

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS

RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM
SÃO FRANCISCO – MIRAÍ, MINAS GERAIS,
BRASIL

Felipe Figueiredo Rocha

Belo Horizonte
2015

Felipe Figueiredo Rocha

RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO – MIRAÍ, MINAS GERAIS, BRASIL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Modelagem Física e Matemática em Hidráulica

Orientador: Luiz Rafael Palmier

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG
2015



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia

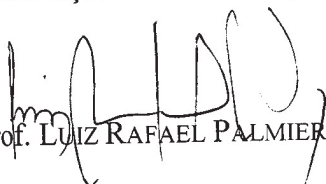
Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos
Avenida Antônio Carlos, 6627 - 4º andar - 31270-901 - Belo Horizonte - BRASIL
Telefax: 55 (31) 3409-1882 - posgrad@desa.ufmg.br
<http://www.smarh.eng.ufmg.br>

FOLHA DE APROVAÇÃO

Retroanálise da ruptura da barragem de contenção de rejeitos São Francisco
no município de Miraf/MG

FELIPE FIGUEIREDO ROCHA

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:


Prof. LUIZ RAFAEL PALMIER ORIENTADOR


Prof. JULIAN CARDOSO ELEUTÉRIO


Prof. CARLOS EDUARDO FERRAZ DE MELO


Prof. WALTER COLLISCHONN


Prof. LÚCIA MARIA NASCIMENTO DE ARAÚJO

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH


Prof. Juliana Calábria de Araújo
Coordenadora

Versão Final aprovada por


Prof. Luiz Rafael Palmier
Orientador

Belo Horizonte, 11 de maio de 2015.

À VIVIANE

pelo amor, carinho, apoio e compreensão

AGRADECIMENTOS

Ao amigo e orientador Prof. Luiz Rafael Palmier, pelo auxílio, objetividade na orientação do trabalho e revisões importantes para a melhoria do resultado final.

Ao engenheiro Joaquim Pimenta de Ávila, pelos ensinamentos, pela disponibilização de informações importantes, pelas discussões sobre o acidente em Miráí, e pelo incentivo na decisão do tema.

À geóloga Marta Sawaya, pelo repasse de informações importantes, auxílio e entusiasmo na reconstrução do estudo de caso da ruptura da barragem São Francisco.

Ao secretário da Defesa Civil Municipal de Miráí, Sebastião Soares de Andrade, pela disponibilidade para reunir e auxiliar na delimitação da inundação observada em Miráí.

Aos amigos da Pimenta de Ávila, em especial, aos engenheiros Lucas Brasil e André Lauriano, pela amizade e apoio nos momentos em que eu precisei me ausentar do escritório. Em especial, gostaria de agradecer à Nathália Couto, pelos ensinamentos do modelo FLO-2D.

Ao amigo e entusiasta da modelagem de ruptura de barragens de rejeitos, Leonardo Melo.

Aos meus familiares – pais, irmãos, sogros e cunhados –, fontes de suporte e compreensão nos momentos difíceis e introspectivos em que foi preciso me afastar do convívio familiar.

Agradeço em especial à minha avó Leonor, pelo interesse e entusiasmo com o trabalho, e à avó Vera, pelo bom humor e espontaneidade. Peço desculpas por tantas ausências.

Aos amigos que me acompanham ao longo da vida, em especial, ao Daniel Araújo (Café), pela paciência em deixar o projeto da UNBE temporariamente adiado.

À Universidade Federal de Minas Gerais, instituição que me acolhe desde o ano 2000, que vem contribuindo para o meu desenvolvimento profissional, acadêmico e pessoal. Agradeço em especial a todos os meus professores dos cursos de graduação em Ciência da Computação e Engenharia Civil, e na pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Por fim, agradeço a todos os amigos, profissionais e familiares que de alguma forma me auxiliaram para desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

A portaria do DNPM nº 526/2013 estabelece, em alguns casos, a obrigatoriedade de realização de estudos de cenários decorrentes de rupturas de barragens de rejeitos, sendo a escolha da metodologia de responsabilidade do proprietário da barragem. Muitos dos métodos disponíveis na literatura foram desenvolvidos especificamente para barragens de armazenamento de água. Os órgãos fiscalizadores ainda não especificaram nenhuma diretriz metodológica para confecção do estudo. Nesse contexto, os proprietários contratam estudos nos quais métodos e custos podem variar consideravelmente entre consultorias especializadas.

No presente trabalho foram avaliados métodos usualmente adotados em estudos de barragens de rejeitos em uma retroanálise da ruptura, em janeiro de 2007, da barragem São Francisco, que ficava localizada no município de Mirai, no estado de Minas Gerais. Em relação à brecha de ruptura foram comparados os resultados de equações de previsão com a geometria da brecha observada. Na propagação da onda de cheia foram realizadas análises de sensibilidade nos modelos HEC-RAS e FLO-2D para verificar a influência da alteração de alguns parâmetros (do coeficiente de rugosidade de Manning, por exemplo), de condições de contorno, do tipo hidrograma de ruptura e da precisão da topografia. Sob esse último tópico, foram utilizados modelos digitais de elevação (MDEs) gratuitos, como o SRTM e o TOPODATA, e um MDE construído a partir de carta topográfica do IBGE. Os resultados foram avaliados por meio de uma abordagem quantitativa pixel-a-pixel de comparação binária entre as manchas observada e previstas, com cálculo do índice de desempenho F.

Os resultados sugerem que a topografia pode ser o principal fator de influência na previsão da mancha de inundação. O valor previsto com a utilização de carta topográfica na escala 1:50.000 superestimou a área da inundação observada em 106%; já com MDE SRTM a área foi subestimada em 10%. A calibração do coeficiente de rugosidade de Manning, a partir do índice de desempenho F, aperfeiçoou a previsão da inundação pelo modelo HEC-RAS, validado por sua acurácia, estabilidade, conservação do volume e facilidade de calibração com parâmetros de rugosidade fisicamente realísticos, a um custo computacional razoável. Por fim, apesar das diversas incertezas inerentes ao processo de ruptura de barragens de rejeitos, a inundação prevista pela retroanálise da ruptura da barragem São Francisco sugere que os estudos de cenários são de fundamental importância para o planejamento das ações emergenciais descritas no PAE.

ABSTRACT

Brazilian dam safety legislation DNPM 526/2013 establishes, in some cases, the requirement to conduct tailing dam break studies and preparation of Emergency Action Plans (EAP). The dam owner is responsible for the choice of methodology to be applied in the studies. Many of the methods available in the literature were developed specifically for water storage dams. Brazilian regulatory agencies have not yet specified any methodological guideline for tailing dam break studies. In this context, the dam owners are required to hire engineering experts from consulting firm to develop the studies. The methods and costs can vary considerably between consulting firms. In the present work methods usually adopted in studies of tailings dams breaks are evaluated in the simulation of flooding from the 2007 failure of São Francisco Dam in Minas Gerais.

The flood propagation was performed in the models HEC-RAS and FLO-2D. Some sensitive analysis were performed to verify the influence of some parameters – such as Manning roughness coefficient, topography, breach geometry, different cross-section configurations and hydrograph volume.

Inundation maps were compared by using three quantitative indices: inundation area, average inundation width and the F statistic based on binary comparison of maps built on wet/dry cells. The results suggest that the topography may be the main factor influencing the prediction of flood inundation area. Comparison of resulting inundation maps showed that the flood inundation area reduces with improved horizontal resolution and vertical accuracy in the topographic data. The results were improved by incorporating river bathymetry in topography data.

Manning roughness coefficient calibration, based on the F statistic, also improved the flood prediction. The one-dimensional model HEC-RAS was recommended by its accuracy, stability, mass conservation and reasonable computational cost. Finally, despite the many uncertainties and simplifications inherent to the tailings dams break modeling, the results from the hydraulic simulation of flooding from the 2007 failure of São Francisco Tailing Dam suggests that tailing dam break studies are of fundamental importance for the prediction of the flooding extent and for the emergency action planning described in the EAP.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	IV
RESUMO	V
LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE TABELAS	XII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	XIII
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA	5
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	6
2 OBJETIVOS	7
2.1 OBJETIVO GERAL	7
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
3 REVISÃO DA LITERATURA	7
3.1 INTRODUÇÃO	7
3.2 GENERALIDADES DE BARRAGENS DE REJEITO	8
3.2.1 <i>História das barragens de rejeito</i>	8
3.2.2 <i>Registros de acidentes e incidentes em barragens de rejeitos</i>	9
3.2.3 <i>Causas de ruptura de barragens de rejeitos</i>	10
3.3 ABORDAGEM HIDRÁULICA PARA O ESTUDO DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS	12
3.3.1 <i>Formação de brecha de ruptura</i>	14
3.3.2 <i>Propagação hidráulica da onda de ruptura</i>	27
3.4 ABORDAGENS SIMPLIFICADAS PARA O ESTUDO DA RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITO	40
3.5 MODELOS DIGITAIS DE ELEVAÇÃO (MDEs) GRATUITOS SRTM, TOPODATA E ASTER DEM	41
3.6 UTILIZAÇÃO DO MDE SRTM EM ESTUDOS HIDRÁULICOS	45
3.7 ÍNDICES DE DESEMPENHO PARA AVALIAÇÃO DE MODELOS DE INUNDAÇÃO	48
3.8 INCERTEZAS ASSOCIADAS AOS MODELOS HIDRÁULICOS	50
4 BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE REJEITOS SÃO FRANCISCO	51
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM	51
4.2 INCIDENTE COM A BARRAGEM EM 2006	53
4.3 ACIDENTE COM A BARRAGEM EM 2007	54
4.4 DADOS DISPONÍVEIS PARA REALIZAÇÃO DO ESTUDO	55
4.4.1 <i>Curva cota-descarga</i>	55
4.4.2 <i>Topobatimetria do vale a jusante</i>	57
4.4.3 <i>Reologia do material depositado</i>	60
5 MATERIAIS E MÉTODOS	60
5.1 INTRODUÇÃO	60
5.2 RECONSTITUIÇÃO DE INFORMAÇÕES BÁSICAS	62
5.2.1 <i>Hidrograma afluente ao reservatório</i>	63
5.2.2 <i>Topobatimetria do reservatório</i>	63
5.2.3 <i>Brecha de ruptura</i>	69
5.2.4 <i>Mancha de inundação</i>	71
5.3 TRATAMENTO E AVALIAÇÃO DO MDE SRTM	80
5.4 SÍNTESE DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	86
5.5 PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA	86
5.5.1 <i>Condição inicial</i>	86
5.5.2 <i>Condição de contorno de montante</i>	87
5.5.3 <i>Condição de contorno de jusante</i>	87
5.5.4 <i>Seções transversais</i>	87
5.5.5 <i>Intervalo de tempo</i>	88
5.5.6 <i>Coeficiente de rugosidade</i>	89
5.6 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	89
5.6.1 <i>Modelo digital de elevação / Topografia</i>	90

5.6.2	<i>Hidrograma de ruptura</i>	91
5.6.3	<i>Número de seções transversais</i>	93
5.6.4	<i>Coeficiente de rugosidade de Manning</i>	95
5.6.5	<i>Modelos hidráulicos HEC-RAS e FLO-2D</i>	95
5.6.6	<i>Regime de escoamento quanto à sua classificação no tempo</i>	95
5.6.7	<i>Edificações atingidas</i>	96
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	97
6.1	RECONSTITUIÇÃO DE INFORMAÇÕES BÁSICAS.....	97
6.1.1	<i>Hidrograma afluente ao reservatório</i>	97
6.1.2	<i>Topobatimetria do reservatório</i>	98
6.1.3	<i>Geometria e tempo de formação da brecha de ruptura</i>	99
6.1.4	<i>Mancha de inundação</i>	101
6.2	TRATAMENTO E AVALIAÇÃO DO MDE SRTM.....	102
6.3	SÍNTESE DO HIDROGRAMA DE RUPTURA.....	108
6.4	PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA.....	109
6.5	ANÁLISES DE SENSIBILIDADE.....	121
6.5.1	<i>Modelo digital de elevação / Topografia</i>	121
6.5.2	<i>Hidrograma de ruptura</i>	127
6.5.3	<i>Número de seções transversais</i>	136
6.5.4	<i>Coeficiente de rugosidade de Manning</i>	138
6.5.5	<i>Modelos hidráulicos HEC-RAS e FLO-2D</i>	143
6.5.6	<i>Efeitos do regime de escoamento</i>	145
6.5.7	<i>Edificações atingidas</i>	147
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	150
8	REFERÊNCIAS	163
	APÊNDICE A – MAPAS DE INUNDAÇÃO	176

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 – ANÁLISE DAS CAUSAS DE RUPTURA DE BARRAGENS DE REJEITOS	10
FIGURA 3.2 – PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DE UMA BRECHA HIPOTÉTICA	14
FIGURA 3.3 – ENSAIO DE CAMPO REALIZADO PELO NRCS (MODO DE FALHA GALGAMENTO E <i>PIPING</i>).....	26
FIGURA 3.4 – COMPARAÇÃO SRTM 90 M E SRTM 30 M.....	43
FIGURA 4.1 – LOCALIZAÇÃO MUNICÍPIO DE MIRAI.....	51
FIGURA 4.2 – VISTA DA CRISTA E DO TALUDE DE JUSANTE DA BARRAGEM.....	52
FIGURA 4.3 – SEÇÃO TÍPICA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO.....	52
FIGURA 4.4 – ASPECTO DO RIO FUBÁ EM BAIRRO DA CIDADE DE MIRAI APÓS INCIDENTE DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO EM MARÇO DE 2006	54
FIGURA 4.5 – FOTOGRAFIAS REGISTRADAS APÓS O EVENTO DE RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO EM JANEIRO DE 2007	55
FIGURA 4.6 – CURVAS DE DESCARGA DOS VERTEDOUROS / SISTEMA EXTRAVASOR	57
FIGURA 4.7 – SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS EXISTENTES NO VALE A JUSANTE DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO	58
FIGURA 4.8 – SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS SB-01 E SB-02	59
FIGURA 4.9 – SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS SB-03 E SB-04	59
FIGURA 4.10 – SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS SB-05 E SB-06	59
FIGURA 4.11 – SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS SB-07 E SB-08	60
FIGURA 5.1 – SITUAÇÃO DO RESERVATÓRIO APÓS A RUPTURA	64
FIGURA 5.2 – DIFERENTES PORÇÕES DO RESERVATÓRIO APÓS A RUPTURA	64
FIGURA 5.3 – ANTIGO PONTO DE LANÇAMENTO DE REJEITOS NO RESERVATÓRIO DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO.....	65
FIGURA 5.4 – LANÇAMENTO DE REJEITOS EM FORMA DE LAMA	66
FIGURA 5.5 – DIQUE INTERNO CONSTRUÍDO EM 2006.....	66
FIGURA 5.6 – DIQUE INTERNO – VISTA PARA JUSANTE (ABRIL DE 2006).....	67
FIGURA 5.7 – RESQUÍCIOS DO DIQUE INTERNO APÓS A RUPTURA DA BARRAGEM.....	67
FIGURA 5.8 – DELIMITAÇÃO DO VOLUME DE REJEITOS QUE FICARAM RETIDOS NO RESERVATÓRIO	68
FIGURA 5.9 – QUANTIFICAÇÃO DO VOLUME DE REJEITOS QUE FICOU RETIDO NO RESERVATÓRIO	69
FIGURA 5.10 – RUPTURA DO MACIÇO DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO – DETALHE DA BRECHA DE RUPTURA: VISTA FRONTAL DE JUSANTE PARA MONTANTE	70
FIGURA 5.11 – RUPTURA DO MACIÇO DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO – DETALHE PARA O VERTEDOURO QUE PERMANECEU INTACTO: VISTA LATERAL	70
FIGURA 5.12 – AEROFOTOGRAFIA DA ÁREA DE INTERESSE DISPONÍVEL NO PRAD	71
FIGURA 5.13 – PROCESSO DE REVISÃO DA DELIMITAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO	72
FIGURA 5.14 – INUNDAÇÃO DE VÁRZEA LOCALIZADA A CERCA DE 2 KM A JUSANTE DA BARRAGEM	73
FIGURA 5.15 – INUNDAÇÃO DE VÁRZEA LOCALIZADA A CERCA DE 2 KM A JUSANTE DA BARRAGEM – DETALHE PARA A MARCA REFERENTE AO NÍVEL DE ÁGUA MÁXIMO	73
FIGURA 5.16 – DEPLECIONAMENTO DO RESERVATÓRIO	74
FIGURA 5.17 – DEPLECIONAMENTO DO RESERVATÓRIO E ASPECTO DA BRECHA DE RUPTURA	74
FIGURA 5.18 – SITUAÇÃO DE INUNDAÇÃO NA AVENIDA SANTA CECÍLIA NO DIA 11/01/2007	74
FIGURA 5.19 – VISTA DA INUNDAÇÃO EM MIRAI NO DIA 11/01/2007.....	75
FIGURA 5.20 – ESTIMATIVA DA ALTURA DE INUNDAÇÃO – EXEMPLO DA AV. SANTA CECÍLIA	75
FIGURA 5.21 – FOTOGRAFIAS UTILIZADAS PARA RESTITUIÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO: ÁREA RURAL	76
FIGURA 5.22 – FOTOGRAFIAS UTILIZADAS PARA RESTITUIÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO: ÁREA RURAL	77
FIGURA 5.23 – FOTOGRAFIAS UTILIZADAS PARA RESTITUIÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO: BAIRRO BOM JARDIM	78
FIGURA 5.24 – FOTOGRAFIAS UTILIZADAS PARA RESTITUIÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: ÁREA URBANA	79
FIGURA 5.25 – INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO, LARGURA DO CURSO DE ÁGUA E RESOLUÇÃO HORIZONTAL DO MDE PARA REPRESENTAÇÃO DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO E DA CALHA DO CURSO DE ÁGUA NO MDE	81
FIGURA 5.26 – ILUSTRAÇÃO DO PROCESSO DE CORREÇÃO DO PERFIL LONGITUDINAL.	83
FIGURA 5.27 – SUPERFÍCIE TIN E PONTOS UTILIZADOS PARA CORREÇÃO DO PERFIL LONGITUDINAL DO CURSO DE ÁGUA	84
FIGURA 5.28 – PONTOS DE CONTROLE PARA AVALIAÇÃO DO MDE SRTM	85
FIGURA 5.29 – FLUXOGRAMA PARA TRATAMENTO E AVALIAÇÃO DO MDE SRTM.....	85
FIGURA 5.30 – LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS UTILIZADAS NO MODELO HIDRÁULICO	88
FIGURA 5.31 – NÚMERO E LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS UTILIZADAS NA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	94
FIGURA 6.1 – ÁREA DE DRENAGEM E CÁLCULO DO CN PONDERADO	97
FIGURA 6.2 – IETOGRAMA TOTAL E EFETIVO E HIDROGRAMA AFLUENTE.....	98

