acerca do local na estrutura em que a brecha se inicia, a largura a ser atingida e o tempo de formação são importantes para a aplicação de um modelo paramétrico.

Em rupturas por galgamento, a brecha inicia-se no topo da barragem e à medida que a água flui por cima da estrutura inicia-se o processo de erosão que vai alargando e aprofundando a brecha até atingir a fundação (mais resistente à erosão e maior em extensão). A brecha de ruptura formada por *piping* pode começar em qualquer elevação e, a partir daí, com a progressão da erosão, aumentar suas dimensões, expulsando material do topo do maciço. Eventualmente, o material da base do maciço é levado pelo escoamento.

Segundo observações de Froehlich (1987), barragens que se romperam por galgamento tendem a apresentar brechas com maiores larguras. No entanto, Von Thun e Gillette (1990) não confirmaram essa como sendo uma forte tendência para barragens com altura maior que nove metros, e reconhecem que o galgamento pode ter um efeito em iniciar a formação da brecha ao longo de um comprimento da barragem, ao invés de um ponto isolado.

Macdonald & Langridge-Monopolis (1984) analisaram 42 casos de rompimentos em que predominavam barragens de terra, de terra com núcleo de argila e de enrocamento. Em suas informações estavam incluídas barragens de alturas entre 4,27 a 92,96 metros, sendo que 76% das barragens analisadas tinham altura menor que 30 metros e 57% menor do que 15 metros. Quanto ao volume, fizeram parte do estudo barragens de reservatórios com capacidade de armazenamento de 0,037 a 660 hm³. Dessas, 79% das barragens armazenavam volume menor do que 25 hm³ no momento da ruptura. Na metodologia proposta, a largura média da brecha pode ser estimada em relação ao volume de solo removido com a abertura da brecha e assumindo um formato, triangular ou trapezoidal, com inclinação lateral z , de 0,5H: 1,0V. As relações (equações a e b na Tabela 7) indicadas para estimar o volume do maciço removido durante a formação da brecha (V_{er}) consideram o volume de água escoado que formou a brecha (V_w) e a altura de água acima da elevação do fundo da brecha no momento da falha (H_w). A equação (a) deve ser aplicada quando o barramento for constituído por material facilmente erodível, já a equação (b), é indicada quando o material é mais resistente à erosão.

Von Thun & Gillette (1990) observaram um total de 57 casos de rompimento de barragens já tabulados por Macdonald & Langridge-Monopolis (1984) e Froehlich (1987), das quais 37 barragens tinham 9 metros de altura ou mais. Assumindo formato trapezoidal, os autores identificaram os parâmetros largura média da brecha e inclinação lateral de maneira bem simplista e que segundo os mesmos servem para primeiras aproximações, dada a grande variação nos dados históricos. A equação de Von Thun & Gillette (1990), mostrada na Tabela 7, considera a tendência de que, dada a altura de uma barragem, um reservatório maior produz brechas mais largas. Na equação, H_w é a altura de água acima da elevação do fundo da brecha no momento da falha. Para barragens preenchidas com solos coesivos, a adoção de inclinação lateral, z (H), mais íngreme – 0,33 a 0,50 – pode ser mais apropriada, ao invés da inclinação lateral de 1,0H:1,0V proposta. O fator C_b varia conforme o tamanho do reservatório, segundo a Tabela 6.

Tabela 6 – Variação de C_b conforme volume do reservatório (m^3 , m). FONTE: Von Thun & Gillette (1990).

Volume reservatório	C_b
< $1,23 \times 10^6$	6,1
de $1,23 \times 10^6$ até $6,17 \times 10^6$	18,3
de $6,17 \times 10^6$ até $1,23 \times 10^7$	42,7
➤ $1,23 \times 10^7$	54,9

Wahl (1998) *apud* Wahl (2004) aponta que o banco de dados de falhas de barragens utilizado para desenvolver essas relações é relativamente carente de dados de falhas de grandes barragens, tendo cerca de 75% dos casos com barragens com altura inferior a 15 m.

Já Froehlich (1995b) utilizou 63 casos de rompimento de barragens de terra, de terra com núcleo de argila e de enrocamento, com falhas ocorridas devido a *piping*, galgamento e deslizamento para derivar suas relações. Suas informações incluem barragens de alturas entre 3,66 a 92,96 metros, sendo que 90% das barragens analisadas tinham altura menor que 30 metros e 76% altura menor que 15 metros. Quanto ao volume, 87% das barragens armazenavam volume menor do que 25 hm^3 no momento da ruptura. A equação derivada para estimar a largura da brecha tem coeficiente de determinação 0,752 e considera o volume do reservatório no momento da ruptura (V_w) e a profundidade final da brecha (H_b). Pressume-se que a profundidade final da brecha atinge a fundação da barragem (em geral, mais resistente à erosão que o material do maciço). No entanto, o volume de água armazenado no reservatório e a existência de alguma camada resistente à erosão podem ser fatores limitantes desse parâmetro. A presença do fator K_0 na equação, indiretamente, responde ao efeito de grandes vazões de afluência, típico no caso de galgamento, e que aumentaria a largura final da brecha. O autor aproxima a inclinação lateral (z) em 1,4 (galgamento) e 0,9 (outras causas), conforme mostrado na Tabela 7.

Froehlich (2008) expandiu suas análises para 74 casos de rompimentos de barragens de terra, de terra com núcleo de argila e de enrocamento, com falhas ocorridas devido a *piping*, galgamento, deslizamento e ação das ondas. Os dados incluem barragens de alturas praticamente no mesmo intervalo das barragens de Froehlich (1995b), sendo que 93% das

barragens analisadas tinham altura menor que 30 metros e 81% altura menor que 15 metros. Quanto ao volume, 86% das barragens armazenavam volume menor do que 25 hm³ e 82% volume menor que 15 hm³ no momento da ruptura. Sob a ótica da análise dimensional, seguida por regressão linear das expressões, Froehlich (2008) apresenta uma nova equação (constante na Tabela 7) para previsão dos valores de largura média da brecha (\bar{B}), com base em 69 casos das rupturas observadas, e inclinação lateral média (z) baseado em 70 casos com brechas em formato trapezoidal. A equação para estimar a largura média da brecha tem coeficiente de determinação de 0,652. A inclinação lateral foi aproximada em 1,0 (galgamento) e 0,7 (outras causas), com coeficiente de determinação de apenas 0,050.

Tabela 7 – Equações empíricas para determinação da largura média da brecha (em metros). FONTE: adaptado de Wahl (2004) e Froehlich (2008).

Modelo	Largura média da brecha (m)	Fator	z H:1V
Macdonald & Langridge-Monopolis (1984)	$(a) V_{er} = 0,0261(V_w H_w)^{0,769}$ $(b) V_{er} = 0,00348(V_w H_w)^{0,852}$ $\bar{B} = \frac{V_{er} - H_b^2 \left(W_b z + \frac{H_b z Z_3}{3} \right)}{H_b \left(W_b + \frac{H_b Z_3}{2} \right)}$	-	0,5
Von Thun & Gillette (1990)	$\bar{B} = 2,5H_w + C_b$	$C_b = \text{função do volume.}$	0,33 a 0,5
Froehlich (1995b)	$\bar{B} = 0,1803k_o V_w^{0,32} H_b^{0,19}$	$\left\{ \begin{array}{l} k_o = 1,4 \text{ (galgamento)} \\ k_o = 1,0 \text{ (outros)} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,4 \\ 0,9 \end{array} \right.$
Froehlich (2008)	$\bar{B} = 0,27k_1 V_w^{0,32} H_b^{0,04}$	$\left\{ \begin{array}{l} k_1 = 1,3 \text{ (galgamento)} \\ k_1 = 1,0 \text{ (outros)} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,0 \\ 0,7 \end{array} \right.$

V_{er} é o volume do maciço removido durante a formação da brecha [m³]; V_w é o volume de água do reservatório da barragem no momento da ruptura [m³]; H_w é a altura da coluna d'água acima da elevação do fundo da brecha no momento da ruptura [m]; \bar{B} é a largura média da brecha [m]; H_b é a profundidade final da brecha [m]; W_b é a largura no fundo da brecha [m]; z é a inclinação lateral dos taludes da brecha; e Z_3 é a soma da inclinação média dos paramentos de montante e de jusante.

Wahl (2004) quantificou as incertezas de várias equações – incluindo as equações apresentadas na Tabela 7, exceto o modelo de Froehlich (2008) – desenvolvidas para prever os parâmetros

da brecha e a vazão de pico efluente com base em métodos de regressão para barragens de terra e enrocamento. Com relação à estimativa para a largura média da brecha, Wahl (2004) concluiu que as equações são precisas e aderentes aos eventos passados de ruptura de barragens, apresentando maior assertividade do que as equações para estimar o tempo de formação da brecha. Os intervalos de confiança quantificados por Wahl (2004), para cada equação, são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Largura da brecha: intervalo de confiança acerca de valor hipotético 1,0. Os valores podem ser utilizados como multiplicadores para obter o intervalo de previsão para um caso específico. FONTE: adaptado de Wahl (2004).

Modelo	Intervalo de variação para largura da brecha
Macdonald & Langridge-Monopolis (1984)	0,15 – 6,80
Von Thun & Gillette (1990)	0,37 – 1,80
Froehlich (1995b)	0,40 – 2,40

Determinação do tempo de formação da brecha

O tempo de formação da brecha (t_f), por definição, corresponde ao tempo decorrido entre o início de formação da brecha e o tempo em que a brecha deixa de expandir-se. A determinação do tempo de formação é um tanto quanto subjetiva e dependente de fatores como o tipo de mecanismo de ruptura, a erodibilidade do material do maciço da barragem, a medida de compactação dos grãos, a altura da barragem e a profundidade da lâmina d'água.

Em rompimentos por galgamento o tempo de formação da brecha pode-se iniciar muito depois do início do galgamento ou mesmo após uma certa erosão inicial, isto é, uma quantidade substancial de erosão precisa ocorrer para considerar que a barragem começará a romper. Ao contrário, quando a ruptura é decorrente de erosão interna, o tempo de formação é, geralmente, mais longo se comparado ao rompimento por galgamento. USACE (2014) pontua que o tempo de formação da brecha é um parâmetro complicador, pois não se sabe o exato momento que a brecha de ruptura se inicia.

Macdonald & Langridge-Monopolis (1984) estimam o tempo de formação da brecha em função do volume do maciço removido durante a formação da brecha (V_{er}) conforme mostrado na Tabela 9.

Von Thun & Gillette (1990) constataram, por meio de análise de regressão, que a equação (a), na Tabela 9, reflete o número mínimo de horas necessárias para a formação da brecha. A maioria dos dados, no entanto, se aproximam da equação (b). Os autores sugerem que os valores obtidos com as equações (a) e (b) sejam vistos como os limites inferior e superior, correspondendo a barragens em que o material é facilmente erodível e barragens em que o material é mais resistente à erosão, respectivamente. Nenhum dos tempos examinados por Von Thun & Gillette (1990) foram menores do que 0,25 horas.

A equação estabelecida por Froehlich (1995b) para estimar o tempo de formação da brecha tem coeficiente de determinação de 0,922 e demonstra que o processo está intimamente relacionado ao volume do reservatório e à altura do barramento. O tempo de desenvolvimento da brecha aumenta com o volume armazenado pela barragem e diminui com a profundidade final da brecha. Isso faz sentido pois, quanto maior o volume armazenado, maior o período para esvaziar o reservatório; e quanto maior a profundidade final da brecha, menor o tempo para esvaziamento do reservatório.

Com base em 23, dos 74 casos de rompimentos considerados em sua nova análise, Froehlich (2008) aproximou nova equação para o tempo de formação da brecha (t_f). A equação, constante na Tabela 9, tem coeficiente de aproximação 0,929 e mostra que o t_f aumenta com o volume armazenado pela barragem e diminui para profundidades de brecha elevadas. Segundo o autor, a dependência do tempo de formação da brecha ao modo de ruptura não é significativa.

Na Tabela 9, são apresentadas as expressões matemáticas para estimar o tempo de formação da brecha.

Conforme Wahl (2004), as equações para previsão do tempo de formação da brecha incluindo as equações apresentadas na Tabela 9, exceto Froehlich (2008) – exibem ampla variação no tempo de formação da brecha e tendem a minorar esse parâmetro por questões de conservadorismo. O autor salienta que há na literatura registros de tempo de formação da brecha muito rápidos, e que essa possibilidade é refletida nos intervalos de confiança determinados pela análise de incerteza.

Tabela 9 – Equações empíricas para determinação do tempo de formação da brecha (em horas). Todas as equações usam unidades métricas (m, m³, m/s²). FONTE: adaptado de Wahl (2004) e Froehlich (2008).

Modelo	Tempo de formação da brecha, t_f (h)
Macdonald & Langridge-Monopolis (1984)	$t_f = 0,0179 V_{er}^{0,364}$
Von Thun & Gillette (1990)	(a) $t_f = 0,015 H_w$ (altamente erodível) (b) $t_f = 0,020 H_w + 0,25$ (resistente à erosão)
Froehlich (1995b)	$t_f = 0,00254 (V_w)^{0,53} H_b^{-0,9}$
Froehlich (2008)	$t_f = 0,0176 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}}$

t_f é o tempo de formação da brecha [h]; V_{er} é o volume do maciço removido durante a formação da brecha [m³]; H_w é altura da coluna d'água acima da elevação do fundo da brecha no momento da ruptura [m]; V_w é o volume do reservatório da barragem no momento da ruptura [m³]; H_b é a profundidade final da brecha [m] e g é a aceleração da gravidade [m/s²].

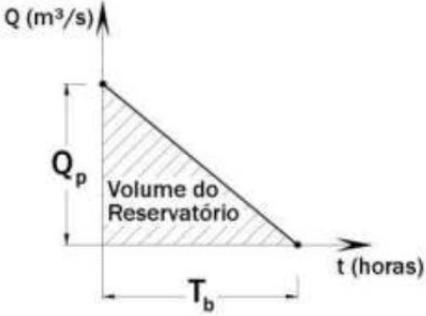
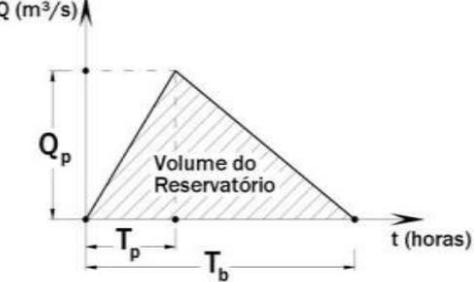
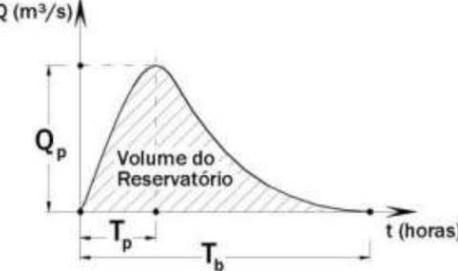
Tabela 10 – Tempo de formação da brecha: intervalo de confiança acerca de valor hipotético 1,0. Os valores podem ser utilizados como multiplicadores para obter o intervalo de previsão para um caso específico. FONTE: adaptado de Wahl (2004).

Modelo	Intervalo de variação para o tempo de formação da brecha
Macdonald e Langridge-Monopolis (1984)	0,24 – 11
Von Thun e Gillette (1990)	0,49 – 40
Froehlich (1995b)	0,38 – 7,30

3.4.3.2- Hidrograma de ruptura e vazão de pico

O hidrograma de ruptura representa, graficamente, a variação das vazões durante a passagem do escoamento pela brecha aberta na barragem no momento da ruptura. Há três principais tipos de hidrogramas para simulação da propagação da onda de cheia (Tabela 11):

Tabela 11 – Hidrogramas de ruptura. FONTE: adaptado de Brasil (2005)

Metodologia	Hidrograma
<p>Hidrograma Triangular Simplificado</p> <p>Mascarenhas (1990)</p>	 $Q_{\max} = \frac{2V_r}{T_b}, \text{ para } T_p = 0$
<p>Hidrograma Triangular Gradual</p> <p>Mascarenhas (1990)</p>	 $Q(t) = Q_{\max} - Q_{\max} \left(\frac{t - T_p}{T_b - T_p} \right), \text{ para } T_p \neq 0$
<p>Hidrograma com Decaimento Parabólico</p> <p>Barfield et al. (1981) <i>apud</i> Brasil (2005)</p>	 $Q(t) = Q_{\max} \left[\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right]^k$

Q_p ou Q_{\max} é a descarga máxima defluente da barragem em ruptura [m³/s]; V_r é o volume do reservatório da barragem no momento da ruptura [m³]; T_p é o tempo de pico [s]; T_b é o tempo de base [s]; e k é o fator de ponderação, varia entre 0,1 a 0,5.

Observa-se da Tabela 11 que o hidrograma com decaimento parabólico representa o tempo de esvaziamento de modo mais gradual se comparado com os hidrogramas triangulares. Logo, o hidrograma de decaimento parabólico é o que mais se aproxima das condições de esvaziamento do reservatório de uma barragem de terra sujeita aos processos de erosivos que levem ao *piping* ou ao galgamento.

A vazão de pico (Q_p) é o valor máximo de vazão e está representada no topo do hidrograma em um determinado instante (T_p). De acordo com a formulação matemática, o fator de ponderação (k) varia entre 0,1 e 0,5 de modo a ajustar a área do gráfico ao volume do reservatório. Faria (2016) mostrou que, para um mesmo volume de reservatório e um mesmo tempo de pico, variando-se a vazão de pico, alcança-se o maior valor para a vazão de pico com $k = 0,5$.

Vários autores estabeleceram expressões matemáticas para a obtenção da vazão de pico relacionando a vazão máxima de descarga com características da barragem tais quais, altura do barramento, comprimento da crista, volume do reservatório etc. Na Tabela 12 são apresentadas as relações propostas por Macdonald & Langridge-Monopolis (1984) e Froehlich (1995a) por serem adequadas aos estudos de barragens de terra. No entanto, existem uma série de outras equações para casos com barragens de concreto, que não serão citadas neste estudo.

Tabela 12 – Duas das principais relações matemáticas para a determinação da vazão de pico em barragens de terra.

Modelo	Relação
Macdonald & Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 1,154(V_w H_w)^{0,412}$
Froehlich (1995a)	$Q_p = 0,607(V_w^{0,295} H_w^{1,24})$

Q_p é a vazão de pico defluente da barragem em ruptura [m^3/s]; V_w é o volume do reservatório da barragem no momento da ruptura [m^3]; H_w é a altura da coluna d'água acima da elevação do fundo da brecha no momento da ruptura [m].

Ao utilizar as equações empíricas para determinação da vazão de pico é comum, na literatura, ocorrer grande variação nos valores finais encontrados para os mesmos parâmetros de entrada. Isso dificulta a escolha de uma equação que represente a vazão de pico em um rompimento. O estudo de incertezas de Wahl (2004) também incluiu as equações mostradas na Tabela 12. Na Tabela 13 são mostrados os multiplicadores para obter o intervalo de previsão para um caso específico.

Tabela 13 – Vazão de pico: intervalo de confiança acerca de valor hipotético 1,0. Os valores podem ser utilizados como multiplicadores para obter o intervalo de previsão para um caso específico. FONTE: adaptado de Wahl (2004).

Modelo	Intervalo de variação para a vazão de pico
Macdonald & Langridge-Monopolis (1984)	0,05 – 1,10
Froehlich (1995a)	0,53 – 2,30

Diante desse cenário de grandes variações para a vazão de pico obtidas pelo uso de equações empíricas, uma informação relacionada à barragem que possui exatidão é o volume do reservatório, que, durante o rompimento, será propagado a jusante total ou parcialmente. Para obter a vazão de pico, Faria (2016) propôs que fosse fixado um tempo de pico e o k para o pior cenário (maior vazão, logo $k = 5$), variando-se a vazão de pico até que a área abaixo da curva do hidrograma coincida com o volume do reservatório.

Os resultados obtidos pelo autor permitem observar que a vazão de pico obtida pela área sob o gráfico é bem menor quando comparada aos resultados das vazões de pico obtidas pela maioria das equações empíricas, porém de valor próximo ao obtido pela equação empírica proposta por Saint-Venant. A vantagem de utilização do método proposto por Faria (2016) recai sobre o fato de o hidrograma de ruptura corresponder ao volume do reservatório.

O hidrograma é tradicionalmente adotado como condição de contorno de montante em simulações do rompimento de barragem no HEC-RAS.

3.4.3.3- Abordagem determinística

A abordagem determinística consiste, como o próprio nome sugere, em determinar o conjunto de parâmetros de formação da brecha a partir do emprego direto dos modelos baseados em equações empíricas. Ao adotar essa abordagem, Goodell (2013) *apud* Lara (2016) recomenda avaliar o cenário mais conservador ou de maior impacto e dano ao longo do vale a jusante.

Lara (2016) observou que, para o caso da UHE Tucuruí, o emprego das equações empíricas propostas por Von Thun & Gillette (1990) “pode gerar resultados estranhos ou incondizentes”. O emprego das equações empíricas para determinação do tempo de formação da brecha, conforme Froehlich (1995b) e Froehlich (2008), gerou “resultados improváveis”, com a brecha se formando em mais de 10 horas. A determinação da largura média e do tempo de formação

da brecha pelas equações de Macdonald & Langridge-Monopolis (1984) também não se mostraram adequadas. Segundo o autor, o tamanho do reservatório da UHE Tucuruí é um fator que dificulta o uso direto de tais equações.

Além de eleger os parâmetros, ao adotar a abordagem determinística, deve ser definido o contexto hidrológico em que a ruptura pode ocorrer. Segundo FEMA (2013), trata-se em analisar a formação da brecha para eventos hidrológicos específicos. Tais eventos definem os cenários de análise. Normalmente, há a definição de um cenário que considere um evento hidrológico extremo (p.e. inundação máxima provável), e outro cenário que considere a formação da brecha em condições hidrológicas normais de operação, sendo a onda de cheia proveniente apenas da ruptura da barragem. Esse último cenário é conhecido como “ruptura em dia seco” (do inglês, *fair weather failure* ou *sunny day failure*). Por fim, o método determinístico é uma aplicação direta, de execução menos complexa e produz mapas de inundação mais conservadores, o conservadorismo na escolha do pior cenário que pode induzir melhorias onerosas em barragens ou restrições desnecessárias no zoneamento a jusante e no planejamento urbano.

Os estudos de Brasil (2005) e Lauriano (2009) foram desenvolvidos sob a abordagem determinística. No entanto, além de um cenário que contemple um evento hidrológico extremo, os autores admitiram mais dois cenários: um de ruptura mais provável e outro de ruptura sob operação extrema (porém sem ocorrência do colapso da estrutura). A consideração de diferentes cenários de ruptura foi justificada pela impossibilidade de validação dos resultados de um estudo de ruptura a partir de um único conjunto de parâmetros para a simulação da onda de inundação, tanto pelas incertezas presentes na determinação da geometria da brecha de ruptura, como pela descrição da morfologia do vale a jusante.

Morris & Galland (2000) *apud* Brasil (2005) “mostram que as diferentes abordagens existentes na determinação das vazões de pico e do hidrograma de ruptura podem afetar a taxa de escoamento da água e o potencial de inundação das áreas a jusante. Verifica-se, assim, que, para cada barragem, pode ser construído um número elevado de cenários”.

Haltas *et al.* (2016) investigaram, para o caso de uma barragem de terra e outra de concreto, três hidrogramas resultantes de dois modos de ruptura: dois cenários com brecha iniciada por *piping* e um cenário considerando a hipótese de galgamento. Os autores determinaram o modo de ruptura, o tempo total de formação da brecha e a largura final no fundo da brecha, parâmetros requeridos pelo HEC-RAS para modelagem do fluxo através da brecha. O melhor e o pior

cenários (associados, respectivamente, ao menor e ao maior valores de vazão de pico obtidos com o primeiro *set* de parâmetros) foram os hidrogramas resultantes do modo de ruptura por *piping*. A hipótese de galgamento produziu hidrograma com vazão de pico intermediária, constituindo o cenário intermediário nesse estudo.

A análise de sensibilidade realizada por Haltas *et al.* (2016) buscou identificar os efeitos dos três diferentes modos de ruptura no hidrograma resultante. A análise de sensibilidade mostrou diferenças de até 22% nas cotas máximas de vazão obtidas na simulação entre os cenários do melhor caso e do caso intermediário. A diferença máxima observada no total de áreas inundadas foi de 5% (entre os cenários que simularam o melhor caso e o caso intermediário) para ambos os casos das barragens estudadas. A adoção de diferentes hidrogramas teve efeitos mais significantivos na variação das velocidades máximas observadas (acima de 25%), sendo que as diferenças foram especialmente altas logo a jusante da barragem e próximas a zero em locais mais a jusante.

De modo geral, os resultados obtidos por Haltas *et al.* (2016) evidenciam a proximidade entre o pior cenário e o cenário intermediário, e o distanciamento de ambos em relação às estimativas obtidas para o melhor cenário. No entanto, o acesso às incertezas devidas à determinação dos modos de ruptura e dos parâmetros de formação da brecha fica impossibilitado. Froehlich (2008) já apontava que, em estudos determinísticos, a análise de sensibilidade é severamente limitada porque as estimativas de distribuição averiguadas nos resultados não contemplam a distribuição conjunta das incertezas dos dados de entrada. Esse aspecto tem motivado o desenvolvimento de estudos de ruptura hipotética de barragens com enfoque probabilístico da formação da brecha e de seus parâmetros. FEMA (2013) admite que, nas duas últimas décadas, as abordagens baseadas em risco de ocorrência tornaram-se mais aceitáveis para fins de segurança de barragens e definições de projeto.

3.4.4- Modelagem hidrodinâmica da onda de cheia

A maioria dos problemas de movimento de fluido requer a análise de um estado arbitrário do escoamento definido pela geometria, pelas condições de contorno e pelas leis da mecânica (WHITE, 2009). Em mecânica dos fluidos, três abordagens básicas auxiliam no estudo de um estado arbitrário do escoamento: (1) análise em larga-escala, ou volume de controle; (2) análise em pequena-escala, ou diferencial; e (3) análise experimental, ou dimensional.

O estudo do movimento do fluido por meio da definição de um volume de controle (1) trabalha com uma região finita, fazendo o balanço entre o fluxo que entra versus o fluxo que sai e

determinando, de forma bruta, efeitos no escoamento - como as forças ou torque atuantes em um corpo – e o total das trocas de energia. Produz estimativas úteis para qualquer padrão de escoamento, mas é baseada em valores médios e numa abordagem unidimensional de uma propriedade. A análise diferencial do movimento do fluido (2) busca descrever, detalhadamente, os padrões do escoamento, bem como seus efeitos, em cada ponto do campo (dimensões x, y, z). Com o advento da Dinâmica Computacional de Fluidos (ou CFD, do inglês *Computational Fluids Dynamics*) qualquer padrão de escoamento sujeito a qualquer geometria pode ser resolvido por métodos numéricos. A solução analítica, no entanto, é alcançada apenas para alguns poucos problemas. Por fim, na análise experimental (3) o estudo do escoamento, para qualquer problema, é realizado de modo empírico observando os efeitos no fluido em réplicas exatas ou em escalas reduzidas (WHITE, 2009).

O escoamento não permanente que acontece em canais livres ou rios naturais pode ser estudado utilizando-se o método do volume de controle através do qual se obtêm estimativas razoáveis para as taxas de fluxo do escoamento e para a profundidade da lâmina de água. Foi utilizando-se da abordagem de volume de controle e duas leis básicas da mecânica – a lei de conservação da massa e a lei de conservação do momento linear (comumente conhecida como lei da conservação da quantidade de movimento) – que Barré de Saint-Venant formulou, em 1871, a teoria básica para análise do escoamento não permanente unidimensional.

A lei da continuidade descreve a conservação da massa no escoamento unidimensional em regime não permanente em um trecho infinitesimal de um rio, conforme a equação a seguir

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

na qual, A é a área da seção transversal; t é o intervalo de tempo; Q é vazão; e x é a direção do escoamento.

Para um canal prismático com inclinação pequena a componente vertical da aceleração é desprezível, a perda de carga no escoamento em regime não permanente variado é resultante dos efeitos da aceleração, devido à gravidade agindo sobre um peso unitário de água, e da fricção, devido à rugosidade do canal na direção do escoamento. Dessa forma, a equação de conservação de momento é assim descrita:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} - gA \left(S_0 - S_f - \frac{\partial y}{\partial x} \right) = 0 \quad (2)$$

em que: Q é a vazão, t é o intervalo de tempo, A é a área da seção, x é a direção do escoamento ao longo do trecho, g é a aceleração da gravidade, S_0 é a declividade do fundo, S_f é a declividade da linha de energia e y é a profundidade.

Em um pequeno período de tempo depois do colapso de uma barragem a onda de cheia resultante é governada pelas equações da continuidade e do momento que descrevem o escoamento não permanente variado em canais livres (KATOPODES & SCHAMBER, 1983).

Para propagar o hidrograma, modelos hidrodinâmicos (aqueles listados na Tabela 2) requerem a localização e traçado das seções transversais, a resistência ao fluxo devido a rugosidade do leito e os fluxos laterais (p.e. contribuição tributários) ao longo do trecho. A existência, no trecho de interesse, de fatores como: sistemas inter-conectados de cursos d'água; regime subcrítico-supercrítico; planícies de inundação; terreno sujeito aos efeitos de transporte de sedimentos; interação escoamento superficial-escoamento de base; estruturas de controle de fluxo; contração e/ou expansão do canal; e efeitos de formação de gelo são tratados como complexidades da modelagem hidrodinâmica de cursos d'água naturais e requerem tratamentos especiais (MAIDMENT, 1992). O tratamento dessas complexidades no modelo hidrodinâmico modifica o hidrograma propagado. Essas modificações na onda de cheia influenciam a estabilidade do cálculo e são manifestadas como: atenuações na magnitude de pico da inundação, na sua extensão ou na dispersão temporal do volume da onda de cheia; e mudanças na velocidade de propagação ou no tempo de viagem da onda de cheia (MONTE-MOR, 2004).

A complexidade e requisitos para a solução das equações de Saint-Venant guiaram o desenvolvimento de muitos modelos simplificados para o estudo de ondas (KATOPODES & SCHAMBER, 1983; MAIDMENT, 1992; WURBS, 1987). Por fim, o advento de diferentes métodos numéricos e computadores, com diferentes graus de viabilidade, permite a solução completa das equações de Saint-Venant.

Os modelos unidimensionais resolvem formas simplificadas ou completas das equações de Saint-Venant, em cada seção transversal (BRUNNER, 2016b). Tais modelos, no entanto, não representam, com precisão, a onda de cheia que se move a jusante e espalha-se por áreas de várzeas amplas e planas. Nesse caso, os modelos bidimensionais são os mais apropriados (BRUNNER, 2016a).

O objetivo final da maioria dos cálculos hidráulicos em cursos d'água é obter a profundidade, ou a elevação da superfície da água, em todos os locais desejados ao longo do comprimento do

vale. Uma onda de cheia proveniente da ruptura de uma barragem se diferencia de uma cheia natural principalmente devido às profundidades potencialmente atingidas.

A definição da geometria do trecho pelo qual a onda se irá propagar é obtida por meio de levantamento topográfico da região e batimétrico dos cursos d'água. As configurações das margens dos cursos d'água, e da cobertura vegetal e do uso do solo da região a jusante são necessárias para as estimativas da rugosidade do leito e do terreno. As condições de contorno e a capacidade de transporte dos cursos d'água são acessados por meio de dados hidráulicos. Segundo Morris & Galland (1998) *apud* Brasil (2005), informações hidráulicas sobre a onda de cheia proveniente da ruptura de uma barragem praticamente não são necessárias, uma vez que inexistem informações para as profundidades potencialmente atingidas pela onda de ruptura. Isso se verifica para as barragens de interesse deste estudo.