FIGURA 6.3 – CURVAS COTA-VOLUME DO RESERVATÓRIO	99
FIGURA 6.4 – RECONSTITUIÇÃO DA BRECHA DE RUPTURA OBSERVADA: DIMENSÕES EM METRO	100
FIGURA 6.5 – RECONSTITUIÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO OBSERVADA	102
FIGURA 6.6 – TRAÇADO DO RIO FUBÁ.	103
FIGURA 6.7 – TIN SRTM 30 M AJUSTADO PARA REPRESENTAÇÃO DA CALHA FLUVIAL	104
FIGURA 6.8 – PERFIL LONGITUDINAL DO RIO FUBÁ ANTES E APÓS CORREÇÃO DO SRTM.....	104
FIGURA 6.9 – RESULTADOS DA INSERÇÃO DA CALHA FLUVIAL SOBRE O SRTM 30 M: SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS SB-01 E SB-02	105
FIGURA 6.10 – RESULTADOS DA INSERÇÃO DA CALHA FLUVIAL SOBRE O SRTM 30 M: SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS SB-03 E SB-04	105
FIGURA 6.11 – RESULTADOS DA INSERÇÃO DA CALHA FLUVIAL SOBRE O SRTM 30 M: SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS SB-05 E SB-06	105
FIGURA 6.12 – RESULTADOS DA INSERÇÃO DA CALHA FLUVIAL SOBRE O SRTM 30 M: SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS SB-07 E SB-08	106
FIGURA 6.13 – PONTOS COM ELEVACÃO RESULTANTES DO LEVANTAMENTO TOPOBATIMÉTRICO E UTILIZADOS PARA AVALIAR OS ERROS DO SRTM ANTES E APÓS A INSERÇÃO DE AJUSTES	107
FIGURA 6.14 – DEPLECIONAMENTO DO RESERVATÓRIO E SÍNTESE DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	109
FIGURA 6.15 – LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS UTILIZADAS PARA APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	109
FIGURA 6.16 – PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE CHEIA	110
FIGURA 6.17 – PERFIL DE VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS	110
FIGURA 6.18 – PERFIL DA ELEVACÃO MÁXIMA DA LINHA DE ÁGUA	110
FIGURA 6.19 – MÁXIMAS PROFUNDIDADES DE ESCOAMENTO.....	111
FIGURA 6.20 – VELOCIDADES MÉDIAS DE ESCOAMENTO	111
FIGURA 6.21 – RISCO HIDRODINÂMICO.....	111
FIGURA 6.22 – HORÁRIO DE OCORRÊNCIA DA MÁXIMA PROFUNDIDADE DE ESCOAMENTO	111
FIGURA 6.23 – NÚMERO DE FROUDE MÁXIMO	112
FIGURA 6.24 – MAPEAMENTO UTILIZADO PARA CÁLCULO DO ÍNDICE DE DESEMPENHO F	113
FIGURA 6.25 – MAPA DE INUNDAÇÃO DO CENÁRIO BASE	114
FIGURA 6.26 – AMORTECIMENTO DA VAZÃO DE PICO.....	115
FIGURA 6.27 – VÁRZEA LOCALIZADA A CERCA DE 2 KM A JUSANTE DA BARRAGEM	115
FIGURA 6.28 – TRECHO FLUVIAL ENCACHOEIRADO ENTRE AS SEÇÕES ST-04 E ST-07.....	116
FIGURA 6.29 – EROSÕES DAS MARGENS E ARRASTE DE BLOCOS AO LONGO DO TRECHO ENCACHOEIRADO	118
FIGURA 6.30 – EDIFICAÇÃO DA ÁREA RURAL LOCALIZADA LOGO A JUSANTE DA BARRAGEM – COLAPSO TOTAL	119
FIGURA 6.31 – ÍNDICE DE DESEMPENHO F PARA DIFERENTES MDEs	123
FIGURA 6.32 – VARIAÇÃO PERCENTUAL DA ÁREA INUNDADA PARA DIFERENTES MDEs	123
FIGURA 6.33 – MANCHA DE INUNDAÇÃO E MAPEAMENTO DE CÉLULAS PARA CÁLCULO DO ÍNDICE F:	125
FIGURA 6.34 – EXEMPLO DE INUNDAÇÃO EM UMA SEÇÃO TRANSVERSAL (ST-10)	126
FIGURA 6.35 – RESULTADO DO TRÂNSITO DE CHEIAS PARA O RESERVATÓRIO NÃO ASSOREADO	127
FIGURA 6.36 – HIDROGRAMAS DE RUPTURA DO CENÁRIO BASE E RESULTANTES DAS EQUAÇÕES DE PREVISÃO ..	129
FIGURA 6.37 – SÍNTESE DE RESULTADOS PARA O CENÁRIO 1 E O CENÁRIO 2	131
FIGURA 6.38 – PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA.....	133
FIGURA 6.39 – CÁLCULO DE F: CENÁRIOS 1 E 2	133
FIGURA 6.40 – RELAÇÕES ENTRE ÁREAS INUNDADAS SIMULADA E OBSERVADA	134
FIGURA 6.41 – MAPEAMENTO DA INUNDAÇÃO E COMPARAÇÃO ENTRE CÉLULAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PELO MODELO PARA CÁLCULO DO ÍNDICE F	135
FIGURA 6.42 – EXEMPLO DE INUNDAÇÃO EM UMA SEÇÃO TRANSVERSAL (ST-10)	136
FIGURA 6.43 – ÍNDICE DE DESEMPENHO F PARA AS DIFERENTES VARIAÇÕES NO NÚMERO DE SEÇÕES TRANSVERSAIS UTILIZADAS	137
FIGURA 6.44 – COMPARAÇÃO ENTRE ÁREAS INUNDADAS CALCULADAS E OBSERVADA, PARA AS DIFERENTES VARIAÇÕES NO NÚMERO DE SEÇÕES TRANSVERSAIS UTILIZADAS	137
FIGURA 6.45 – EFEITO DO NÚMERO E DA LOCALIZAÇÃO DE SEÇÕES TRANSVERSAIS NA CRIAÇÃO DA MANCHA DE INUNDAÇÃO NO HEC-GEORAS.....	138
FIGURA 6.46 – CÁLCULO DO ÍNDICE F PARA DIFERENTES VALORES DE COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING	138
FIGURA 6.47 – DIFERENÇA ENTRE AS ÁREAS INUNDADAS CALCULADAS E OBSERVADA PARA DIFERENTES VALORES DE COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING	139
FIGURA 6.48 – MAPEAMENTO E CÉLULAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DE F.....	140
FIGURA 6.49 – PERFIL DA MÁXIMA VAZÃO EM TRÂNSITO PARA DIFERENTES VALORES DE COEFICIENTES DE RUGOSIDADE DE MANNING.....	142

FIGURA 6.50 – VARIAÇÃO DA VAZÃO DE PICO EM RELAÇÃO AO CENÁRIO BASE (N = 0,150).....	142
FIGURA 6.51 – VARIAÇÃO DA VELOCIDADE EM RELAÇÃO AO CENÁRIO BASE (N = 0,150)	142
FIGURA 6.52 – VARIAÇÃO DA PROFUNDIDADE EM RELAÇÃO AO CENÁRIO BASE (N = 0,150)	142
FIGURA 6.53 – TEMPO ACUMULADO DE VIAGEM DE ONDA	143
FIGURA 6.54 – CÁLCULO DO ÍNDICE DE DESEMPENHO F PARA SIMULAÇÃO HIDRÁULICA COM HEC-RAS E FLO-2D	143
FIGURA 6.55 – COMPARAÇÃO ENTRE AS ÁREAS INUNDADAS CALCULADAS E OBSERVADA PARA SIMULAÇÃO HIDRÁULICA COM O HEC-RAS E FLO-2D	143
FIGURA 6.56 – MAPEAMENTO E CÉLULAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DE F	144
FIGURA 6.57 – CÁLCULO DO ÍNDICE DE DESEMPENHO F: REGIME DE ESCOAMENTO PERMANENTE E NÃO PERMANENTE	146
FIGURA 6.58 – RELAÇÃO ENTRE ÁREA INUNDADA CALCULADA E OBSERVADA PARA DIFERENTES HIPÓTESES DE REGIMES DE ESCOAMENTO	146
FIGURA 6.59 – MAPEAMENTO E CÉLULAS INUNDADAS E NÃO INUNDADAS PARA CÁLCULO DE F	147
FIGURA 6.60 – EDIFICAÇÕES ATINGIDAS	148
FIGURA 6.61 – EDIFICAÇÕES ATINGIDAS NA ÁREA URBANA	149

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 – VALORES DO COEFICIENTE C_b PROPOSTOS POR VON THUN & GILLETE (1990).....	18
TABELA 3.2 – CLASSIFICAÇÃO DOS FLUIDOS HIPERCONCENTRADOS E COMPORTAMENTO DO ESCOAMENTO EM FUNÇÃO DO TEOR DE SÓLIDOS	28
TABELA 3.3 – CONJUNTOS DE POSSIBILIDADES DE COMBINAÇÕES PARA O ESQUEMA DE CLASSIFICAÇÃO BINÁRIA	49
TABELA 3.4 – INDICADORES DE DESEMPENHO BINÁRIOS PARA UTILIZAÇÃO EM ESTUDOS DE INUNDAÇÃO	50
TABELA 6.1 – SÍNTESE DE CARACTERÍSTICAS DA BACIA DE CONTRIBUIÇÃO	97
TABELA 6.2 – SÍNTESE DE RESULTADOS DA MODELAGEM CHUVA-VAZÃO	98
TABELA 6.3 – CURVAS COTA-VOLUME DO RESERVATÓRIO ASSOREADO E DE SUA CAPACIDADE TOTAL.....	99
TABELA 6.4 – ERRO MÉDIO QUADRÁTICO CONSIDERANDO O TOTAL DE PONTOS EXISTENTES NO LEVANTAMENTO TOPOBATIMÉTRICO	107
TABELA 6.5 – ERRO MÉDIO QUADRÁTICO CONSIDERANDO SOMENTE OS PONTOS DO LEVANTAMENTO TOPOBATIMÉTRICO LOCALIZADOS ATÉ UMA EXTENSÃO DE 100 M PARA CADA LADO DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO EM RELAÇÃO AO CENTRO DA CALHA MENOR	107
TABELA 6.6 – ERRO MÉDIO QUADRÁTICO CONSIDERANDO SOMENTE OS PONTOS DO LEVANTAMENTO TOPOBATIMÉTRICO LOCALIZADOS ATÉ UMA EXTENSÃO DE 10 M PARA CADA LADO DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO EM RELAÇÃO AO CENTRO DA CALHA MENOR	107
TABELA 6.7 – RESULTADOS DA SÍNTESE DO HIDROGRAMA DE RUPTURA	108
TABELA 6.8 – SÍNTESE DE RESULTADOS DA PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA.....	112
TABELA 6.9 – AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DA SIMULAÇÃO HIDRÁULICA PARA O CENÁRIO BASE	113
TABELA 6.10 – ERRO MÉDIO QUADRÁTICO CONSIDERANDO SOMENTE OS PONTOS DO LEVANTAMENTO TOPOBATIMÉTRICO LOCALIZADOS ATÉ UMA DISTÂNCIA DE 100 M PARA CADA LADO DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO EM RELAÇÃO AO CENTRO DO TALVEGUE.....	122
TABELA 6.11 – SÍNTESE DE RESULTADOS DO TRÂNSITO DE CHEIAS PARA O RESERVATÓRIO NÃO ASSOREADO	127
TABELA 6.12 – PREVISÃO DOS PARÂMETROS DA BRECHA.....	128
TABELA 6.13 – RESULTADOS DA SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA E SÍNTESE DO HIDROGRAMA DE RUPTURA.....	129

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

p_s	Pressão intergranular
ρ_m	Massa específica da mistura
ρ_s	Massa específica dos grãos
τ_c	Tensão coesiva resistente
τ_d	Tensão dispersiva
τ_{mc}	Tensão de Mohr-Coulomb
τ_t	Tensão turbulenta
τ_v	Tensão referente à viscosidade do fluido
Δt	Intervalo de tempo de cálculo computacional
Δx	Distância entre duas seções transversais no modelo HEC-RAS e raiz quadrada da largura do elemento do <i>grid</i> no modelo FLO-2D
ASTER	Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer
$b_3; b_4; b_5$	Coefficientes das equações de Xu & Zhang (2009)
B_{ave}	Largura média da brecha (m)
B_b	Largura de fundo brecha (m)
B_t	Largura de topo da brecha (m)
C	Coefficiente de tensão cisalhante inercial
c	Celeridade da onda
C_1	Coefficiente proposto por Xu & Zhang (2009) para descrição da erodibilidade
CADAM	Concerted Action on Dambreak Modeling
C_b	Coefficiente em função do volume de reservatório proposto por Von Thun & Gillete (1990)
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CMP	Cheia Máxima Provável
C_n	Número de Courant
CN	Curve Number
C_v	Volumétrica de sedimento
DNPM	Departamento Nacional Produção Mineral
d_s	Diâmetro dos grãos do sedimento
EMQ	Erro médio quadrático
e_n	Coefficiente de restituição de energia após o impacto

F	Índice de desempenho da inundação
FEAM	Fundação Estadual do Meio Ambiente
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FERC	Federal Regulatory Commission
H_b	Altura final da brecha (m)
H_d	Altura da barragem (m)
HEC	Hydrologic Engineering Center
H_r	Variável de controle utilizada na regressão por Xu & Zhang (2009)
H_w	Altura do nível de água no reservatório, no momento da ruptura
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICOLD	International Commission on Large Dams
IMPACT	Investigation of extreme flood processes and uncertainty
k_o	Coefficiente de modos de ruptura na equação de Froehlich (2008)
MDE	Modelo Digital de Elevação
n	Coefficiente de rugosidade de Manning
NA	Nível de água (m)
NRCS	National Resources Conservation Service
NWS	National Weather Service
PAE	Plano de Ações Emergenciais
PAEBM	Plano de Ações Emergenciais de Barragens de Rejeitos
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PRAD	Plano de Recuperação de Áreas Degradadas
Q	Vazão (m^3/s)
Q_p	Descarga máxima defluente da barragem em ruptura (m^3/s)
S_0	Declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal (m/m)
S_f	Declividade da linha de energia (m/m), equivalente ao termo de perda de carga unitária
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
t_f	Tempo de formação da brecha
TIN	Triangulated irregular network
T_r	Variável de controle igual a 1 hora utilizada na equação de Xu & Zhang (2009)
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais

UNET	Unsteady Network Model
USACE	United States Army Corps of Engineers
USGS	United States Geological Survey
v	Velocidade média do escoamento (m/s)
V	Volume do reservatório para o NA máximo (m ³)
V_{er}	Volume erodido pela brecha na equação de MacDonald & Lagridge-Monopolis (1984)
V_w	Volume da água acima do fundo da brecha
y	Variável independente relativa à direção do escoamento no eixo y (m)
Z	Fator de inclinação lateral da brecha de ruptura
l	Comprimento da mistura de Prandtl
τ	Tensão cisalhante total
ϕ	Ângulo de repouso do material

1 INTRODUÇÃO

As barragens oferecem múltiplos benefícios para a humanidade. O primeiro papel das barragens tem sido o de prover armazenamento de água para irrigação, possibilitando o desenvolvimento agrícola de diversos países. Barragens de diferentes tipologias e finalidades continuam sendo construídas em todo mundo, para geração de energia elétrica, armazenamento de resíduos minerais e industriais, controle de cheias, irrigação, abastecimento de água, navegação, recreação, entre outros propósitos.

Embora as barragens resultem em vantagens para a sociedade, também podem ser vistas como uma fonte de perigo potencial devido ao volume e às características físico-químicas do material armazenado. Em caso de ruptura, há um acréscimo significativo da vazão em trânsito no trecho de jusante e, por consequência, uma área extensa estará sujeita à ocorrência de inundação e ao aumento da velocidade de escoamento. Da mesma maneira, caso o material armazenado na barragem apresente características deletérias para o meio ambiente, em situações de ruptura o escoamento desse material pelo vale a jusante resulta na contaminação dos leitos dos rios, impactando a biota local. Quando uma barragem falha, prejuízos materiais e ambientais são certos, enquanto a perda de vidas humanas pode variar bastante com a área inundada, o tamanho da população em risco e o tempo disponível para alerta e evacuação.

As barragens de disposição de rejeito começaram a ser construídas a partir da década de 1930, tendo como um dos objetivos principais evitar que os rejeitos fossem lançados diretamente em cursos de água, minimizando assim os impactos ambientais da atividade minerária (CBDB, 2011). Entretanto, o acúmulo de material armazenado constitui um fator de risco socioeconômico e ambiental. Apesar de o material depositado em um reservatório de contenção de rejeitos muitas vezes conter alto teor de sólidos, ICOLD (2001) ressalta que as massas liquefeitas de polpa de rejeito podem escoar a velocidades altas, na faixa de 8 a 40 km/h, e podem atingir grandes distâncias quando da ruptura da respectiva barragem.

Vários são os acidentes em barragens de rejeito citados na literatura, e os mesmos continuam a ocorrer em todo mundo, com consequências indesejáveis para a sociedade e para os setores da mineração e da indústria. AZAM & LI (2010) relatam que, em um inventário composto de 18.401 empreendimentos minerários, a taxa de acidentes de barragens nos últimos 100 anos é estimada em 1,2%. Segundos os autores, esse valor é superior em duas ordens de magnitude à taxa de ruptura de barragens convencionais, estimada em 0,01% (ICOLD, 2001). Somente no

ano de 2014, podem ser citados dois acidentes com barragens de rejeitos: a ruptura da barragem da mina de Mount Polley, no Canadá, e a ruptura da barragem da Mineração Herculano, no município de Itabirito, em Minas Gerais, que resultou em 3 mortes.

Nesse contexto, o estudo de ruptura hipotética de barragens de contenção de rejeitos é necessário para mapeamento das áreas potencialmente atingidas, estimativa dos riscos associados à falha e elaboração de um Plano de Ações Emergenciais (PAE). O PAE deve estabelecer as ações a serem executadas pelo empreendedor da barragem em caso de situação de emergência, bem como identificar os agentes a serem notificados dessa ocorrência (BRASIL, 2010).

Apesar da obrigatoriedade imposta pela Política Nacional de Segurança de Barragens (Lei nº 12.334/2010) de elaboração do Plano de Ação Emergencial para a barragem classificada como de dano potencial associado alto, ainda não foi especificada uma diretriz metodológica para realização de estudos de ruptura de barragens. Em se tratando especificamente de estudo de ruptura de barragens de contenção rejeitos, a situação se torna ainda mais indefinida, uma vez que muitos dentre os métodos disponíveis na literatura técnica foram desenvolvidos especificamente para barragens de armazenamento de água.

Em muitas situações, a definição da metodologia a ser utilizada fica a critério da empresa de consultoria contratada para realização do estudo, em comum acordo com a contratante. E há implicações técnicas relevantes associadas à falta de estabelecimento de critérios. Por exemplo, geralmente os parâmetros da brecha são estimados por equações empíricas, baseadas em casos históricos de ruptura, que apresentam significativa incerteza, especialmente quando se analisa o tempo de formação da brecha, o qual é muito difícil de determinar. É importante salientar que essas equações não foram desenvolvidas especificamente para barragens de contenção de rejeitos, e sim para barragens com reservatório de acumulação de água.

Diversas entidades e grupos de pesquisas finalizaram ou continuam realizando estudos para melhorar o entendimento do mecanismo de formação de brecha de ruptura, configuração do hidrograma de ruptura e propagação da onda de cheia. Dentro desse contexto, podem ser citados os projetos europeus a seguir: i) CADAM (*Concerted Action on Dambreak Modelling*), desenvolvido nos anos de 1998 a 2000 (MORRIS, 2000), e sua continuação; ii) IMPACT (*Investigation of Extreme Flood Processes & Uncertainty*), período de 2001 a 2004 (MORRIS *et al.*, 2005); e iii) FLOODSite, período de 2004 a 2009 (MORRIS *et al.*, 2009).

É importante mencionar que esses projetos de pesquisas foram desenvolvidos especificamente para barragens com reservatório de acumulação de água, não sendo considerada, por exemplo, a influência que a praia de rejeitos pode exercer no mecanismo de formação da brecha. Da mesma forma, existem outras questões específicas associadas às barragens de rejeito que precisam ser analisadas em estudos de ruptura, tais como: volume de material a ser propagado para jusante, reologia e teor de sólido do rejeito.

Resumidamente, é uma prática dos serviços de consultoria para realização de estudos de ruptura de barragens de contenção de rejeitos a seguinte sequência de atividades:

1. Previsão dos parâmetros da brecha de ruptura utilizando equações de previsão – geralmente são adotadas as equações propostas por Froehlich (2008), Von Thun & Gillete (1990) e Xu & Zhang (2009).
2. Utilização de modelo hidrológico para construção do hidrograma de ruptura por meio de análises paramétricas tendo como base os parâmetros da brecha obtidos – geralmente é adotado o modelo HEC-HMS (USACE, 2010a).
3. Propagação do hidrograma de ruptura pelo vale a jusante, utilizando modelos hidráulicos gratuitos – geralmente é adotado o modelo HEC-RAS (USACE, 2010b) com seções topobatimétricas levantadas em campo ou extraídas diretamente de modelos digitais de elevação (MDEs) gratuitos ou de cartas topográficas.
4. Definição das parcelas do volume de material presente no reservatório que irão ser propagadas para jusante e que ficarão retidas no reservatório – geralmente adota-se que 100% do material será propagado para jusante ou pode-se adotar uma parcela de somente 30%, conforme proposto por Rico *et al.* (2008a).
5. Mapeamento da área inundável utilizando softwares de geoprocessamento – comumente é utilizado o aplicativo ArcGIS® e o módulo HEC-GeoRAS (USACE, 2012b), sendo o modelo digital de elevação construído a partir de cartas topográficas gratuitas fornecidas pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), modelo topográfico resultante da missão *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM), aerolevantamento fornecido pelo cliente, ou, ainda, seções topobatimétricas obtidas em campo.

Entretanto, devido à dificuldade de verificação do resultado da aplicação dessa metodologia, surgem muitos debates e questionamentos quanto à sua capacidade de previsão da inundação decorrente da ruptura. Algumas indagações são recorrentemente realizadas: Qual é a precisão da mancha de inundação? É plausível realizar o planejamento de ações emergenciais com os resultados obtidos? Os modelos superestimam a inundação e prejudicam o empreendedor quando o mesmo é solicitado a quantificar os dados associados a uma eventual ruptura? A dinâmica de escoamento de fluidos newtonianos é aplicável para representar o escoamento resultante de ruptura de barragens de contenção de rejeitos?

A motivação para realização deste trabalho está relacionada à possibilidade de verificação da qualidade de previsão da inundação quando se utilizam métodos tradicionalmente aplicados em estudos de ruptura de barragens de rejeito. Para tanto, como estudo de caso será considerada a ruptura da Barragem de Contenção de Rejeitos de São Francisco, da mineração Rio Pomba Cataguases, rompida em janeiro de 2007.

Essa barragem localizava-se no rio Fubá, na Fazenda São Francisco, distante cerca de 10 km da cidade de Mirai, Estado de Minas Gerais. O sinistro resultou em danos socioeconômicos e ambientais nos municípios mineiros de Mirai, Muriaé e Patrocínio de Muriaé, e nos fluminenses de Lajes do Muriaé e Itaperuna. Os danos decorrentes da ruptura da barragem tiveram grande repercussão na mídia e contribuíram para a criação de legislação federal específica para o tema de Segurança de Barragens (Lei nº 12.334/2010).

Cabe salientar que o trabalho desenvolvido tem fins exclusivamente acadêmicos e científicos para contribuição do entendimento do fenômeno de ruptura da barragem. Em adição, não foram avaliadas as responsabilidades ou razões que contribuíram para o acidente, amplamente discutidas no âmbito do Ministério Público Estadual e de consultorias técnicas de apoio ao proprietário da barragem. Dessa forma, o material desenvolvido no contexto desta pesquisa não deve ser utilizado como fonte de informações para balizar pleitos judiciais relacionados à indenização de vítimas das inundações observadas na cidade de Mirai. Somente foram utilizadas fontes secundárias, de caráter público, para restituição da inundação observada. A quantificação das edificações atingidas foi realizada com base somente em dados secundários, como imagens de satélite, fotografias, vídeos e entrevistas com moradores e autoridades locais. Dessa forma, existem incertezas, uma vez que não se procedeu a contagem em campo de todas as edificações inundadas no acidente.

1.1 Justificativa

A ideia do desenvolvimento deste trabalho surgiu frente à constatação da necessidade de comparar os resultados decorrentes da aplicação de modelos usualmente adotados em estudos de ruptura de barragens com a inundação efetivamente observada em um caso histórico de ruptura. Essa comparação auxilia na verificação da aplicabilidade dos métodos e na compreensão de variáveis que influenciam a simulação e mapeamento de um evento de ruptura de uma barragem.

É importante ressaltar que o tema de ruptura de barragens vem sendo abordado em artigos técnicos, dissertações de mestrado e tese de doutorado desenvolvidos no Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG (Monte-Mor, 2004; Brasil, 2005; Balbi, 2008; Saliba, 2009; Lauriano, 2009; e Melo, 2013). Com exceção de Saliba (2009), no qual foram analisados, com construção de modelo reduzido em laboratório, processos físicos relacionados à formação da brecha de ruptura, os demais estudos analisaram somente cenários da ruptura hipotética de uma barragem. Assim, nesses estudos não era possível comparar os resultados obtidos na aplicação de modelos matemáticos com a mancha de inundação efetivamente observada.

Outro aspecto importante para decisão do tema do trabalho relaciona-se ao arcabouço legal instituído com a promulgação da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 (BRASIL, 2010), que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais. Quando se trata especificamente de barragens destinadas à mineração, compete ao Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM) fiscalizar a implantação dos Planos de Segurança das Barragens a serem elaborados pelos empreendedores. Conforme especificado na Portaria DNPM nº 416, de 03 de setembro de 2012 (BRASIL, 2012), o Plano de Segurança de Barragem deverá incluir o Plano de Ação de Emergência, quando se tratar de barragens com Dano Potencial Associado Alto, ou, em qualquer caso, a critério do DNPM. O Plano de Ação de Emergência, referido como Plano de Ação de Emergência das Barragens de Mineração (PAEBM) na Portaria DNPM nº 526, deverá contemplar pelo menos “*Seção 1 – Art 20. XII – estudo de cenários: estudo realizado capaz de caracterizar adequadamente os possíveis cenários que ocorrerão em virtude de uma eventual ruptura da Barragem onde os métodos para tal estudo devem ser explicitados no PAEBM, sendo de responsabilidade do empreendedor*” (BRASIL, 2013).

Portanto, em algumas situações, a realização de estudo específico de ruptura hipotética para barragens de contenção de rejeito torna-se obrigatório, sendo a escolha do método para confecção do estudo de responsabilidade do empreendedor. Nesse contexto, ainda existem incertezas metodológicas quanto: ao comportamento do material mobilizado, à influência da reologia do rejeito nas características do escoamento e à escolha de métodos de análise. Assim, a aplicação de métodos comumente utilizados pela consultoria técnica especializada e a posterior comparação dos resultados com um caso histórico observado constituem a principal motivação para o desenvolvimento deste trabalho de dissertação.

1.2 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizada em 7 capítulos, incluindo esta Introdução, com o encadeamento dos seguintes tópicos:

- **Capítulo 2 – Objetivos:** apresentação dos objetivos gerais e específicos do trabalho de dissertação;
- **Capítulo 3 – Revisão de Literatura:** abordagem dos principais aspectos relacionados à realização de estudos de ruptura de barragens, incluindo tópicos específicos relacionados à barragens de contenção de rejeitos e incertezas associadas à modelagem;
- **Capítulo 4 – Barragem de Contenção de Rejeitos São Francisco:** descrição dos dados básicos relacionados à ruptura da barragem de contenção de rejeitos São Francisco;
- **Capítulo 5 – Materiais e Métodos:** descrição da metodologia empregada para a realização do trabalho, enfocando as etapas típicas de um estudo de ruptura de barragens;
- **Capítulo 6 – Resultados e Discussões:** apresentação dos resultados e posteriormente das discussões acerca das simulações realizadas; e
- **Capítulo 7 – Conclusões e Recomendações:** apresentação das conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

2 OBJETIVOS

2.1 *Objetivo geral*

O objetivo geral do trabalho é avaliar a aplicabilidade de métodos e critérios geralmente adotados em estudos de ruptura de barragens de contenção de rejeitos na previsão da inundação associada à ruptura de uma barragem de contenção de rejeitos.