Por outro lado, a simulação da propagação de uma onda de ruptura de barragem requer dados topográficos densos e precisos e que represente a área potencialmente sujeita à inundação, sem subestimação. Segundo Cunge *et al.* (1980) *apud* Brasil (2005), de forma ideal o limite máximo, para o intervalo entre curvas de nível, e o mínimo, para a escala de mapas, capazes de permitir a adequada obtenção de informações topográficas necessárias à modelagem, são, respectivamente, 1 m e 1:10.000. Para áreas extensas, entretanto, esse tipo de mapa raramente existe, sendo comuns mapas nas escalas de 1:25.000, 1:50.000 e 1:100.000, com curvas de nível espaçadas em intervalos de 5 m, 10 m e 20 m, respectivamente. A partir desses mapas topográficos, que se referem à cota altimétrica do nível do solo, são gerados os modelos digitais do terreno (MDTs), úteis na criação dos mapas de inundação. Cestari Júnior (2014) comenta que é comum a sobreposição de curvas de nível de diferentes cartas com os dados coletados em campo a fim de calibrar, interpolar e traçar novas curvas de nível intermediárias, quando necessário.

Monte-Mor (2004) e Lauriano (2009) relataram dificuldade em obter mapas em escala inferior a 1:25.000. Ambos os autores utilizaram base cartográfica de escala 1:50.000. Monte-Mor (2004) obteve a base cartográfica do estado de Minas Gerais (MG) disponibilizada pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) para cobrir os 20 km iniciais de jusante do rio no qual se previa a construção de barragem do seu estudo do caso. A partir desse trecho, Monte-Mor (2004) teve acesso a cartas na escala 1:5.000 disponibilizadas pelo município de Itajubá-MG. Brasil (2005) discretizou uma extensão de 82 km, desde a UHE Rio de Pedras até a confluência do rio das Velhas com o ribeirão do Onça, a partir de mapas na escala de 1:25.000.

Cestari Júnior (2014) desenvolveu seu estudo a partir de levantamentos topográficos das margens fornecido por carta do Instituto de Geografia e Cartografia (IGC) na escala de 1: 50.000, propagando a onda por uma extensão de 32 km, desde a barragem da UHE Três Irmãos até a confluência com o rio Paraná.

Em estudos mais recentes (LARA, 2016; MACHADO, 2017; NETO, 2016), a discretização da área de estudo foi constituída por representação topográfica digital que aplica técnicas de sensoriamento remoto para a construção dos ditos modelos digitais de elevação (MDEs). Os MDEs consideram a elevação de objetos posicionados sobre a superfície da terra, como, por exemplo, a altura dos edifícios e grandes construções em áreas urbanas.

Lara (2016) utilizou, para o trecho a jusante da barragem da UHE Tucuruí, dados batimétricos e do modelo digital de elevação fornecidos pelo sensor ASTER (do inglês, *Advanced Spaceborne Thermal Emission Reflection Radiometer*). A extensão da área de estudo atingia os 230 km, incluindo o reservatório.

Neto (2016) trabalhou com os dois tipos de modelos digitais de elevação. O autor utilizou o MDE disponibilizado gratuitamente pelo SRTM (do inglês, *Shuttle Radar Topography Mission*) com precisão vertical de 30 m, e gerou modelos digitais de elevação para a área a jusante da barragem da Pampulha a partir de curvas de nível a cada 1 metro da topografia de aerolevanteamento com perfilamento a laser LIDAR (do inglês, *Light Detection And Ranging*) realizados em 2008 e disponibilizado pela PRODABEL, Empresa de Informática e Informação do Município de Belo Horizonte, Minas Gerais. Da comparação entre os resultados obtidos pelas simulações executadas com ambos os MDEs, constatou-se que o modelo digital de elevação gratuito SRTM gerou uma mancha de inundação 16% inferior ao cenário base em que foi utilizado o MDE gerado a partir do perfilamento a laser LIDAR.

Assegurada a qualidade do levantamento topográfico das áreas marginais ao corpo hídrico, é desejável que o mesmo esforço seja destinado à obtenção de uma representação da geometria do corpo hídrico e seu vale. Certamente, a disponibilidade de seções topobatimétricas de qualidade potencializa o modelo digital do terreno, garantindo maior detalhamento da calha do rio e melhor representatividade da geometria na modelagem.

Cestari Júnior (2014) utilizou o método do perfilador acústico, do inglês *Acoustic Doppler Current Profiler* (ADCP), na obtenção dos dados batimétricos em 92 seções. Duarte (2014) também obteve a representação batimétrica do trecho de seu estudo por esse método em função da rapidez de aquisição dos dados para avaliação de áreas extensas. Foram levantadas 11 seções

num trecho de, aproximadamente, 3 km em 2 dias de coleta. No entanto, a estimativa da profundidade produzida pelo método é questionada pela comunidade científica em função de que o retorno do eco está sujeito a espalhamento e reflexões, o que pode prejudicar a “leitura” do fundo do rio pelo ADCP, de maneira que a utilização de um ecobatímetro é preferível, por exemplo.

Contudo, para grandes áreas, o custo de levantamento topobatimétrico convencional é elevado. Lauriano (2009) contratou levantamento das 27 seções topobatimétricas ao longo do rio Paraíba do Sul, no trecho compreendido entre o eixo da barragem de Funil e o município de Três Rios totalizando 220,5 km. O levantamento teve custo total orçado em R\$50.000,00, ou seja, um valor médio de R\$1.850,00 por seção. Monte-Mor (2004), para representar uma extensão de 20 km, utilizou oito seções topobatimétricas, das 11 seções que tinha disponíveis. Brasil (2005) definiu e levantou 100 seções topobatimétricas no rio principal, com 82 km de extensão, e de duas a três seções topobatimétricas em cada um dos oito afluentes considerados.

3.4.5- Contribuição para a gestão de riscos

O Brasil registrou 24.092 barragens em seu território (ANA, 2018), embora existam muitas outras barragens que não estão registradas. Esse número considera as barragens construídas com finalidade de irrigação (41%), dessedentação de animal (18%), aquicultura (11%), abastecimento de água (7%), hidrelétrica (4%), recreação (4%), industrial (3,7%), contenção de rejeitos de mineração (3%), contenção de resíduos industriais (0,3%), regulação de vazão (3%), outros e não informados (5%).

As duas rupturas de barragens de rejeitos ocorridas no país num período de três anos e que resultaram em 266 mortes entre outros danos, intensificaram a preocupação com a segurança de barragens no Brasil, fazendo com que a sociedade passasse a exigir mais comprometimento das autoridades e dos proprietários das barragens no que, segundo Balbi (2008), engloba a segurança da barragem e do vale a jusante em termos da preparação de um plano de emergência e evacuação, da implementação de um sistema de aviso e da execução de treinos e exercícios, mapeamento de risco de áreas inundáveis e estimativa de danos. Órgãos governamentais no Brasil, incluindo a Agência Nacional de Águas (ANA) e a Agência Nacional de Mineração (ANM), têm aumentado o foco na melhoria das ações nesse sentido.

As informações provenientes da modelagem hidráulica são úteis para o zoneamento de risco. Segundo Balbi (2008), o zoneamento do risco consiste em classificar as áreas potencialmente inundáveis em função do impacto, do grau de perigo e da vulnerabilidade a que estão expostas.

A informação das elevações máximas da lâmina d'água define as áreas atingidas e os elementos que serão afetados. Os instantes de chegada da frente de onda de cheia são essenciais para dimensionamento dos tempos de alerta e evacuação. O valor máximo do produto da velocidade pela altura de água ($V \times H$, em m^2/s) corresponde ao risco hidrodinâmico que a água oferece às pessoas e edificações. A capacidade destrutiva pode ser caracterizada pela velocidade máxima do escoamento. Por fim, a duração das submersões ajuda na estimativa para avaliação dos custos materiais e do tempo para recuperação (BALBI, 2008).

Os mapas de inundação são as representações gráficas desse zoneamento em imagens aéreas ou em mapas cartográficos e que têm importância fundamental nos planos de emergência exigidos em regulamentos e guias técnicos relacionados aos PAEs (BALBI, 2008). Para barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, excetuando-se o uso preponderante de geração elétrica, as diretrizes e orientação quanto à organização dos Planos de Ação de Emergência estão definidas em ANA (2016b). De acordo com o documento, o mapa de inundação deve conter as seguintes informações: identificação do cenário que lhes corresponde; limites das zonas inundáveis; limites administrativos das áreas atingidas (estado, município, localidade); vias de comunicação inundadas e identificação das obras de arte atingidas; e infraestrutura e instalações importantes ou existência de instalações de produção ou armazenagem de substâncias perigosas.

4- ESTUDO DE CASO: BARRAGEM SANTA MARIA-TORTO

Os reservatórios do Descoberto e do sistema Santa Maria-Torto são responsáveis por, respectivamente, cerca de 60% e 20% do abastecimento do Distrito Federal. Entre 2017-2018, a população do DF sofreu as consequências de uma crise hídrica causada por diversos fatores socioeconômicos (crescimento vertiginoso da população distrital nos últimos anos, ocupação desordenada do território, destruição de nascentes, impermeabilização do solo, sedimentação de canais, consumo elevado) e agravada por aspectos mais globais, como as alterações climáticas e o regime de precipitação (fenômeno El Niño), como indica a análise de Brandão & Paviani (2018).

O racionamento e a prática dos “rodízios” foram instituídos pelo governo do Distrito Federal à população atendida pelo reservatório do Descoberto em janeiro de 2017 e, pouco mais de um mês depois, em fevereiro, o rodízio foi ampliado para as áreas centrais das cidades atendidas pelo sistema do reservatório de Santa Maria-Torto. Conforme informações disponibilizadas no *site* da ADASA (2018), o menor nível de operação dos reservatórios do Descoberto e Santa Maria foi observado em novembro de 2017. O reservatório do Descoberto reduziu a 5,3% de sua capacidade, atingindo a cota 1.021,84 m, e o reservatório de Santa Maria operou a 21,6% da capacidade, atingindo a cota 1.064,17 m.

Após 513 dias, em junho de 2018, foi decretado o fim do racionamento no DF. Depois de 15 anos sem grandes aportes nos sistemas produtores de água (BRANDÃO & PAVIANI, 2018), o Governo de Brasília acelerou os investimentos em obras de captação no lago Paranoá, Bananal, transposição para o Rio Descoberto e conclusão do sistema Corumbá IV, ações para ampliar a disponibilidade hídrica (CORREIO BRAZILIENSE, 2018).

A população do Distrito Federal estaria submetida a desabastecimento, na possibilidade de ocorrência de ruptura das principais barragens responsáveis pelo abastecimento de água da região, adicionados os prejuízos e danos à população diretamente atingida nas áreas atingidas pela onda de cheia. No Brasil, situação semelhante ocorreu em 1954 com a ruptura do talude da barragem da Pampulha, com a consequente interrupção no abastecimento de água em parte da cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais. Felizmente, o acidente não contabilizou vítimas fatais, apenas prejuízos à propriedade pois, àquela época, a região da Pampulha começava a se desenvolver (BRASIL, 2005; LAURIANO, 2009; NETO, 2016).

A escolha da barragem Santa Maria para análise do rompimento hipotético está relacionada à maior disponibilidade de dados e à proximidade do centro urbano (primeiros 16 km).

4.1- ÁREA DO ESTUDO

No Distrito Federal, a área do estudo está localizada na bacia hidrográfica do lago Paranoá, ocupando, mais precisamente, regiões nas unidades hidrográficas Santa Maria/Torto e lago Paranoá. A delimitação da área de estudo considerou os cursos d'água a jusante da barragem de Santa Maria, condutores da provável onda de cheia (Figura 5).

A onda de cheia provocada pelo rompimento da barragem de Santa Maria percorreria cerca de 6,85 km dentro do Parque Nacional de Brasília, afetando os ecossistemas naturais preservados e de grande relevância ecológica dessa unidade de conservação antes de atingir o reservatório do Torto. Caso o vertedouro não seja capaz de dar vazão ao volume afluente – vale mencionar as condições catastróficas em que se dá a propagação da onda de cheia causada pelo esvaziamento abrupto de um reservatório das dimensões da represa de Santa Maria – pode-se admitir o rompimento da barragem do Torto. A possibilidade da ocorrência de uma ruptura em cascata expõe a população instalada nos 8,52 km seguintes à barragem do Torto. Seriam afetados condomínios instalados imediatamente a jusante da barragem do Torto pertencentes à Região Administrativa de Brasília (RA I), parte da infraestrutura viária da DF-003 e DF-005, a população instalada na Região Administrativa do Lago Norte (RA XVIII) às margens do ribeirão Torto até o deságue no braço norte do lago Paranoá, corpo hídrico imediatamente responsável pelo amortecimento da onda de cheia.

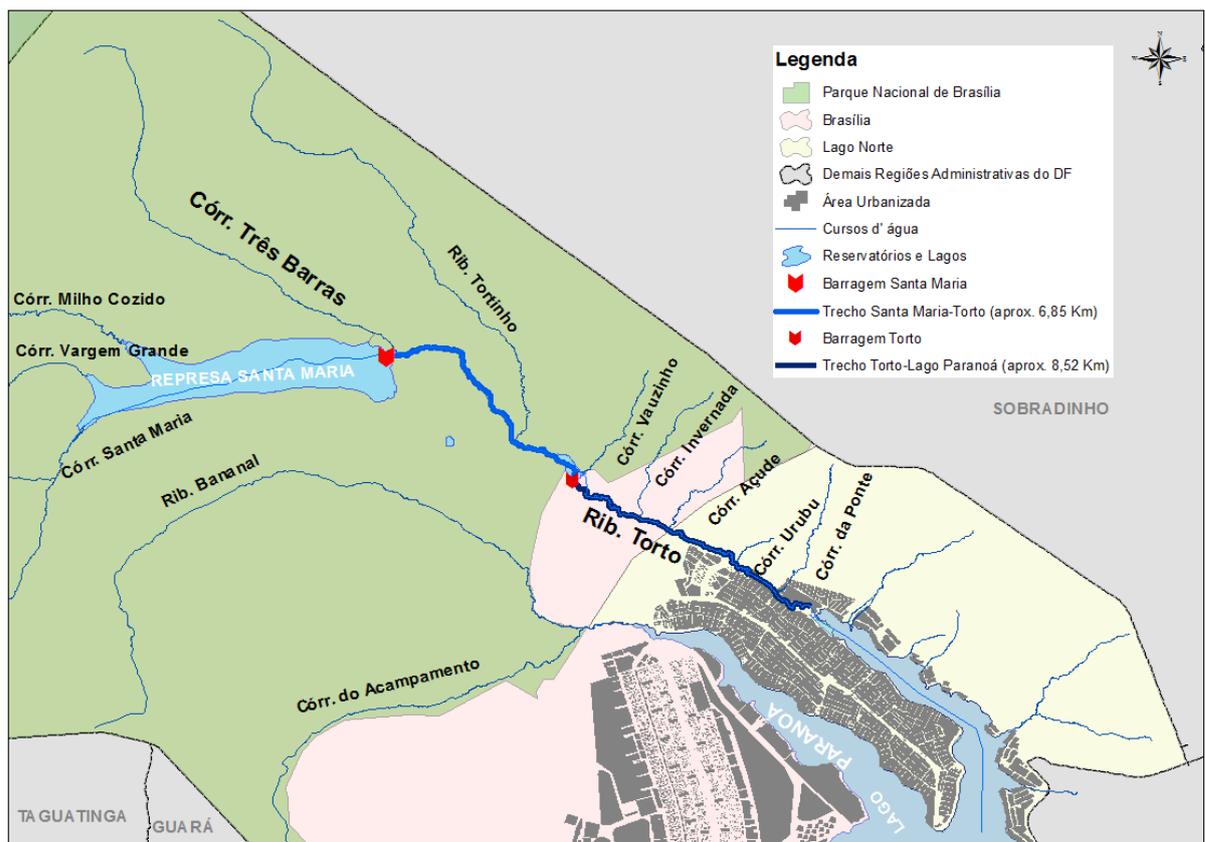
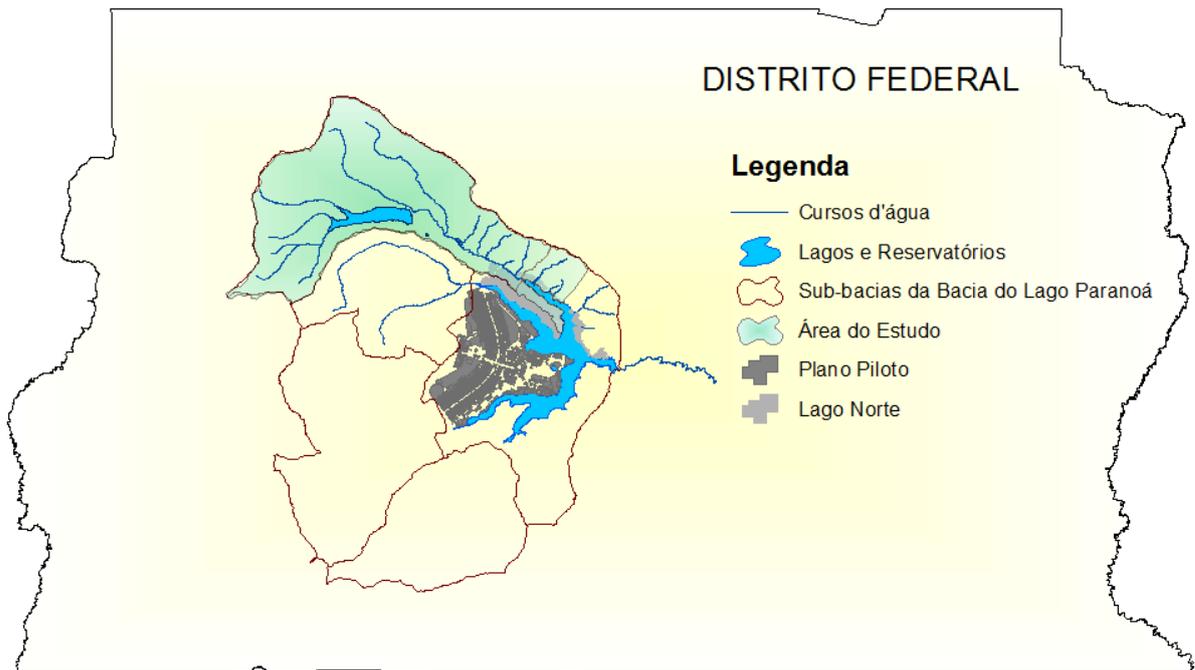


Figura 5 – Localização da bacia do lago Paranoá no Distrito Federal e situação da barragem de Santa Maria e áreas de jusante. FONTE: da autora.

4.1.1- Região hidrográfica

A bacia hidrográfica do lago Paranoá é dividida em unidades hidrográficas, ou sub-bacias, consideradas como as menores unidades de planejamento em termos de recursos hídricos: Santa Maria/Torto, Bananal, Riacho Fundo, Ribeirão do Gama e lago Paranoá (Figura 6).

Os reservatórios de Santa Maria e do Torto estão localizados na sub-bacia Santa Maria/Torto, que ocupa uma área de aproximadamente 246 km² na porção norte/noroeste da bacia do lago Paranoá. O principal corpo hídrico é o ribeirão do Torto com cerca de 15,40 km (a partir do canal de escoamento da represa de Santa Maria até o deságue no lago Paranoá). São tributários do ribeirão do Torto: córrego Três Barras (aproximadamente 10,33 km de extensão até o canal de escoamento da represa de Santa Maria), ribeirão Tortinho (15,81 km), córrego Vauzinho (3,56 km), córrego Invernada (4,16 km), córrego Açude (4,09 km), córrego Urubu (1,29 km) e o córrego da Ponte (4,27 km).

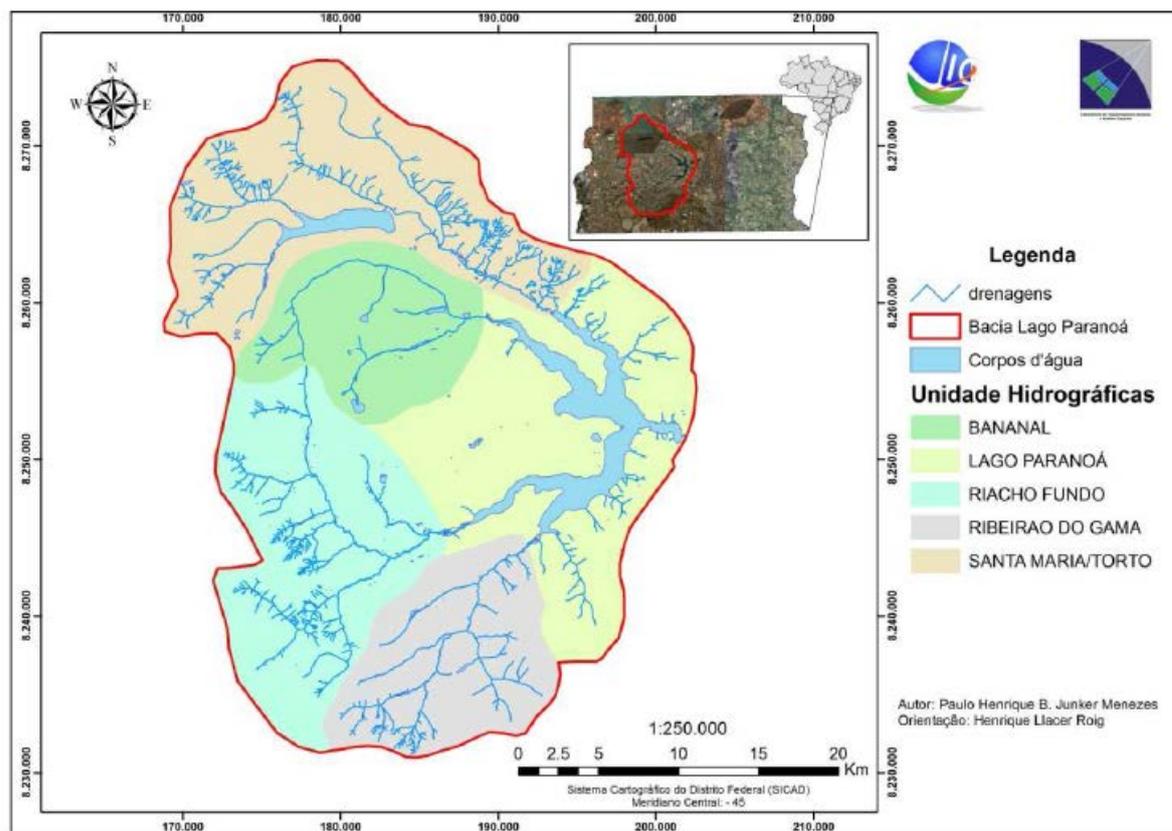


Figura 6 – Unidades hidrográficas da bacia do Lago Paranoá. FONTE: Menezes (2010).

O Parque Nacional de Brasília ocupa aproximadamente 80% da área na sub-bacia Santa Maria/Torto. Mesmo tendo a maior parte de sua extensão localizada dentro de uma área de conservação ambiental, o regime hídrico do ribeirão do Torto não é mais considerado natural

em função da construção das barragens Santa Maria e Torto. O ribeirão do Torto deságua diretamente no lago Paranoá com uma vazão média de 2,89 m³/s (MENEZES, 2010).

4.1.2- Relevo, geologia e solos

No Planalto Central, o Distrito Federal está situado em uma das porções mais elevadas, com altitudes entre 850 a cerca de 1.400 m acima do nível do mar. O ponto mais alto é o Pico do Rocandor, localizado na serra de Sobradinho, com 1.341 m de altitude (CODEPLAN, 2014).

O grupo litológico Paranoá recobre cerca de 60% da área total do Distrito Federal (CAMPOS & FREITAS-SILVA, 1998). Os demais conjuntos litológicos que compõem a região são os grupos Canastra, Araxá e Bambuí. Na bacia hidrográfica do lago Paranoá encontram-se estas unidades: S (siltitos), A (ardósia), R3 (metarritmitos arenosos) e Q3 (quartzitos) (DIAS, 2011). Percebe-se da Figura 7 que na área do estudo destacam-se as unidades A e R3.

A unidade A contém até 70 m de espessura e é composta por ardósias de coloração cinza esverdeada e vermelhas, quando alteradas (MENEZES, 2010). Conforme Campos & Freitas-Silva (1998), constitui a maior parte da porção central da bacia e das bordas do lago Paranoá, bem como a área de drenagem dos tributários, em função da baixa resistência intempérica.

A unidade R3, com aproximadamente 90 m de espessura, corresponde a um metarritmito arenoso caracterizado por intercalações (centimétricas a métricas) de metassiltitos, metalamitos e quartzitos finos de coloração cinza, amarelada, rosada ou avermelhada. Essa unidade dá origem a um relevo mais movimentado com vales encaixados. É justamente no encontro entre essa porção e a unidade A que foram construídas as barragens do Torto e Santa Maria.

Como verificado em Menezes (2010), na área do estudo ocorrem, principalmente, as classes Cambissolo Hálico, Latossolo Vermelho-Amarelo e, com menor expressividade, Latossolo Vermelho e Gleissolo Háptico (Figura 8).

O solo Cambissolo ocorre, preferencialmente, nas vertentes das bacias do rio Maranhão, Descoberto e São Bartolomeu, na bacia do rio Preto e nas encostas com declividades mais elevadas na depressão do Paranoá. A vegetação associada é a de campo limpo.

O Latossolo Vermelho-Amarelo ocorre principalmente nas bordas das chapadas e em seus divisores, além de superfícies planas, sempre adjacente às classes dos Latossolos Vermelhos. A vegetação do tipo cerrado, campo limpo e campo sujo são associados ao Latossolo Vermelho-Amarelo.

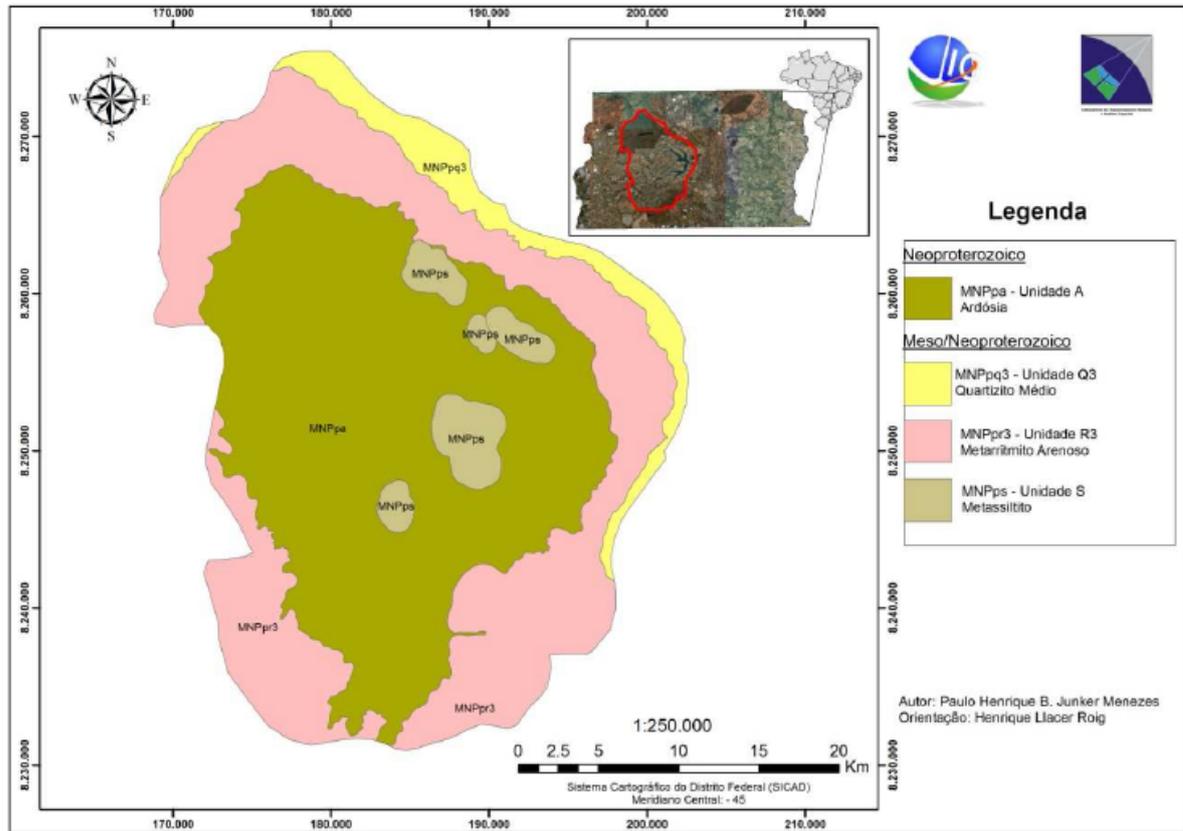


Figura 7 – Mapa geológico da bacia do lago Paranoá. FONTE: Menezes (2010).

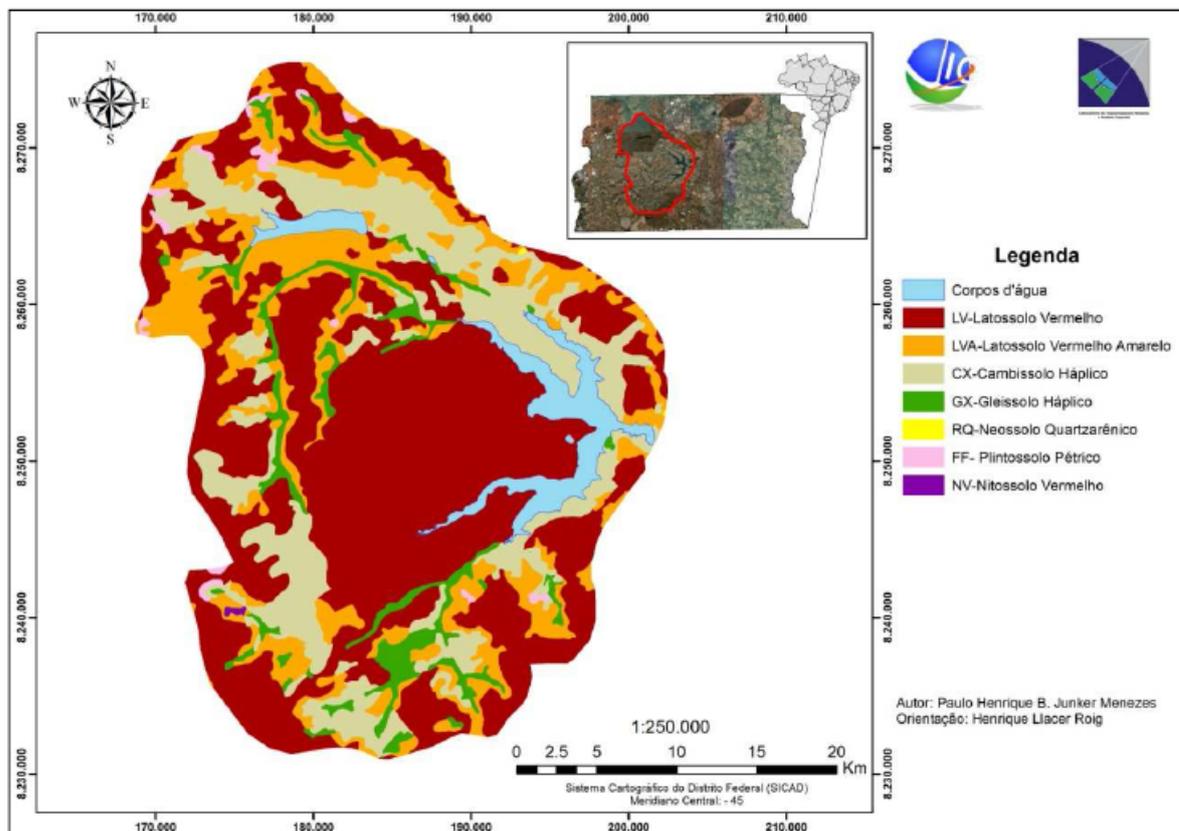


Figura 8 – Mapa de solos da bacia do lago Paranoá. FONTE: Menezes (2010).

O Latossolo Vermelho, por sua vez, ocorre nos topos de chapada, divisores principais de bacias com topos planos, na depressão do Paranoá e na bacia do Rio Preto. A vegetação associada é de cerrado e cerradão, e o relevo é plano suave, de grande continuidade. Com menor expressividade, permanentemente ou periodicamente saturados por água em áreas planas, os Gleissolos desenvolvem-se sob grande influência do lençol freático, evidenciadas pela acumulação de matéria orgânica na parte superficial ou presença de cores acinzentadas indicativas da redução de ferro.