2.2 *Objetivos específicos*

Os objetivos específicos que compõem esta pesquisa são:

- delimitar a envoltória da inundação observada na ruptura da barragem São Francisco localizada em Mirai - MG;
- analisar a aplicabilidade de utilização de modelos de escoamento de fluidos newtonianos unidimensionais e bidimensionais para a modelagem do material mobilizado em um evento de ruptura de barragem de contenção de rejeitos;
- realizar uma análise de sensibilidade para avaliar a influência dos parâmetros da brecha de ruptura (tempo de formação e largura média) e a influência do volume de material propagado para jusante na envoltória de inundação;
- proceder a uma análise de sensibilidade para aferir a influência do coeficiente de rugosidade de Manning sobre a propagação do hidrograma de ruptura no vale a jusante; e
- realizar uma análise de sensibilidade para avaliar a influência de diferentes bases topográficas no mapeamento da inundação.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 *Introdução*

Inicialmente, no capítulo de revisão de literatura são exibidas algumas generalidades sobre barragens de rejeito, como um breve histórico do contexto em que foram construídas as primeiras barragens destinadas a essa finalidade e algumas estatísticas e causas relacionadas a acidentes.

Em seguida, são apresentadas duas abordagens para realização de estudo de ruptura de barragens de contenção de rejeitos. Primeiramente, é apresentada uma abordagem hidráulica, também utilizada em estudos de barragens com reservatório de acumulação de água, e,

posteriormente, uma abordagem simplificada, baseada em equilíbrio de forças, aplicável somente para barragens de contenção de rejeitos.

Foi dada maior ênfase à abordagem hidráulica, por ser a mais utilizada em estudos de ruptura de barragens de rejeito (Martinez, 2011) e também devido ao seu maior rigor matemático, robustez e facilidade de integração com ferramentas de geoprocessamento. A maior ênfase está igualmente associada ao fato de a abordagem hidráulica ser mais aplicável ao estudo de caso escolhido, uma vez que o reservatório considerado apresentava grande quantidade de água e rejeito com uma granulometria fina com baixo teor de sólidos.

Dada a ampla utilização dos modelos digitais de elevação (MDE), como base topográfica de modelos hidráulicos, é apresentada uma breve revisão com caracterização dos MDEs gratuitos que, geralmente, são utilizados em estudos de inundação. O MDE SRTM foi descrito de maneira mais detalhada, uma vez que, dentre os modelos gratuitos, é o modelo mais recomendado para utilização em estudos hidráulicos (YAN *et al.*, 2015).

Por fim, são apresentados alguns indicadores de desempenho empregados para quantificar a qualidade da previsão de inundação pelos modelos hidráulicos. A utilização desses indicadores possibilita também a calibração do modelo hidráulico quando se dispõe de uma mancha de inundação observada, semelhante ao estudo de caso apresentado.

3.2 Generalidades de Barragens de Rejeito

3.2.1 História das barragens de rejeito

As atividades de mineração por muito tempo descartaram seus resíduos sem controle na natureza, em cursos de água ou lançando-os em terrenos adjacentes, formando depósitos sem nenhuma preocupação de ordenação e sistematização. Com o desenvolvimento tecnológico, tornou-se possível minerar corpos com baixo teor mineral, resultando na produção ainda maior de rejeitos e aumentando o potencial poluidor da atividade de mineração. Precedentes legais gradativamente trouxeram um fim à disposição incontrolada de rejeitos com a cessação de práticas inadequadas em muitos países ocidentais, sendo que, somente a partir da década de 1930, as indústrias investiram na construção das primeiras barragens de contenção de rejeitos, para a manutenção da mineração e a mitigação dos impactos ambientais. As barragens construídas no início do século XIX geralmente eram projetadas transversalmente aos cursos de água sem controle tecnológico adequado. Consequentemente, quando chuvas fortes

ocorriam, poucas dessas barragens permaneciam estáveis. Raramente existiam engenheiros especializados no tema ou critérios técnicos envolvidos nas fases de construção e de operação (CBDB, 2011).

3.2.2 Registros de acidentes e incidentes em barragens de rejeitos

Diferentes entidades, associações e pesquisadores realizaram levantamento sobre incidentes com barragens de rejeitos (ICOLD, 2001; Rico *et al.* 2008b; Azam & Li, 2010). As bases de dados geradas nesses estudos são incompletas e de certa forma apresentam algum viés, uma vez que somente falhas de maiores magnitudes, que atraíram por algum motivo a atenção da mídia, estão incluídas. Ressalta-se também que muitas falhas não possuem informações suficientes sobre o evento, como causa e/ou extensão do impacto no vale a jusante. ICOLD (2001) enfatiza a relutância dos proprietários das barragens em relatar incidentes ou acidentes ocorridos, devido ao receio de sofrerem sanções, como a perda de licença de operação. A qualidade da base de dados em relação ao número de falhas de determinado país acaba por refletir a existência ou não de legislação relacionada ao tema segurança de barragens e a obrigatoriedade de informar regularmente aos órgãos fiscalizadores a situação de tais estruturas.

ICOLD (2001) apresenta uma compilação de 221 incidentes envolvendo barragens de rejeitos, sendo 5 localizadas no Brasil: Itabirito, Pica São Luís, Fernandinho, Minera Serra Grande e Forquilha. Nessa compilação, tem-se que a taxa de incidentes foi de 1,7 por ano durante o período de 1974-2004.

Segundo Davies (2002), ocorreram no mundo em média pelo menos de 2 a 5 acidentes por ano no período entre 1970 a 2001. Essa frequência de acidentes foi associada a um inventário de 3.500 barragens, resultando em uma probabilidade de falha anual de 1/700 a 1/1750 por barragem.

No Brasil podem ser citados, entre outros sinistros com barragens, os seguintes acidentes de barragens de contenção de rejeitos: barragem Fernandinho, em 1986 (7 mortes); barragem Rio Verde, em 2001 (5 mortes), barragem São Francisco, em 2007 (0 mortes); e barragem da Mineração Herculano (3 mortes), em 2014.

3.2.3 Causas de ruptura de barragens de rejeitos

A literatura especializada apresenta diversas recomendações para projeto, construção, operação e fechamento de barragens de rejeitos. Somente o Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD) publicou 12 boletins técnicos específicos sobre Barragens de Rejeitos – B-45 (ICOLD, 1982), B-44A (ICOLD, 1989a), B-74 (ICOLD, 1989b), B-97 (ICOLD, 1994), B-98 (ICOLD, 1995a), B-101 (ICOLD, 1995b), B-103 (ICOLD, 1996a), B-104 (ICOLD, 1996b), B-106 (ICOLD, 1996c), B-121 (ICOLD, 2001), B-139 (ICOLD, 2011), e B-153 (ICOLD, 2013). O Comitê Australiano de Grandes Barragens (ANCOLD) também publicou um boletim técnico com diretrizes para projeto de barragens de rejeitos (ANCOLD, 1999).

Apesar do significativo acervo técnico com descrição de critérios de projeto, operação e manutenção, e controles tecnológicos importantes para segurança de barragens, acidentes com barragens de rejeitos continuam ocorrendo. Certamente, caso as recomendações dessas publicações fossem adotadas por projetistas, construtores e operadores de barragens de rejeito, a probabilidade de ruptura seria reduzida. Um evento de ruptura é extremamente caro para a sociedade e a empresa mineradora, podendo resultar em perdas de vida, danos ambientais e paralisação permanente ou temporária das atividades do empreendedor.

Blight (2010) apresenta as causas principais de ruptura de barragens de rejeitos. Segundo o autor, a instabilidade de taludes é a causa principal de ruptura de barragens de contenção de rejeitos, tendo sido responsável por 22% do total das ocorrências (Figura 3.1).

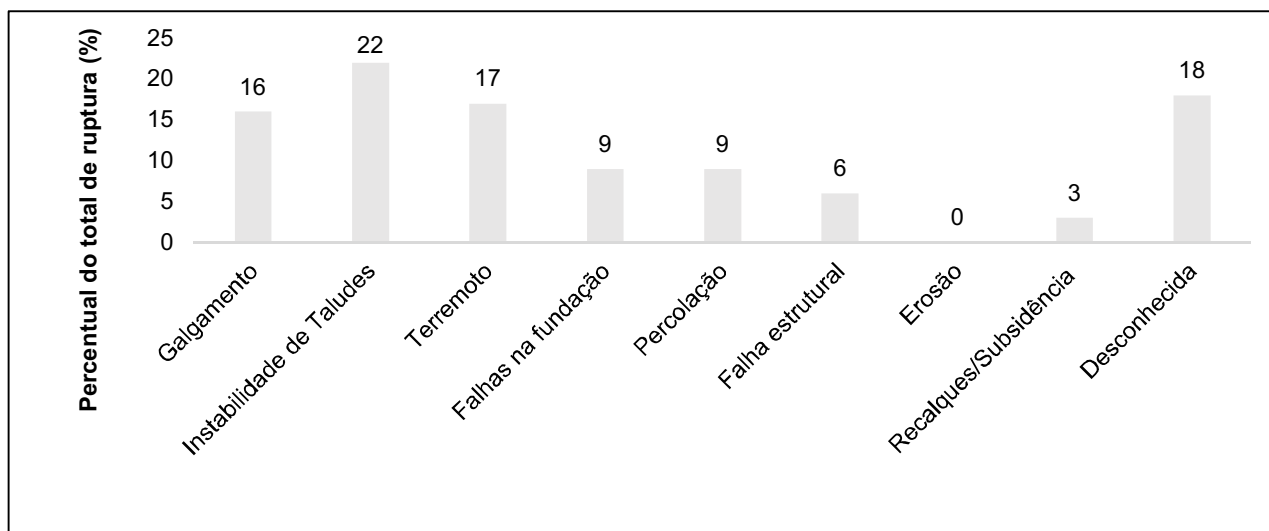


Figura 3.1 – Análise das causas de ruptura de barragens de rejeitos

Fonte: BLIGHT (2010).

Vick (1984) enfatiza que a probabilidade de falha associada a uma barragem de contenção de rejeitos está relacionada, entre outras variáveis, ao tipo de material que a compõe e ao tipo de rejeito que a mesma contém.

Segundo Rico *et al.* (2008b), um número de características particulares contribui para que as barragens de contenção de rejeitos sejam mais vulneráveis que as barragens de armazenamento de água, tais como:

- seus maciços são compostos por materiais diversos, derivados de solos locais (solo, resíduo grosseiro, rejeitos e outros materiais gerados a partir do beneficiamento dos minérios lavrados);
- são construídas em múltiplas etapas, com o aumento do volume de sólidos armazenados e dos efluentes liberados pelo rejeito acrescidos do volume correspondente à precipitação direta no reservatório e de escoamento superficial na bacia hidrográfica de contribuição;
- falta de regulamentação e de critérios específicos de projeto e insuficiência de monitoramento e controle durante a implantação, construção e operação da barragem; e
- alto custo de manutenção após o fechamento da barragem e término das atividades de lavra.

Nas estatísticas sobre ruptura de barragens de rejeito é difícil definir a causa raiz que levou ao acidente. Segundo Blight (2010), seria importante que fossem apresentadas informações sobre a cadeia de eventos que resultaram na ruptura da estrutura, uma vez que raramente esse fenômeno ocorre devido a uma única causa, como mostra a sequência abaixo, a título de exemplo:

borda livre fica comprometida durante a realização de manutenção no sistema extravasor → precipitações inesperadas ocorrem → galgamento da estrutura → erosão no talude de jusante → instabilização do talude de jusante → ruptura da barragem.

A identificação de uma sequência de eventos típica, baseada em casos históricos, com a especificação da causa inicial, contribui para a realização de análise de riscos e para melhoria

do gerenciamento da segurança das barragens de rejeito, uma vez que permite que atenção especial seja dada aos fatores que normalmente desencadeiam o processo de ruptura.

3.3 Abordagem hidráulica para o estudo de ruptura de barragens de rejeitos

Segundo Vick (1991), dois modelos distintos podem ser utilizados para modelagem de escoamento de rejeitos resultantes de rupturas: modelos hidráulicos de escoamento de fluidos não-newtonianos (hiperconcentrados) e modelos simplificados de equilíbrio de forças. Segundo o mesmo autor, esses modelos se aplicam somente para reservatórios com quantidade insignificante de água no momento da ruptura. Em outros casos, de maneira semelhante a estudos de ruptura de barragens de acumulação de água, modelos que consideram a propagação hidráulica de fluidos newtonianos podem ser aplicados.

A abordagem hidráulica para análise de ruptura de uma barragem de contenção de rejeitos, considerando o escoamento de fluidos newtonianos ou não-newtonianos, pode ser dividida em um processo composto por três etapas. Primeiramente, a formação da brecha no maciço é analisada e é determinado o hidrograma de ruptura da barragem. Em seguida, é realizada a propagação do hidrograma de ruptura pelo vale de jusante. Por fim, o resultado da propagação da onda de cheia é sintetizado em mapas com a delimitação da envoltória de inundação.

O evento de ruptura de barragens de qualquer natureza envolve processos físicos complexos, como escoamento transitório, transporte de sedimentos, mobilização de material e erosão vertical e lateral no maciço. O modo de falha e o mecanismo de ruptura são afetados por diversas variáveis como nível de água a montante e a jusante, configurações geométricas da barragem, e propriedades do solo. Muitos modelos para estudos de ruptura foram criados nas últimas décadas, até mesmo com validação em experimentos de campo com barragens de altura variando de 5 m a 6 m. Entretanto, mesmo com esse avanço, os modelos existentes envolvem incertezas significativas. Como limitações dos modelos disponíveis podem ser citadas a quantificação das taxas de erosão ou erodibilidade dos solos coesivos e a propagação do material mobilizado para jusante (ASCE/EWRI, 2011).

Apesar das etapas para realização de estudos de ruptura de barragens de rejeito serem bem definidas, com análise da formação da brecha de ruptura e propagação do hidrograma de ruptura, diferentes premissas e cenários podem ser considerados.

Para analisar as premissas e cenários geralmente adotados em estudos de ruptura de barragens de rejeitos, Martinez (2011) fez uma compilação estatística das metodologias normalmente empregadas pela engenharia norte-americana. Ressalta-se que geralmente estudos de ruptura de barragens são realizados para diversos cenários – relativos à causa da falha, à posição do nível de água do reservatório, à ocorrência de eventos pluviométricos, ao período de retorno associado à chuva de projeto etc. –, de forma que as estatísticas a seguir resumidas ultrapassam os 100% em cada uma das categorias de análise correspondentes aos fatores intervenientes exemplificados.

O mesmo autor concluiu que geralmente os seguintes modos de falha são considerados em estudos de ruptura de barragens: 83% dos estudos apresentam cenários de falha da estrutura por galgamento; 83% apresentam cenários de falha por *piping*; 53% dos estudos simulam um cenário de falha por instabilidade do maciço ou da fundação; 41% dos estudos simulam falha devido à sismicidade; e 2% por outros fatores desencadeadores. No mesmo estudo, verificou-se que em 100% dos casos a etapa final de alteamento da barragem é incluída nas análises; já as etapas intermediárias e a situação de abandono são consideradas em, respectivamente, 40% e 30% dos casos. Em 71% dos estudos o reservatório estava em seu nível máximo normal no momento da ruptura e em 59% dos casos a cota do nível d'água do reservatório foi atrelado à passagem da cheia máxima provável (CMP).

Em relação ao total de rejeitos propagados para jusante, em 44% dos estudos analisados adotou-se a hipótese de que todo o volume de material presente no reservatório iria se mobilizar para jusante, contra 31% que considerou que somente a água escoaria pela brecha de ruptura (o rejeito permaneceria no reservatório). Em 12% dos estudos, devido às características reológicas do rejeito, foi adotado o critério de que 30% do material presente no reservatório seria mobilizado, percentual de material aproximado pela relação proposta por Rico *et al.* (2008a). Dos modelos hidráulicos apropriados para a análise de ruptura de barragem, 77% dos estudos foram realizados utilizando o modelo HEC-RAS, contra 6% com o modelo FLO-2D (MARTINEZ, 2011).

Dada a importância de cada etapa para a realização do estudo de ruptura de barragem, nos subitens a seguir será apresentada uma revisão bibliográfica dos principais métodos utilizados em cada uma delas. Apesar dos métodos não terem sido desenvolvidos especificamente para

estudos de ruptura de barragens de rejeitos, conforme apresentado por Martinez (2011), esses métodos são os mais aplicados.

3.3.1 Formação de brecha de ruptura

A brecha de ruptura geralmente assume uma forma trapezoidal, sendo descrita pelos parâmetros geométricos altura de brecha (H_b), largura média (B_{ave}) e fator de inclinação lateral (Z) (Figura 3.2).

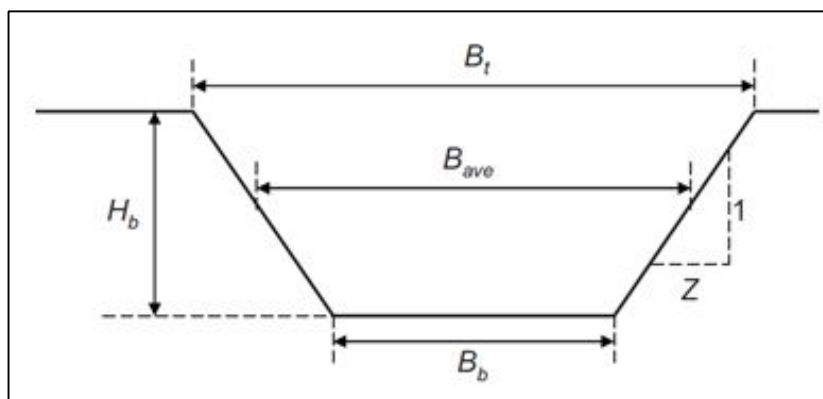


Figura 3.2 – Parâmetros geométricos de uma brecha hipotética

Os parâmetros característicos da brecha podem ser divididos em dois grupos: parâmetros geométricos e hidrográficos (XU & ZHANG, 2009). Os parâmetros hidrográficos incluem a vazão de pico defluente e os tempos de início e de desenvolvimento da brecha. Na fase de início de formação da brecha, ainda não ocorreu a ruptura da barragem e a vazão defluente é pequena, o extravasamento pode ser resultante de um pequeno galgamento ou de fluxo através do maciço devido à ocorrência de erosão interna. Durante essa fase, se o fluxo for interrompido, a barragem pode não romper. Na fase de desenvolvimento da brecha a vazão defluente e a erosão aumentam rapidamente, sendo pouco provável que a ruptura não ocorra.

Segundo Wahl (1998), a importância de cada parâmetro varia com o tamanho do reservatório. Em grandes reservatórios, a vazão de pico ocorre quando a brecha alcança a máxima profundidade e largura. Mudanças no nível de água no reservatório são relativamente pequenas durante o período de formação da brecha. Em pequenos reservatórios, existe uma mudança significativa no nível de água do reservatório durante a formação da brecha e, como resultado, a vazão de pico ocorre antes da brecha se desenvolver completamente. Para esses casos, a taxa de formação da brecha é um parâmetro crucial.

A simulação da evolução da brecha no espaço e no tempo e a estimativa dos respectivos parâmetros constituem fontes de grandes incertezas. USBR (1988) agrupou em quatro categorias os diferentes tipos de modelos existentes para representação do processo de formação de brecha:

- Modelos físicos – analisam o desenvolvimento da brecha e a formação do hidrograma defluente resultante, utilizando modelos baseados em princípios de hidráulica, de transporte de sedimentos e de mecânica dos solos.
- Modelos paramétricos – utilizam como dados de entrada os parâmetros característicos da brecha obtidos a partir de equações de previsão para estimar o tempo de falha e a geometria final da brecha. Consideram o crescimento da brecha ao longo do tempo como um processo linear ou senoidal e possibilitam o cômputo do hidrograma defluente utilizando princípios de hidráulica.
- Modelos baseados em equações de previsão – estimam, utilizando uma base de dados de casos históricos de ruptura observados, os parâmetros característicos da brecha por meio de relações de regressão entre duas variáveis, normalmente a altura da barragem e o volume de água no reservatório no momento da ruptura.
- Análises comparativas – estimam por comparação os parâmetros da brecha apropriados ou a vazão de pico, no caso de a barragem em estudo ser bastante similar em tamanho e construção com uma barragem que rompeu com características de ruptura documentadas na literatura.

3.3.1.1 Equações de previsão

As equações de previsão podem ser utilizadas para calcular a geometria da brecha, o tempo de formação ou a vazão de pico do hidrograma de ruptura. Os parâmetros da brecha e a vazão de pico de ruptura são estimados por meio de equações de regressão, simples ou múltipla, dos dados disponíveis.

A vantagem oferecida pelas equações de previsão é a simplicidade de uso, não sendo necessária a utilização de modelos computacionais. Entretanto, sua simplicidade representa também uma fraqueza, uma vez que os dados podem envolver grandes incertezas. Wahl (1998) aplicou

algumas relações empíricas existentes na literatura para prever os parâmetros da brecha de 108 casos históricos descritos. Ao verificar a relação entre o valor previsto pelas equações com os valores documentados, o autor encontrou diferenças de $\pm 75\%$ e não raro o erro na previsão da largura da brecha e no tempo de falha excedeu uma ordem de magnitude.

Outra desvantagem das equações de previsão é que elas possibilitam somente a obtenção de dados discretos. Por exemplo, as equações que calculam a vazão de pico defluente não fornecem o hidrograma de ruptura completo. Segundo Morris *et al.* (2009), quando se utiliza a vazão de pico computada pelas equações de previsão, deve-se reconhecer que nem sempre a pior condição de inundação está relacionada à vazão de pico. A inundação está relacionada ao volume de água, à vazão defluente e à topografia do vale a jusante.

As variáveis tradicionalmente utilizadas na análise estatística de casos de ruptura históricos para obtenção dos parâmetros característicos da brecha são:

- altura de água acima do fundo da brecha (H_w);
- altura da brecha (H_b);
- volume da água acima do fundo da brecha (V_w); e
- produto da altura da barragem pelo volume do reservatório, normalmente denominado de fator de barragem (*dam factor*).

Nos subitens a seguir são apresentadas algumas formulações empíricas para geometria da brecha e tempo de formação que constam na literatura especializada. Muitas dentre as formulações ora descritas podem ser encontradas na compilação sobre o tema realizada por Wahl (1998).

Cabe mencionar que não são apresentadas as equações de previsão específicas para cálculo da vazão de pico. A utilização dessas equações obriga o usuário a estimar uma forma para o hidrograma de ruptura, geralmente a partir da vazão de pico e do volume de água no reservatório no momento da ruptura. Essa estimativa aumenta o grau de incerteza na etapa de propagação da onda de cheia pelo vale a jusante. Outra questão a ser considerada deve-se ao fato de o hidrograma de ruptura e a vazão de pico não dependerem somente da altura da barragem e do

volume armazenado, mas também da maneira pela qual a água encontra-se distribuída pelo reservatório (MACCHIONE, 2008).

Geometria da brecha

No início dos anos 80 do século passado, programas computacionais foram desenvolvidos para analisar o processo de crescimento de brechas de ruptura. MacDonald & Langridge-Monopolis (1984) indicaram que eram fornecidos, como dados de entrada nesses programas, valores imprecisos de geometria e tempo de formação da brecha. Os autores, constatando a carência por valores mais fidedignos de parâmetros da brecha, realizaram a primeira análise sistemática de uma base de dados de rupturas históricas de barragens e, utilizando 42 casos de barragens de solo homogêneo, concluíram que a brecha deve ser trapezoidal com inclinação lateral de 0,5H:1V. O tamanho da brecha foi computado assumindo que a mesma erode verticalmente até o terreno de fundação da barragem e em seguida expande horizontalmente até que uma quantidade máxima de material seja erodida, ou até que o material de apoio das ombreiras tenha sido atingido. Essa premissa básica segue sendo utilizada em muitos estudos de previsão de ruptura de barragens.

USBR (1988) desenvolveu um guia para determinação de larguras finais e tempos de formação de brechas de ruptura para serem utilizados em análises de risco. Para barragens de terra, o valor da largura da brecha recomendado é de 3 vezes a sua altura.

Von Thun & Gillette (1990), utilizando dados de 57 barragens, desenvolveram um conjunto de equações para previsão da largura da brecha e para o tempo de desenvolvimento levando em consideração o tipo de material constituinte da barragem e a capacidade do reservatório. Para barragens com solo coesivo, os autores recomendaram a utilização de um fator de inclinação Z da ordem de 0,5H:1V até 0,33H:1V. Para barragens de solos não coesivos, a inclinação recomendada foi de 1,0H:1,0V. A seguinte expressão é apresentada:

$$B_{ave} = 2,5 H_w + C_b \quad (3.3.1)$$

Sendo o valor de C_b função do volume de água armazenado no reservatório, como apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valores do coeficiente C_b propostos por Von Thun & Gillete (1990)

Tamanho do reservatório (m^3)	C_b (m)
$< 1,23 \times 10^3$	6,1
$1,23 \times 10^3 - 6,17 \times 10^6$	18,3
$6,17 \times 10^6 - 1,23 \times 10^7$	42,7
$> 1,23 \times 10^7$	54,9

Froehlich (1995a) utilizou uma base de dados com 63 casos de ruptura – abrangendo barragens de solo homogêneo, barragens zonadas, barragens com núcleo impermeável e barragens de solo e enrocamento – para desenvolver equações que possibilitam estimar a largura média da brecha, o fator de inclinação Z e o tempo de falha. O fator de inclinação Z sugerido foi de 1,4H:1,0V para ruptura por galgamento e 1,0H:1,0V para ruptura por outros modos.

Posteriormente, Froehlich (2008), tomando como base 74 casos históricos de ruptura, propôs uma nova relação para obtenção da largura média da brecha:

$$B_{ave} = 0,27k_oV_w^{0,32}H_b^{0,04} \quad (3.3.2)$$

na qual $k_o = 1,3$ e $1,0$, respectivamente, para rupturas por galgamento e outros modos de ruptura, incluindo ruptura por *piping*.

Em relação aos taludes da brecha, Froehlich (2008) propôs declividades iguais a 1H:1V para rupturas por galgamento e 0,70H:1V para rupturas por erosão interna.

Xu & Zhang (2009), utilizando uma base de dados com 75 casos históricos de ruptura, incluindo casos de barragens chinesas, apresentaram diversas relações para obtenção dos parâmetros de brechas. Um diferencial dessa análise está na base de dados utilizada, a qual é composta em mais de 50% por casos de ruptura relacionados a barragens com altura superiores a 15 m. Os casos analisados englobam barragens de solo homogêneo, barragens zonadas, barragens com face de concreto e barragens de enrocamento. As relações apresentadas levam em consideração também a erodibilidade da barragem, diferenciando-a em alta, média e baixa. Na classificação proposta, a erodibilidade está relacionada ao tipo de material constituinte da barragem, às condições de compactação do maciço, à geometria do barramento e ao ano de construção da barragem. As seguintes equações foram apresentadas por Xu & Zhang (2009):

Obtenção da altura da brecha:

$$\frac{H_b}{H_d} = C_1 - 0,025 \left(\frac{H_d}{H_r} \right) \quad (3.3.3)$$

na qual $C_1 = 1,072, 0,986$ e $0,858$, respectivamente, para barragens constituídas por solo de alta, média e baixa erodibilidade; $H_r = 15$ m variável de controle utilizada na regressão; H_d é a altura da barragem.

Obtenção da largura do topo:

$$\frac{B_t}{H_b} = 1,062 \left(\frac{H_d}{H_r} \right)^{0,092} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w} \right)^{0,508} e^{b_3+b_4+b_5} \quad (3.3.4)$$

na qual $b_3 = 0,061, 0,088$ e $-0,089$, respectivamente, para barragens de enrocamento, com face de concreto e homogêneas ou zonadas; $b_4 = 0,299$ e $-0,239$, respectivamente, para ruptura por galgamento e por *piping*; $b_5 = 0,411, -0,062$ e $-0,289$, respectivamente, para barragens constituídas por solo de alta, média e baixa erodibilidade.

Obtenção da largura média:

$$\frac{B_{ave}}{H_b} = 0,787 \left(\frac{H_d}{H_r} \right)^{0,133} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w} \right)^{0,652} e^{b_3+b_4+b_5} \quad (3.3.5)$$

na qual $b_3 = -0,041, 0,026$ e $0,226$, respectivamente, para barragens de enrocamento, com face de concreto e homogêneas ou zonadas; $b_4 = 0,149$ e $-0,389$, respectivamente, para ruptura por galgamento e por *piping*; $b_5 = 0,291, -0,140$ e $-0,391$, respectivamente, para barragens constituídas por solo de alta, média e baixa erodibilidade.

Tempo de formação da brecha

O tempo de formação da brecha tem uma grande influência no cálculo do hidrograma de ruptura defluente e na previsão do nível de água máximo da inundação, devendo ser estimado com particular cuidado. Collischonn & Tucci (1997) afirmaram que a escolha do tempo de formação da brecha se torna mais importante quando a análise dos efeitos de inundação causados pela onda de ruptura precisa ser feita em regiões muito próximas da barragem.

No que diz respeito às barragens de solo homogêneo, MacDonald & Lagridge-Monopolis (1984) concluíram, a partir das brechas analisadas, que o tempo de ruptura tem aproximadamente um valor inferior a 90 minutos. Os autores propuseram as seguintes equações para obtenção do tempo de falha em barragens de solo homogêneo:

$$t_f = 0,0179(V_{er})^{0,364} \quad (3.3.6)$$

na qual t_f é o tempo de formação da brecha e V_{er} é o volume erodido pela brecha, que é dado por:

$$V_{er} = 0,0261(V_w H_w)^{0,769} \quad (3.3.7)$$

Como a Equação 3.3.6 refere-se a uma curva envoltória, abrangendo todos os dados utilizados, a aplicação da relação proposta por MacDonald & Lagridge-Monopolis (1984) pode resultar em valores superestimados para o tempo de falha.

USBR (1988) recomendou a seguinte expressão para o tempo de formação da brecha (t_f):

$$t_f = 0,011 (B_{ave}) \quad (3.3.8)$$

Von Thun & Gillette (1990) propuseram estas expressões para estimar o tempo de ruptura de barragens constituídas por materiais resistentes à erosão e por materiais facilmente erodíveis:

$$t_f = 0,020 H_w + 0,25 \quad [\text{materiais resistentes à erosão}] \quad (3.3.9)$$

$$t_f = 0,015 H_w \quad [\text{materiais altamente erodíveis}] \quad (3.3.10)$$

Os mesmos autores também desenvolveram equações para o tempo de formação da brecha baseando-se em observações da taxa média de erosão lateral – relação entre o tamanho final da brecha e tempo de formação – versus a altura de água armazenada acima do fundo da brecha, conforme indicado a seguir:

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4H_w} \quad [\text{materiais resistente à erosão}] \quad (3.3.11)$$

$$t_f = \frac{B_{ave}}{4H_w + 61,0} \quad [\text{materiais altamente erodíveis}] \quad (3.3.12)$$

Singh (1996) analisou o tempo de falha registrado em 33 casos históricos, com tempos de falha variando entre 30 minutos e 12 horas. Para a maioria dos casos analisados, o tempo de falha foi igual ou menor que 3 horas, sendo que a probabilidade do tempo de falha ser inferior a 90 minutos foi equivalente a 50%.

Froehlich (1995b), utilizando 63 casos históricos, apresentou uma equação para previsão do tempo de formação da brecha. Posteriormente, Froehlich (2008), a partir de uma base de dados com 74 casos históricos, chegou à seguinte relação para o tempo de formação da brecha:

$$t_f = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}} \quad (3.3.13)$$

Xu & Zhang (2009) apresentaram a seguinte expressão para cálculo do tempo de formação da brecha:

$$\frac{t_f}{T_r} = 0,304 \left(\frac{H_d}{H_r}\right)^{0,707} \left(\frac{V_w^{1/3}}{H_w}\right)^{1,228} e^{b_3+b_4+b_5} \quad (3.3.14)$$

na qual $b_3 = -0,327$, $-0,674$ e $0,189$, respectivamente, para barragens de enrocamento, com face de concreto e homogêneas ou zonadas; $b_4 = -0,579$ e $-0,611$, respectivamente, para ruptura por galgamento e por *piping*; $b_5 = -1,205$, $-0,564$ e $0,579$, respectivamente, para barragens constituídas por solo de alta, média e baixa erodibilidade; T_r é a variável de controle utilizada na regressão igual a 1 hora.