4.1.3- Cobertura vegetal

O Distrito Federal é totalmente ocupado pelo Cerrado, bioma típico do Planalto Central brasileiro. Os tipos fitofisionômicos de vegetação que englobam o Cerrado são bem heterogêneos com presença de campo limpo, campo sujo, campo cerrado, cerrado *sensu stricto* ou típico, cerradão e matas de galeria (RIBEIRO & WALTER, 1998).

A cobertura vegetal do Parque Nacional de Brasília, onde se localiza parte da área de estudo, contém essas mesmas classes vegetacionais, com exceção do cerradão (FERREIRA *et al.*, 2003). O mapa de vegetação da unidade de conservação foi atualizado em 2003 (Figura 9) e apresenta nomenclatura das classes de vegetação com adoção de uma nova definição para algumas de suas fitofisionomias: mata de galeria, cerrado *sensu stricto*, campo cerrado, mata de interflúvio ou mata seca, campo sujo, campo limpo, campo limpo úmido, campo cerrado com trembléias, campo limpo com murundum e campo sujo com presença de amica e “canela de ema”.

4.1.4- Uso e ocupação do solo

Com a construção da cidade de Brasília, iniciou-se o processo de ocupação humana do Distrito Federal, principalmente na bacia do lago Paranoá. Mesmo sendo fruto de um plano urbanístico rigoroso, o uso e ocupação do solo do DF não ocorreu de forma planejada, moldado muito em função da pressão das demandas por habitação.

Conforme o estudo de Menezes (2010), no ano de 2009, as áreas urbanas ocupavam cerca de 341 km², o equivalente a 34% da área da bacia (Figura 10).

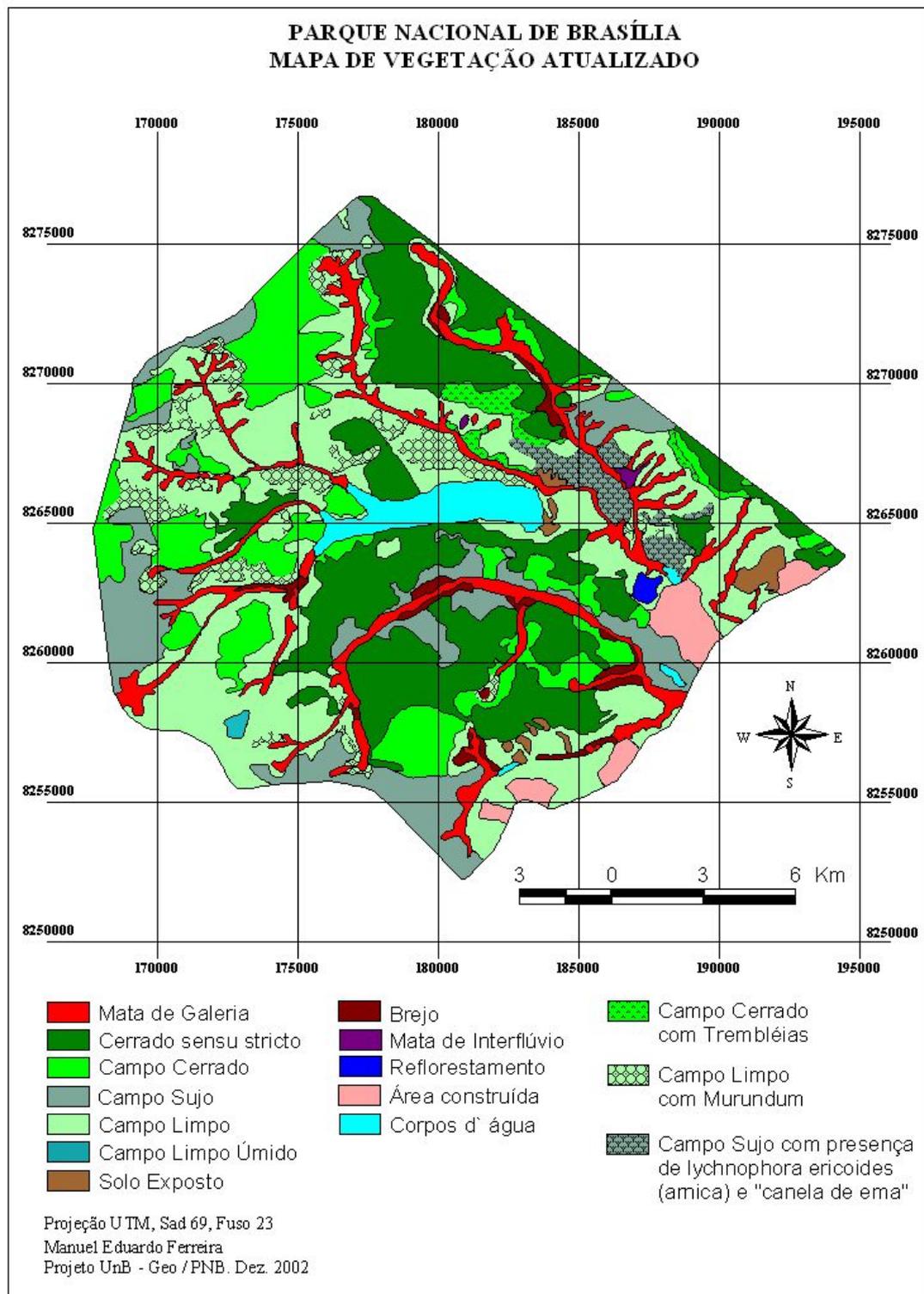


Figura 9 – Mapa de vegetação do Parque Nacional de Brasília. FONTE: Ferreira *et al.* (2003).

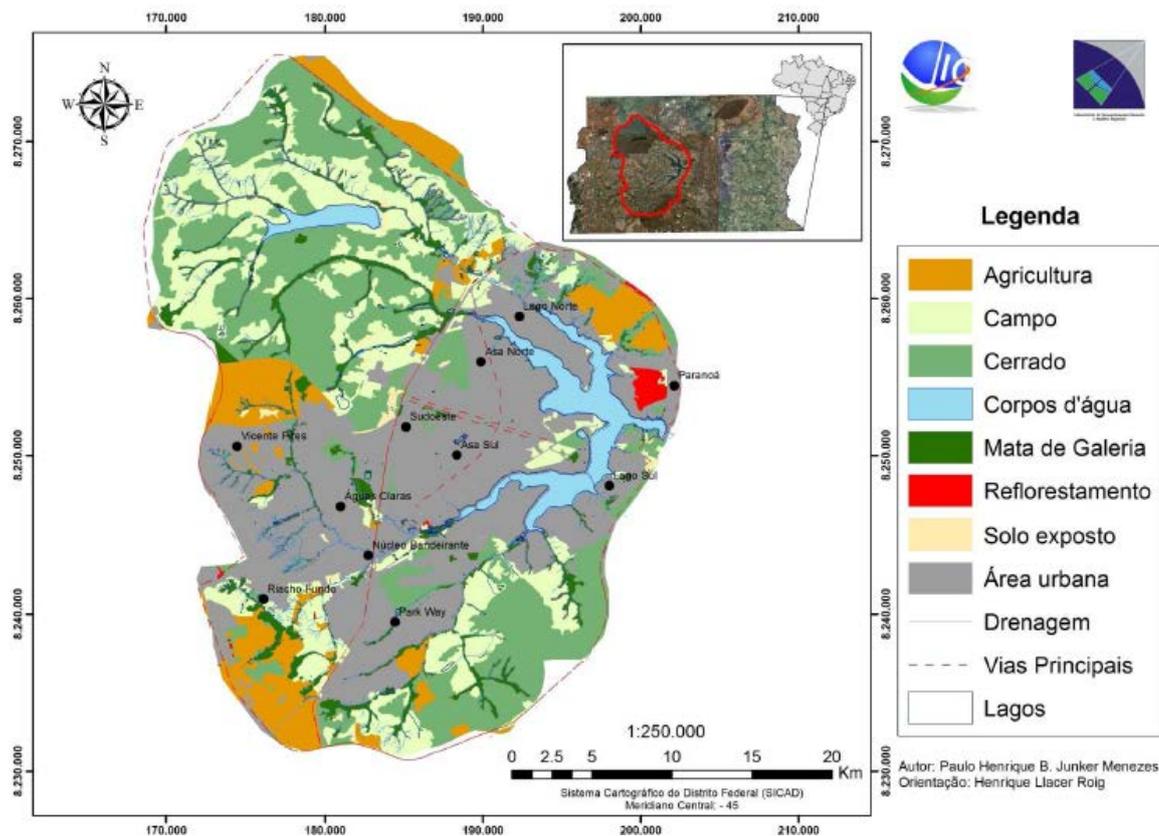


Figura 10 – Mapa de uso e ocupação do solo da bacia do lago Paranoá no ano de 2009. FONTE: Menezes (2010).

4.2- BARRAGEM SANTA MARIA

[A barragem Santa Maria](#)¹, localizada no Parque Nacional de Brasília, foi construída entre os anos de 1969 a 1971. A reserva de água destina-se ao abastecimento de 20 a 25% da demanda do Distrito Federal (juntamente com o barramento do ribeirão do Torto) e está sob responsabilidade da Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (CAESB). Conforme classificação da Agência Nacional de Águas (ANA), a barragem Santa Maria tem Risco Médio e Dano Potencial Associado Alto.

4.2.1- Caracterização técnica da barragem

A barragem (Figura 11) é de terra com filtro de areia (volume total do maciço de 1.117.000 m³) e sua extensão é de 550 m. A cota de coroamento é 1.075 m com largura no coroamento de 6 m.

¹ Vídeo no YouTube mostrando sobrevo a Barragem Santa Maria. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=FUhdS3RdcYQ&list=PLGdYe1q3yoEltG8NE0AiiEg5nRzKSjSB&index=4>. Acesso em 19 de dezembro de 2017.



Figura 11 – Arranjo geral da barragem Santa Maria. FONTE: Perini (2009).

O paramento de montante tem inclinação de 1V:2H e 1V:4H e proteção em *rip-rap*. O paramento de jusante tem inclinação de 1V:2H, duas bermas resvestidas com grama para proteção. A altura máxima sobre a fundação é de 40,00 m (Figura 12).

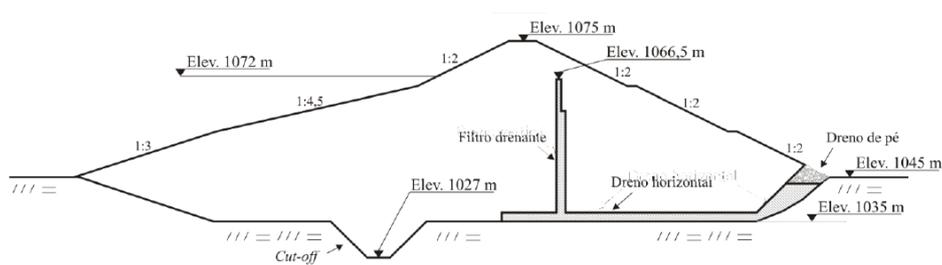


Figura 12 – Seção transversal da barragem pela estaca 17. FONTE: Perini (2009).

O nível máximo normal (NMN) é 1.072 m e o nível máximo maximorum (NMM) é 1.073 m. O reservatório é alimentado pelos córregos Santa Maria, Vargem Grande e Milho Cozido. Estima-se que o reservatório tem volume de 92,13 hm³ no NMM e 84,33 hm³ (e área inundada de 6,01 km²) no NMN. O comprimento máximo longitudinal do reservatório é de, aproximadamente, 8 km.

O extravasor de cheias (Figura 13) é do tipo soleira livre em leque com perfil Creager, construído em concreto e localizado à margem esquerda do reservatório anterior à barragem. A soleira da curva do vertedor tem 51,04 m de comprimento e a crista está na cota 1.072 m. A bacia de dissipação é do tipo II USBR, instalada na cota 1.046,50 m. A lâmina máxima no

reservatório é 1,00 m (nível d'água máximo maximum 1.073 m) e a vazão de projeto é de 107,70 m³/s (TR=10.000 anos).



Figura 13 – Estrutura responsável pela extravasão das vazões excedentes da barragem de Santa Maria: (a) conjunto: vertedouro, rápido e bacia de dissipação; (b) vertedouro do tipo soleira livre, em leque com perfil do tipo Creager. FONTE: Perini (2009).

A tomada d'água, torre em concreto armado mostrada na Figura 14, tem 22,10 m de altura e possui duas aberturas (seção retangular de 1,90 x 1,97 m) controladas por comportas metálicas com acionamento manual por pedestais na cota 1.075 m. Uma adutora com DN 2.000 mm e 6.692 m de comprimento conduz a vazão captável regularizada prevista de 1,350 m³/s.



Figura 14 – Estrutura de captação e adução da barragem de Santa Maria: (a) torre da tomada d'água; (b) interior da galeria sob a barragem-jusante para montante. FONTE: Perini (2009).

Uma visita à barragem Santa Maria foi realizada no dia 27 de setembro de 2018 com estes objetivos: conhecer as estruturas de barramento e extravasão; registrar características do relevo o tipo de vegetação predominante e o uso e ocupação do entorno (Figura 15).

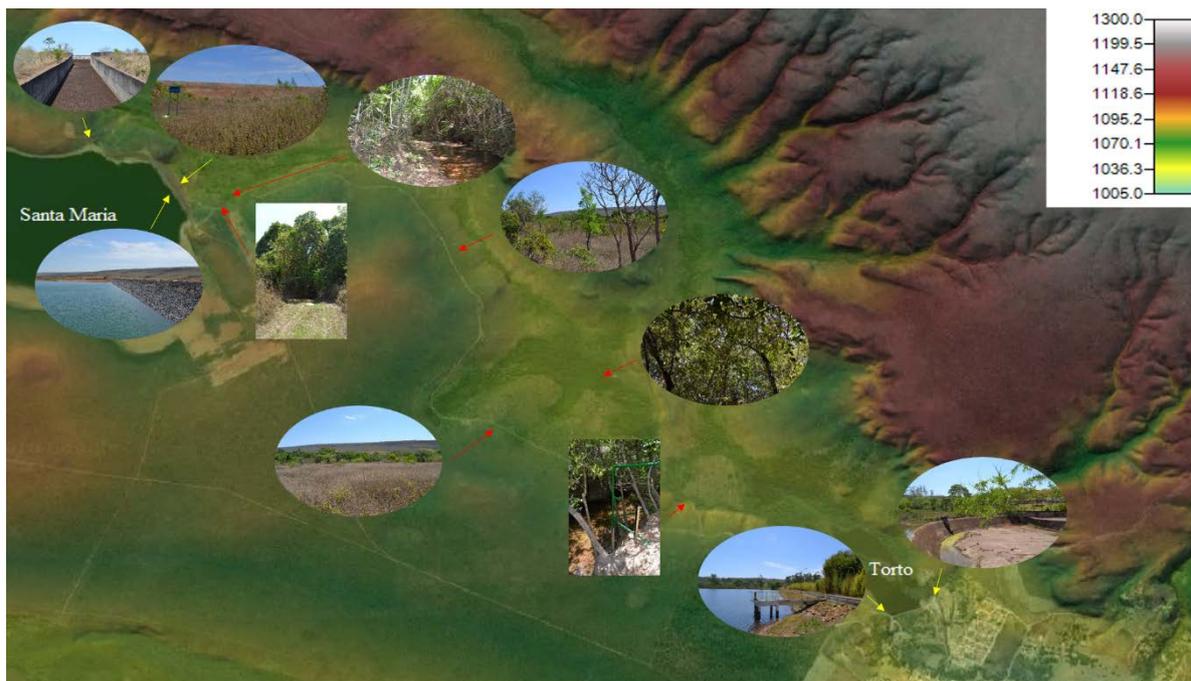


Figura 15 – Visita à barragem Santa Maria: caracterização e elevação do terreno em metros. FONTE: da autora.

Classes vegetacionais do cerrado predominam no local com formações típicas de campo sujo, campo limpo e matas de galeria ao longo dos cursos d'água. As copas das árvores, próximas uma das outras, entrelaçam entre si, formando um emaranhado que cobre todo o corpo hídrico. O tavelgue não é muito profundo e no leito muitas folhagens secas e pedregulhos depositados.

4.2.2- Empreendimentos localizados a jusante

A onda de cheia provocada pelo rompimento da barragem Santa Maria se propaga por cerca de 16 km até deságuar no lago Paranoá. Nesse percurso estão instalados empreendimentos tais como, barragem para abastecimento de água, condomínios residenciais, equipamentos públicos, infraestrutura viária e pontes.

A barragem do Torto (Figura 16) está localizada no Parque Nacional de Brasília e foi projetada em 1957. A data da sua construção coincide com a da capital federal e está sob responsabilidade da Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (CAESB).

A barragem zonada de terra tem 212 m de comprimento, sua cota de coroamento é 1.027 m e a largura no coroamento de 6 m. A inclinação do talude de jusante é 1V:1,75H e o talude de montante tem inclinação de 1V:2,5H e proteção em *rip-rap* e mureta (a última, desde 1988). A altura máxima sobre a fundação é de 7,50 m.



Figura 16 – Arranjo geral da barragem Torto. FONTE: adaptado de SEGETH - Ortofotocartas 2009.

O nível máximo normal (NMN) é 1.025,63 m e o nível máximo maximorum (NMM) é 1.026,73 m. Estima-se que o reservatório tem volume de 0,243 hm³ (e área inundada de 0,138 km²) no NMN. O comprimento máximo do lago (reservatório) é de 735 m (Figura 17-a).

O extravasor de cheias (Figura 17-b) é do tipo soleira livre perfil Creager em leque construído em concreto. A soleira da curva do vertedor tem 75,85 m de comprimento e a crista da soleira está na cota 1.025,63 m. A calha tem 440 m de comprimento projetada para escoar uma vazão de 170 m³/s.

A tomada d'água consiste numa torre com duas entradas controladas por comportas circulares e acionamento por pedestais na cota 1.027 m. A descarga de fundo tem 31,50 m de comprimento e seção retangular (1,50H x 2,00V m).

A barragem do Torto é classificada como “Barragem Média” conforme critérios estabelecidos pela resolução ADASA n° 10, de 13 de maio de 2011 (DISTRITO FEDERAL, 2011). No entanto, segundo critérios estabelecidos pela ANA, a barragem do Torto herda o dano potencial da barragem Santa Maria (Dano Potencial Associado Alto).



Figura 17 – Barragem Torto: (a) reservatório, tomada d'água e crista do coroamento; (b) vertedouro soleira livre perfil Creager em leque. FONTE: da autora.

A jusante da barragem do Torto, a Região Administrativa do Lago Norte (RA XVIII) seria imediatamente afetada pela onda de cheia em suas localidades que margeam o ribeirão do Torto e o lago Paranoá. A RA do Lago Norte (Figura 18) situa-se a 12,6 km do Plano Piloto e faz limites: ao norte com o Plano Piloto (RA I) e Sobradinho II (RA XVI); ao sul também com o Plano Piloto (RA I); a leste com as regiões administrativas Itapoã (RA XXVIII), Paranoá (RA VII) e novamente Sobradinho II (RA XVI); e, finalmente, a oeste com o Plano Piloto (RA I).

Entre 1959 e 1960 o enchimento do lago Paranoá formou a Península Norte, cujo início da ocupação se deu entre 1960 a 1965, a partir do projeto urbanístico elaborado pela NOVACAP, para o Setor Habitacional Individual Norte (SHIN) e o Setor de Mansões do Lago Norte (SML). Os setores imediatamente afetados pela possível elevação no nível do ribeirão do Torto e do lago Paranoá seriam os setores 3, 7 e 8 de acordo com mapa de setorização na Figura 19.



Figura 18 – Localização da Região Administrativa Lago Norte. FONTE: Codeplan (2016).

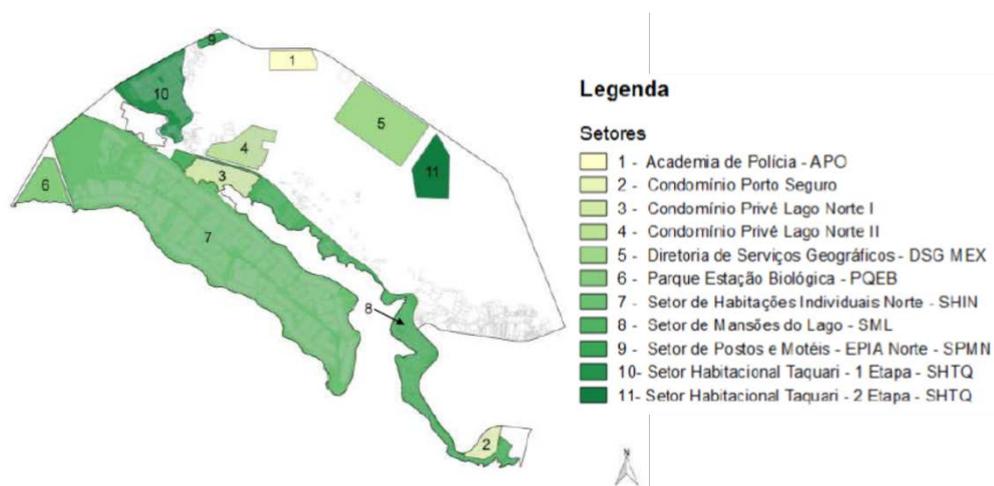


Figura 19 –Setorização na Região Administrativa Lago Norte. FONTE: adaptado de Codeplan (2016).

Atualmente, cerca de 85% do território do Lago Norte trata-se de zona urbana (CODEPLAN, 2016). A evolução da ocupação urbana é mostrada na Figura 20.

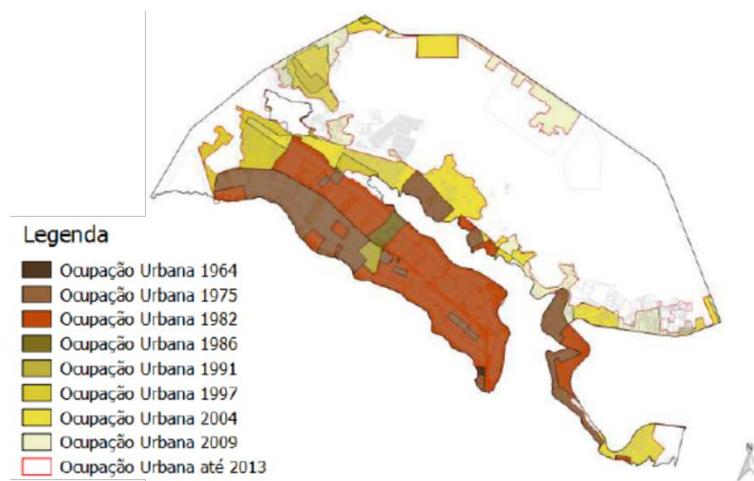


Figura 20 – Evolução da ocupação urbana na Região Administrativa Lago Norte. FONTE: adaptado de Codeplan (2016).

Parte da infraestrutura (viadutos) das rodovias DF-003 e DF-005 sobre o ribeirão do Torto seriam atingidos (Figura 21). A rodovia DF-003, também conhecida como Estrada Parque Indústria e Abastecimento (EPIA), liga o plano piloto de Brasília a Sobradinho e a DF-005, ou Estrada Parque Paranoá (EPPR), liga a península norte aos setores 3, 4 e 8, ocupados por condomínios e mansões.

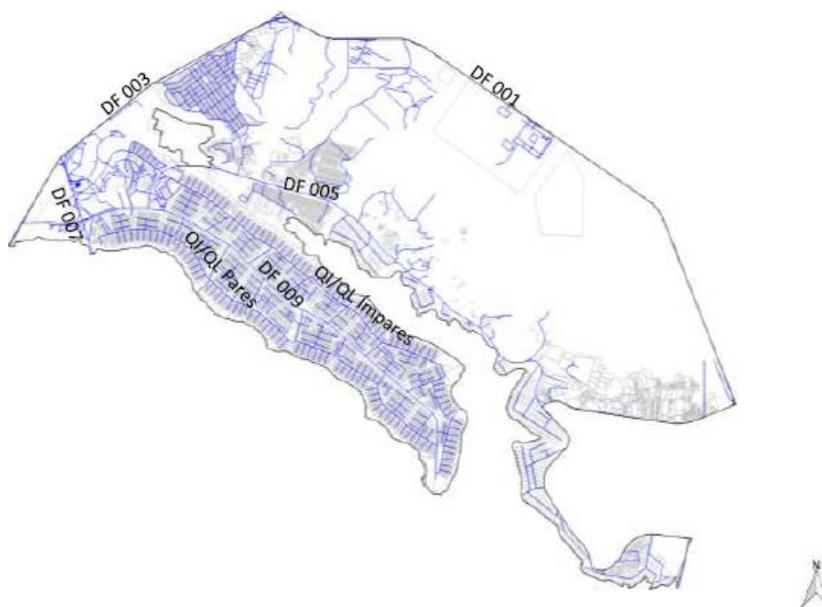


Figura 21 – Sistema viário da Região Administrativa Lago Norte. FONTE: Codeplan (2016).

Por fim, a onda de cheia alcança o lago Paranoá (Figura 22). Considerado o “mar de Brasília”, o lago é referência histórica e turística da capital federal muito em função de seus usos múltiplos: recreação e lazer, geração de energia e, mais recentemente, abastecimento humano.

O lago é artificial, formado a partir do barramento do rio Paranoá, em 1959, que inundou uma área de depressão e o espelho d'água ocupa, aproximadamente, 48 km².



Figura 22 – Lago Paranoá, vista superior. FONTE: Google satélite (acesso em 2018).

5- METODOLOGIA

5.1- ESTRATÉGIA DE AÇÃO

Este estudo se orientou nas quatro etapas definidas pela metodologia proposta para estudos de rompimentos de barragens no *Bulletin 111* (ICOLD, 1998). Contudo, possui limitações em função, principalmente, dos dados disponíveis para sua realização. O diagrama da Figura 23 representa a metodologia adotada para o alcance dos objetivos propostos.

A estratégia consiste em determinar um mecanismo de falha para a estrutura e, a partir daí, é desenvolvido o estudo de formação da brecha para obtenção do hidrograma da ruptura, seguindo com a propagação do mesmo a jusante via modelagem hidrodinâmica. A simulação numérica resolve as equações completas de Saint-Venant para o escoamento não permanente como uma tentativa de reproduzir, de maneira aproximada, a realidade de um evento dessa proporção. Os resultados – elevação da linha d'água, velocidade e tempo de viagem da onda de cheia – contribuem para a geração de ferramentas úteis à gestão de riscos, como o mapa de inundação, o mapa de risco hidrodinâmico e o mapa de tempo de chegada da cheia.

Neste trabalho, a identificação das áreas potencialmente inundáveis é obtida por abordagem determinística, de caráter conservador, cujos resultados são produzidos com base em equações de previsão. A avaliação de danos e prejuízos, bem como a elaboração do plano de ação emergencial, importantes estudos para a gestão completa de riscos, ficarão como recomendação para análises posteriores.

5.2- DADOS EMPREGADOS

Para um estudo de ruptura de barragem são necessárias informações acerca da barragem, do reservatório e da bacia hidrográfica.

Da barragem, as informações básicas com respeito às suas dimensões e tipo de estrutura (concreto, terra e enrocamento, terra etc.) foram obtidas na descrição das características técnicas do projeto civil. Para a determinação do modo de ruptura, foram consideradas informações da vulnerabilidade da barragem à ocorrência de falhas – principalmente daquelas decorrentes dos processos de erosão interna por *piping* e galgamento –, conforme o estudo realizado por Perini (2009).

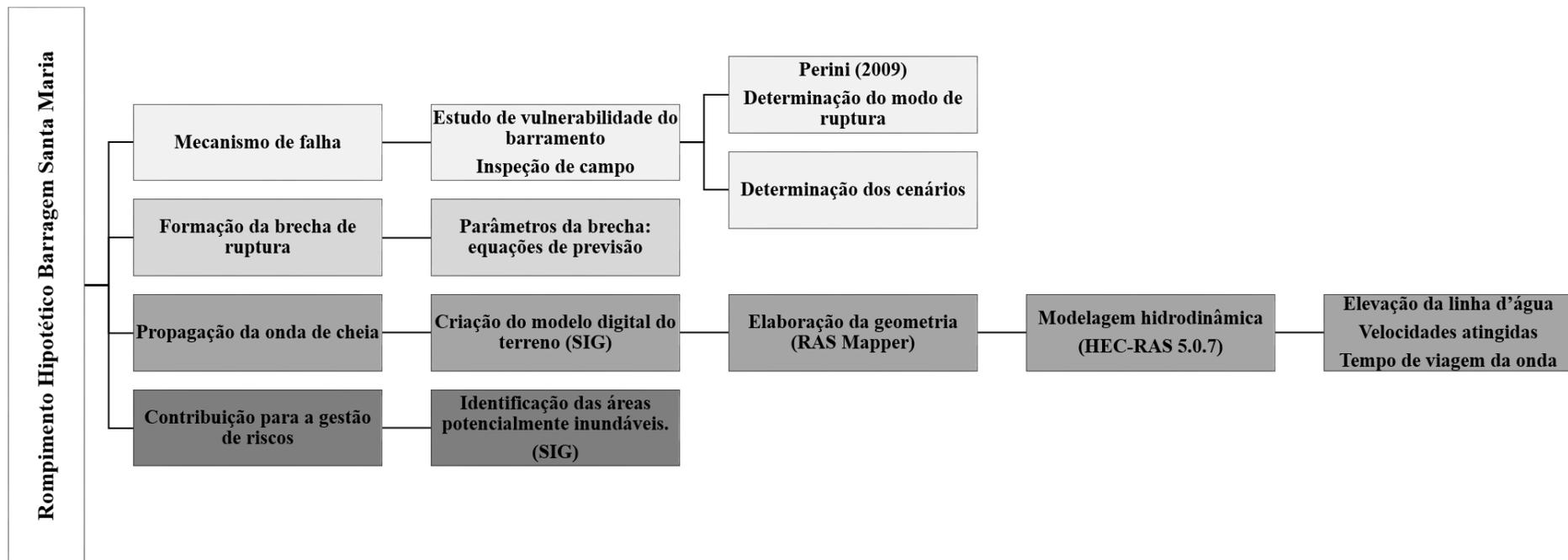


Figura 23 – Planejamento dos métodos adotados no estudo de rompimento hipotético da barragem Santa Maria.

Do reservatório, a curva cota x área x volume utilizada é resultado de um levantamento batimétrico realizado em 2014 e disponibilizado pela CAESB. Foram levantadas 184 linhas regulares, paralelas, com espaçamento simétrico de 50 m (Figura 24). O Datum adotado foi o SIRGAS 2000, e o ecobatímetro e o DGPS forneceram as profundidades georreferenciadas no reservatório.



Figura 24 – Linhas de navegação para o levantamento batimétrico do reservatório de Santa Maria.

FONTE: CAESB.

Dados da bacia hidrográfica com relação à topografia foram obtidos por meio de levantamento topográfico existente na escala na escala de 1:10.000 (equidistância igual a 5 m) para todo o Distrito Federal e curvas de níveis na escala 1:2.000 (equidistância igual a 2 m) para a região ocupada a jusante da barragem do Torto. Ambos os levantamentos são provenientes de mapeamento recente (ano de 2009) do Distrito Federal já referenciados ao sistema de referência vigente no Brasil, o SIRGAS 2000. A CAESB disponibilizou as curvas de níveis na escala de 1:10.000 e o as curvas de níveis 1:2.000 são provenientes do mapeamento SICAD-CHUÁ, disponíveis no *site* da SEGETH. As informações acerca da cobertura vegetal e de uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica foram disponibilizadas pela TERRACAP.

5.3- DETERMINAÇÃO DO MODO DE RUPTURA E CENÁRIOS

Para a determinação do modo de ruptura, este estudo partiu dos resultados obtidos pelas análises de vulnerabilidade da barragem Santa Maria conduzidas por Perini (2009). No entanto,

reconhece-se que as condições relatadas pelo autor, certamente, podem não corresponder às atuais condições de manutenção da barragem. As condições encontradas na visita a campo permitem, de maneira aproximada, considerar que as verificações na inspeção de campo sejam próximas às condições nas quais os estudos de vulnerabilidade da barragem Santa Maria foram conduzidos por Perini (2009). Assumiu-se neste estudo a hipótese de mecanismo de falha a partir de erosão interna por *piping* iniciada no contato maciço/galeria de concreto.

O mesmo mecanismo de falha será considerado em cenários que contemplam diferentes condições hidrológicas. A adoção de cenários com condições hidrológicas distintas é necessária para tornar possível a observação das alterações no potencial de inundações das áreas a jusante.

Os cenários definidos para as simulações são:

- (1) operação extrema sem ruptura; ou “Cheia Decamilenar sem ruptura”;
- (2) ruptura em operação normal, ou “Dia Seco”; e
- (3) ruptura em evento extrema, ou “Cheia Decamilenar”.

O cenário (1), “Cheia Decamilenar sem ruptura”, representa a propagação da vazão de projeto pelo sistema extravasor da barragem Santa Maria pela passagem da cheia decamilenar por seu reservatório. Neste cenário uma vazão constante de 107,70 m³/s é liberada através do vertedouro da barragem Santa Maria. Esse cenário serve para avaliar a operação do vertedor em condições extremas e é também o ponto de partida para a simulação do cenário (3) “Cheia Decamilenar”.

No cenário (2), “Dia Seco”, nenhuma descarga é liberada pelo vertedouro e todo o fluxo a jusante trata-se das vazões geradas pela liberação do volume armazenado no reservatório (el. 1.072 m) pela brecha aberta na barragem. O cenário (3), “Cheia Decamilenar”, corresponde à liberação do volume armazenado (el. 1.073 m) acrescentada a descarga do vertedouro (vazão constante de 107,70 m³/s).

Os cenários (2) e (3) admitem *piping* como mecanismo de falha. A elevação em relação ao contato galeria de concreto/maciço da barragem, conforme indicado por Perini (2009), foi adotada como ponto de início do *piping* (~ el. 1.056 m). Apenas a ocorrência *piping* foi analisada como mecanismo de falha porque a crista da barragem Santa Maria está na elevação 1.075 m e na passagem da enchente de 10.000 anos pelo vertedouro (el. 1.073 m), ainda teria 2 metros de borda livre. Portanto, admitiu-se que o projeto da barragem e do vertedouro têm capacidade adequada que reduzem as possibilidades de rompimento por galgamento.

Por fim, os cenários adotados atendem à recomendação em se considerar o menor número de cenários, incluindo o cenário de ruptura mais provável e o cenário mais adverso de ruptura ou extremo (ANA, 2016b).

5.4- MODELAGEM DA FORMAÇÃO DA BRECHA DE RUPTURA

Para a simulação de rompimentos de barragens de eventos já ocorridos, podem existir informações acerca das dimensões da brecha aberta no maciço. No entanto, as dimensões e o tempo de formação da brecha devem ser estimados em estudos cuja ruptura da barragem é hipotética.

É conveniente estimar os parâmetros das dimensões e de desenvolvimento da brecha para cada cenário com diferentes modos de ruptura e eventos hidrológicos. Assim, haverá um conjunto de parâmetros da brecha para cada combinação de modo de ruptura e evento hidrológico. Foram avaliados quatro modelos de previsão dos parâmetros da brecha para cada um dos cenários com ruptura. Logo, serão estimados oito conjuntos de parâmetros da brecha, quatro correspondentes ao cenário (2), “Dia Seco”, e os outros quatro correspondentes ao cenário (3), “Cheia Decamilenar”.

5.4.1- Equações de regressão utilizadas

As equações selecionadas para este estudo são comumente aplicadas em estudos de rupturas de barragens e adotadas no modelo HEC-RAS 5.0.7 para a modelagem de formação da brecha. O usuário deve calcular as estimativas dos parâmetros e escolher aquela equação que produz valores representativos para a barragem sob investigação. A dificuldade é que, normalmente, a base de dados utilizada para aproximação das equações por regressão é pequena – há poucos registros de eventos de ruptura com todas as informações necessárias disponíveis. Ocorre também que a maioria dos casos históricos de rompimento registrados são de estruturas menores (altura menor que 30 metros) e consideram-se, conjuntamente, rupturas ocorridas por diferentes mecanismos de ruptura. A aplicação dessas equações para barragens fora do intervalo de dados pelo qual a fórmula foi criada pode levar a dimensões e tempos de formação de brechas não condizentes com a realidade. Por isso, as equações escolhidas devem ser apropriadas para o tipo da barragem investigada.

Para barragens de terra, de terra com seção zonada, de terra com núcleo de argila ou de enrocamento são comumente empregadas na literatura as equações de Macdonald & Langridge-Monopolis (1984), Von Thun & Gillette (1990), Froehlich (1995b) e Froehlich (2008). A

barragem Santa Maria e a barragem Torto se enquadram nas características para as quais foram derivadas essas equações. Além disso, o modelo HEC-RAS 5.0.7 calcula os parâmetros da brecha para todas as equações citadas anteriormente. Desse modo, essas quatro equações de previsão foram adotadas neste estudo para estimar os parâmetros de dimensão da brecha e o tempo de formação da mesma.

5.4.2- Cálculo dos parâmetros da brecha

Os parâmetros de formação da brecha foram calculados para cada cenário, com exceção do cenário (1), “Cheia Decamilenar sem ruptura”, que não inclui a hipótese de falha da estrutura. No cenário (3), “Cheia Decamilenar”, assume-se o início do *piping* na cota 1.056 m (elevação aproximada do contato superior galeria/maciço) com o nível d’água atingindo a elevação de 1.073 m no reservatório, o que corresponde a um volume de 92.130.000 m³ armazenado pela barragem Santa Maria. Nessa situação, o vertedor funciona à sua capacidade máxima, extravasando a vazão de 107,70 m³/s com lâmina d’água a 1 m acima da soleira (cota 1.072 m). O vertedor da barragem do Torto, localizada a 6,85 km a jusante, tem capacidade para escoar uma vazão de 170 m³/s. Caso o volume escoado exceda essa taxa de vazão, a barragem do Torto, por se tratar de uma obra antiga, com reservatório de menor capacidade de armazenamento e alto índice de assoreamento, dificilmente conterà o volume afluente, e sua estrutura pode vir a ser galgada. A hipótese de ocorrência de *piping* na barragem do Torto é menos provável em condições de liberação abrupta do volume da barragem Santa Maria.

No cenário (2), “Dia Seco”, assume-se o início do *piping* também na cota 1.056 m, contato entre galeria/maciço, porém com o nível d’água no reservatório de Santa Maria atingindo a elevação de 1.072 m (volume armazenado de 84.333.000 m³). Nessa situação, o vertedor da barragem Santa Maria não extravasa, pois a elevação da lâmina d’água no reservatório é a mesma da cota da soleira (1.072 m). A jusante, do mesmo modo que ocorre no cenário “Cheia Decamilenar”, o galgamento da barragem do Torto é bem provável em função do grande volume afluente liberado de forma abrupta do reservatório.

Modo de ruptura, cota de elevação do nível d’água no reservatório e o correspondente volume armazenado no reservatório no momento da ruptura são os principais dados utilizados nas equações de regressão, juntamente com a altura da coluna d’água, obtida pela diferença entre a cota de coroamento e a cota de fundação da barragem. A lagura da crista da barragem e inclinações dos paramentos de montante (Z_1) e jusante (Z_2) são necessárias para o cálculo apenas no modelo de Macdonald & Langridge-Monopolis (1984). Completam as informações a

localização (estaca, elevação) de início da brecha. No cálculo dos parâmetros da brecha da barragem Santa Maria, entre os cenários estabelecidos, apenas variam os valores da cota de elevação do nível d'água no reservatório e o correspondente volume armazenado (Tabela 14).

As estimativas para a largura média da brecha (\bar{B}) e tempo de formação da brecha (t_f) foram calculadas numa planilha Excel, mas o modelo HEC-RAS 5.0.7 também calcula os parâmetros. No modelo HEC-RAS, no entanto, é calculada a largura do fundo da brecha (W_b). O software também indica a inclinação lateral média (z) sugerida por cada modelo.

Depois de estimados as dimensões e o tempo de formação da brecha e da obtenção do hidrograma de ruptura pela simulação, é necessário determinar um único conjunto de parâmetros mais adequado para representar a brecha em cada cenário que considera a ruptura. Salienta-se que os parâmetros devem ser oriundos de um mesmo modelo, a fim de garantir consistência na análise (USACE, 2014). O processo para a escolha do conjunto de parâmetros levou em conta a vazão de pico e as características da propagação do hidrograma de ruptura a jusante.

Tabela 14 – Dados considerados no cálculo da brecha de ruptura da barragem Santa Maria.

Barragem Santa Maria	Cheia Decamilenar	Dia Seco
Cota de coroamento da barragem (m)	1.075	1.075
Cota do nível d'água no reservatório no momento da ruptura (m)	1.073	1.072
Cota de fundo da brecha (cota de fundação) (m)	1.045	1.045
Volume do reservatório no momento da ruptura (1000 m ³)	92.130	84.333
Modo de ruptura	<i>piping</i>	<i>piping</i>
Cota do local de início do <i>piping</i> (m)	1.056	1.056
Distância horizontal aprox., a partir da ombreira direita (m)	200	200
Largura da crista da barragem (m)	6	6
Inclinação do paramento de montante (Z ₁ H:V)	3	3
Inclinação do paramento de jusante (Z ₂ H:V)	2	2

5.4.3- Obtenção da vazão de pico e do hidrograma de ruptura

Não foram disponibilizados o Estudo de Cheias nem as séries de vazões afluentes ao reservatório. Logo, optou-se por conceber um hidrograma sintético para ser utilizado como condição de contorno de montante no modelo HEC-RAS. O hidrograma de ruptura proposto

por Faria (2016) utiliza a equação do hidrograma com decaimento parabólico e o volume total ou parcial a ser propagado pela provável ruptura da barragem para calcular a vazão de pico.

O hidrograma com decaimento parabólico foi considerado o que melhor representa a ruptura gradual observada em barragens de terra devido aos efeitos da erosão. Nesse caso a variação da vazão ao longo do tempo é obtida por meio da seguinte equação (anteriormente apresentada na Tabela 11):

$$Q(t) = Q_p \left[\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right]^k \quad (3)$$

Na equação (3), a vazão de pico (Q_p) ocorre no instante (T_p). O fator de ponderação (k) varia entre 0,1 e 0,5 de modo a ajustar a área sob o hidrograma ao volume do reservatório. A área do gráfico sob a curva de um hidrograma equivale ao volume escoado. Assim, tomando a integral definida da função $Q(t)$ no intervalo de zero até o final do tempo de base (T_b) obtém-se o volume do reservatório liberado pela ruptura – valor conhecido e que pode ser verificado e fixado.

$$V = \int_0^{T_b} Q(t) dt = \int_0^{T_b} Q_p \left[\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)} \right]^k dt \quad (4)$$

A função $Q(t)$ é exponencial e tem seu valor máximo quando $t = T_p$, independente do valor de k . Faria (2016) mostrou que, para um mesmo volume de reservatório e um mesmo tempo de pico, variando-se a vazão de pico, alcança-se o maior valor para a mesma com k igual a 0,5. Esse processo foi realizado numa planilha de cálculo, aplicando o teste de hipóteses que é uma ferramenta que testa vários valores para a fórmula da planilha, até que a igualdade proposta seja atingida. Foram mantidos fixos o tempo de pico (T_p) e o fator de ponderação k . O teste de hipóteses foi aplicado à célula para a vazão de pico (Q_p) até que a área total sob a curva do gráfico, obtida na planilha pela soma do cálculo das integrais definidas em cada intervalo pelo método dos trapézios, coincida com o volume do reservatório.

Foram considerados os diferentes tempos de formação da brecha calculados pelas equações empíricas (constantes na Tabela 9) como tempo de pico. Essa suposição é razoável, pois a maior vazão deve ser observada, em algum instante, quando da abertura completa da brecha. Adotou-se o tempo de base (T_b) de 72 horas, discretizado em intervalos (t) de 15 minutos, escolhido arbitrariamente. O tempo de base adotado é razoável, pois permite o “aquecimento” do modelo com vazões menores, sem que seja adicionada uma quantidade significativa de volume ao

modelo antes da chegada da onda de cheia – o que limitaria a extensão da atenuação do hidrograma a ser obtido.

Assim, mantendo o tempo de pico, T_p , e o fator de ponderação, k , fixos e forçando o valor da área do gráfico ao volume do reservatório de Santa Maria no momento da ruptura, foi computado o hidrograma de ruptura conforme a metodologia proposta por Faria (2016). A título de comparação e registro, foi calculada a vazão de pico para cada uma das formulações empíricas constantes na Tabela 12.

O fato de que o hidrograma de ruptura, como proposto por Faria (2016), permitir a adequação da vazão de pico ao volume que se deseja propagar, foi utilizado para dimensionar o volume do hidrograma sintético afluente ao reservatório de Santa Maria. Esse processo será detalhado posteriormente quando da exposição das considerações feitas na definição das condições de contorno a montante no modelo HEC-RAS 5.0.7.

5.5- MODELAGEM NUMÉRICA DA PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA

5.5.1- Preparação do relevo

Neste estudo técnicas de geoprocessamento foram utilizadas para a elaboração do modelo digital do terreno (MDT) de toda a região dentro dos limites do Distrito Federal. Um MDT pode ser gerado em um Sistema de Informações Geográficas (SIG) a partir da interpolação das informações de altitude registradas em curvas de níveis e/ou pontos cotados que contenham coordenadas espaciais (x, y, z). Por meio de um algoritmo para criação de uma rede triangular irregular (TIN, do inglês *Triangular Irregular Network*) é gerada a superfície que representa as elevações do terreno.

O MDT foi desenvolvido a partir de levantamento topográfico em escala 1:10.000 de todo o território do Distrito Federal; de levantamento topográfico em escala 1:2.000 e pontos cotados da região urbanizada a jusante da barragem do Torto; e levantamento batimétrico do reservatório da barragem Santa Maria (ver Figura 25). Todas as informações estão georeferenciadas no Datum SIRGAS 2000, zona 23S.

O levantamento topográfico do DF na escala 1:10.000 (com curvas de nível a cada 5 m) – Figura 25-a – e o levantamento batimétrico do reservatório da barragem de Santa Maria – Figura 25-b – foram disponibilizados pela CAESB e não foram necessárias correções ou adequações.

Já as curvas topográficas na escala 1:2.000 – Figura 25-c – e pontos cotados – Figura 25-d – obtidos de plantas em arquivos CAD disponibilizados no site da SEGETH apenas para a região

mais urbanizada a jusante da barragem do Torto – foram importados para o ambiente SIG e apenas as camadas (*layers*) contendo as informações das curvas de níveis (intermediárias e mestras) e pontos cotados foram convertidas para o formato *shapefile* (.shp). Nesse processo, foi necessário ajustar o georreferenciamento das informações e corrigir as cotas de elevação, trazendo-as para a referência em relação ao nível do mar, como observado nas curvas de níveis na escala 1:10.000. Também foi necessário adequar as curvas de níveis, excluindo curvas com elevação imprópria para o local em que se localizavam (por exemplo, curva de nível com elevação 1.038 m na região interior do lago Paranoá, sendo que às margens do lago, as curvas de nível apresentavam elevação de 1.000 m).

A partir da interpolação das cotas de elevação registradas nas curvas de níveis, pontos cotados e batimetria (ver Figura 26) pela técnica da rede triangular irregular, que constitui um modelo matemático com valores de altitude, o TIN foi criado por meio de triângulos entre uma linha e outra resultando numa superfície com as feições do terreno em ambiente digital (ver Figura 27).

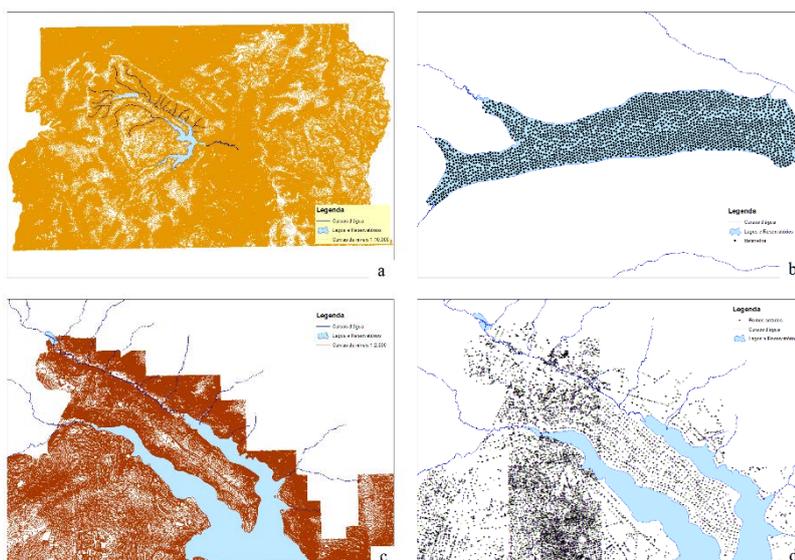


Figura 25 – Informações de elevação disponíveis no Distrito Federal: (a) Levantamento topográfico escala 1:10.000; (b) levantamento batimétrico do reservatório de Santa Maria; (c) Levantamento topográfico escala 1:2.000 e (d) Pontos cotados. FONTE: da autora, adaptado de CAESB e SEGETH.



Figura 26 – Informações utilizadas na interpolação. FONTE: da autora, adaptado de CAESB e SEGETH.

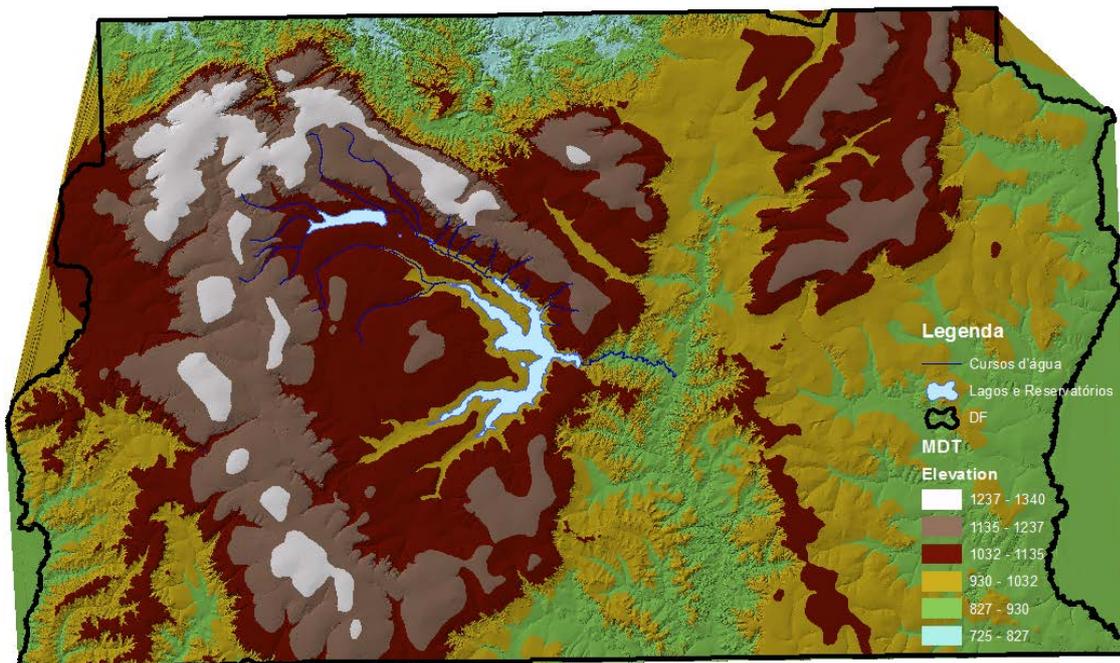


Figura 27 – TIN ou MDT desenvolvido para o Distrito Federal (elevação em metros). FONTE: da autora.

O MDT resultante (dato vetorial) foi convertido para um modelo digital de elevação (MDE), dito dato matricial ou *raster*, formato exigido para entrada das informações de elevação do terreno no modelo HEC-RAS 5.0.7 mostrado na Figura 28. O tamanho escolhido para o pixel foi de 5 m, igual à equidistância (menor tamanho indicado para corresponder ao tamanho do pixel de MDE's) das curvas de nível 1:10.000, para toda região dentro dos limites do Distrito Federal.

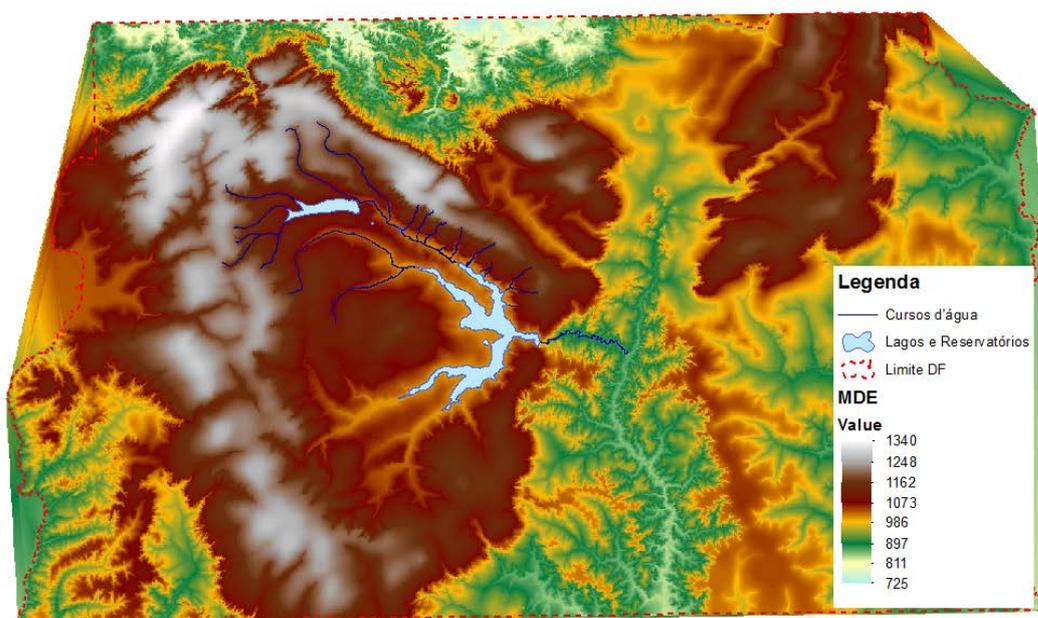


Figura 28 – MDE do Distrito Federal (elevação em metros). FONTE: da autora.

O MDE foi delimitado à região que compreende os limites da bacia do lago Paranoá. A altitude máxima atingida em relação ao nível do mar é 1.300 m nas porções norte, noroeste e sudoeste da bacia. A altitude mínima atingida é 950 m na porção leste, próxima ao exutório da bacia. O nível do lago Paranoá está em torno da elevação de 1.000 m.

5.5.2- Preparação da geometria do modelo

É desejável e apropriado que a geometria de um modelo 1D seja obtida com a associação de seções topobatimétricas do corpo hídrico, levantadas em campo, ao modelo digital de elevação de alta resolução.

Tendo em vista os elevados custos para a realização de uma topobatimetria, bem como a dificuldade de realizar o levantamento no local (mata fechada), além de se tratar de unidade de conservação nacional e considerando, ainda, características do corpo hídrico, tais como córrego com talvegue pouco profundo e não muito largo, julgou-se suficiente extrair as seções transversais do levantamento topográfico. É importante ressaltar que a principal finalidade do presente trabalho é ser uma ferramenta de obtenção das cotas máximas atingidas por uma provável inundação causada pelo rompimento da barragem Santa Maria.

A geometria do modelo foi traçada sobre o MDE no modelo HEC-RAS 5.0.7, utilizando o RAS Mapper. O RAS Mapper é um módulo com propriedades geoespaciais disponível no modelo HEC-RAS para auxiliar na criação e refinamento da geometria de um modelo hidráulico, bem como na visualização e análise dos resultados produzidos pela execução do modelo.

O MDE é o dado a ser importado no RAS Mapper para a constituição do terreno no ambiente HEC-RAS. Antes da importação é essencial definir o sistema de coordenadas. Essa e as demais etapas de importação são disponibilizados na internet em documentos tutoriais tais como os elaborados por Dieguez & Smith (2016) e Dey & Merwade (2018).

5.5.2.1- Traçado do curso d'água e das seções transversais

Os alinhamentos dos córregos Santa Maria, Três Barras e Ribeirão do Torto foram digitalizados seguindo o centro dos cursos d'água e alinhamento na direção do escoamento, de forma aproximada e com uma imagem de satélite como plano de fundo (ver Figura 29). Da mesma maneira, foram digitalizadas a localização aproximada das margens esquerda e direita (*bank lines*) necessárias para o *software* distinguir o corpo hídrico principal das áreas a serem potencialmente inundadas. Em geral, as regiões que caracterizam a planície de inundação

possuem maiores coeficientes de rugosidade em função da vegetação, que impõe maior resistência ao escoamento.



Figura 29 – RAS Mapper: digitalização do corpo hídrico (em azul) e delimitação das margens esquerda/direita (em vermelho).

Constituída a extensão geral do modelo com o traçado do corpo hídrico, pode-se iniciar o traçado das seções transversais. As seções transversais são utilizadas para extrair os dados de elevação a fim de criar um perfil transversal do terreno. Deve-se criar um número adequado de seções de forma a obter uma boa representação do corpo hídrico e das áreas potencialmente inundáveis.

As seções transversais devem ser traçadas perpendicularmente à direção do fluxo, no sentido da margem esquerda para a margem direita (tendo a jusante como referência), abrangendo inteiramente a área potencialmente inundável e interceptando, uma vez, o corpo hídrico e cada uma das margens.

Ao longo do alinhamento dos córregos Santa Maria, Três Barras e Ribeirão do Torto, do início do reservatório até o braço norte do lago Paranoá (aproximadamente 30,67 km) foram extraídas 180 seções transversais do MDE, com espaçamento entre elas variando de 9 a 497 m, sendo o valor máximo definido pela equação (5) proposta por Samuels (1989):

$$DX = 0,15 * \frac{D}{S_0} \quad (5)$$

em que: DX é o espaçamento entre as seções transversais, D é a profundidade (aproximada da lâmina d'água na seção) e a S_0 é a declividade do fundo. Como a distância entre as seções transversais deve ser definida antes de executar a simulação, pode surgir incerteza em que valor de profundidade adotar. Porém, ao executar eventos extremos, deve-se considerar uma profundidade maior (p.e. 12 m, adotada).

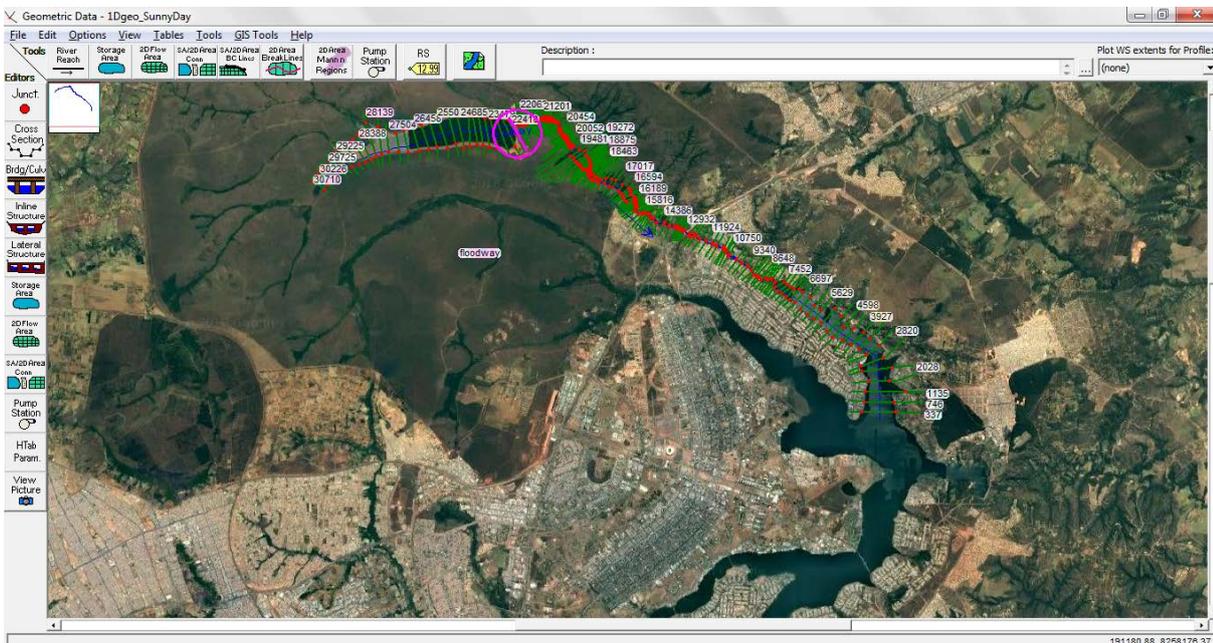


Figura 30 – HEC-RAS 5.0.7: seções transversais cobrindo todo o percurso da onda de cheia. Barragem Santa Maria em destaque (rosa).

Dessas, 29 seções localizadas no reservatório (ver Figura 31) continham dados batimétricos, e foram traçadas de maneira a capturar todo o volume do reservatório, de forma que a elevação do fundo da seção mais a montante (~ el. 1.077 m) exceda a maior elevação a ser modelada na barragem durante o pior evento (el. 1.073 m) (USACE, 2014).

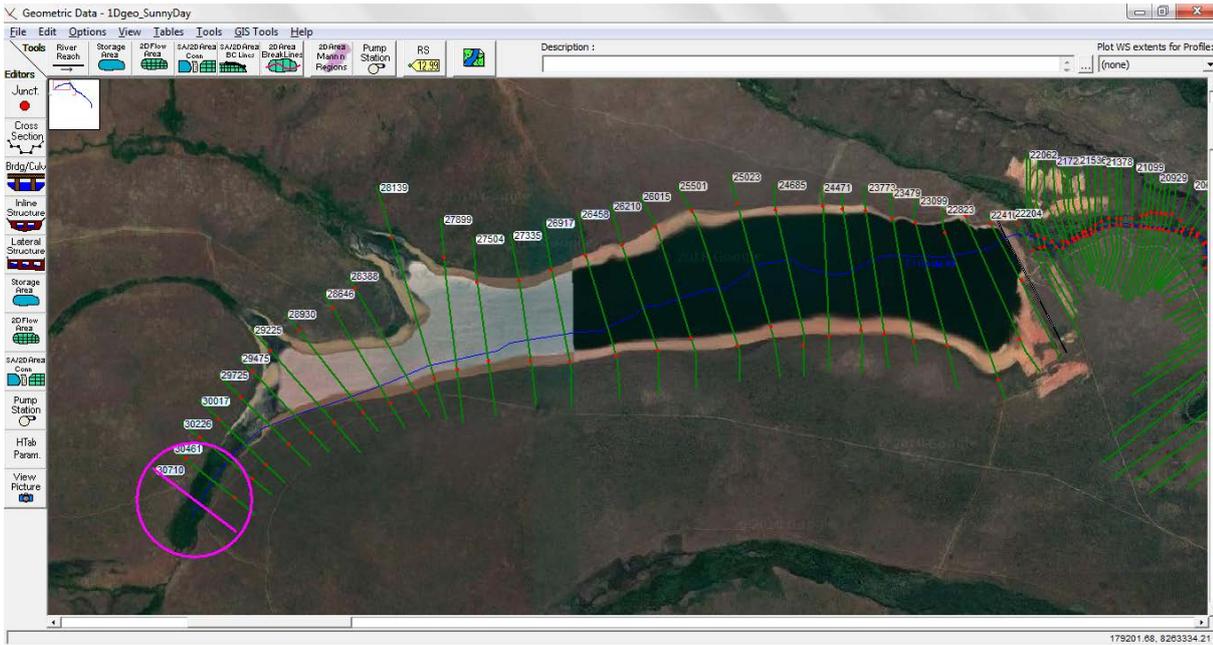


Figura 31 – HEC-RAS 5.0.7: seções transversais no reservatório Santa Maria.

As demais seções, localizadas ao longo do corpo hídrico, contam apenas com informações do levantamento topográfico. Como a batimetria não estava disponível, foi fundamental criar uma espécie de fenda no terreno. Isso porque, em seções transversais bastante largas, a profundidade calculada será bem rasa para fluxos pequenos, o que leva à instabilidade no modelo. Para contornar essa questão, adicionou-se um “canal piloto” (*pilot channel*) que dá à seção transversal uma maior profundidade, sem, contudo, ampliar muito a área molhada (Figura 32).