3.3.1.2 Modelos paramétricos

A necessidade de obtenção do hidrograma completo de ruptura, a incerteza no valor da vazão de pico obtido por equações de previsão e a complexidade de utilização de modelos físicos resultaram no desenvolvimento de modelos paramétricos. O objetivo desses modelos é aumentar a confiabilidade da previsão do hidrograma de ruptura, adicionando alguns processos físicos envolvidos no processo de ruptura, sem aumentar a complexidade do procedimento de cálculo. Geralmente as seguintes premissas são assumidas (MORRIS *et al.*, 2009):

- Utilização de equação de soleira livre para representar o galgamento da estrutura;
- Ocorrência de escoamento em regime crítico na crista da barragem; e

- Crescimento da brecha dependente do tempo.

Os modelos paramétricos utilizam os parâmetros geométricos e o tempo de formação, obtidos por meio de equações de previsão ou de análise comparativa de casos históricos semelhantes. Os modelos consideram, geralmente, uma evolução linear das dimensões geométricas da brecha ao longo do tempo e, por meio de alguns princípios de hidráulica, é calculado o hidrograma de ruptura. Os dados de entrada necessários para utilização dos modelos são: largura de fundo da brecha (B_b), altura da brecha (H_b) e tempo de desenvolvimento da brecha (t_f).

Os modelos paramétricos podem ser divididos em modelos hidráulicos e hidrológicos. Os modelos hidrológicos realizam o trânsito de cheia por meio da equação da continuidade e de relações analíticas ou empíricas de descarga.

O modelo HEC-HMS, desenvolvido pelo *U.S. Army Corps of Engineers*, inclui um algoritmo paramétrico para análise da formação da brecha e cômputo do hidrograma de ruptura. O modelo calcula o hidrograma de ruptura por meio da simulação do crescimento temporal de uma brecha com formato trapezoidal durante um tempo de desenvolvimento pré-especificado. O método de *Puls* modificado é empregado para a realização do trânsito de cheias pelo reservatório. O deplecionamento do reservatório ocorre pela abertura da brecha e pelo sistema extravasor da barragem.

Nos Estados Unidos, a divisão de Recursos Hídricos do Departamento de Recursos Naturais do Estado do Colorado e o Departamento de Ecologia do Estado de Washington, em seus guias de recomendações de análise de brecha de ruptura, respectivamente, Colorado (2010) e Washington (2007) sugeriram a utilização do modelo HEC-HMS para a obtenção do hidrograma de ruptura. A recomendação é baseada na facilidade de aplicação, versatilidade e embasamento teórico do modelo.

Inicialmente, recomenda-se determinar o modo de falha, se erosão interna ou galgamento, pela verificação da suficiência do sistema extravasor em descarregar a cheia afluyente. Essa verificação pode ser realizada por meio do trânsito de cheias. Caso o sistema extravasor apresente capacidade de descarga suficiente para evitar o galgamento da estrutura, a ruptura da barragem é simulada por um processo de erosão interna; caso contrário, adota-se o galgamento como o gatilho para a ruptura.

Para rupturas por galgamento, o modelo considera que o fluxo pela brecha pode ser modelado por equações de soleira livre. Em rupturas por erosão interna, o mecanismo de falha é simulado por uma expansão radial, ao redor da elevação inicial do orifício de erosão interna, até o ponto em que o topo do círculo do orifício atinge a crista da barragem, quando ocorre a transição para a forma trapezoidal da brecha. O escoamento através da abertura circular é modelado como escoamento por orifício, enquanto a forma trapezoidal é simulada como vertedouro de soleira livre.

O modelo permite a especificação de uma taxa de crescimento linear, senoidal ou customizada da brecha. A taxa de crescimento senoidal é caracterizada por um início lento, um desenvolvimento intermediário rápido e um término lento. Colorado (2010) afirmou que, apesar de observações de casos reais mostrarem que o crescimento da brecha ocorre geralmente de forma lenta no início, aumentando gradativamente durante o seu desenvolvimento, as simulações realizadas no modelo HEC-HMS evidenciaram que o tipo de progressão tem pouca influência na vazão de pico computada pelo modelo. Os autores não conseguiram concluir qual o tipo de progressão pode resultar em uma maior vazão de pico e, portanto, recomendaram a utilização do tipo de progressão – linear ou senoidal – que produz resultados mais conservadores.

De maneira resumida, as seguintes informações de entrada são necessárias para simulações com o modelo HEC-HMS:

- Nível de água do reservatório no início da simulação (N_A);
- Largura do fundo da brecha (B_b);
- Fator de inclinação lateral (Z);
- Mecanismo de falha – *piping* ou galgamento;
- Tempo de desenvolvimento da brecha (t_f);
- Método de crescimento temporal da brecha – linear ou curva senoidal;
- Coeficiente de descarga de orifício – para casos de ruptura por *piping*;

- Gatilho para início da formação da brecha;
- Elevação inicial para desenvolvimento da brecha – para casos de ruptura por *piping*;
- Coeficiente de descarga de soleira livre – para casos de ruptura por galgamento; e
- Relações cota-volume e cota-descarga.

Os modelos hidráulicos utilizam uma abordagem hidrodinâmica em conjunto com a modelagem paramétrica de formação da brecha de ruptura. O modelo hidráulico HEC-RAS tem sido amplamente empregado para cômputo do hidrograma de ruptura, permitindo também a simulação da propagação da cheia pelo vale a jusante. Outros exemplos de modelos paramétricos são o DAMBRK (FREAD, 1988a) e o FLDWAV (FREAD & LEWIS, 1998). Cabe observar que o FLDWAV, desenvolvido originalmente para utilização pelo *National Weather Service* (NWS), está em processo de descontinuação desde o ano de 2008. O NWS passará a adotar o modelo HEC-RAS (REED *et al.*, 2010).

Uma vez que os modelos paramétricos utilizam, como dados de entrada, os parâmetros geométricos obtidos por meio de equações de previsão, a exatidão do hidrograma de ruptura resultante está atrelada à confiabilidade da equação de previsão empregada.

Chauhan *et al.* (2004) apontaram algumas deficiências dos modelos paramétricos que utilizam dados obtidos por equações de previsão. Segundo os autores, os parâmetros da brecha computados por meio de equações de regressão estão relacionados às dimensões finais da brecha, ou seja, resultante da passagem, pela brecha, de todo o hidrograma de ruptura, incluindo o ramo descendente. Observações de falhas recentes e constatações em modelos reduzidos indicam que a brecha continua a crescer mesmo após a passagem da vazão de pico, ou seja, a ocorrência do tamanho máximo da brecha não coincide com a ocorrência da vazão de pico defluente. Em modelos paramétricos, a formação da brecha inicia-se quando uma condição pré-estabelecida pelo usuário é atingida, normalmente a elevação do nível de água, e termina independentemente da passagem de todo o hidrograma de ruptura pela seção da brecha. Ainda segundo os autores, os modelos paramétricos tendem a coincidir a vazão de pico com o tempo de formação da brecha, resultando em vazões de pico superestimadas, principalmente em barragens com grandes reservatórios.

3.3.1.3 Modelos físicos

Os modelos físicos simulam a evolução da brecha e calculam o hidrograma resultante usando modelos de erosão baseados na realidade física do problema, ou seja, utilizando princípios de hidráulica, mecânica dos solos e transporte de sedimentos.

Nas últimas quatro décadas, muitos modelos foram desenvolvidos para simular a ruptura de barragens. Esses modelos diferem nas premissas assumidas, complexidade e técnicas utilizadas. O modelo NWS BREACH (FREAD, 1988b) ainda é o mais amplamente utilizado. Esse modelo leva em consideração diversos componentes da barragem e do reservatório que não são considerados nos modelos empíricos, como dimensões da barragem, propriedades do solo e efeitos da elevação do nível de água no desenvolvimento da brecha.

No âmbito do projeto IMPACT (MORRIS *et al.*, 2005) foram realizados diversos estudos em laboratório e modelos de larga escala em campo utilizando maciços de diferentes materiais e geometria com alturas variando de 4,5 m a 6 m. Os resultados verificados nos ensaios foram sintetizados no modelo HR-BREACH, vendido comercialmente pela HR Wallingford no pacote InfoWorks RS.

No projeto FLOODsite (MORRIS *et al.*, 2009) o processo de formação de brecha foi revisto e resultou em avanços do modelo HR-BREACH. O modelo passou a permitir a análise integrada do mecanismo de formação de brecha e simulação hidrodinâmica em 2D.

O *Natural Resources Conservation Service* (NRCS) também vem pesquisando o mecanismo de formação de brechas e a influência do material constituinte da barragem sobre o mesmo. Utilizando ensaios de campo e em laboratório e uma base de dados com casos históricos, o NRCS desenvolveu o modelo gratuito WinDam (VISSER *et al.*, 2012), que incorpora características do material constituinte da barragem na análise de ruptura, como erodibilidade do solo e proteção superficial. As justificativas adotadas pelo NRCS para desenvolvimento de novos modelos baseiam-se nas deficiências dos modelos existentes em simular diversas características do processo de formação de brecha, como: i) condições específicas da barragem, material, revestimento superficial e geometria; ii) local mais provável para formação da brecha; e iii) incertezas quanto ao tempo de formação. De maneira ilustrativa, na Figura 3.3 são exibidas fotografias dos ensaios realizados.



Figura 3.3 – Ensaio de campo realizado pelo NRCS (modo de falha galgamento e *piping*)
 Fonte: ASCE/EWRI (2011).

Segundo Morris *et al.* (2009), algumas vantagens na utilização de modelos físicos incluem:

- Uma estimativa do hidrograma defluente e do processo de crescimento da brecha é realizada sem que seja necessário o pré-estabelecimento dos parâmetros geométricos; e
- Incertezas em processos individuais e parâmetros podem ser incluídas no modelo.

Segundo Wahl *et al.* (2008), ainda há uma necessidade crescente em melhorar a modelagem do processo de formação de brecha de ruptura, o qual não é totalmente compreendido. A maior necessidade de avanço relaciona-se ao melhor entendimento da relação entre a erodibilidade do maciço e a formação da brecha de ruptura.

No âmbito do programa IMPACT, os resultados obtidos com modelos que utilizam equações de transporte de sedimentos clássicas, como o NWS-BREACH, não foram satisfatórios. De maneira geral, os hidrogramas de ruptura previstos pelo NWS-BREACH não resultaram em ajustes aceitáveis aos hidrogramas de ruptura observados no programa IMPACT, sendo possível observar diversas situações em que a vazão de pico prevista pelo modelo foi subestimada (HASSAN *et al.*, 2004).

Apesar do grande desenvolvimento recente de modelos físicos para representação da formação da brecha, os modelos paramétricos, utilizando os parâmetros da brecha obtidos de equações de regressão, ainda são os mais empregados (WAHL *et al.*, 2008).

Cabe mencionar que uma série de questões específicas de barragens de rejeitos não são consideradas pelos modelos físicos existentes, tais com: barragens ciclônicas, teor de sólido e reologia do material que escoam pela brecha, e existência de praia com material em diferentes estágios de adensamento.

3.3.2 Propagação hidráulica da onda de ruptura

Na etapa de propagação hidráulica, inicialmente deve ser feita uma análise do teor de sólidos do fluido composto por rejeito e água existente no reservatório. Em reservatórios de barragens de contenção de rejeitos, geralmente, o fluido é hiperconcentrado, ou seja, apresenta grande concentração de sedimentos em suspensão. Os fluidos hiperconcentrados podem ser divididos em quatro categorias (de acordo com a sua concentração de sedimentos tanto em massa como em volume): escoamento aquoso, *mudflood*, *mudflow* e escorregamentos (Tabela 3.2).

Cabe observar que se optou por utilizar a nomenclatura em inglês para as categorias *mudflood* e *mudflow*, pelo fato de que esses termos são, geralmente, traduzidos para o português de diversas maneiras, sem uma padronização bem definida. Por exemplo, são encontrados na literatura técnica termos como corrida (ou fluxo) de lama ou corrida (ou fluxo) de detritos, para referenciar tanto *mudflood* quanto *mudflow*, ou seja, sem distinção entre esses dois tipos de escoamentos; também é possível encontrar, em uma tradução livre, enchente de lama e fluxo de lama, respectivamente, para *mudflood* e *mudflow*.

A classificação dos fluidos hiperconcentrados é importante para a previsão do comportamento do fluxo de material e auxilia a definição de modelos matemáticos apropriados para representação do fenômeno em análise. O'Brien & Julien (1984) sugerem que escoamentos de materiais com concentração volumétrica abaixo de 20% são essencialmente aquosos. O *mudflood* possui propriedade diferente do escoamento aquoso, como maior viscosidade e maior massa específica, variando sua concentração volumétrica entre 20% e 45%. O *mudflow* apresenta concentração volumétrica situada no intervalo de 45% a 55%, alta viscosidade e baixas velocidades de escoamento.

Tabela 3.2 – Classificação dos fluidos hiperconcentrados e comportamento do escoamento em função do teor de sólidos

Características do escoamento	Concentração volumétrica de sólidos - C_v	Teor de sólidos em massa - TS ¹	Descrição do comportamento do escoamento
Escorregamento	0,65 a 0,80	0,75 a 0,96	Não há escoamento.
	0,55 a 0,65	0,72 a 0,75	Deformações internas e movimento lento devido a tensões.
Mudflow	0,48 a 0,55	0,72 a 0,76	Escoamento evidente, apesar de lento; Deformações plásticas sem espriamento sobre as superfícies adjacentes.
	0,45 a 0,48	0,69 a 0,72	Início de espriamentos, apesar da atuação de forças coesivas.
	0,40 a 0,45	0,65 a 0,69	Mistura-se com facilidade; Apresenta fluidez na deformação alastrando-se sobre superfícies horizontais; Durante movimento a superfície do fluido apresenta considerável declividade; Aparecimento de ondas com dissipação rápida.
Mudflood	0,35 a 0,40	0,59 a 0,65	Acentuada sedimentação; Alastra-se quase por completo sobre superfícies horizontais; Identificação de duas fases (fase líquida aparece); Ondas se propagam por distâncias consideráveis.
	0,30 a 0,35	0,54 a 0,59	Separação de água na superfície; Ondas propagam-se com facilidade; Decantação de partículas granulares.
	0,20 a 0,30	0,41 a 0,54	Ação de ondas distintas; Superfície fluida; Todas as partículas decantam.
	< 0,20	< 0,41	Inundação provocada por propagação de onda no estado líquido com carga de sedimentos suspensos.

¹ Conversão de concentração volumétrica para teor de sólidos em massa considerando partículas de quartzo (massa específica dos grãos igual a 2.650 kg/m³).

Fonte: Adaptada de FLO-2D (2009) e Melo (2013).

Após a definição do tipo de escoamento previsto é necessário escolher o modelo hidráulico apropriado para a simulação. Na literatura existem diferentes modelos reológicos utilizados para propagação hidráulica de fluidos hiperconcentrados. Neste capítulo de revisão de literatura serão mencionados apenas os que foram considerados principais para estudos de ruptura de barragens de rejeito.

Jeyapalan *et al.* (1981) formularam um modelo hidrodinâmico para simular o escoamento de rejeitos, os quais foram representados como um fluido plástico do tipo Bingham, com viscosidade plástica e tensão limite de escoamento. Os autores adotaram a hipótese que rejeitos de fosfato escoam em regime turbulento de maneira semelhante ao escoamento aquoso,

enquanto rejeitos resultantes do beneficiamento de outros minerais escoam em regime laminar. O equacionamento proposto foi codificado no modelo computacional TFLOW e um bom ajuste foi obtido para diferentes casos simulados. Apesar dos bons resultados obtidos, Vick (1991) salienta que em nenhum dos casos apresentados por Jeyapalan *et al.* (1981) a viscosidade ou a tensão limite de escoamento foram efetivamente medidas, e que, portanto, a qualidade do ajuste pode ter sido obtida em função meramente dos valores dos parâmetros assumidos *a priori*.

O'Brien *et al.* (1993) apresentaram um modelo hidráulico bidimensional que possibilita a simulação de escoamento de água e fluidos hiperconcentrados. O modelo, denominado FLO-2D, é baseado nas equações de conservação de massa e nas equações de quantidade de movimento. Por possibilitar a simulação de fluidos hiperconcentrados, o modelo FLO-2D é recomendado pela FEMA (FEMA, 2013) para utilização em estudos de ruptura de barragens de rejeitos. O modelo FLO-2D ainda possibilita a utilização de modelos paramétricos e fisicamente embasados (NWS BREACH) para previsão do hidrograma de ruptura.

Jin & Fread (1999) utilizaram o modelo FLDWAV para retroanálise de casos históricos de rupturas de barragens de rejeitos. Segundo os autores, a ruptura de barragens de rejeitos é um fenômeno no qual ocorre uma rápida variação no fluxo e as propriedades de movimento de uma mistura de lama e água são bastante diferentes daquelas observadas com água pura. Uma maneira para modelar a lama e o detrito, provenientes de ruptura de barragens de rejeitos, seria utilizar as equações dinâmicas de escoamento unidimensional e adicionar termos de atrito na equação de conservação de momento. Comparativamente ao escoamento em canais abertos, nos quais a resistência é atribuída principalmente à camada de tensões turbulentas e, portanto, os mecanismos de transporte de movimento e dissipação de energia são conhecidos, a resistência de escoamento hiperconcentrados depende da relativa importância de tensões cisalhantes originadas por diferentes fontes: 1) tensões turbulentas devido à rugosidade do canal; 2) tensões viscosas e tensão limite de escoamento da mistura; 3) tensões dispersivas devido ao atrito entre os grãos; e 4) colisões inelásticas das partículas sólidas presentes na mistura (JIN & FREAD, 1999).

O modelo FLDWAV possibilita a aplicação de três soluções para representar a resistência ao escoamento de fluidos hiperconcentrados: técnica viscoplástica, escorregamento granular e pseudo Manning. Jin & Fread (1999) recomendaram a utilização da técnica pseudo Manning pela simplicidade, robustez e por não necessitar das informações dos parâmetros reológicos do

fluido hiperconcentrado para sua aplicação. Os autores sugeriram que, comparativamente a valores de coeficiente de rugosidade de Manning, entre 0,02 – 0,05, típicos de escoamento de água em canais com regime turbulento, os valores de pseudo Manning podem variar entre 0,100 e 0,140 para escoamento de fluidos hiperconcentrados.

A utilização da técnica de pseudo Manning é atraente também por possibilitar o emprego de modelos hidráulicos tradicionais, nos quais é assumida a hipótese de escoamento de fluido newtoniano, como é o caso do modelo HEC-RAS. Outro fator que pode justificar a utilização desse modelo está relacionado ao baixo teor de sólidos da mistura de água e rejeito encontrado em alguns reservatórios de barragens de rejeitos, principalmente para os casos em que a disposição do rejeito é feita em forma de polpa. Segundo Melo (2013), rejeitos com até 43% de sólidos em massa correspondem à maioria de rejeitos em forma de polpa no Brasil. Cabe lembrar que, segundo a classificação proposta por O'Brien & Julien (1984), caso esse teor seja inferior a 20% em volume (ou 40% em massa para massa específica de grãos igual a 2.650 kg/m³), o escoamento será basicamente aquoso, podendo, portanto, ser modelado com a aplicação das equações da hidráulica típicas de fluidos newtonianos. Ainda segundo Pappenberger *et al.* (2005), modelos unidimensionais (1D) baseados na solução das equações de Saint-Venant ainda são os mais utilizados na prática da simulação hidráulica.

Nos itens a seguir são descritas algumas características dos modelos HEC-RAS e FLO-2D, uma vez que serão os modelos empregados no presente estudo.

3.3.2.1 Modelo HEC-RAS

O modelo HEC-RAS possibilita a realização de simulações unidimensionais considerando escoamento em regime permanente e não permanente (USACE, 2010b). A simulação do escoamento em regime não permanente é realizada a partir do algoritmo UNET (*Unsteady NETWORK model*). O UNET utiliza as equações de Saint-Venant resolvidas por um esquema implícito de diferenças finitas por meio da aplicação do método iterativo de Newton-Raphson (USACE, 2010b). As equações de Saint-Venant simplificadas são dadas por:

Equação da continuidade:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hV}{\partial x} = 0 \quad (3.3.15)$$

Equação da quantidade de movimento:

$$S_f = S_o - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (3.3.16)$$

onde h é a profundidade do fluxo; V é a velocidade média na direção x ; S_f é a declividade da linha de energia que está escrita em função da declividade do canal S_o , do gradiente de pressão e dos termos de aceleração local e convectiva.

Na aplicação do HEC-RAS em estudos de ruptura de barragem algumas hipóteses são obrigatoriamente adotadas:

- o escoamento é unidimensional, podendo ser representado pela velocidade média da seção transversal, e a linha de água é horizontal em todas as seções do canal;
- o escoamento ocorre predominantemente no sentido longitudinal e, portanto, não podem ser representadas nenhuma interação complexa entre canal e planície de inundação e nem escoamentos complexos ao longo da planície de inundação;
- o escoamento é gradualmente variado considerando-se válida a hipótese da distribuição hidrostática de pressões na vertical e desprezando-se efeitos de componentes de aceleração vertical;
- o fluido é incompressível;
- as condições de contorno do canal são fixas e, portanto, não são simuladas erosões e deposições na calha; e
- a resistência ao escoamento pode ser aproximada por fórmulas empíricas como as propostas por Manning ou Chezy.

Wong *et al.* (2015) concluíram que a utilização de uma calha fixa durante a simulação hidráulica, sem a consideração de erosões e deposição de material durante a enchente, não impacta o mapeamento global da inundação, causando apenas efeitos locais.

Para utilização do modelo HEC-RAS é necessário estabelecer algumas condições de contorno. Nos itens a seguir serão apresentadas algumas recomendações para a determinação dessas condições. Detalhes adicionais podem ser obtidos em USACE (2010b).

Condições iniciais

Para obter a resolução das equações de escoamento de Saint-Venant, o estado inicial das variáveis Q (vazão) e h (profundidade do fluxo) deve ser conhecido em todas as seções do trecho simulado. Em geral, é fornecida uma vazão constante e o modelo calcula o perfil de linha de água em todas as seções transversais considerando o regime de escoamento permanente.

Alguns cuidados devem ser tomados ao se estabelecer as condições iniciais. Por exemplo, caso nos instantes iniciais após a ruptura da barragem a vazão defluente seja muito superior à vazão utilizada como condição inicial, poderá ocorrer instabilidade no modelo numérico no cálculo da profundidade nas seções transversais próximas à barragem.

Em canais de alta declividade que possuem corredeiras, nas quais o regime de escoamento pode passar de subcrítico para supercrítico, a simulação utilizando baixas vazões como condição inicial pode ser de difícil convergência. A tendência é que o canal seja muito raso e com a chegada da frente de onda ocorrerá uma variação brusca da linha de água, no espaço e no tempo, que poderá resultar em instabilidades que se propagam pelo trecho de interesse. Uma regra prática recomendada pelo USACE (2014) é tentar iniciar a simulação com uma condição inicial com cerca de 1% da vazão de pico do hidrograma de ruptura; caso o modelo apresente instabilidade, sugere-se aumentar esse percentual até o máximo de 10% da vazão de pico.

Condição de contorno de jusante

A condição de contorno de jusante é importante em todos os modelos hidráulicos e pode ser uma fonte de erro e de instabilidade numérica. Em estudos de ruptura de barragens, dada a magnitude das vazões em trânsito, geralmente superiores às vazões das cheias naturais, as relações vazão e nível de água (curva-chave) não são conhecidas em nenhum local do trecho simulado. Nesse contexto, USACE (2014) recomenda utilizar a profundidade normal, como condição de contorno de jusante, em uma seção transversal localizada relativamente a jusante do trecho de interesse na modelagem, de forma a minimizar os erros relacionados à condição de contorno de jusante adotada no perfil da linha de água no trecho de interesse.

Intervalo de tempo

A estabilidade e a acurácia numérica de um modelo não permanente é dependente do intervalo de tempo adotado na simulação. Intervalos de tempos muito pequenos podem resultar em aumento do tempo computacional necessário para término da simulação e também em instabilidade numérica. Já intervalos de tempo muito grandes podem resultar em perda de precisão, instabilidade e difusão numérica com maior atenuação da vazão de pico que não está fisicamente relacionada (USACE, 2010b).

Conforme observado por Pappenberger *et al.* (2005), apesar de o modelo HEC-RAS utilizar um método implícito para solução das equações de Saint-Venant, o qual é incondicionalmente estável para $0,5 \leq \theta \leq 1$ (θ é o fator de ponderação empregado pelo método das diferenças finitas para solução das equações do escoamento não permanente), em algumas simulações podem ocorrer instabilidades numéricas. USACE (2014) observa que valores mais altos de θ resultam em uma simulação mais robusta em detrimento da acurácia. Entretanto, nas simulações realizadas por Pappenberger *et al.* (2005) não foram obtidos resultados mais acurados com a redução de θ . Os autores salientam que a utilização do valor máximo de θ igual a 1 gerou modelos mais estáveis e não menos acurados.

USACE (2014) recomenda o atendimento à condição de Courant como uma das maneiras para definição do tempo computacional. A condição de Courant é dada por:

$$C = V_w \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (3.3.17)$$

Na qual C é o número de Courant; V_w é a velocidade da onda (m/s); Δt é o intervalo de tempo (s); e Δx é o intervalo de discretização do espaço (m).

Pappenberger *et al.* (2005) questionam essa recomendação de atendimento à condição de Courant, uma vez que o modelo HEC-RAS utiliza um método implícito, e, portanto, segundo o próprio manual do modelo, não seria necessário atender a essa condição. Nas simulações hidráulicas realizadas pelos referidos autores, apesar do atendimento à condição de Courant, o modelo HEC-RAS ainda apresentou instabilidades numéricas.

USACE (2014) observa que valores típicos de intervalos de tempo para modelos de ruptura de barragens devem variar entre 1 e 60 segundos devido ao pequeno tempo de ascensão e às grandes velocidades de onda observadas em uma ruptura.

Seções transversais

Para representação de toda a extensão da calha menor e da planície de inundação devem ser especificadas seções transversais. Um número de seções transversais suficientes deve ser previsto para descrever as contrações e expansões do curso de água e da planície de inundação, mudanças na declividade do fundo, mudanças na rugosidade e locais de alterações de vazões laterais.

Conforme demonstrado pela condição de Courant, o espaçamento entre as seções também está relacionado à estabilidade do modelo. Seções transversais muito distantes podem resultar em difusão numérica. Nesse contexto, o tempo necessário para a onda de cheia transladar entre duas seções transversais distantes é superior a um intervalo de tempo utilizado no modelo. Seções transversais muito próximas podem resultar em instabilidade numérica e em uma frente de onda muito abrupta devida a uma superestimativa na resolução das derivadas em relação à distância, principalmente no ramo de ascensão do hidrograma de ruptura (USACE, 2014).

Para definição do espaçamento ideal entre as seções transversais, podem ser utilizadas inicialmente as equações empíricas propostas por Fread (1993) e Samuels (1989). Entretanto, conforme citado em USACE (2014), a experiência do analista é fundamental para uma correta definição do espaçamento.

Coeficiente de rugosidade

A equação de resistência de Manning é a utilizada no modelo HEC-RAS. USACE (2014) recomenda valores iniciais do coeficiente de rugosidade de Manning entre 0,025 e 0,075 para calha menor, e entre 0,04 e 0,25 para a planície de inundação. Porém, valores superiores devem ser utilizados para resolução de problemas de instabilidade e na região imediatamente a jusante da barragem. Nessa região é verificada muita turbulência juntamente com grandes movimentações de material e sedimentos, que resultam em uma maior sobrelevação do nível de água. Nesse contexto, para representar esse comportamento sugere-se aumentar o valor do coeficiente de rugosidade de Manning até valores duas vezes superiores aos utilizados no trecho

a jusante. Para propagação da onda de ruptura de barragens de contenção de rejeitos, devem ser ainda utilizados valores de coeficiente de rugosidade de Manning mais elevados, conforme observado por Jin & Fread (1999).

3.3.2.2 Modelo FLO-2D

O modelo FLO-2D tem sua origem inspirada no modelo MUDFLOW desenvolvido para a *Federal Emergency Management Agency* (FEMA). O modelo foi proposto para realizar a propagação de ondas de fluidos não-newtonianos em vales aluviais (O'BRIEN *et al.*, 1993).

No modelo FLO-2D, a simulação do escoamento em regime não permanente também é realizada pela aplicação das equações de Saint-Venant. Entretanto, no modelo FLO-2D há oito direções potenciais de fluxo, correspondentes aos quatro pontos cardeais (norte, leste, sul e oeste) e às quatro direções diagonais (nordeste, sudeste, sudoeste e noroeste). O cálculo de velocidade em uma direção é essencialmente unidimensional na natureza e é resolvido de forma independente das outras sete direções. As equações que governam o modelo, portanto, são as mesmas descritas no item 3.3.2.1.

Diferentemente do modelo HEC-RAS, no modelo FLO-2D as equações são solucionadas por meio de diferenças finitas em um esquema central e explícito. Os esquemas explícitos são de representação mais simples, porém são limitados a pequenos passos de tempo devido à estabilidade numérica. Como domínio para a solução é realizada uma discretização na forma de *grid* composta por elementos quadrados de mesmo tamanho. Em cada elemento são realizados cálculos em oito direções. Os passos de cálculos utilizados pelo modelo FLO-2D podem ser vistos em FLO-2D (2009).

Para minimizar problemas com estabilidade sem comprometer a eficiência e rapidez de cálculo, o modelo FLO-2D possui uma rotina que ajusta o passo de tempo Δt , de modo a sempre atender à condição de estabilidade numérica de Courant-Friedrich-Lewy (CFL). O passo de tempo é limitado a:

$$\Delta t = C\Delta x/(\beta V + c) \quad (3.3.18)$$

Na qual C é o número de Courant ($C \leq 1,0$); Δx é a raiz quadrada da largura do elemento do *grid*; V é velocidade média computada para a célula; β é o coeficiente de ajuste para diferentes geometrias (5/3 para canais largos); e c é a celeridade de onda.

De maneira a representar as diversas características do escoamento de fluidos não newtonianos, o termo de perda de carga utilizado na equação do momento deve incluir outros fatores de perda de energia, como o choque entre as partículas em suspensão. A seguir é feita uma breve descrição do equacionamento matemático do modelo FLO-2D para representação do escoamento de fluidos não newtonianos.