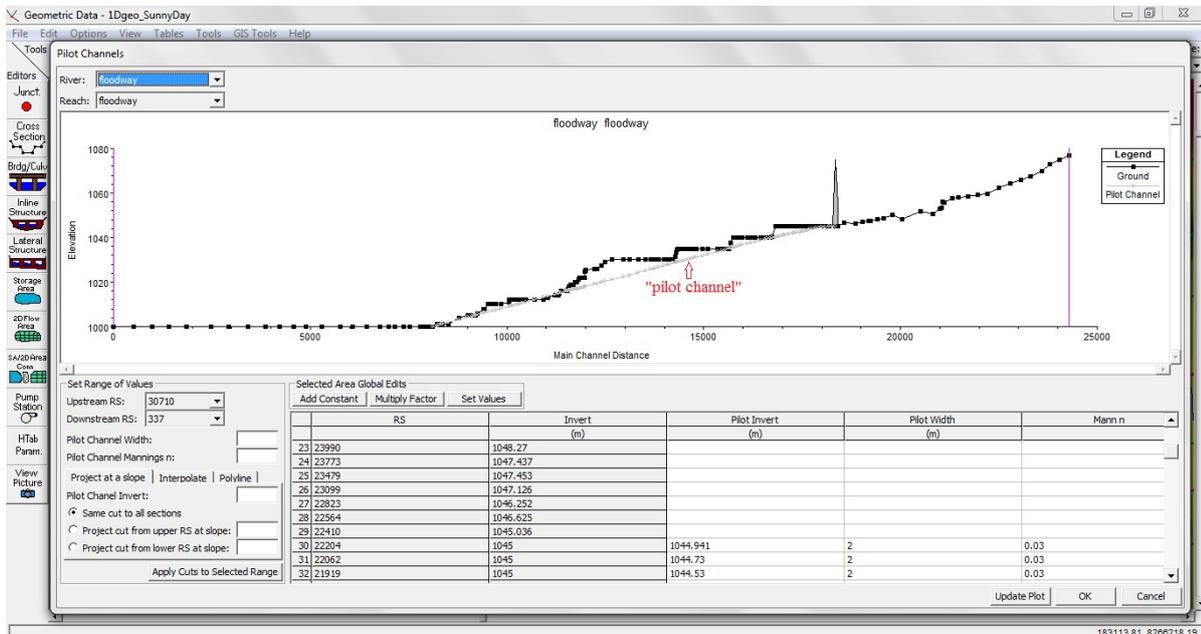


Figura 32 – HEC-RAS 5.0.7: inserção do “canal piloto” (alinhamento em cinza) a partir da barragem seguindo por todo o percurso da onda de cheia.

O canal piloto foi ajustado para 2 metros de largura e a profundidade ao longo do canal não ultrapassou os 10 m.

5.5.2.2- Estrutura de barramento

Uma barragem é modelada no HEC-RAS como uma *Inline Structure*. São necessárias quatro seções transversais para modelar a contração e expansão do fluxo através de uma barragem. Assim, de jusante para montante: a primeira seção transversal deve ser posicionada onde o escoamento está expandindo completamente; a segunda seção transversal fica imediatamente a jusante do barramento, na região final do ressalto hidráulico; a terceira seção deve ser locada a 15-30 m a montante da estrutura de barramento, na região onde inicia o rebaixamento do escoamento. A geometria da barragem deve ser inserida entre a segunda e terceira seções transversais. O perfil do terreno de onde está a barragem assume as feições da terceira seção transversal. A quarta, e última, seção transversal, localizada a montante da terceira seção, fica no início da contração do fluxo de montante (DYHOUSE *et al.*, 2007).

Os dados para a modelagem da brecha de ruptura são inseridos na guia “*Breach Data*” dentro da ferramenta *Inline Structure*. O modelo HEC-RAS 5.0.7 requer do usuário localização (estaca, elevação), mecanismo de ruptura, formato da brecha, tempo de formação, mecanismo de gatilho, e coeficiente de descarga do orifício (se *piping*) ou coeficiente de descarga do vertedouro (se galgamento). Os retângulos em vermelho na Figura 33 destacam os parâmetros alterados conforme a equação de previsão utilizada e cenário adotado. Foi configurado *piping* para o modo de ruptura com formação da brecha com progressão gradual, descrita pela curva senoidal *default* do modelo HEC-RAS 5.0.7 (Figura 34), que, conforme constatação de Mota (2017), gera maior vazão de pico que a progressão linear.

As simulações incluindo a barragem do Torto como uma *inline structure* apresentaram instabilidade e, em vez disso, a geometria da barragem do Torto foi estabelecida diretamente na seção transversal.

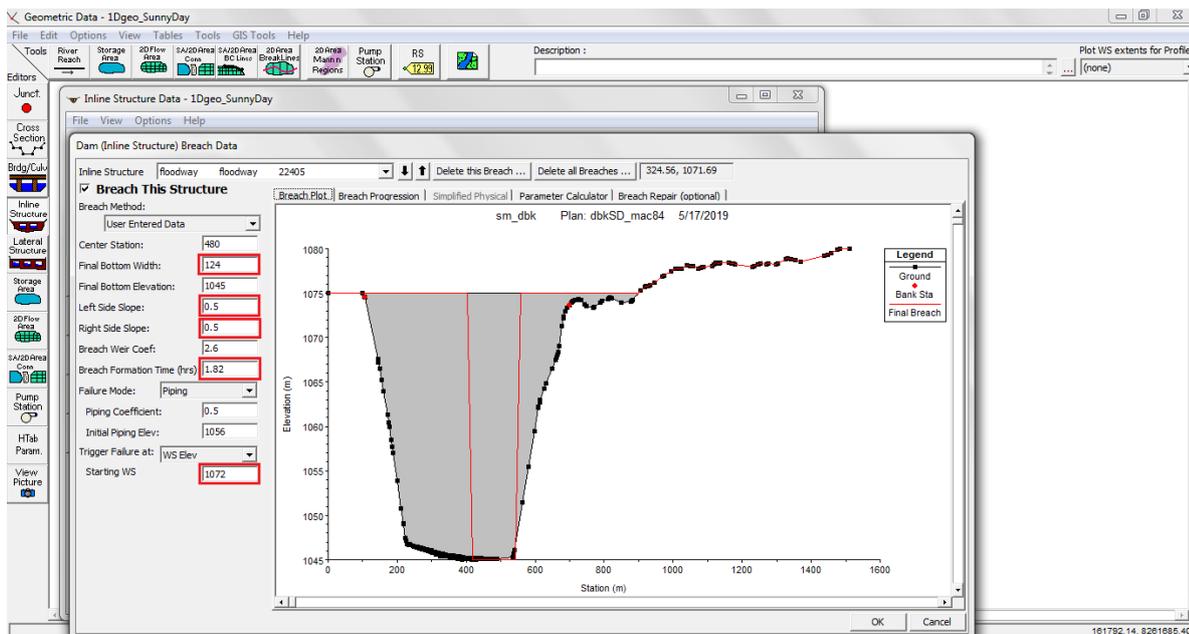


Figura 33 – HEC-RAS 5.0.7: inserção dos parâmetros da brecha da barragem Santa Maria.

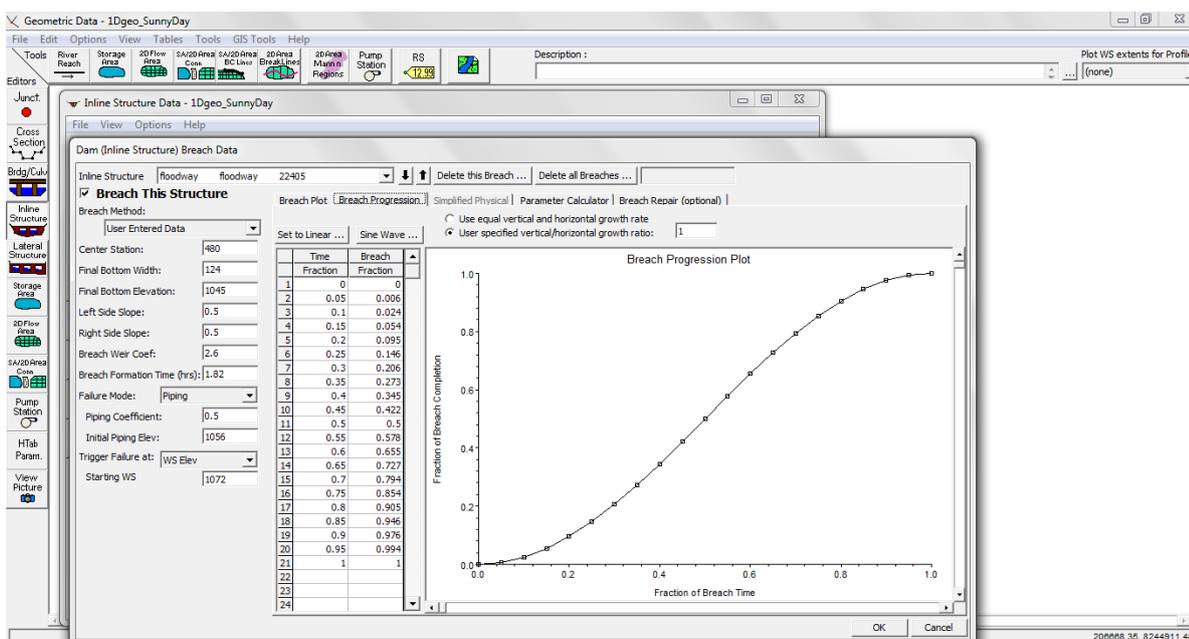


Figura 34 – HEC-RAS 5.0.7: progressão gradual (senoidal) da brecha.

5.5.3- Simulação no regime não permanente

Para simulações de ruptura de barragem no regime não permanente no HEC-RAS 5.0.7 são necessárias, no mínimo, condições de contorno a montante e a jusante (ver Figura 35).

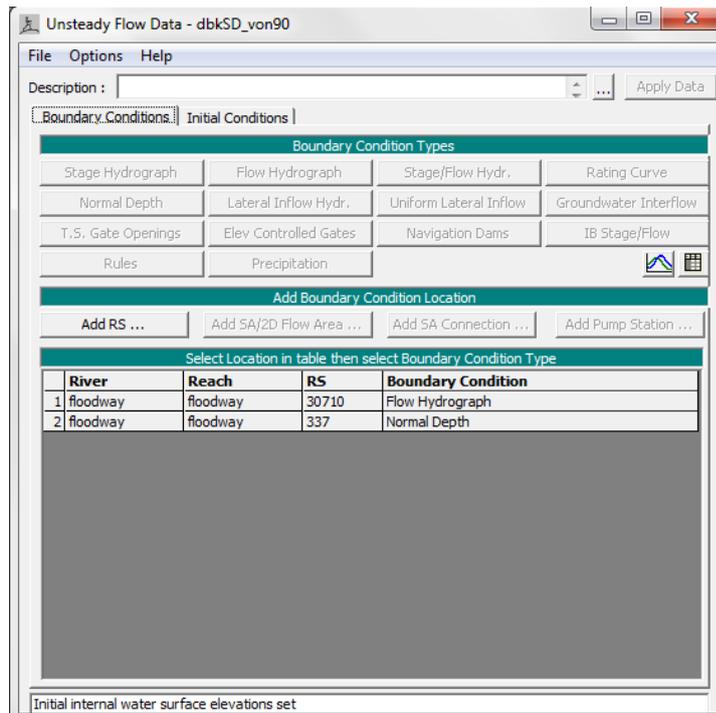


Figura 35 – HEC-RAS 5.0.7: Guia “*Unsteady Flow Data*” onde devem ser configuradas as condições de contorno em “*Boundary Conditions*”.

A resistência que a rugosidade do leito do rio e da planície de inundação impõe ao fluxo foi caracterizada pelo coeficiente de Manning.

5.5.3.1- Determinação dos valores dos coeficientes de rugosidade

O coeficiente de rugosidade foi definido através de comparações entre o local do estudo e os valores sugeridos na literatura. Assumiu-se coeficientes de rugosidade de Manning de 0,060 (margem direita); 0,030 (leito) e 0,080 (margem esquerda); contudo, esses valores não representam a cobertura real do terreno (ver Tabela 15), embora sua definição faça algum sentido, considerando o fato de que as seções transversais abrangem amplas áreas com características diferentes de vegetação.

Por exemplo, no trecho a jusante da barragem Santa Maria e a montante do reservatório do Torto, as margens do córrego Três Barras próximas ao leito são ocupadas, principalmente, por mata de galeria, enquanto a planície propensa à inundação contém campos com vegetação típica de cerrado. Ao modelar 1D no *software* HEC-RAS, o usuário deve inserir valores de Manning para as margens direita/esquerda e para o leito. Caracterizar a resistência ao fluxo da margem esquerda adotando n igual a 0,150 (mata de galeria), por exemplo, levaria toda a extensão dessa seção transversal esquerda a essa resistência ao fluxo, o que não a representa adequadamente. Portanto, a escolha de n igual a 0,080 para a margem esquerda pode equilibrar os valores de

rugosidade de maneira a representar ambas as coberturas vegetais, mata ciliar e cerrado. Essa lógica orientou a definição dos valores dos coeficientes de rugosidade de Manning. Uma análise de sensibilidade testou alterações de $\pm 75\%$, $\pm 50\%$, $\pm 25\%$ e Manning adequado ao uso e ocupação do solo e suas influências na vazão de pico e profundidade atingida no pico.

Tabela 15 – Coeficiente de rugosidade de Manning para a planície de inundação conforme a literatura.

FONTE: adaptado de Porto (2006)

Paisagem	Característica Típica	Coeficiente de Rugosidade de Manning
	Mata de Galeria	0,150
	Cerrado	0,050
	Calha Vertedouro Torto	0,018
	Área Urbana	0,025
	Leito	0,030

5.5.3.2- Condições de contorno e iniciais

Na ausência dos estudos de cheias e das séries de afluições ao reservatório de Santa Maria, para representar a condição de contorno a montante do modelo optou-se por conceber um hidrograma sintético de entrada baseado na metodologia proposta por Faria (2016). O tempo de formação da ruptura obtido pelas equações de previsão (mostradas na Tabela 16, em Resultados e Discussão) foi considerado como o tempo de pico, uma vez que a maior vazão deve ser observada em algum instante em que a brecha está completamente aberta. Assim, o hidrograma afluente foi calculado em uma planilha, mantendo fixos o tempo de pico e o fator de ponderação k , e, forçando o valor da área do gráfico ao volume que se desejava afluir ao reservatório de Santa Maria momentos antes da ruptura.

No modelo HEC-RAS qualquer mudança abrupta nas condições de contorno deve ser evitada, a fim de reduzir as instabilidades no modelo (USACE, 2014). Logo, como condição inicial, foram estabelecidos valores mínimos de vazão em todas as seções transversais (100 m³/s para “Dia Seco” - ver Figura 36; e 107,70m³/s para “Cheia Decamilenar”), inclusive na seção da barragem (no campo *pilot flow*, no modelo HEC-RAS 5.0.7, em Geometria > *Inline Structures* > *Inline Structure Data*).

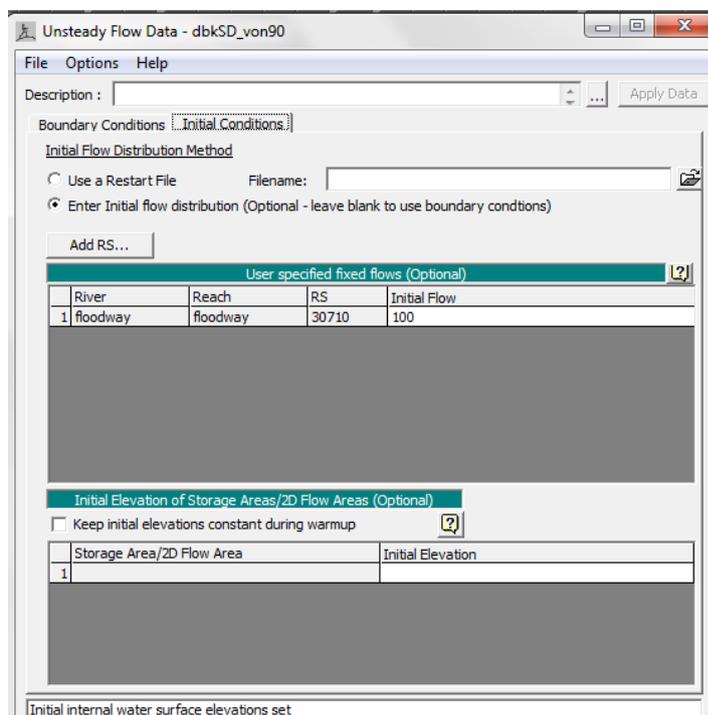


Figura 36 – HEC-RAS 5.0.7: Guia “Unsteady Flow Data” onde deve ser configurada as condições iniciais “Initial Conditions”.

Outro critério adotado para evitar instabilidade nos cálculos, em razão de mudança abrupta nas condições de contorno, foi iniciar a simulação com o reservatório de Santa Maria em nível d'água na el. 1.068 m, menor do que o nível d'água configurado para o início da ruptura (el. 1.072 m para “Dia Seco” e el. 1.073 m, para “Cheia Decamilenar”). Para atingir a elevação em que se configura o *piping* em cada cenário, adotou-se, por um período de 12 horas (arbitrário) fluxo de vazões reduzidas na seção de entrada do reservatório (100 m³/s para “Dia Seco” e 107,70 m³/s para “Cheia Decamilenar”). Dessa forma, durante o período de “aquecimento” da simulação, as vazões mínimas afluentes contribuam para o “enchimento” do reservatório.

Na elevação 1.068 m, o reservatório armazena cerca de 56.333.000 m³. Os cerca de 28.000.000 m³, necessários para atingir o volume característico da cota 1.072 m (84.333.000 m³) afluíram ao reservatório pelo hidrograma sintético para “Dia Seco”. Da mesma maneira, são necessários 36.000.000 m³, aproximadamente, para completar o volume do reservatório na cota 1.073 m (92.130.000 m³). Logo, para garantir que o volume propagado pelo modelo não ultrapassasse o volume de fato do reservatório de Santa Maria, o hidrograma afluente foi dimensionado em uma planilha conforme a metodologia proposta por Faria (2016), mantendo fixos o tempo de pico e o fator de ponderação *k*, e, forçando o valor da área do gráfico ao volume de 30.000.000 m³ como condição de montante para o cenário “Dia Seco”, e 40.000.000 m³, quando condição de montante para o cenário “Cheia Decamilenar”.

Tal procedimento gerou um total de oito hidrogramas sintéticos de afluência. Na Figura 37 são apresentados os hidrogramas sintéticos afluentes obtidos utilizando como tempo de pico, o tempo de formação da brecha calculado pelos modelos de previsão (mostrados na Tabela 16, em Resultados e Discussão).

Para ambos os cenários de ruptura, o nível d'água no reservatório do Torto a jusante foi estabelecido em 1.025,63 m (nível normal de operação) e nível d'água no reservatório de Santa Maria iniciando na elevação 1.068 m, como descrito anteriormente (ver Figura 38). Para ruptura em “Dia Seco”, a brecha se inicia quando o reservatório atinge a cota 1.072 m. Na simulação da ruptura em “Cheia Decamilenar”, o início da brecha foi configurado para cota 1.073 m, com um fluxo constante igual à descarga do vertedouro (107,70 m³/s) sendo liberado na seção pela barragem.

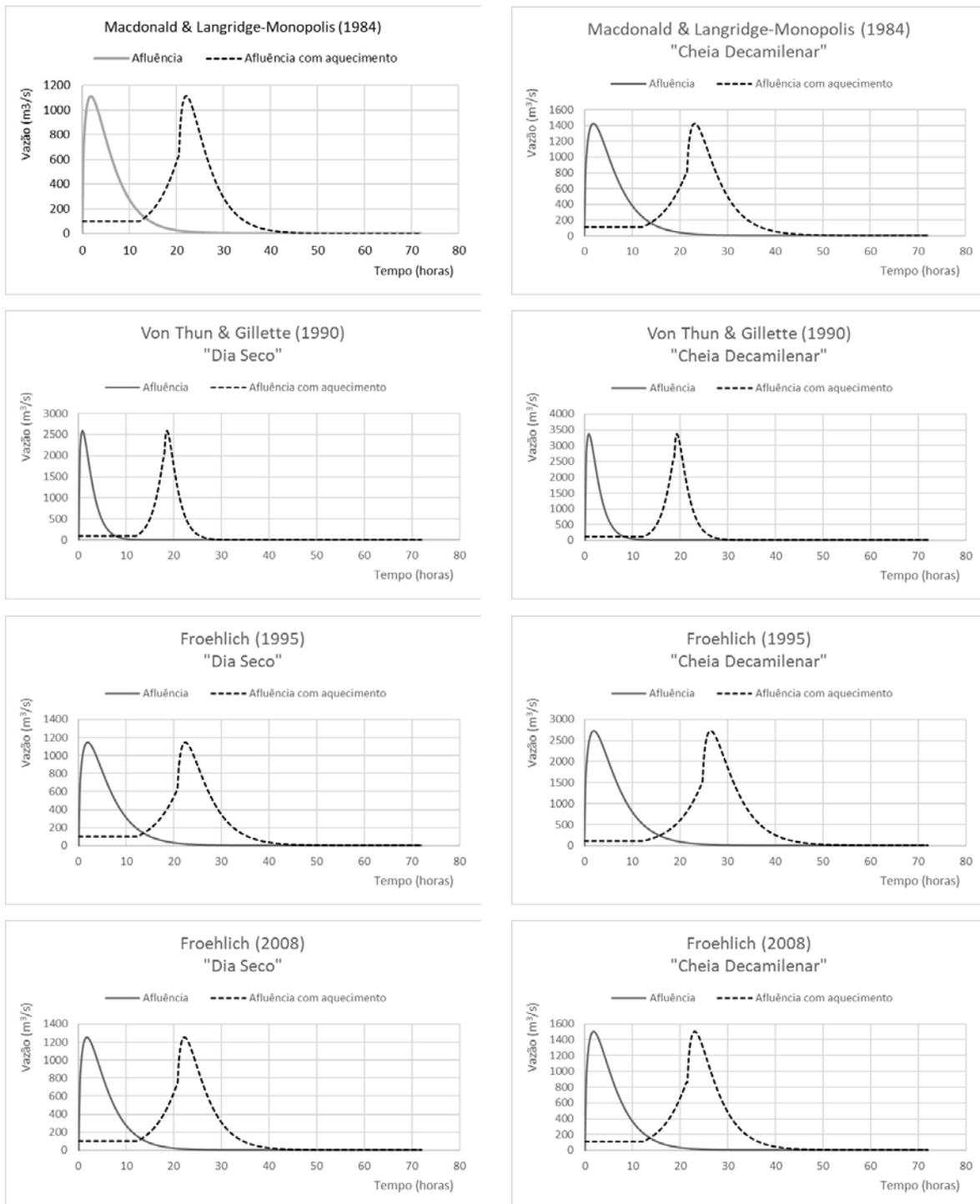


Figura 37 – Hidrogramas sintéticos afluentes ao reservatório de Santa Maria concebidos conforme metodologia proposta por Faria (2016) utilizando o tempo de pico como determinado pelas equações dos diferentes modelos de previsão (que dão título aos gráficos).

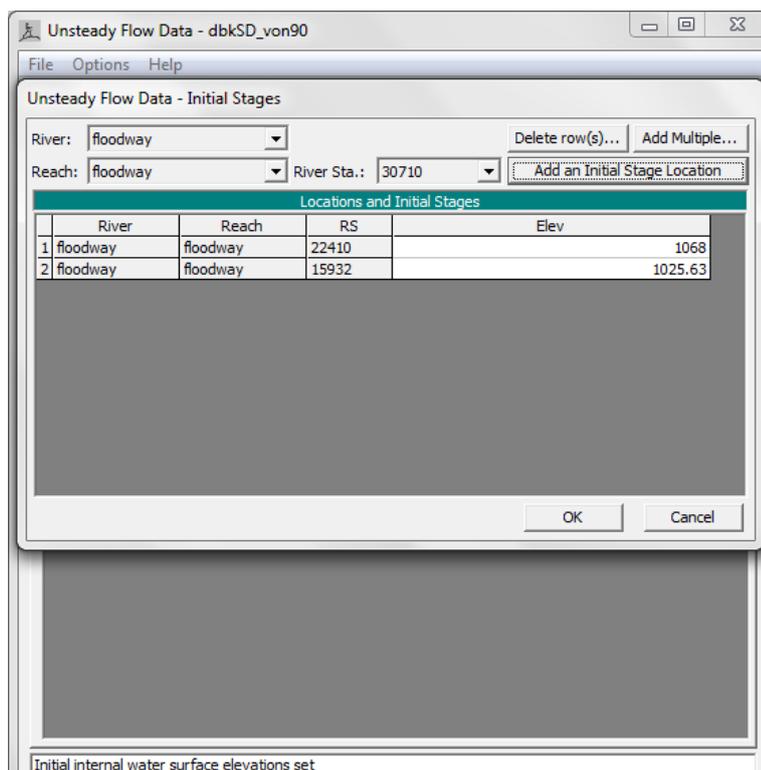


Figura 38 – HEC-RAS 5.0.7: Guia “Unsteady Flow Data” > “Options” > “Internal RS Initial Stages” onde são estabelecidos os níveis iniciais.

Para a condição de contorno de jusante assumiu-se a profundidade normal, uma vez que as tentativas de simulação adotando o nível d’água do lago Paranoá (El. 1.000 m) não estabilizaram. Essa prática pode ser questionada pelo fato de estar sendo conduzida uma simulação no regime não permanente. Contudo, assumir que o curso d’água flui sob condições normais (escoamento permanente) nos limites a jusante do modelo, permite que seja fornecida uma inclinação da linha de energia com a qual o modelo HEC-RAS 5.0.7 recalcula, automaticamente, a profundidade pela equação de Manning. Essa prática confere propriedades semi-dinâmicas ao cálculo, ou seja, à medida que o fluxo muda, o mesmo acontece com a profundidade no limite a jusante.

Para ser fiel à equação de Manning, deve ser adotada a inclinação do leito na seção transversal de jusante. Assumiu-se a inclinação média do leito ($\sim 0,00362$) em todos os cenários obtida (aproximada) no próprio modelo HEC-RAS 5.0.7: no gráfico de perfil do leito, mantendo a tecla ctrl pressionada, desenha-se uma linha que represente a inclinação do curso d’água e, em seguida, uma janela abre fornecendo o termo dy/dx , que é a inclinação do leito aproximada.

5.5.3.3- Estabilização do modelo

Para a simulação não permanente foi configurado um *timestep* de 10 segundos, e habilitou-se o regime de escoamento misto (*Mixed Flow Regime*) para o cálculo da altura da lâmina d'água nas seções transversais (ver Figura 39). Por fim, um plano de informações foi gerado para cada conjunto de parâmetros da brecha, para cada cenário de ruptura, totalizando oito planos ao todo executados no modelo HEC-RAS 5.0.7.

Instabilidades foram observadas durante as simulações. As principais ações tomadas nesse processo para a solução dos problemas estão descritas a seguir (algumas já foram mencionadas):

- (1) Seções transversais: o modelo indica a seção transversal em que o erro ultrapassa a tolerância estabelecida. Essa informação foi utilizada para adicionar ou retirar seções próximo aos locais apontados em que os cálculos se tornavam instáveis. Também foi adotado o espaçamento estimado pela equação de Samuel (USACE, 2014).
- (2) Passos no tempo (*timestep*): um minuto ou menos.
- (3) Paradas no modelo poucos segundos após iniciar a simulação: verificar as condições de contorno e as condições iniciais.
- (4) Aquecimento: estabelecimento de fluxo mínimo como condição inicial e vazões reduzidas inicialmente.
- (5) Picos inesperados na linha de energia: extremidade a montante provavelmente muito íngreme. O aumento dos valores do coeficiente de rugosidade pode ajudar a solucionar. Aqui, nas primeiras quatro seções transversais a jusante da barragem Santa Maria, foram adotados valores do coeficiente de Manning de 0,150 em ambas as margens direita/esquerda. Silva (2011) já havia constatado que utilizar valores maiores para o coeficiente de Manning nas seções mais próximas do barramento, torna a simulação mais estável e os resultados mais confiáveis.
- (6) Ausência de batimetria, topografia plana, com curvas de níveis distantes e seções transversais largas: considerar a adição de um canal piloto.

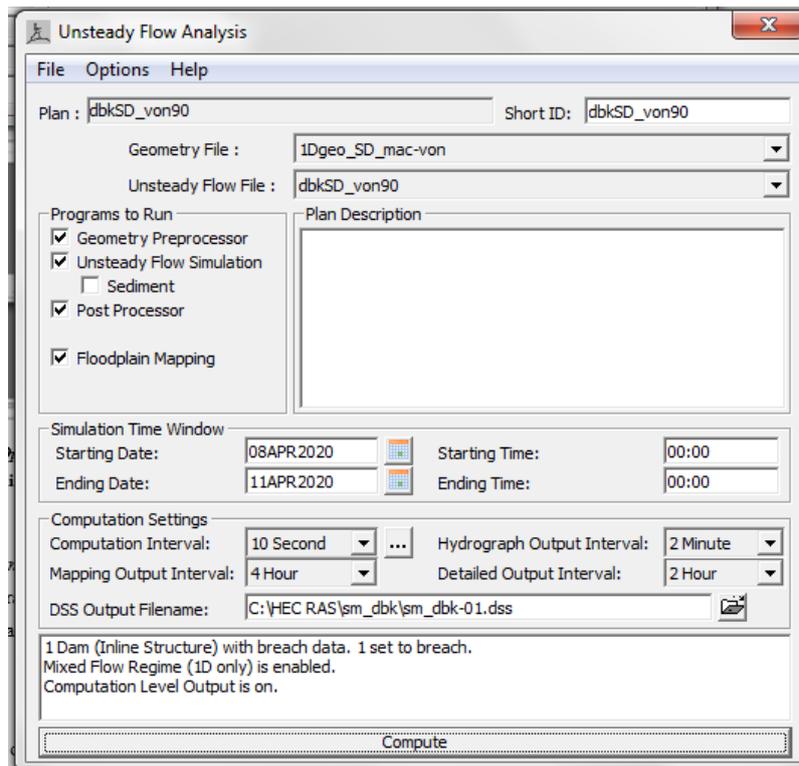


Figura 39 – HEC-RAS 5.0.7: Configuração da guia “Unsteady Flow Analysis”.

A simulação converge quando não são indicados erros e ou avisos (Figura 40).

5.5.4- Identificação das áreas potencialmente inundáveis

Os resultados para a elevação da lâmina d’água, velocidades atingidas, tempo de chegada da onda de cheia, entre outros, podem ser visualizados no próprio modelo HEC-RAS 5.0.7, no módulo RAS Mapper, em que a visualização geoespacial contribui para a compreensão e análise.

A elevação da lâmina d’água aparece como uma “mancha” sobre o MDE. Os limites dessa mancha foram exportados como arquivo de extensão .shp (*shapefile*) para análise em software SIG. Em ambiente SIG, a mancha de inundação computada para cada cenário foi sobreposta às informações de uso e ocupação do solo disponibilizados pela TERRACAP a fim de obter uma estimativa da área urbana atingida pela onda de cheia em cada um dos cenários.

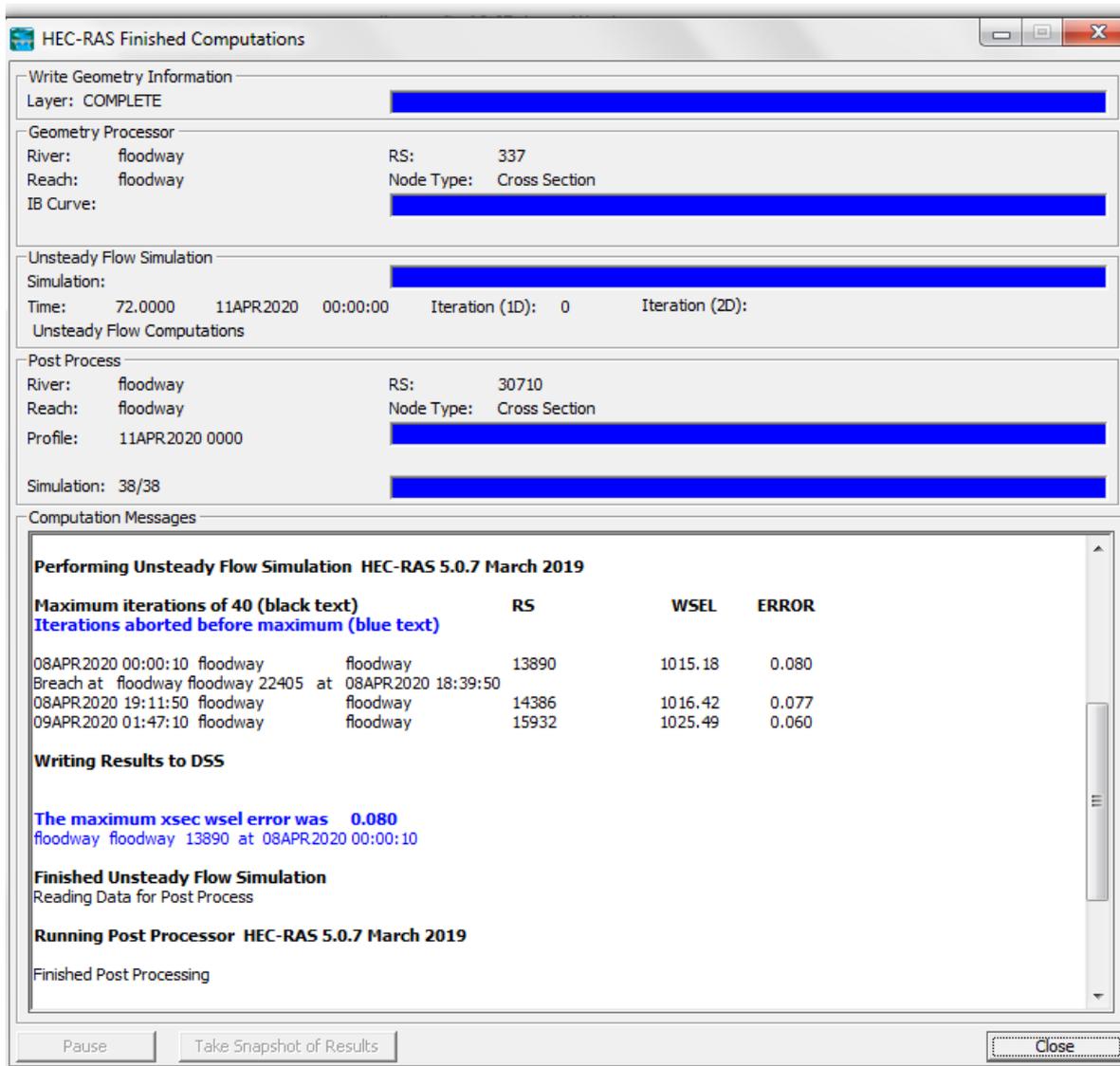


Figura 40 – HEC-RAS 5.0.7: Alcance de convergência na solução.

6- RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1- BRECHA DE RUPTURA

Na Tabela 16 são apresentados os parâmetros geométricos e o tempo de formação da brecha calculados pelo modelo HEC-RAS para cada um dos cenários de ruptura. Todos os modelos comportam-se de maneira semelhante no sentido de que a largura média da brecha aumenta de acordo com o nível do reservatório no momento do rompimento com tempos de formação próximos entre os dois cenários.

Tabela 16 – Parâmetros geométricos e tempo de formação da brecha de ruptura estimados.

Referência	Barragem Santa Maria: <i>piping</i>							
	Dia Seco, el.1.072 m				Cheia Decamilenar, el. 1.073 m			
	W_b (m)	\bar{B} (m)	z	t_f (h)	W_b (m)	\bar{B} (m)	z	t_f (h)
Macdonald & Langridge-Monopolis (1984)	124	124	0,5	1,82	139	139	0,5	1,89
Von Thun & Gillette (1990)	107	122	0,5	0,79	110	125	0,5	0,81
Froehlich (1995b)	91	118	0,9	1,89	95	122	0,9	1,98
Froehlich (2008)	85	106	0,7	1,72	88	109	0,7	1,79

W_b é a largura no fundo da brecha [m]; \bar{B} é a largura média da brecha [m]; z é a inclinação lateral dos taludes da brecha; e t_f é o tempo de formação da brecha [h].

Os modelos de Macdonald & Langridge-Monopolis (1984), Von Thun & Gillette (1990) e Froehlich (1995b) se comportam de maneira semelhante em relação ao valor estimado para a largura média da brecha. As estimativas de Froehlich (2008) para esse mesmo parâmetro foram menores. Contudo, os resultados para largura média da brecha foram bem próximos entre os diferentes modelos. A Tabela 17 apresenta o intervalo de incerteza estimado com de 95% de confiança para a largura de ruptura ao aplicar o método proposto por Wahl (2004).

Para Macdonald & Langridge-Monopolis (1984), o intervalo de confiança previsto é muito maior em comparação aos intervalos das demais equações, e pouco razoável, pois excede o comprimento da barragem Santa Maria (550 m). Froehlich (1995b) e Von Thun & Gillette (1990) produziram valores dentro do intervalo esperado.

Tabela 17 – Estimativas de incerteza na largura média da brecha aplicando Wahl (2004).

Equação	Dia Seco (el. 1,072 m)		Cheia Decamilar (el. 1,073 m)	
	\bar{B} (m)	95% intervalo de previsão	\bar{B} (m)	95% intervalo de previsão
Macdonald & Langridge-Monopolis (1984)	124	18,6 - 843	139	20,8 - 946
Von Thun & Gillette (1990) ^(a)	122	45,2 - 220	125	46,2 - 225
Froehlich (1995b)	118	47,3 - 284	122	48,6 - 292

(a) equação para barragem resistente à erosão.

Voltando à Tabela 16, o uso da equação de Von Thun e Gillette (1990) apresenta o menor tempo de formação da brecha em ambos os cenários (cerca de 48 minutos). Essa tendência em “subestimar” o tempo de formação da brecha em relação a outros modelos foi relatada em Wahl (2004) e observada também neste estudo. É possível que tal comportamento esteja relacionado com algumas rupturas muito rápidas documentadas na literatura e incorporada à análise de regressão. As equações de Macdonald & Langridge-Monopolis (1984), Froehlich (1995b) e Froehlich (2008) produziram estimativas semelhantes entre eles, com tempo de formação da brecha em torno de 1 hora e 50 minutos.

Por apresentar o menor tempo de formação da brecha em ambos os cenários, o modelo de Von Thun & Gillette (1990) pode ser aquele que produz a pior configuração para a brecha de ruptura.

6.2- HIDROGRAMA DA RUPTURA

Os parâmetros geométricos e o tempo de formação da brecha, mostrados na Tabela 16, serviram como dados de entrada na caracterização da brecha no modelo HEC-RAS 5.0.7. Uma vantagem em simular o rebaixamento do reservatório e gerar o hidrograma de ruptura no modelo HEC-RAS 5.0.7 é que os efeitos de remanso são incorporados ao hidrograma da ruptura.

Em todas os valores apresentados na Tabela 18, a vazão de pico do hidrograma calculado na simulação realizada no modelo HEC-RAS 5.0.7 superou as vazões máximas estimadas pelos demais métodos. Esse fato evidencia a fragilidade na adoção de tais métodos para conceber hidrogramas de ruptura e simplesmente propagá-los a jusante, o que pode significar uma subestimativa dos danos causados pelos valores mais baixos das vazões liberadas. Essa análise

é válida ao menos para a barragem deste estudo, com reservatório inferior a 100 hm³ e altura de 40 m.

Tabela 18 – Vazões de pico estimadas pelos métodos de previsão, e pelo modelo HEC-RAS 5.0.7 na coluna em destaque, na seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria.

Referência	Vazão de pico (m ³ /s) Modelos de previsão		Vazão de pico (m ³ /s) Faria (2016)		Vazão de pico (m ³ /s) HEC-RAS	
	Dia Seco, el. 1.072 m	Cheia Decamilenar, el. 1.073 m	Dia Seco, el. 1.072 m	Cheia Decamilenar, el. 1.073 m	Dia Seco, el. 1.072 m	Cheia Decamilenar, el. 1.073 m
Macdonald & Langridge-Monopolis (1984)	8.268	8.704	3.128	3.287	19.169	21.442
Von Thun & Gillette (1990)	-	-	7.280	7.753	26.481	29.101
*Froehlich (1995a) **Froehlich (1995b)	7.874*	8.455*	3.012	3.139	16.982**	20.474**
Froehlich (2008)	-	-	3.309	3.458	17.465	18.891

* conforme modelo de Froehlich (1995a)

** conforme modelo de Froehlich (1995b)

Em ambos os cenários simulados, o modelo de Von Thun & Gillette (1990) produziu os maiores picos de vazão. Essa também foi uma tendência já observada no estudo de Neto (2016). Já o modelo de Macdonald & Langridge-Monopolis (1984), Froehlich (1995ab) e Froehlich (2008) apresentaram picos de vazão semelhantes. De certo modo, tais resultados indicam que a vazão de pico e o tempo de pico são sensíveis ao tempo de formação da brecha, ou seja, quanto menor o tempo de formação da brecha, de forma mais rápida a abertura se completa e menor é o tempo

para atingir a vazão de pico. Essa ocorrência pode ser constatada nos hidrogramas apresentados na Figura 41.

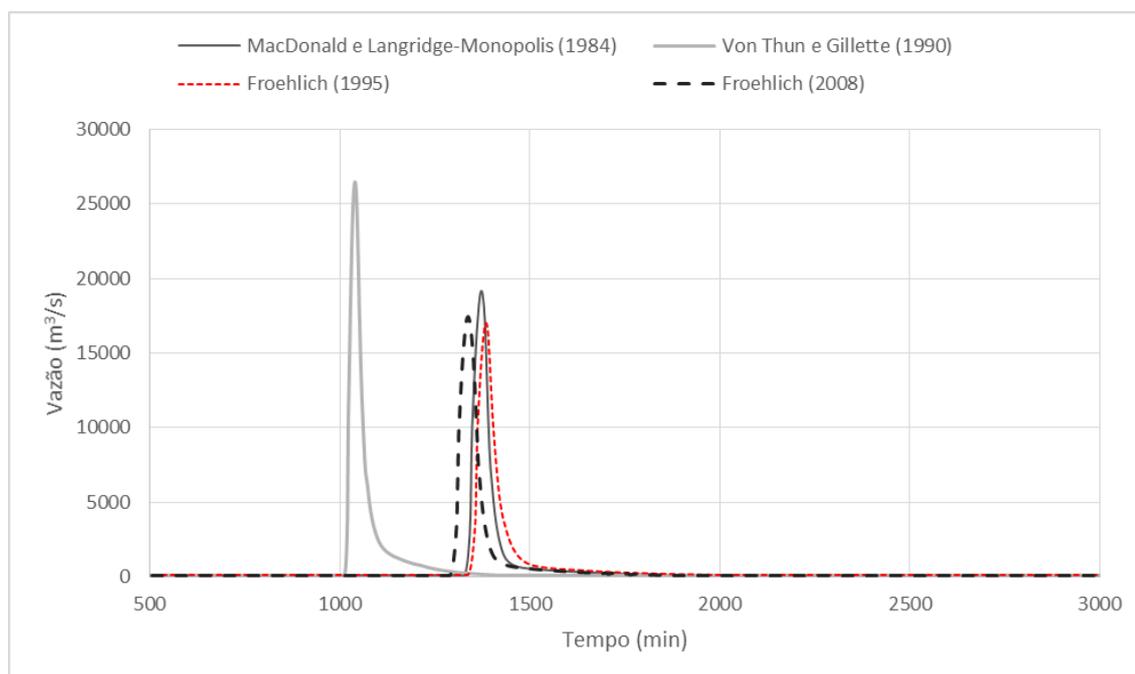


Figura 41 – “Dia Seco”: hidrogramas de ruptura calculados pelo HEC-RAS 5.0.7 para os diferentes modelos.

Nota-se que as vazões no tempo seguem um padrão semelhante, com ascensão acentuada, seguida da recessão e atenuação. O hidrograma associado ao modelo de Von Thun & Gillette (1990) tem a maior vazão de pico, seguido pelo hidrograma do modelo de Macdonald & Langridge-Monopolis (1984). Ambos os modelos propostos por Froehlich têm hidrogramas com ascensão e pico semelhantes. Como é esperado, todos os hidrogramas convergem ao final da recessão.

A seguir, a Figura 42 apresenta os hidrogramas de ruptura, na seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria, para ruptura em “Cheia Decamilenar”. Novamente, com o hidrograma obtido a partir do modelo de Von Thun & Gillette (1990) atinge-se o pico mais alto de vazão e os demais modelos se aproximam bastante.

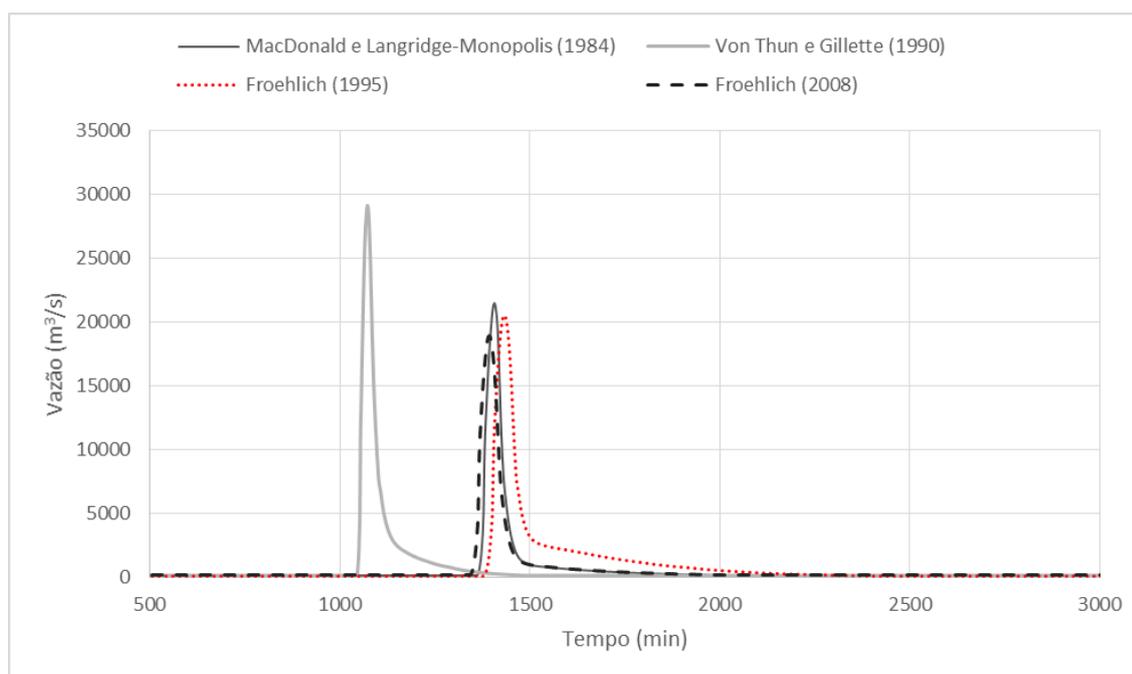


Figura 42 – “Cheia Decamilenar”: hidrogramas de ruptura calculados pelo HEC-RAS 5.0.7 para os diferentes modelos.

Por apresentar menor tempo de formação da brecha, maior vazão máxima e NA máximo ao longo da distância percorrida pela onda de cheia, o hidrograma de ruptura obtido pelo modelo de Von Thun & Gillette (1990) foi considerado, de modo conservador, aquele que representa a pior onda de cheia a ser propagada, por liberar o volume reservado em menor tempo, atingindo maiores elevações. Essa situação representa, dentre os modelos adotados, o maior risco para a população instalada a jusante da barragem do Torto.

6.3- ANÁLISE DE SENSIBILIDADE: COEFICIENTE DE MANNING

A análise de sensibilidade com alteração no coeficiente de Manning revelou que o aumento do Manning leva à diminuição da vazão de pico e ao aumento da profundidade no pico (Figura 43 e Figura 44). Esse resultado tem sentido, pois o aumento da rugosidade leva à diminuição da velocidade do escoamento e ao consequente aumento da lâmina d’água. As simulações com coeficiente de Manning adequado ao uso e ocupação do solo, -75%, -50% e -25%, tornaram a simulação no HEC-RAS 5.0.7 instável e os resultados não foram considerados. Nem todas as simulações ficaram estáveis com a alteração no coeficiente de Manning. Os diferentes modelos de previsão simularam ou não as alterações no coeficiente de Manning considerando ambos os cenários, “Dia Seco” e “Cheia Decamilenar”. O modelo de Froehlich (1995) não respondeu a nenhuma dessas variações no cenário “Dia Seco” (Figura 43) e nenhuma simulação foi estável

com alterações do coeficiente de Manning para o modelo de Von Thun & Gillette (1990) no cenário “Cheia Decamilenar” (Figura 44).

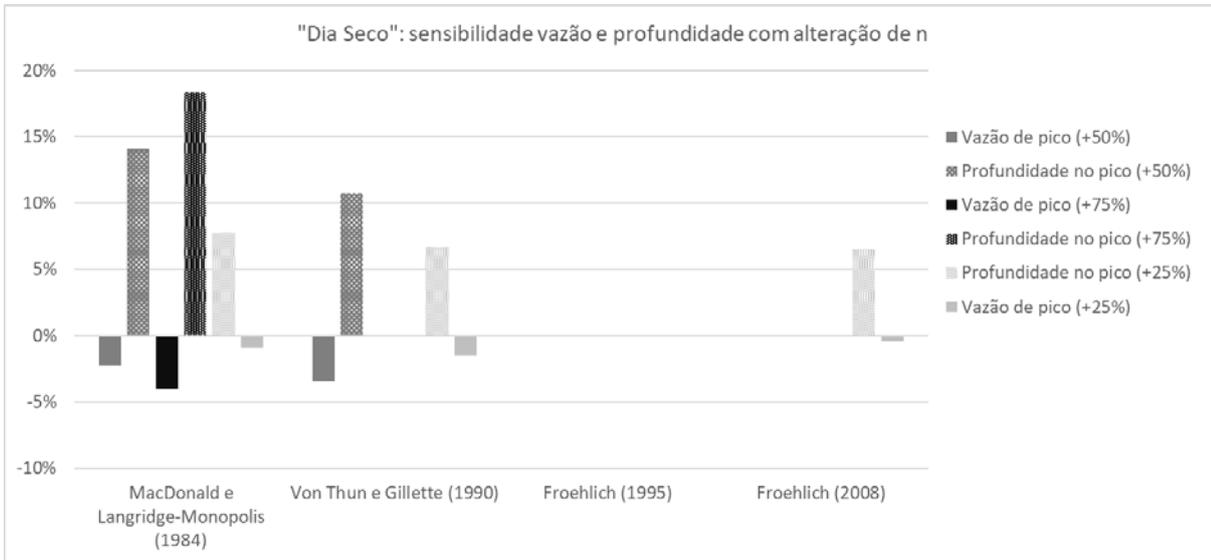


Figura 43 – “Dia Seco”: efeitos da variação do coeficiente de rugosidade de Manning (+25, +50 e +75%) na vazão de pico e profundidade no pico para os diferentes modelos de previsão.

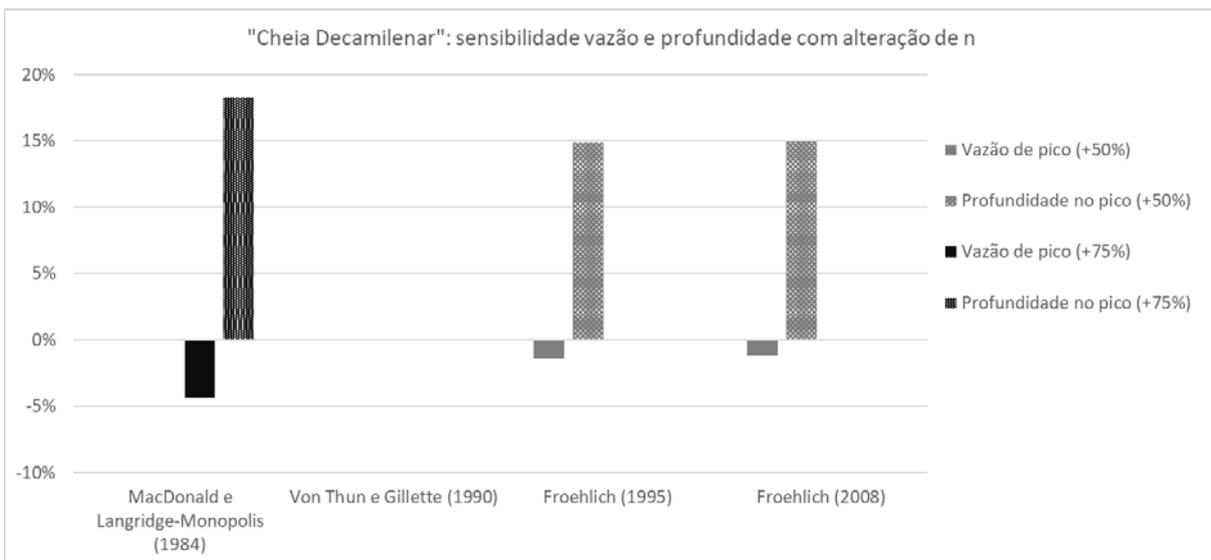


Figura 44 – “Cheia Decamilenar”: efeitos da variação do coeficiente de rugosidade de Manning (+50 e +75%) na vazão de pico e profundidade no pico para os diferentes modelos de previsão.

6.4- VERIFICAÇÃO ENTRE OS VOLUMES AFLUENTES E PROPAGADOS

Diante da impossibilidade de calibração do modelo, a verificação da consistência dos resultados obtidos foi avaliada pela comparação do volume afluente à seção de entrada do reservatório e à seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria ao volume propagado pelo modelo HEC-RAS 5.0.7 nesses mesmos locais. Tais volumes podem ser aproximados. Os hidrogramas

afluentes possuem o volume para o qual foram dimensionados: 30 hm³ para “Dia Seco” e 40 hm³ para “Cheia Decamilenar”, adicionado o volume das vazões de aquecimento e mínimas (ambas de 100 m³/s). O volume esperado na primeira seção a jusante da barragem Santa Maria é de aproximadamente 84,33 hm³ para “Dia Seco” e 92,13 hm³ para “Cheia Decamilenar”, adicionado o volume das vazões afluentes após a ruptura.

A Figura 45 mostra os resultados obtidos pela comparação (ambos os cenários) entre o volume calculado pelo modelo HEC-RAS 5.0.7 com o volume afluente, na seção de entrada do reservatório (Figura 45-a). Na seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria (Figura 45-b), a comparação entre o volume calculado pelo modelo HEC-RAS 5.0.7 e o volume esperado (volume do reservatório no momento da ruptura, mais o volume das vazões ocorridas a partir da ruptura (USACE, 2014)).

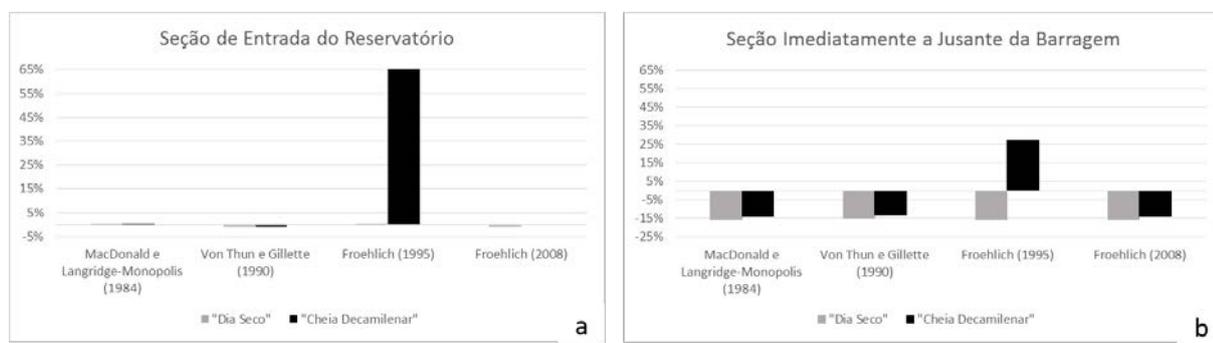


Figura 45 – Variação do volume propagado pelo HEC-RAS 5.0.7 em relação ao volume esperado (%): (a) seção de entrada do reservatório e (b) seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria.

Diferenças nas totalizações de volume são esperadas, visto que os resultados do modelo computacional são obtidos por aproximações numéricas. Contudo, a variação de quase 77% observada para o modelo de Froehlich (1995b) na seção de entrada do reservatório é questionável. Nessa mesma seção, os demais modelos tiveram comportamentos próximos, com variação menor que 1%, positiva ou negativa.

Na seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria a variação foi sempre negativa, ou seja, o volume que “passou” pela seção foi sempre menor (cerca de 16%) do que o volume esperado. Novamente, as totalizações dos volumes afluentes à seção da barragem pelo modelo de Froehlich (1995b) se comportou de maneira distinta, mas com a mesma tendência de variação positiva (27%) do cenário “Cheia Decamilenar” observada na seção afluente ao reservatório.

6.5- PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA

Os resultados apresentados a seguir detalham a progressão do hidrograma de ruptura obtido pelo modelo de Von Thun & Gillette (1990) para “Dia Seco” e “Cheia Decamilenar”, cenários que consideraram a ruptura da barragem.

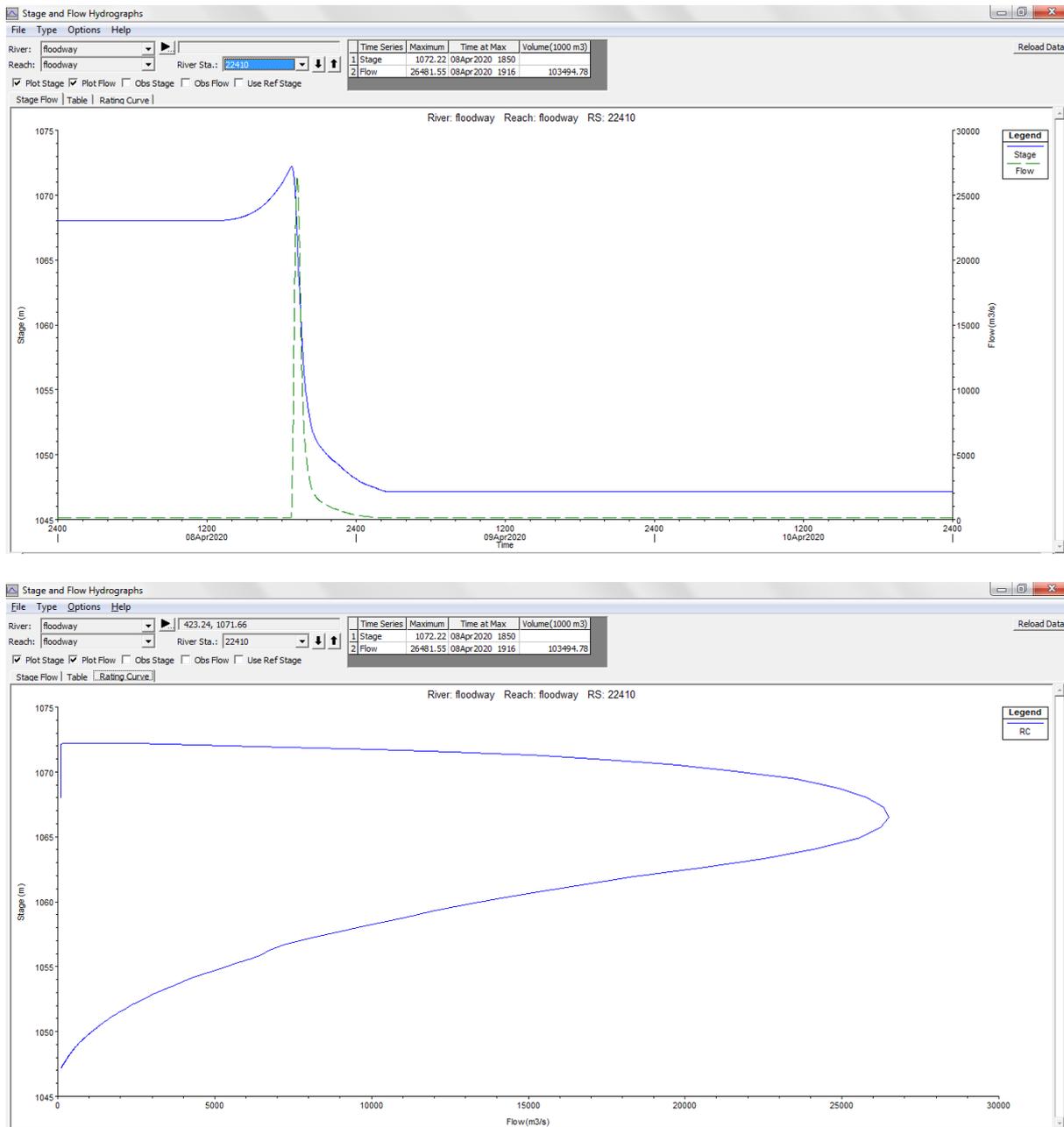


Figura 46 – “Dia Seco”: nível de água e descarga versus tempo na seção imediatamente a montante da barragem Santa Maria e respectiva curva-chave.

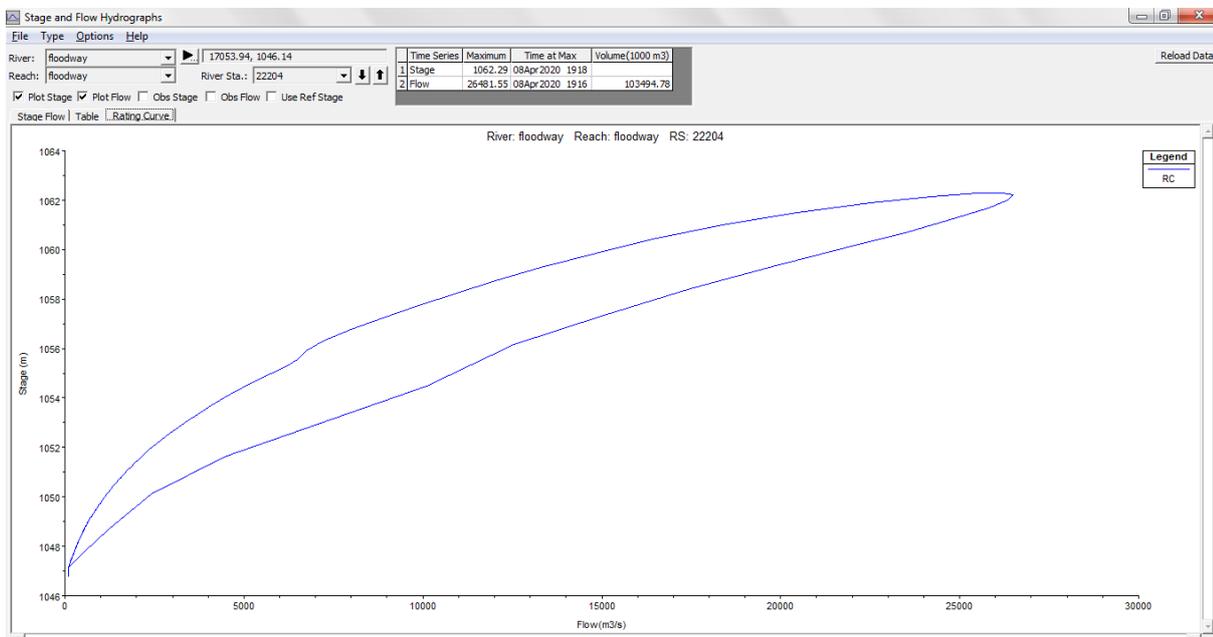
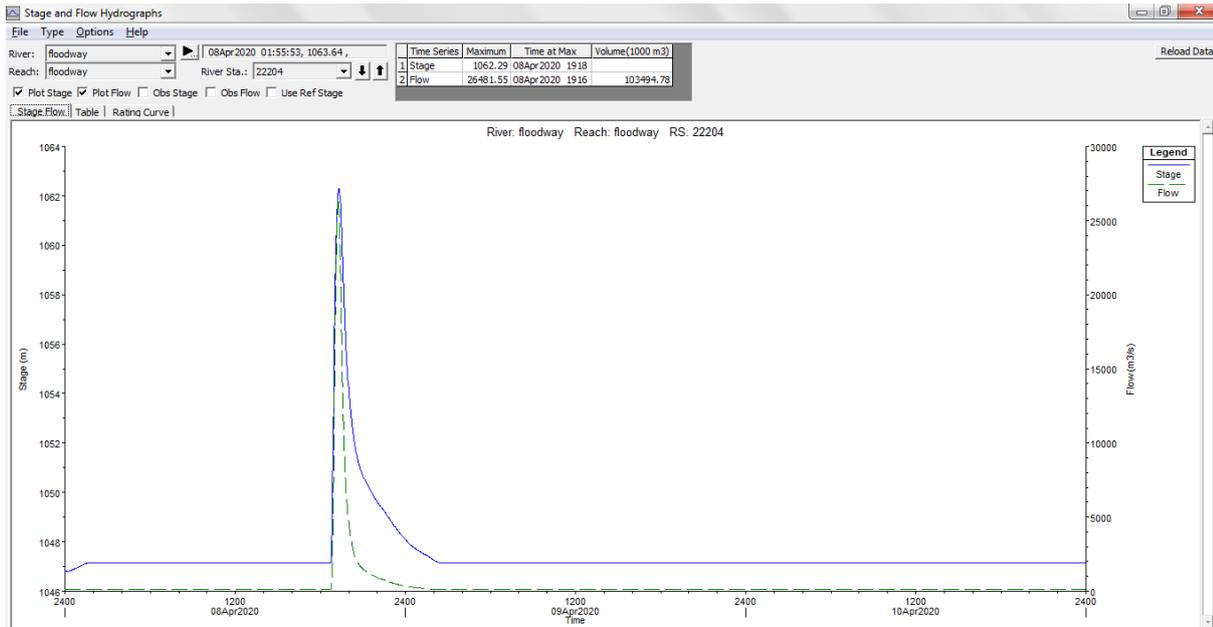


Figura 47 – “Dia Seco”: nível de água e descarga versus tempo na seção imediatamente a jusante da barragem Santa Maria e respectiva curva-chave.

As Figuras 46 e 47 mostram resultados típicos como a elevação e descarga nas seções transversais imediatamente a montante e jusante da barragem acompanhados da curva-chave.

Pode-se observar que, a montante da barragem (Figura 46), a elevação da superfície da água sobe subitamente até um pouco mais de 1.072 m como resultado da ocorrência da ruptura da barragem e, em seguida, cai para um nível de aproximadamente 1.047 m após cerca de sete horas. Por outro lado, a magnitude da descarga aumenta a um valor de 100 m³/s para o valor máximo de 26.481 m³/s durante um período de aproximadamente 40 minutos antes de reduzir

para um valor de quase zero indicando o processo de esvaziamento do reservatório após 8 horas da ruptura da barragem.

Na primeira seção transversal a jusante da estrutura da barragem (Figura 47), a elevação da superfície da água sobe para 1.062 m após cerca de 7 horas antes de cair, gradualmente, para um nível de aproximadamente 1047 m após cerca de 8 horas.

Por esse ser um fenômeno típico, os resultados para o cenário “Cheia Decamilenar” são bem semelhantes e por isso não foram apresentados.

A progressão da onda de cheia é avaliada com mais detalhes pelos hidrogramas em diferentes locais apresentados pela Figura 48.

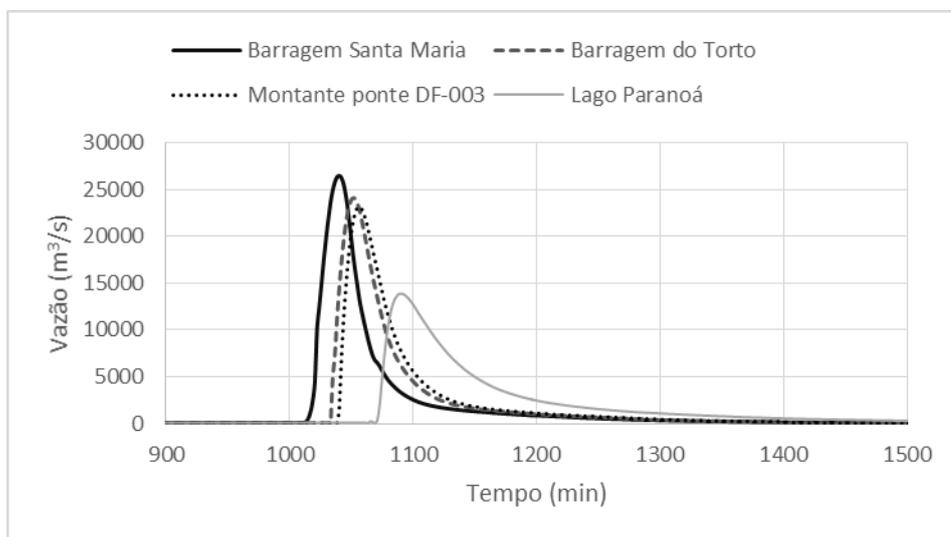


Figura 48 – “Dia Seco”: propagação da cheia em locais específicos.

No cenário “Dia Seco”, a onda de cheia liberada pelo rompimento da barragem Santa Maria levaria cerca de 15 minutos para atingir o reservatório do Torto, após percorrer cerca de 7 km. Esse tempo pode indicar que a planície de inundação existente a montante oferece algum efeito de atenuação, contudo não tão significativo a ponto de reduzir o pico de vazão com que a onda atinge o reservatório do Torto (cerca de 9% apenas). O vertedouro da barragem do Torto não tem capacidade de escoar as vazões que chegam a atingir 24.100 m³/s e nem como acomodar o volume excedente, pois já está operando a altos índices de assoreamento. Logo, o que expõe a barragem do Torto ao risco de ruptura por galgamento.

A ponte sobre o ribeirão do Torto na DF-003 está a cerca de 2,5 km a jusante barragem do Torto e seria atingida com uma descarga significativa de 23.100 m³/s. Esses resultados corroboram com a literatura que constata que os primeiros 10 km estão sujeitos aos efeitos mais danosos da

onda de cheia e, portanto, aos maiores danos. Por fim, a onda demoraria cerca de 40 minutos para chegar ao lago Paranoá, que está a aproximadamente 6 km da ponte, com redução no valor de pico da vazão de quase 48%. Esses resultados podem estar relacionados ao maior número de meandros, pontes, dentre outros, existentes ao longo corpo hídrico nesse trecho e que atuariam como elementos que “atrasam” a chegada da onda.

As condições para o cenário “Cheia Decamilenar”, mostradas na Figura 49, são bem próximas ao cenário anterior.

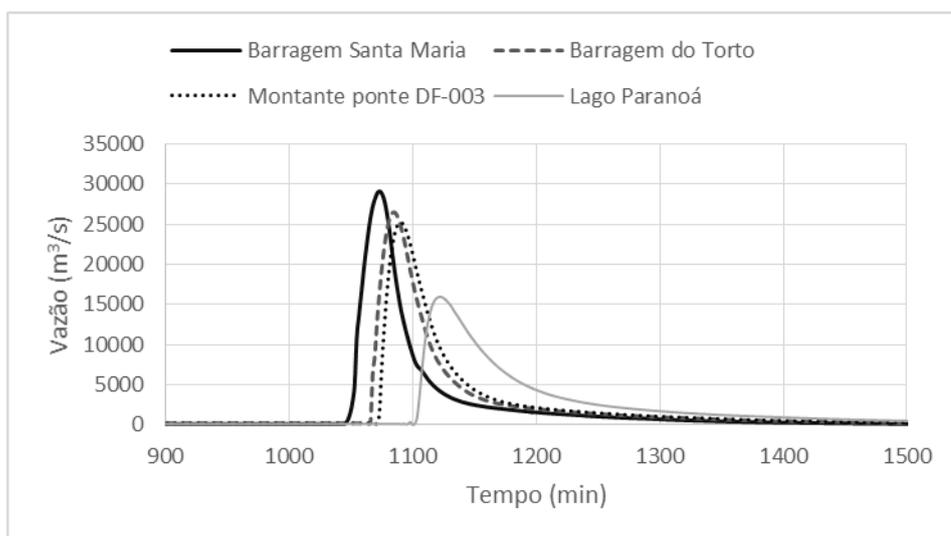


Figura 49 – “Cheia Decamilenar”: propagação da cheia em locais específicos.

A onda de cheia levaria cerca de 13 minutos para atingir o reservatório do Torto, após percorrer cerca de 7 km, com redução pouco expressiva no pico de vazão (cerca de 10% apenas). A ponte sobre o ribeirão do Torto na DF-003 seria atingida com uma descarga significativa de 25.136 m³/s. Em cerca de 34 minutos a cheia deságua no lago Paranoá, com redução no valor de pico da vazão de quase 45%.

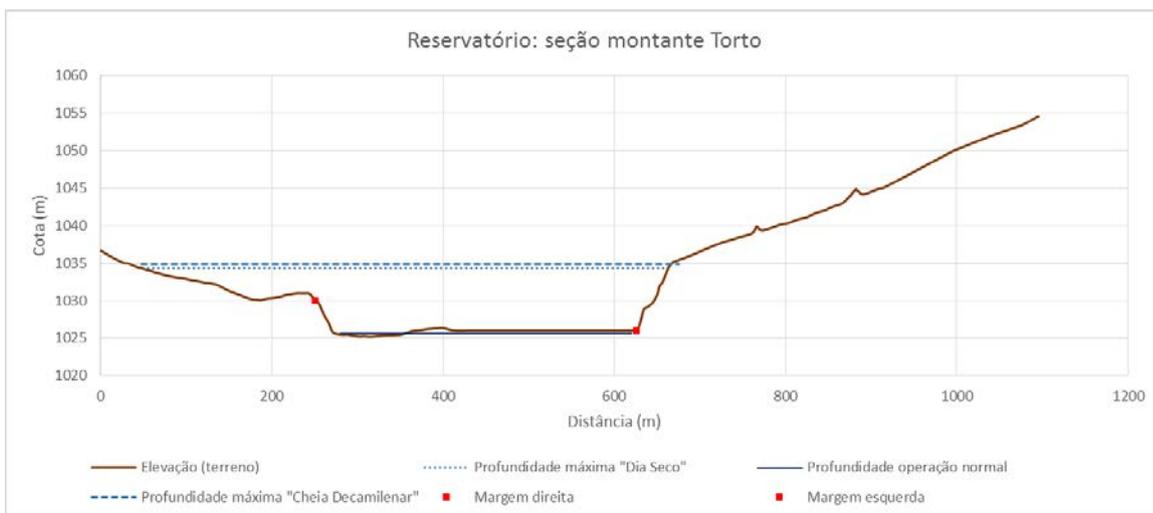
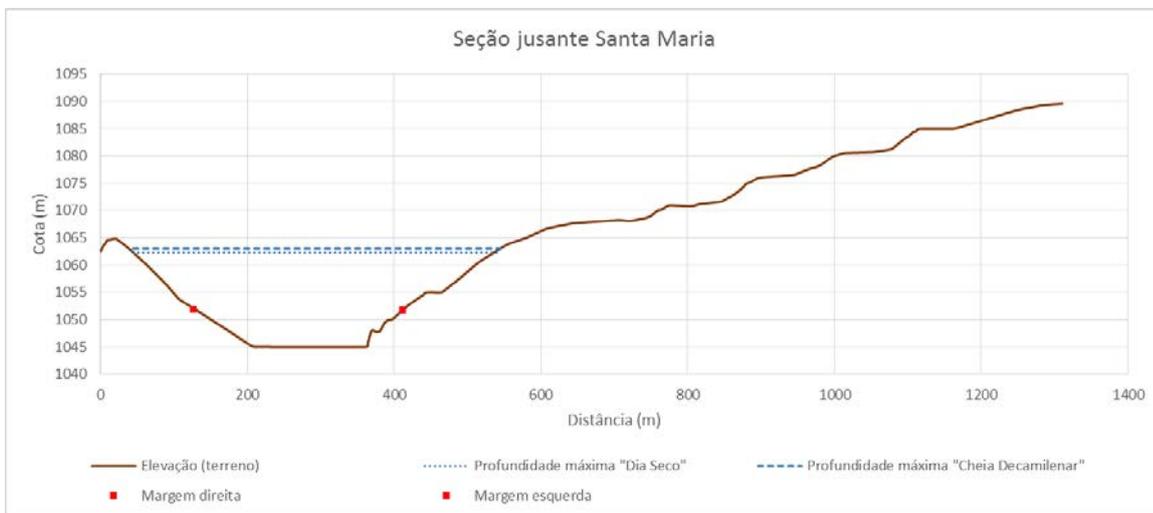
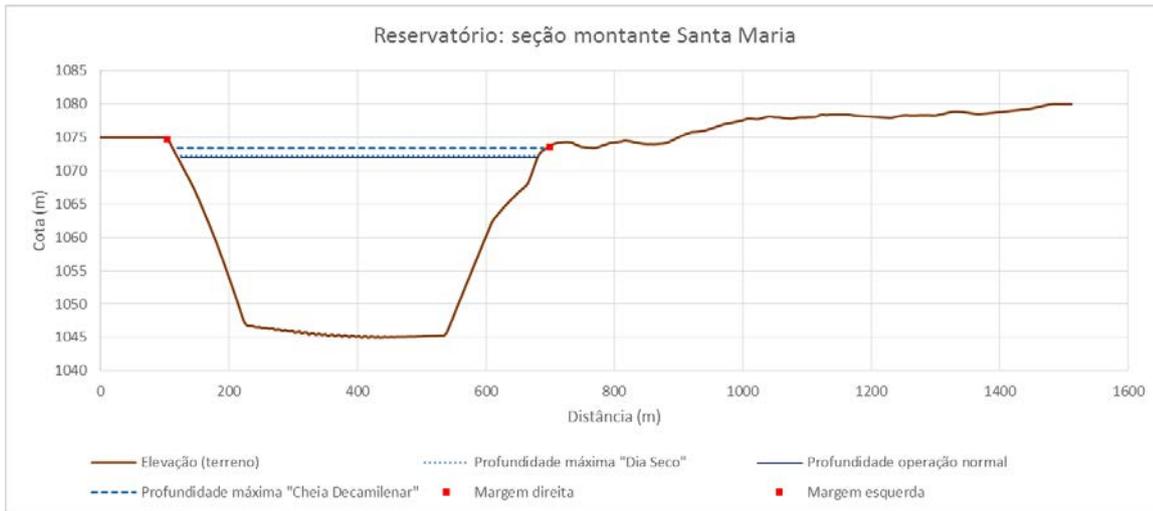
6.6- ÁREAS INUNDADAS

Os cenários definidos contemplam diferentes condições hidrológicas para o mesmo mecanismo de ruptura, *piping*. A suposição de cenários com condições hidrológicas distintas foi necessária para averiguar as mudanças nas potenciais áreas de inundação a jusante. Além disso, eles atendem a recomendação da Agência Nacional de Águas (ANA, 2016b). A Tabela 19 apresenta os resultados da análise incremental dos cenários em que há ruptura em relação ao cenário sem ruptura, em cinco locais diferentes. A Figura 50 mostra as seções transversais nesses locais.

Tabela 19 - Análise incremental entre os cenários adotados.

Local	Cota de fundo (m)	“Cheia Decamilenar sem Ruptura” (el. 1,073 m)		“Dia Seco” (el. 1,072 m)			“Cheia Decamilenar” (el. 1,073 m)		
		NA máximo (m)	Velocidade (m/s)	NA máximo (m)	Incremento Elev. (m)	Velocidade (m/s)	NA máximo (m)	Incremento Elev. (m)	Velocidade (m/s)
Montante Santa Maria	1045,04	1073,04	0,01	1072,22	-	0,08	1073,32	-	0,13
Jusante Santa Maria	1045,00	1047,18	0,29	1062,30	15,12	5,74	1062,98	15,80	6,03
Montante Torto	1025,21	1025,91	2,21	1034,29	8,38	7,38	1034,85	8,94	7,52
Montante ponte (DF-003)	1012,00	1013,33	2,27	1023,97	10,64	16,64	1023,90	10,57	18,43
Lago Paranoá	1000,00	1000,14	0,54	1002,66	2,62	3,86	1002,89	2,75	4,07

A condição de operação extrema, “Cheia Decamilenar sem Ruptura” com o vertedouro da barragem Santa Maria vertendo $107,70 \text{ m}^3/\text{s}$, não deve representar risco para a barragem do Torto (cota de coroamento 1.027 m e capacidade do vertedouro de $170 \text{ m}^3/\text{s}$). A influência no nível d’água do lago Paranoá também é mínima (+ 0,14 m). A elevação da superfície da água em “Dia Seco” e “Cheia Decamilenar” indicam claramente o galgamento da barragem de Torto e um aumento de quase 3 m no nível do lago Paranoá e velocidade do escoamento em torno de 4 m/s.



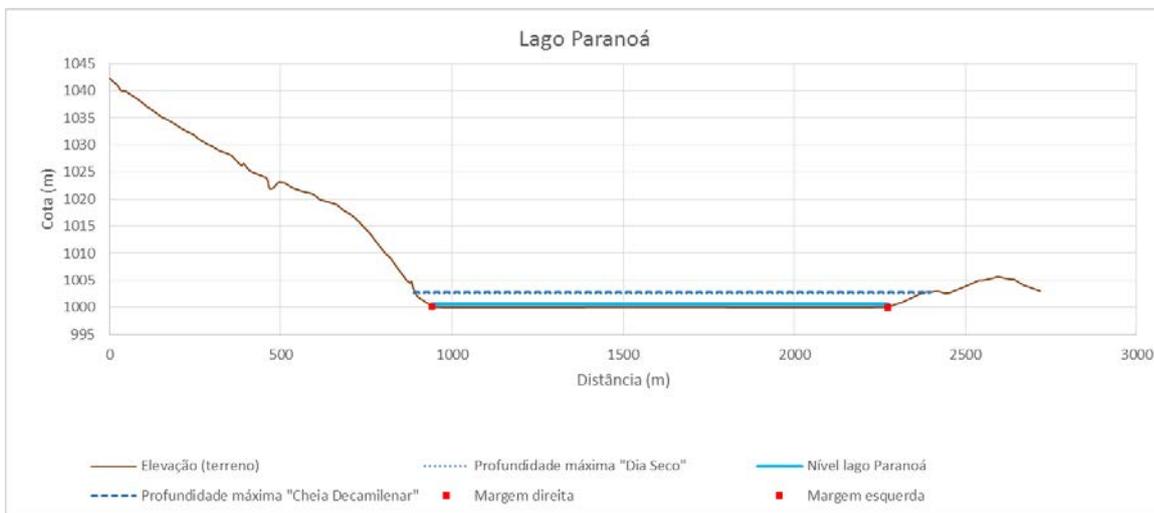
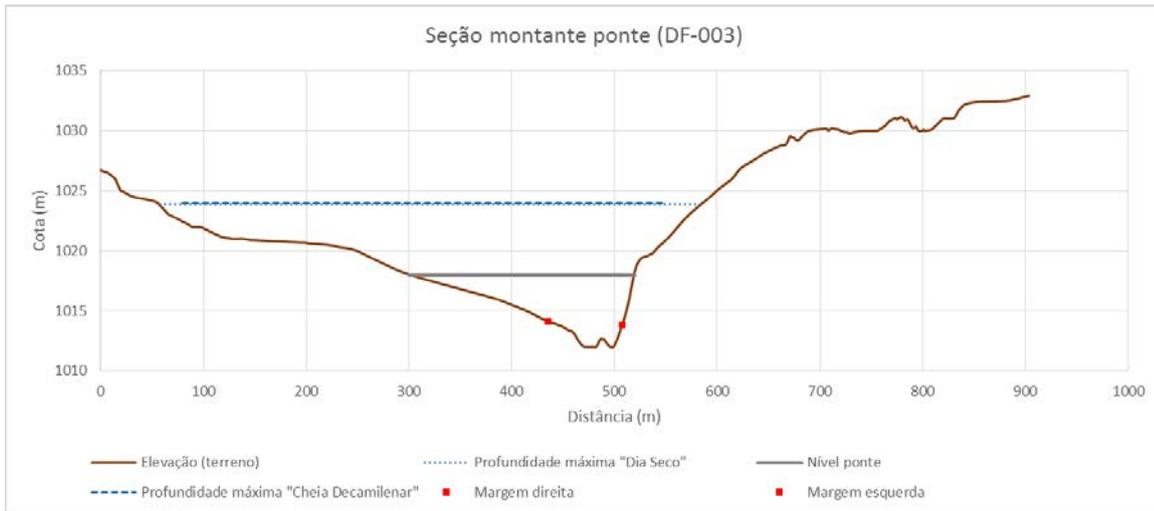


Figura 50 – Seções transversais com a profundidade máxima atingida pela ruptura em “Dia Seco” e “Cheia Decamilenar”.

Considerando a mancha com as profundidades máximas atingidas (ver Figura 51), as profundidades na região a montante próximo à barragem de Santa Maria variam entre 15 e 26 m, concordando com os dados de batimetria do reservatório. No meio do canal, ao pé da barragem do Torto, as profundidades são altas, 9-12 m, provavelmente devido à condição topográfica. A profundidade máxima de inundação nos arredores do lago Paranoá varia entre 0,70-3 m.



Figura 51 – “Dia Seco”: profundidades máximas atingidas, em metros.

De acordo com o gráfico da Figura 52, a duração da cheia em que a lâmina d’água excede em 30 centímetros o nível normal, às margens do ribeirão do Torto e do lago Paranoá, pode ocorrer por até 1 hora.



Figura 52 – “Dia Seco”: duração da cheia em que a lâmina d’água excede em 30 cm o nível normal, em horas.

Na Figura 53 (página 102) estão sobrepostas a delimitação da mancha de inundação causada por cada um dos cenários e a Tabela 20 apresenta a quantificação da área de inundada em que há ocupação urbana às margens do ribeirão do Torto e na península ao norte do lago Paranoá, para cada cenário. O aumento da vazão de pico representou um aumento na área inundada. Do

total de área inundada, quase 3% é área urbana (“Cheia Decamilenar sem Ruptura”). Esse percentual sobe para cerca de 12% para “Dia Seco” e quase 13% para “Cheia Decamilenar”.

Tabela 20 – Área inundada.

Cenário	Vazão de pico (m³/s)	Área inundada (km²)	Área urbana inundada (km²)
“Cheia Decamilenar sem Ruptura”	107,70	7,84	0,21
“Dia Seco”	27.393	14,08	1,72
“Cheia Decamilenar”	29.968	14,42	1,87

Vale ressaltar que a ruptura em “Dia Seco” é o cenário que demanda uma resposta mais rápida, uma vez que as pessoas, em um dia comum, não esperam ser acometidas por situações inesperadas e podem ser pegas de surpresa. Ao contrário, períodos com condições climáticas mais adversas deixam a população em alerta.



Figura 53 – Mancha de inundação causada pelo eventual rompimento da barragem Santa Maria.

7- CONCLUSÕES

O trabalho teve como objetivo simular computacionalmente o rompimento hipotético da barragem Santa Maria localizada no Parque Nacional de Brasília, Distrito Federal. As simulações modelaram a formação da brecha obtida por quatro equações empíricas, e entre os hidrogramas de ruptura gerados, foi escolhido o mais conservador, isto é, o hidrograma de ruptura que representa o maior potencial causador de danos, identificando as áreas inundadas a jusante associadas ao mesmo.

Foram empregados dados topográficos em escala 1:10.000 e 1:2.000 e batimetria do reservatório para a constituição do modelo digital de elevações. O corpo hídrico a jusante da barragem Santa Maria foi caracterizado com a criação de 180 seções transversais no RAS Mapper, cobrindo todo o reservatório de Santa Maria até o deságue na vertente norte do lago Paranoá (aprox. 31 km). A vantagem em simular o rebaixamento do reservatório e gerar o hidrograma de ruptura, ambos no modelo HEC-RAS 5.0.7, é que os efeitos de remanso são incorporados ao hidrograma da ruptura.

Simulações em regime não permanente no modelo HEC-RAS 5.0.7 foram executadas para três cenários – com níveis do reservatório em dia seco, cheia decamilenar e operação extrema empregando as configurações da brecha obtidas pelas quatro equações empíricas. Concluiu-se que a equação de Von Thun & Gillette (1990) gera a maior vazão de pico em menor tempo, representando o maior risco para a população instalada a jusante.

As simulações para o cenário de operação extrema sem ruptura revelaram a inundação de uma área urbana de aproximadamente 0,21 km² com pico da vazão de projeto do vertedor (107,70 m³/s). O cenário de ruptura em operação extrema, cheia decamilenar, inunda uma área urbana de aproximadamente 1,87 km² com pico de vazão estimado de 29.968 m³/s. O cenário de ruptura em operação normal, dia seco, provoca a inundação de uma área urbana de 1,72 km² com pico de vazão estimado de 27.393 m³/s. No cenário que demanda uma resposta mais rápida “Dia Seco”, a onda de cheia levaria cerca de 55 minutos para atingir o lago Paranoá com velocidades de mais de 4 m/s e profundidades variando entre 0,70-3 m.

Esses resultados demonstram que o rompimento hipotético da barragem Santa Maria sob as condições previstas no trabalho pode impactar diretamente vidas humanas, propriedades e estruturas como a barragem do Torto e pontes de importantes eixos rodoviários de Brasília (DF-003 e DF-005) e de que os primeiros 10 km estão sujeitos aos efeitos mais destrutivos da onda de cheia, logo, aos maiores danos.

O estudo não considerou todas as possibilidades de mecanismos de falha para a ruptura hipotética da barragem Santa Maria nem o deslocamento de sedimentos e/ou escombros a jusante. O último, quando possível, deve ser contemplado em estudos de ruptura de barragens, uma vez que o deslocamento de sedimentos e escombros pode afetar a velocidade de propagação da onda e os níveis d'água da inundação (BRASIL, 2005).

Outra limitação foi a ausência de batimetria dos cursos d'água de jusante e das taxas de infiltração que podem ser importantes considerando as características naturais do local onde há predomínio do latossolo, um tipo de solo com grande capacidade de infiltração e tipo de vegetação que propicia a retenção pelo solo. Nesse sentido, assumiu-se que a onda de cheia terá volume muito maior do que aquele infiltrado/transportado pela calha dos córregos e ribeirões que deságuam no lago Paranoá. A falta de dados da afluência ao reservatório e de dados para calibração também introduz incertezas significativas ao modelo.

Por fim, as limitações do esquema de solução numérica usado pelo modelo HEC-RAS 5.0.7 e o conservadorismo na escolha do pior cenário que pode induzir melhorias onerosas e desnecessárias em barragens ou restrições desnecessárias no zoneamento a jusante e no planejamento urbano. Contudo, a possibilidade de uma falha de barragem é uma realidade constante, e os resultados obtidos neste estudo forneceram as áreas potencialmente inundáveis que, com a análise adequada, podem ajudar no desenvolvimento de planos de resposta a emergências a fim de mitigar a perda catastrófica da vida e demais danos ambientais e estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADASA. Monitoramento do nível dos reservatórios. 2018. Disponível em: < <http://www.adasa.df.gov.br/monitoramento/niveis-dos-reservatorios> >. Acesso em: 26/03/2018.

ANA. **Relatório de segurança de barragens 2017**. Agência Nacional de Águas. Brasília-DF, p.81. 2018

_____. Mapa de distribuição das barragens. 2017. Disponível em: < <http://www.snisb.gov.br/portal/snisb/mapas-tematicos-e-relatorios/tema-1-1> >. Acesso em: 19/12/2017.

_____. **Manual do empreendedor sobre segurança de barragens**. Agência Nacional de Águas. Brasília-DF, p.126. 2016a

_____. **Guia de orientação e formulários do plano de ação emergencial - PAE**. Brasília: ANA, 2016b. 129 ISBN ISBN 978-85-8210-040-0.

ANM. **Anuário Mineral Brasileiro: principais substâncias metálicas**. Agência Nacional de Mineração. Brasília-DF, p.34. 2019

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. 2008. 353 (Dissertação de Mestrado). Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte-MG.

BARRERA, M. Á. C.; LARSEN, P. T.; KRONBORG, P. **Two-dimensional modelling of dam breach flooding**. In: MIKE by DHI International Conference. Copenhagen - Dinamarca. **Anais**. Copenhagen - Dinamarca, 2010. p.

BRANDÃO, A.; PAVIANI, A. Texto para discussão: a crise e o consumo de água em Brasília. Codeplan. Brasília-DF. 2018

BRASIL. Agropecuária brasileira em números. 2019. Disponível em: < <http://www.agricultura.gov.br/assuntos/politica-agricola/agropecuaria-brasileira-em-numeros> >. Acesso em: 18 de julho de 2019.

_____. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens. Brasília-DF. 2010.

_____. Resolução nº 236, de 30 de janeiro de 2017. Estabelece a periodicidade de execução ou atualização, a qualificação dos responsáveis técnicos, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança da Barragem, das Inspeções de Segurança Regular e Especial, da Revisão Periódica de Segurança de Barragem e do Plano de Ação de Emergência, conforme art. 8º, 9º, 10, 11 e 12 da Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB. Brasília-DF: Agência Nacional de Águas. 2017.

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 rios de Pedras-MG. 2005. 222 (Dissertação de Mestrado). Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte-MG.

BRUNNER, G. W. **HEC-RAS river analysis system, 2D modeling user's manual**. US Army Corps of Engineers. Davis-CA, p.171. 2016a

_____. **HEC-RAS river analysis system user's manual Version 5.0**. US Army Corps of Engineers. Davis-CA, p.960. 2016b

CAESB. Contratação de serviços de engenharia para revisão periódica de segurança das barragens de Santa Maria e do Torto, no Distrito Federal, e elaboração de planos e procedimentos para compor o plano de segurança das barragens. Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal. Brasília-DF: Agosto de 2016, p.50. 2017

CAMPOS, J. E. G.; FREITAS-SILVA, F. H. Geologia do Distrito Federal. In: IEMA/SEMATEC/UNB (Ed.). **Inventário hidrogeológico e dos recursos hídricos superficiais do Distrito Federal**, v.parte I, 1998. p.86.

CESTARI JÚNIOR, E. Estudo de propagação de ondas em planície de inundação para elaboração de plano de ação emergencial de barragens - UHE Três Irmãos estudo de caso. 2014. 189 (Dissertação de Mestrado). Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista - "Julio de Mesquita Filho", Ilha Solteira.

CESTARI JÚNIOR, E.; SOBRINHO, M. D. A.; OLIVEIRA, J. N. D. Estudo de propagação de ondas para auxiliar a elaboração do plano de ação emergencial externo - PAE. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 20, n. 3 jul./set., p. 689-697, 2015. ISSN 2318-0331.

CHARLES, J. A.; TEDD, P.; WARREN, A. **Lessons from historical dam incidents**. Environment Agency. Bristol-UK. 2011

CODEPLAN. **Estudo urbano e ambiental do Lago Norte**. Codeplan. Brasília-DF. 2016

_____. **Distrito Federal: síntese de informações socioeconômicas e geográficas 2014**. Companhia de Planejamento do Distrito Federal. Brasília-DF, p.93. 2014

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Análise do rompimento hipotético da barragem de Ernestina. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 2 n.2, p. 191-206, Jul/Dez 1997 1997.

CORREIO BRAZILIENSE. Após um ano e meio, racionamento de água chega ao fim no Distrito Federal. 2018. Disponível em: <https://www.correiobraziliense.com.br/app/noticia/cidades/2018/06/14/interna_cidades_df,688479/apos-um-ano-e-meio-rationamento-de-agua-chega-ao-fim-no-distrito-fede.shtml>. Acesso em: 26/07/2018.

DEY, S.; MERWADE, V. **1D HEC-RAS model development using RAS Mapper**: Lyles School of Civil Engineering, Purdue University: 29 p. 2018.

DIAS, L. T. **Modelagem dinâmica espacial do uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do lago Paranoá-DF: 1998-2020**. 2011. 144 (Dissertação de Mestrado). Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília-DF.

DIEGUEZ, J.; SMITH, R. **Flood breach analysis using ArcMap & HEC-RAS 5.0**. Nashville - TN, p.70. 2016

DISTRITO FEDERAL. Resolução n° 10, de 13 de maio de 2011. Estabelece procedimentos gerais para requerimento e obtenção de registro e outorga para implantação e regularização de barragens em corpos de água de domínio do Distrito Federal e em outros delegados pela União. Brasília-DF: Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal. 2011.

DUARTE, B. A. Simulação numérica tridimensional de escoamentos livres: uma análise do trecho à jusante da usina hidrelétrica de Três Marias. 2014. 85 p. (Dissertação de Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG, Belo Horizonte-MG.

DYHOUSE, G. *et al.* **Floodplain modeling using HEC-RAS**. Exton, Pennsylvania: Bentley Institute Press, 2007.

FARIA, F. L. F. **Modelagem computacional de ruptura de barragem como ferramenta para classificação de dano potencial associado**. 2016. 115 (Dissertação de Mestrado). Departamento de Ciência e Tecnologia, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro-RJ.

FEMA. Federal guidelines for inundation mapping of flood risks associated with dam incidents and failures. Federal Emergency Management Agency. 2013

FERC. Dam breach analysis. In: (Ed.). **Risk-Informed Decision Making**: Federal Energy Regulatory Commission, 2014. cap. 21,

FERREIRA, M. E.; SANO, E. E.; FERREIRA, L. G. Atualização do mapa de vegetação do Parque Nacional de Brasília (bioma Cerrado) por meio de imagens orbitais com alta resolução espacial. In: X Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada. Rio de Janeiro-RJ. Anais. Rio de Janeiro-RJ, 2003. p.

FROEHLICH, D. C. Embankment dam breach parameters and their uncertainties. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 134, n. 12, p. 1708-1721, 2008.

FROEHLICH, D. C. Peak Outflow from Breached Embankment Dam. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 121, n. 1, p. 90-97, 1995a.

_____. Embankment-dam breach parameters. 1987.

_____. **Embankment dam breach parameters revisited**. In: Water Resources Engineering. New York. **Anais**. New York: ASCE, 1995b. 887-891 p.

FROEHLICH, D. C.; GOODELL, C. Breach of Duty (Not): Evaluating the Uncertainty of Dam-Breach Flood Predictions. In: (Ed.). **World Environmental and Water Resources Congress 2012**. p.1203-1212.

HALTAS, I.; ELÇI, S.; TAYFUR, G. Numerical simulation of flood wave propagation in two-dimensions in densely populated urban areas due to dam break. **Water Resources Management**, v. 30, p. 5699-5721, 2016.

ICOLD. **Bulletin 111: Dam-break flood analysis review and recommendations**. International Commission on Large Dams. Paris, p. 305. 1998.

JÓNATAS, R. J. L. **Rotura de barragens de aterro por galgamento: ensaios experimentais com aterros homogêneos**. 2013. 134 (Dissertação de Mestrado). Departamento de Engenharia Geográfica, Geofísica e Energia, Universidade de Lisboa, Lisboa-Portugal.

JÚNIOR, M. A. D. A.; COELHO, L. M. G. Modelagem computacional do rompimento hipotético de uma barragem de regularização de vazão no município de rio Paranaíba-MG. In: XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Florianópolis-SC. Anais. Florianópolis-SC, 2017.

KATOPODES, N. D.; SCHAMBER, D. R. Applicability of dam-break flood wave models. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 109, n. 5, p. 702-721, 1983.

LARA, P. G. D. **Metodologia probabilística de previsão de brecha de ruptura de barragens**. 2016. (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC.

LAURIANO, A. W. **Estudo de ruptura da barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS**. 2009. 251 (Dissertação de Mestrado). Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

MACDONALD, T. C.; LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. Breaching characteristics of dam failures. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 110, n. 5, p. 567-586, 1984.

MACHADO, N. C. Retroanálise da propagação decorrente da ruptura da barragem do Fundão com diferentes modelos numéricos e hipóteses de simulação. 2017. (Dissertação de Mestrado). Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte-MG.

MAIDMENT, D. R. **Handbook of hydrology**. McGRAW-HILL, 1992. ISBN 0-07-039732-5.

MAO, J. *et al.* Management System for Dam-Break Hazard Mapping in a Complex Basin Environment. **ISPRS International Journal of Geo-Information**, v. 6, n. 6, p. 162, 2017. ISSN 2220-9964.

MASCARENHAS, F. C. B. **Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens**. 1990. 291 (Tese de Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro.

MENEZES, P. H. B. J. **Avaliação do efeito das ações antrópicas no processo de escoamento superficial e assoreamento na bacia do lago Paranoá**. 2010. 133 (Dissertação de Mestrado). Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília-DF.

MONTE-MOR, R. C. D. A. **Mapeamento de áreas inundáveis associadas à ruptura de barragens - estudo de caso: barragem de Ninho da Águia - MG**. 2004. 153 (Dissertação de Mestrado). Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte-MG.

MOTA, K. R. R. **Rompimento hipotético e delimitação da área de inundação da barragem Salto Moraes em Ituiutaba/MG**. 2017. 117 (Dissertação de Mestrado). Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia-MG.

NEBRASKA DEPARTMENT OF NATURAL RESOURCES. Dam safety. 2018. Disponível em: < <https://dnr.nebraska.gov/dam-safety/common-problems-dams> >. Acesso em: 06/08/2018.

NETO, L. V. Estudo de ruptura da barragem da Pampulha, em Belo Horizonte: retroanálise da brecha do acidente de 1954 e ruptura hipotética nas condições atuais. 2016. 304 (Dissertação de Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte-MG.

PEREIRA, P. N. et al. Modelação da propagação de cheias ocasionadas por rompimento de barragens na cadeia de geração do rio Paranapanema. In: XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens. Salvador-BA. Anais. Salvador-BA, 2003.

PERINI, D. S. **Estudo dos processos envolvidos na análise de riscos de barragens de terra**. 2009. 128 (Dissertação de Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF.

PORTO, R. D. M. **Hidráulica básica**. 4a. São Carlos-SP: EESC-USP, 2006.

RESENDE, A. P. D.; ROCHA, F. F.; PALMIER, L. R. Análise probabilística para propagação de onda de cheia associada à ruptura hipotética de barragens - estudo de caso: barragem da Pampulha. In: XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Florianópolis-SC. Anais. Florianópolis-SC, 2017.

_____. Utilização do método de Rosenblueth para análise de incerteza de parâmetros de formação de brecha em barragens - Estudo de Caso: barragem da Pampulha. In: XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Brasília-DF. Anais. Brasília-DF, 2015. p.

RIBEIRO, J. F.; WALTER, B. M. T. Fitofisionomias do bioma Cerrado. In: (Ed.). **Cerrado: ambiente e flora**. Planaltina-DF: EMBRAPA Cerrados, 1998. cap. 3, p.89-166.

ROCHA, F. F. **Retroanálise da ruptura da barragem São Francisco - Mirai, Minas Gerais, Brasil**. 2015. (Dissertação de Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte-MG.

SAMUELS, P.G. **Backwater lengths in rivers**, Proceedings - Institution of Civil Engineers, Part 2, Research and Theory, 87, 571-582. 1989

SILVA, L. R. C. M. D. **Estudo sobre o rompimento do barramento de contenção de cheias de Itajubá, Eixo 3A**. 2011. 93 (Dissertação de Mestrado). Engenharia de Energia, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá-MG.

USACE. **Using HEC-RAS for dam break studies**. US Army Corps of Engineers. Davis-CA: August 2014, p. 74. 2014

VON THUN, J. L.; GILLETTE, D. R. **Guidance on breach parameters**. U.S. Bureau of Reclamation Denver, Colorado, p. 17. 1990

WAHL, T. L. Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 130, n. 5, p. 389-397, 2004.

WHITE, F. M. **Fluid mechanics**. 7th. McGRAW-HILL, 2009.

WURBS, R. A. Dam-breach flood wave models. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 113, n. 1, p. 29-46, 1987.

XIONG, Y. F. A dam break analysis using HEC-RAS. **Journal of Water Resource and Protection**, v. 3, p. 370-379, 2011.

XU, Y.; ZHANG, L. M. Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 12, p. 1957-1970, 2009.

APÊNDICE

1. FICHA TÉCNICA DA BARRAGEM SANTA MARIA

A seguir serão apresentadas as principais características técnicas do sistema de captação Santa Maria, retiradas do documento termo de referência para *Contratação de Serviços de Engenharia para Revisão Periódica de Segurança das Barragens de Santa Maria e do Torto, no Distrito Federal, e Elaboração de Planos e Procedimentos para Compor o Plano de Segurança das Barragens* (CAESB, 2017).

A Tabela 21 a seguir sintetiza as informações técnicas do barramento apresentadas nessa seção.

Tabela 21 – Principais características da barragem de Santa Maria (conteúdo conforme ANA (2016a)).

Principais características da barragem	
Denominação Oficial	Barragem de Santa Maaria
Empreendedor	CAESB
Entidade Fiscalizadora	ADASA
Localização	
Rio	Riberão Santa Maria
Município	Brasília
Unidade da Federação	Distrito Federal
Coordenadas Norte e Leste	-
Existência de barragens a montante / a jusante	- / Torto (6,85 km)
Barragem	
Tipo	Terra com Filtro de Areia
Altura máxima acima da fundação	40,00 m
Cota do coroamento	1.075,00 m
Comprimento do coroamento	550,00 m (crista)
Largura do coroamento	6,00 m
Inclinação do paramento de montante	1V:2H e 1V:4H (proteção “rip-rap”)
Inclinação do paramento de jusante	1V:2H (duas bermas-proteção grama)
Bacia hidrográfica	
Área	101 m ²
Precipitação média na bacia	1.400 mm
Volume anual médio afluente	-
Vazões máximas	-
Características geológicas regionais	
Fundação	-
Suscetibilidade a escorregamento de taludes do reservatório	-
Sismicidade potencial	-
Reservatório	
Nível Mínimo Operacional (NMO)	-
Nível Máximo Normal (NMN)	1.072,00 m
Nível Máximo Maximorum (NMM)	1.073,00 m
Nível de máxima cheia (T = 1.000 anos)	-
Capacidade total	84,33 hm ³ (cota 1.072 m) / 92,13 hm ³ (cota 1.073 m)
Capacidade útil	64,79 hm ³ (PETCOM)
Área inundada (NMN)	6,01 km ² (cota 1.072 m)
Tempo de esvaziamento	-

Extravasador de cheias	
Localização	-
Tipo	Soleira livre em Leque / perfil Creager
Descrição da entrada	1.072,00 m (cota da crista da soleira) / 107,70 m ³ /s (vazão de projeto – TR=10.000 anos)
Descrição do canal	Calha, declividade 8,46%
Comprimento	51,04 m (soleira curva) / 210,00 m (calha)
Largura (na seção constante)	6,00 a 20,00 m (variável)
Modalidade de dissipação de energia	II USBR
Comprimento	-
Largura	-
Descarregador de fundo	
Solução	-
Localização	-
Vazão (sob o NMN)	-
Cota da soleira à entrada (linha de centro)	-
Comprimento da conduta	-
Tipos de comporta	-
Comprimento da bacia de dissipação	-
Fonte alternativa de energia	-
Possibilidade de manobra manual	-
Comando a distância	-
Tomada de água	
Solução	Torre de concreto armado
Localização	-
Comprimento	22,10 m (vertical)
Controle à entrada	(4 entradas) Comportas Métálicas
Controle à saída	-
Cotas das tomadas de água à entrada	1.059,25 e 1.065,25 m
Fonte alternativa de energia	-
Possibilidade de manobra manual	Pedestais de acionamento manual (cota 1.075 m)
Comando a distância	-

2. FICHA TÉCNICA DA BARRAGEM DO TORTO

A seguir serão apresentadas as principais características técnicas do sistema de captação do Torto, retiradas do documento termo de referência para *Contratação de Serviços de Engenharia para Revisão Periódica de Segurança das Barragens de Santa Maria e do Torto, no Distrito Federal, e Elaboração de Planos e Procedimentos para Compor o Plano de Segurança das Barragens* (CAESB, 2017).

A Tabela 22 a seguir sintetiza as informações técnicas do barramento apresentadas nessa seção.

Tabela 22 – Principais características da barragem do Torto (conteúdo conforme ANA (2016a)).

Principais Características da Barragem	
Denominação Oficial	Barragem do Torto
Empreendedor	CAESB
Entidade Fiscalizadora	ADASA
Localização	
Rio	Riberão do Torto

Município	Brasília
Unidade da Federação	Distrito Federal
Coordenadas Norte e Leste	-
Existência de barragens a montante e a jusante	Santa Maria (6,85 km) / Paranoá (-- km)
Barragem	
Tipo	Zonada de Terra
Altura máxima acima da fundação	7,50 m
Cota do coroamento	1.027,00 m
Comprimento do coroamento	212,00 m (crista)
Largura do coroamento	6,00 m
Inclinação do paramento de montante	1V:2,5H (proteção "rip-rap")
Inclinação do paramento de jusante	1V:1,75H
Bacia hidrográfica	
Área	205,00 km ² (inclui 101,00 km ² de Santa Maria)
Precipitação média na bacia	1.400 mm
Volume anual médio afluente	-
Vazões máximas	-
Características geológicas regionais	
Fundação	-
Suscetibilidade a escorregamento de taludes do reservatório	-
Sismicidade potencial	-
Reservatório	
Nível Mínimo Operacional (NMO)	-
Nível Máximo Normal (NMN)	1.025,00 m (inicial) / 1.025,63 m (após 1988)
Nível Máximo Maximorum (NMM)	1.026,00 m (inicial) / 1.026,73 m (atual)
Nível de máxima cheia (T = 1.000 anos)	-
Capacidade total	243.000 m ³ (NA 1.025,63 m)
Capacidade útil	10.000 m ³ (estimado entre as cotas 1.024,60 m e 1025,63 m)
Área inundada (NMN)	6,01 km ² (cota 1.072 m)
Tempo de esvaziamento	-
Extravasar de cheias	
Localização	-
Tipo	Soleira livre em Leque / perfil Creager
Descrição da entrada	cota da crista da soleira 1.025,00 m (em 1959) 1.025,63 m (após 1988) / 170,00 m ³ /s (descarga máxima)
Descrição do canal	Calha
Comprimento	75,85 m (soleira curva) / 440,00 m (calha)
Largura (na seção constante)	6,00 a 20,00 m (variável)
Modalidade de dissipação de energia	-
Comprimento	-
Largura	-
Descarregador de fundo	
Solução	-
Localização	-
Vazão (sob o NMN)	-
Cota da soleira à entrada (linha de centro)	-
Comprimento da conduta	31,50 m (galeria retangular 1,50H x 2,00V m)
Tipos de comporta	-
Comprimento da bacia de dissipação	-
Fonte alternativa de energia	-
Possibilidade de manobra manual	-
Comando a distância	-
Tomada de água	
Solução	Torre
Localização	-

Comprimento	-
Controle à entrada	(2 entradas) Comportas Circulares
Controle à saída	-
Cotas das tomadas de água à entrada	-
Fonte alternativa de energia	-
Possibilidade de manobra manual	Pedestais de acionamento manual (cota 1.027 m)
Comando a distância	-

ANEXO I

ESTUDO DE VULNERABILIDADE DA BARRAGEM SANTA MARIA

Perini (2009) procurou identificar vários fatores referentes ao maciço, existência de estruturas e local de implantação, os quais poderiam influir no aumento ou diminuição da vulnerabilidade da barragem à ocorrência de falhas, principalmente daquelas decorrentes dos processos de erosão interna por *piping*, galgamento e instabilidade de taludes. Após a compreensão deste conjunto de fatores e de suas implicações na segurança da obra, os cenários de rupturas considerados importantes foram definidos para elaboração de uma árvore de eventos. A seguir são reproduzidos, de forma sucinta, os principais resultados dos estudos de vulnerabilidade conduzidos pelo referido autor.

Vulnerabilidade ao galgamento

Perini (2009) avaliou o comportamento do reservatório e do vertedouro, bem como realizou avaliação *in loco* da barragem para identificação de indícios que representassem fatores de vulnerabilidade da barragem de Santa Maria ao evento de galgamento.

Principais constatações em relação ao comportamento do reservatório e vertedouro:

Com base em registro de cotas diárias do nível d'água da barragem Santa Maria com cerca de 21 anos de medições (de 1987 até o ano de 2008), Perini (2009), traçou a curva de frequência das cotas de nível d'água diárias atingidas no reservatório (Figura 54).

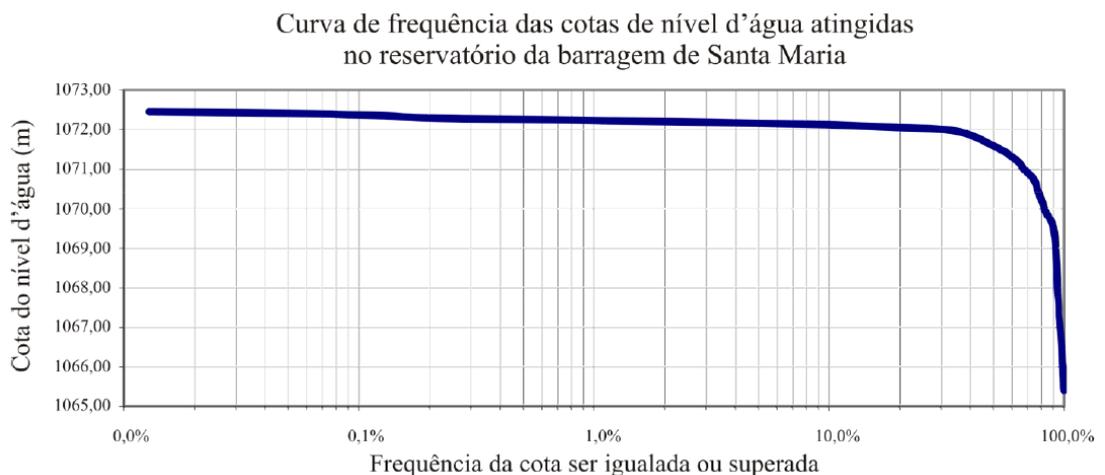


Figura 54 – Curva de frequência das cotas de nível d'água diárias atingidas no reservatório da barragem de Santa Maria no período de 13 de fevereiro de 1987 a 31 de maio de 2008. FONTE: Perini (2009).

A análise dessa curva permitiu constatar que o nível d'água do reservatório igualou ou superou a cota de 1.072 m (cota da crista da soleira do vertedouro) em apenas 30% das vezes, ou seja, em 70% do período registrado a barragem não verteu. A cota máxima registrada atingiu 1.072,45 m (dezembro de 1989) e a mínima, 1.065,4 m (fevereiro de 1987). No período 1987-2008, a média das cotas foi a cota de 1.071,06 m e o valor mais frequente (moda), 1071,98 m.

Para melhor compreensão do comportamento do reservatório, o autor grafou o histograma de frequência das cotas atingidas. Descosiderados os 5% das maiores e menores cotas, 90% dos registros das cotas de nível d'água estavam situados entre 1.067,64 e 1.072,15 m.

Na análise da participação do vertedouro no controle do nível d'água, e conseqüentemente, na segurança da barragem ao galgamento, o estudo de descarga pra a vazão vertente entre as cotas 1.072 e 1.073 m (com incremento de 5 cm) revelou o tempo aproximado de rebaixamento no nível d'água do reservatório (Figura 55) considerando apenas a atuação das vazões de descarga do vertedouro, sem nenhuma outra contribuição de entrada ou saída de água no reservatório.

Cota do NA de referência	ΔV no reservatório (m ³) (Eq. 5.2)	Vazão do vertedouro (m ³ /s) (Eq. 5.4)	Tempo necessário p/ o rebaixamento de 5 cm até a cota de referência	Tempo total acumulado, necessário para o rebaixamento do NA, da cota 1073 até a cota de referência
1072.00	0	0	6 dias	9,5 dias
1072.05	288.700	1,2	1 dias	4 dias
1072.10	289.500	3,4	17 h	3,5 dias
1072.15	290.300	6,3	10 h	2 dias
1072.20	291.100	9,6	7 h	1,5 dia
1072.25	291.900	13,5	5 h	1,3 dia
1072.30	292.600	17,7	4 h	1 dia
1072.35	293.400	22,3	3 h	21 h
1072.40	294.200	27,2	3 h	18 h
1072.45	295.000	32,5	2 h	15 h
1072.50	295.800	38,1	2 h	13 h
1072.55	296.600	43,9	2 h	11 h
1072.60	297.400	50,0	2 h	9 h
1072.65	298.100	56,4	1 h	7 h
1072.70	298.900	63,1	1 h	6 h
1072.75	299.700	69,9	1 h	5 h
1072.80	300.500	77,1	1 h	4 h
1072.85	301.300	84,4	1 h	3 h
1072.90	302.100	91,9	50 min.	2 h
1072.95	302.800	99,7	50 min.	50 min.
1073.00	303.600	107,7		

(Eq. 5.2): Área = 0,00507886 x cota² - 10,511193381 x cota + 5437,39345396, Área (em km²) e cota (em m).

(Eq. 5.4): $Q_v = 2,11 \times 51,04 \times h^{3/2}$, Q_v é a vazão de descarga do vertedouro (em m³/s) e h é a altura da lâmina d'água sobre a crista (em m).

Figura 55 – Tempo aproximado de rebaixamento do nível d’água do reservatório da barragem de Santa Maria, entre as cotas 1.072 e 1.073 m, considerando apenas a descarga do vertedouro. FONTE: Perini (2009).

Dentre os fatores que exercem influência sobre o nível d’água do reservatório – escoamento superficial direto, precipitação intensa, evaporação, infiltração, percolação, vazões de saída: vertida, captada e drenada, entre outros – o autor avaliou apenas a contribuição do escoamento superficial direto (rios) e da vazão captada para o abastecimento, considerados suficientes para o escopo do seu trabalho. Dessa forma, adotou-se a soma das vazões dos córregos afluentes ao reservatório como a principal contribuição para o enchimento do mesmo. Desconsiderados os 5% das maiores e menores vazões, 90% das vazões de afluência ao reservatório ficaram situadas entre 0,44 e 4,24 m³/s.

Uma série de médias mensais de captação diárias referente ao período de janeiro de 1990 a junho de 2008 foi tratada estatisticamente, resultando em um histograma de vazões captadas. Novamente, desconsiderados os 5% das maiores e menores vazões captadas, 90% das captações se situaram entre 0,32 e 2,04 m³/s. As vazões máxima e mínima foram determinadas pela capacidade das bombas da estação elevatória do Torto (quatro máquinas com capacidade de 0,7 m³/s). A análise mostrou que o sistema costuma ser utilizado em sua plenitude.

Principais constatações na inspeção de campo:

A inspeção na crista da barragem não indicou nenhuma perda de borda livre decorrente de buracos ou afundamentos; o alinhamento do meio-fio indicava que eventuais recalques sofridos durante a vida útil da barragem foram pequenos e visualmente imperceptíveis.

O talude de montante é protegido por uma camada de rip-rap na faixa de maior oscilação do nível d’água do reservatório, mas foram encontradas falhas nessa proteção, numa faixa que se estende horizontalmente por todo o talude. Em vários pontos foi constatada a formação de buracos resultantes de processo erosivo (Figura 56-a). A progressão dessas erosões poderia vir a causar desmoronamentos na crista com conseqüente redução de borda livre.

O talude de jusante, composto por três lances com inclinação 1V:2H, intercalados por duas bermas de serviço, foi projetado para ser protegido com grama, entretanto constatou-se que o tipo de capim predominante não evita que grande parte da área de superfície fique desprotegida e exposta à erosão (Figura 56-b). Contudo, não foram constatadas erosões profundas ou caminhos preferenciais de água.



Figura 56 – Paramentos da barragem de Santa Maria: (a) Talude de montante: falhas na proteção com o surgimento de buracos de erosão. (b) Talude de jusante: falhas na proteção e indícios de erosão superficial. FONTE: adaptado de Perini (2009).

Do observado nos estudos de projeto e visita de campo o autor estipulou as premissas básicas para a montagem dos cenários da árvore de eventos para galgamento, reproduzidas a seguir:

- O NA do reservatório deve ser a principal informação, pois, em função dele, haverá maior ou menor chance de que eventos adversos resultem no galgamento da barragem;
- A ocorrência de galgamento está sujeita à combinação entre um NA elevado, maior que os já registrados, e um evento adverso extremo. Tal evento causaria vazões afluentes superiores à capacidade de descarga do vertedouro, resultando em um aumento no NA de um valor Δh maior que a borda livre disponível no momento do incidente;
- Outra possibilidade para ocorrência de galgamento decorreria de falha na proteção do talude de montante, que causaria erosões e consequentes desabamentos do mesmo, resultando na perda de borda livre da barragem, que permitiria a passagem de água sobre o maciço; e
- A água do reservatório atingindo o talude de jusante, as características físicas da barragem (inclinação do talude, existência de bermas, etc.) e a qualidade da proteção vegetal existente favoreceriam a erosão do mesmo, podendo resultar na abertura de brecha de ruptura.

Devido ao fato de o NA do reservatório da barragem de Santa Maria não ter superado a cota de elevação 1.072,45 m; de o vertedouro ter sido dimensionado para um tempo de recorrência de 10.000 anos; e dos problemas encontrados na barragem poderem ser resolvidos facilmente e mantidos em condições satisfatórias, Perini (2009) julgou como opção remota a ocorrência de galgamento da barragem Santa Maria.

Vulnerabilidade à erosão interna por *piping*

Limitando sua análise apenas ao maciço da barragem Santa Maria, Perini (2009) procurou identificar fatores que poderiam influenciar na inicialização de um processo de erosão interna que pudesse evoluir para um processo de *piping*. Para tanto, o autor utilizou de duas estratégias: confrontou a análise dos dados de projeto com os fatores de vulnerabilidade propostos por Foster & Fell (2000) *apud* Perini (2009) e realizou avaliação *in loco* da barragem por meio de inspeção de campo utilizando a metodologia proposta pelo Ministério da Integração Nacional (MI, 2005 *apud* PERINI, 2009).

Principais constatações na avaliação dos dados de projetos versus fatores de vulnerabilidade:

Com base em uma análise preliminar qualitativa da potencialidade do maciço da barragem ser suscetível ao surgimento de trincas transversais, colapso por molhagem, fratura hidráulica ou possuir camadas com alta permeabilidade foi possível constatar a qualidade do projeto geotécnico, revelando uma baixa probabilidade de ocorrência de trincas na barragem Santa Maria. O autor ainda considerou, quando avaliou a potencialidade do trincamento, a ocorrência de ciclos de ressecamento e molhagem do material do maciço, resultantes da grande depleção do nível d'água do reservatório durante os períodos de seca e posterior enchimento nos períodos chuvosos, que, no caso de Brasília, são bem definidos e duradouros.

Quanto à suscetibilidade do maciço ao surgimento de um fluxo em uma camada mais permeável, a avaliação preliminar constatou que, um eventual problema com os condutos (p.e., vazamentos), repercutiria, inicialmente, nessa galeria e não diretamente no corpo do maciço. Isso porque, no caso da barragem Santa Maria, os condutos foram dispostos sobre berços protegidos por uma galeria em concreto armado (como mostrado na Figura 14-b). Essa proteção foi considerada favorável à segurança da obra, entretanto qualquer vazamento substancial pode causar problemas caso atinja o maciço.

Outra constatação relevante em relação à presença da galeria atravessando o maciço da barragem é a de que a mesma foi assentada em uma trincheira estreita que dificulta a compactação do material próximo ao muro. Dessa forma, o *piping* poderia se desenvolver ao longo da interface maciço/galeria de concreto. Outro ponto interessante é que a estrutura, composta da torre de tomada d'água e da galeria, que comporta os dutos de adução é rígida e em forma de “L”, apoiada no maciço da barragem. Assim,

movimentações dessa estrutura poderiam prejudicar o contato com o solo, com o consequente surgimento de trincas.

Principais constatações na inspeção de campo:

A inspeção foi realizada após um longo período de seca, o que possibilitou a identificação visual de regiões com solos úmidos, tanto no talude, quanto na região logo a jusante da barragem. A vegetação, que deveria estar seca nessa época do ano, estava verde e vistosa nessas regiões (indicado na cor verde na Figura 57). Esse fato isolado não identifica uma situação de risco, mas permite uma boa indicação de caminhos preferenciais da água que percola pela barragem e sua fundação.

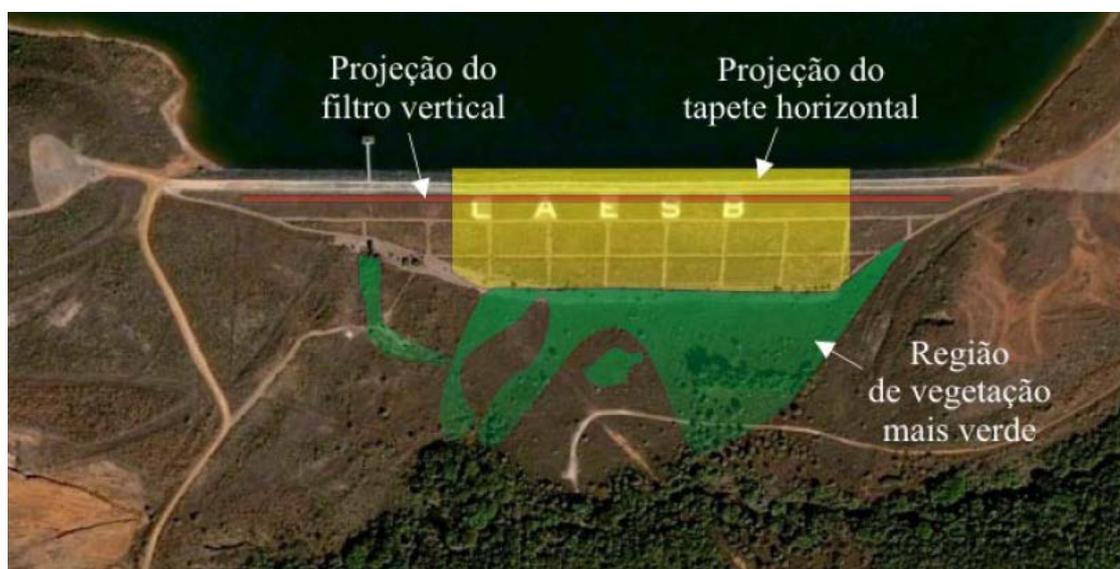


Figura 57 – Localização dos filtros, drenos e áreas úmidas a jusante da barragem.

FONTE: Perini (2009).

Da análise da Figura 57, concluiu-se que as áreas úmidas coincidindo com a localização do tapete drenante apresentam comportamento conforme o esperado. Contudo, duas regiões chamaram a atenção: a saída da galeria e a ombreira esquerda, locais em que não era esperado encontrar sinais de umidade do solo.

Foram vistoriadas as duas saídas de água dos drenos de pé. No dreno localizado mais próximo à ombreira direita, não foram constatadas vazões significantes e apenas algum carreamento de finos, porém não significativo. O dreno localizado mais próximo à ombreira esquerda apresentava vazão na ordem de 0,6 L/s, com água límpida, não sendo constatado material carreado do maciço. No dia da inspeção o reservatório se encontrava com o nível d'água cerca de dois metros abaixo do seu nível normal (1.072 m).

Do observado nos estudos de projeto e visita de campo o autor estipulou as premissas básicas para a montagem dos cenários da árvore de eventos para o *piping*. A saber:

- Ocorrência de *piping* no maciço em caso de haver trincas ou camadas com problemas;
- Ocorrência de *piping* no contato maciço/galeria parece ser mais provável por tratar-se de uma região mais complexa e que apresentava sinais de umedecimento;
- O funcionamento correto dos filtros reduz consideravelmente a chance de ocorrência de um processo de *piping* no maciço;
- A existência dos filtros não exerce tal influência no caso de um processo de *piping* no contato maciço/galeria; e
- Uma vez iniciado, o processo erosivo, se não for impedido, irá evoluir formando o tubo, que irá se alargar até que haja um desabamento, por falta da capacidade de suporte, que poderá resultar em abertura da brecha de ruptura.

Portanto, conforme avaliação de Perini (2009), o processo de erosão interna por *piping* é um evento cuja possibilidade de ocorrência não pode ser descartada para a barragem Santa Maria.