Equacionamento numérico para escoamento de fluidos não newtonianos

O termo de perda de carga a ser alterado na equação do momento para representação do escoamento de fluidos não newtonianos é deduzido a partir das tensões cisalhantes utilizadas no modelo reológico quadrático do modelo FLO-2D (O'BRIEN *et al.*, 1993). As tensões cisalhantes são resultantes da soma de cinco componentes de tensões. A tensão total τ depende da coesão τ_c e das tensões de Mohr-Coulomb τ_{mc} , viscosa τ_v , turbulenta τ_t e dispersiva τ_d , conforme equacionamento a seguir:

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \tau_v + \tau_t + \tau_d \quad (3.3.19)$$

Quando escrito em relação à taxa de deformação (dv/dy), é utilizado um modelo reológico quadrático representado pelas seguintes equações:

$$\tau = \tau_c + \tau_{mc} + \eta \left(\frac{dv}{dy} \right) + C \left(\frac{dv}{dy} \right)^2 \quad (3.3.20)$$

$$C = \rho_m l^2 + f(\rho_m, C_v) d_s^2 \quad (3.3.21)$$

$$\tau_{mc} = p_s \tan \phi \quad (3.3.22)$$

Nas quais η é a viscosidade dinâmica; τ_c é a tensão coesiva resistente; τ_{mc} é a tensão de Mohr-Coulomb; pressão intergranular p_s ; ϕ é o ângulo de repouso do material; C denota o coeficiente de tensão cisalhante inercial, o qual depende da massa específica da mistura ρ_m , do comprimento da mistura l de Prandtl, do tamanho do sedimento d_s e da concentração volumétrica de sedimento C_v . O termo $f(\rho_m, C_v)$ é dado por:

$$f(\rho_m, C_v) = \frac{\pi}{12} \left[\left(\frac{6}{\pi} \right)^{\frac{1}{3}} \sin^2 \alpha_1 \rho_s (1 - e_n^2) C_v^{1/3} \right] \quad (3.3.23)$$

Na qual α_i é o ângulo médio de impacto entre as partículas; ρ_s é a massa específica dos grãos; e_n é o coeficiente de restituição de energia após o impacto com intervalo para areias entre $0,70 < e_n < 0,85$; e C_v é a concentração volumétrica da mistura.

Os três primeiros termos da equação 3.3.20 são referidos como tensões cisalhantes de Bingham. Sua soma define a tensão total de um escoamento de *mudflow* em um regime de escoamento viscoso. Quando se soma também o último termo, referente à tensão turbulenta e à tensão dispersiva, ambas dependentes do quadrado do gradiente de velocidade vertical, tem-se o regime inercial de escoamento de um *mudflood*.

O'Brien *et al.* (1993) alertam que modelos para propagação de lamas que incorporam somente as tensões propostas no modelo de Bingham ignoram as tensões inerciais e assumem que o *mudflow* simulado é viscoso. Essa premissa não é universalmente apropriada, porque todos os *mudfloods* e mesmo alguns *mudflows* são turbulentos, com velocidades tão altas quanto 8 m/s. Dependendo da matriz do fluido, da viscosidade e da tensão limite de escoamento, o escoamento pode ser controlado primeiramente pelas tensões viscosas, o que resulta em velocidades baixas. Por outro lado, se a viscosidade e a tensão limite de escoamento forem baixas, as tensões turbulentas irão dominar e as velocidades serão mais altas.

Para definir todos os termos de tensões utilizados no modelo FLO-2D a solução apresentada na sequência é utilizada. Por analogia aos trabalhos de Meyer-Peter e Muller (1948) e de Einstein (1950), as relações de tensões são integradas na profundidade e reescritas como uma declividade adimensional dada por:

$$S_f = S_y + S_v + S_{td} \quad (3.3.24)$$

No qual a declividade da linha de energia que representa o atrito total S_f é a soma do atrito S_y , que representa a tensão limite de escoamento, a tensão viscosa S_v e a tensão turbulenta-dispersiva S_{td} . A tensão viscosa e a turbulenta-dispersiva são escritas em termos da velocidade média V . Nesse contexto, a declividade S_v pode ser escrita da seguinte forma:

$$S_v = \frac{K\eta}{8\gamma_m} \frac{V}{h^2} \quad (3.3.25)$$

Na qual γ_m é o peso específico da mistura de sedimento; e K é o parâmetro de resistência para fluxos laminares, igual a 24 para canais largos e lisos e que aumenta significativamente (~ 50.000) com a rugosidade e geometria irregular das seções transversais.

As resistências ao escoamento das parcelas dispersivas e turbulentas são combinadas em uma relação equivalente ao coeficiente de rugosidade de Manning dada por:

$$S_{td} = n_{td}^2 \frac{V^2}{h^{4/3}} \quad (3.3.26)$$

Em concentrações muito elevadas, as tensões dispersivas aumentam a resistência ao escoamento devido ao incremento dos choques entre as partículas, transferindo fluxo de momento para as camadas limites. Para computar esse aumento na resistência o coeficiente de Manning n_t é incrementado por uma relação exponencial em função da concentração volumétrica C_v , dada por:

$$n_{td} = n_t b e^{m C_v} \quad (3.3.27)$$

Na qual n_t é o coeficiente de rugosidade de Manning, b é um coeficiente (0,0538) e m é um expoente (6,0896). Essa expressão relaciona a resistência dispersiva e turbulenta em um fluxo hiperconcentrado em função da razão da profundidade e do tamanho do sedimento.

Os termos de atrito podem então ser combinados da seguinte forma:

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma_m h} + \frac{K \eta}{8 \gamma_m} \frac{V}{h^2} + n_{td}^2 \frac{V^2}{h^{4/3}} \quad (3.3.28)$$

Determinação da viscosidade e tensão limite de escoamento

O peso específico da mistura, a tensão limite de escoamento e a viscosidade variam principalmente com a concentração volumétrica. A menos que uma análise reológica do material esteja disponível, O'Brien & Julien (1988) sugerem as seguintes relações empíricas para computar, respectivamente, a viscosidade e a tensão limite de escoamento:

$$\eta = \alpha_1 e^{\beta_1 C_v} \quad (3.3.29)$$

$$\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C_v} \quad (3.3.30)$$

Nas quais α_i e β_i são coeficientes empíricos definidos experimentalmente em laboratório e C_v é a concentração volumétrica de sedimentos (m^3/m^3). Valores tabelados para esses coeficientes são apresentados em O'Brien & Julien (1988).

Como pode ser observado nas equações (3.3.29) e (3.3.30) a viscosidade e a tensão limite de escoamento são funções da concentração de sedimento C_v de siltes, argilas e, em alguns casos, areias finas, e não incluem pedregulhos suspensos com o fluido. A viscosidade também é função do percentual e tipo de siltes e argilas e da temperatura do fluido. *Mudflows* muito viscosos apresentam alta concentração volumétrica e consequentemente altas tensões limites de escoamento e podem resultar em escoamento laminar. Escoamentos menos viscosos (*mudfloods*) são sempre turbulentos.

Durante a propagação da lama (*mudflood* ou *mudflow*) pelo leito aluvial, o modelo FLO-2D preserva a continuidade de massa de água e de sedimentos. Para cada *grid* e passo de tempo, a mudança de volume de água e de sedimentos e a correspondente mudança na concentração de sedimentos são computadas. Ao final da simulação o modelo reporta as quantidades totais de água e de sedimentos removidas da área de estudo e as quantidades de sedimentos e de água que permaneceram no canal. Os cálculos das quantidades de sedimentos devem ser revistos para determinar se a taxa de sedimentos final é compatível para o potencial de produção de sedimentos da bacia ou, no caso de ruptura de barragens, do volume de rejeitos incluído no hidrograma de ruptura.

Inserção do volume de sedimentos no hidrograma de cheia

A taxa de sedimentos na água governa a mistura no fluxo. A concentração de sedimentos varia durante o evento, sendo que essa variação influencia a celeridade, a magnitude da onda de cheia e a previsão da deposição de sedimentos e alcance da onda. A inserção do volume de sedimentos na onda líquida resulta no aumento da vazão de pico do hidrograma de ruptura.

Ressalta-se que a alta variabilidade da concentração de sedimentos durante todo o evento de cheia não pode ser replicada de maneira acurada. Nesse contexto, os autores do modelo FLO-2D recomendam os seguintes critérios para atribuir a concentração de sedimento em um hidrograma para simular *mudflow* – esses critérios podem ser verificados em detalhe no documento intitulado “*Simulating Mudflows*” que vem incluído na documentação do modelo FLO-2D e referenciado em FLO-2D (2009):

- O fator de incremento da onda líquida para obtenção do hidrograma total (*bulking factor*) deve ser maior no trecho de ascensão do hidrograma para simular a onda frontal;
- O volume de sedimentos não deve ser superior ao potencial máximo de geração de sedimentos na bacia;
- Uma concentração de sedimentos um pouco inferior do que a concentração máxima de sedimentos deve ser atribuída no intervalo de tempo referente à vazão de pico, de modo a simular o efeito de diluição da concentração com a água;
- A ascensão e a recessão do hidrograma não devem ter menos que 20% de concentração de sedimentos em volume; e
- Para gerar *mudflow*, a taxa média de concentração de sedimentos para todo o hidrograma deve ser entre 25 a 35% em volume, sendo recomendável que a concentração máxima de sedimentos seja da ordem de 45 a 53%.

Condições de contorno

Como condições de contorno a montante e a jusante podem ser especificados os seguintes aspectos: hidrograma, profundidade normal e cotograma.

3.4 Abordagens simplificadas para o estudo da ruptura de barragens de rejeito

Lucia (1981), ao analisar 14 casos de ruptura em barragens de rejeitos, desenvolveu um modelo para previsão do alcance da onda de rejeitos baseado na lei de equilíbrio de forças em duas dimensões. No modelo desenvolvido, a premissa utilizada é que quando o fluxo de rejeitos entra em repouso, a resistência média ao cisalhamento da massa de rejeitos ao longo do trecho equivale à tensão de cisalhamento necessária para o estabelecimento do equilíbrio estático. Para aplicação do modelo é necessário especificar: i) a resistência residual ao cisalhamento não drenada; ii) a massa específica dos rejeitos; iii) o volume de rejeitos que será escoado por unidade de largura média da brecha; e (iv) a declividade média do trecho a jusante.

As abordagens simplificadas são justificáveis uma vez que ainda existem muitas incertezas, dificuldades e limitações tecnológicas para se determinar os valores para a tensão limite de

escoamento e viscosidade para aplicação dos modelos hidráulicos (VICK, 1991). De modo análogo, devido à dificuldade de obtenção dos parâmetros necessários para utilização do modelo proposto por Lucia (1981), Vick (1991) apresentou mecanismos para se determinar estatisticamente o volume de rejeitos que escoará pela brecha e a resistência não drenada do material com base em casos históricos de ruptura e sondagens à percussão (SPT).

Rico *et al.* (2008a), utilizando uma base de dados com 29 casos históricos de ruptura, realizaram diferentes análises de regressão com o objetivo de estabelecer equações de previsão da distância máxima percorrida e do volume de material mobilizado para jusante. Com base na distância percorrida e no volume de rejeitos, é possível distribuir esse volume no vale a jusante, e geometricamente determinar uma mancha de inundação. Entretanto, cabe ressaltar que os coeficientes de determinação obtidos nas regressões para previsão da distância alcançada pelos rejeitos foram considerados insatisfatórios.

Em avaliação de diferentes métodos existentes para realização de estudos de ruptura de barragem, Melo (2013) concluiu que as abordagens simplificadas de Jeyapalan *et al.* (1981) e Lucia (1981) não são recomendadas como ferramentas de previsão, pela dificuldade de definição dos parâmetros de resistência dos rejeitos, apesar de serem bons métodos para a realização de retroanálises nos casos em que a ruptura não atinge grandes extensões. Melo (2013) defende que, para efeitos de produção de cenários de inundação que auxiliem as diretrizes do PAE, o modelo matemático de Saint-Venant incorporado ao programa HEC-RAS é ainda a melhor ferramenta para prognóstico de inundações.

3.5 Modelos Digitais de Elevação (MDEs) Gratuitos SRTM, TOPODATA e ASTER DEM

Os modelos digitais de elevação (MDEs) podem ser construídos por meio da aplicação de técnicas de sensoriamento remoto. É importante diferenciar os modelos digitais de terreno (MDTs) e os modelos digitais de elevação (MDEs). Os MDEs não desconsideram a elevação de objetos posicionados sobre a superfície da terra, por exemplo, o dossel das árvores em áreas densamente florestadas. Já os MDTs referem-se à cota altimétrica do nível do solo e são construídos a partir de mapas topográficos (curvas de nível, levantamentos por GPS ou por altimetria a laser - LIDAR).

Os MDEs representam uma alternativa para geração de bases topográficas e podem ser gerados a partir da técnica de interferometria por radar. Nessa técnica, o imageador, por meio de uma antena central, ao se deslocar ao longo de sua trajetória, emite um sinal e registra as informações do retorno do sinal por antenas auxiliares posicionadas em uma distância conhecida. Como exemplo de MDEs gerados por interferometria por radar, pode-se citar o projeto *Shuttle Radar Topographic Mission* (SRTM).

Esse projeto foi originado de uma cooperação entre a NASA e a *National Imagery and Mapping Agency* (Nima), do Departamento de Defesa dos Estados Unidos e das agências espaciais alemã (DLR) e italiana (ASI). O sobrevoo da missão SRTM ocorreu em fevereiro de 2000.

Os canais principais de transmissão e recepção para as bandas C e X foram posicionados na área de carga do ônibus espacial *Endeavour*, enquanto que as antenas secundárias (somente recepção) foram colocadas na extremidade de um mastro retrátil de 60 m de comprimento (GROHMANN *et al.*, 2008). Os dados da banda X foram processados pela agência DLR e os dados da banda C pela NASA-JPL. Os dados da banda C cobriram cerca de 80% da área terrestre do planeta, entre as latitudes 60° N e 56° S (FARR *et al.*, 2007), enquanto que a banda X contemplou somente 40% (aproximadamente 58 milhões de km²) (HOFFMANN & WALTER, 2006). Consequentemente, a banda X está disponível somente em malhas com buracos com tamanhos crescentes em direção a baixa latitudes.

Os MDEs originados da banda X com resolução de 1'' arco de segundo (30 m) processados pela DLR estão disponíveis gratuitamente para algumas localidades. O *download* pode ser feito mediante cadastro no sítio eletrônico da DLR. Segundo Hoffman & Walter (2006), em média as elevações da banda C são superiores às da banda X em cerca de 10 m.

Até o início de 2015, os dados da banda C em escala global eram distribuídos gratuitamente, somente na resolução de 3'' arco de segundo (90 m), com exceção dos Estados Unidos, cuja área era disponibilizada com resolução de 1'' arco de segundo (30 m). Após o anúncio feito na Cúpula do Clima, realizada em Nova York em setembro de 2014, os dados com resolução de 1'' arco de segundo (30 m) atualmente estão disponíveis gratuitamente em escala global. Essa alteração possibilitou melhorar em três vezes a resolução espacial dos estudos de inundação que utilizam o MDE SRTM como base topográfica. De maneira ilustrativa, na Figura 3.4 está apresentada uma amostra do ganho na descrição de terreno quando se aumenta a precisão horizontal do MDE SRTM de 90 m para 30 m.

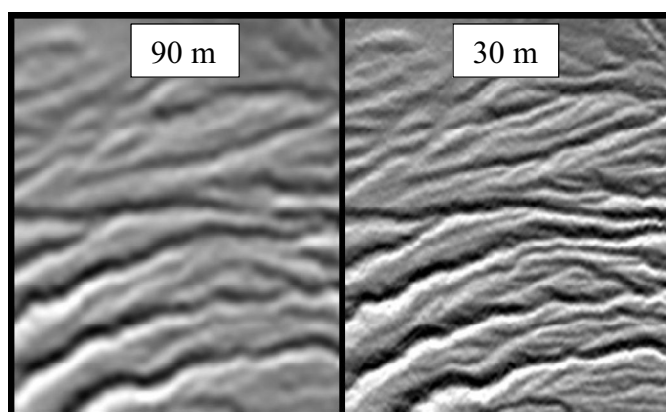


Figura 3.4 – Comparação SRTM 90 m e SRTM 30 m

Fonte: <http://www2.jpl.nasa.gov/srtm/>

A missão SRTM se consolidou como um grande marco do sensoriamento remoto por fornecer dados altimétricos de superfície por técnicas de interferometria por radar de abertura sintética (InSAR) em escala quase global, suprimindo a falta de informação topográfica de muitos países, sobretudo da América do Sul e da África (CREMON & VALERIANO, 2011).

O objetivo principal da missão era produzir dados topográficos globalmente consistentes e com erro vertical absoluto em média inferior a 16 m e erro vertical relativo inferior a 10 m; a validação global do SRTM demonstrou que o erro absoluto em todos os continentes variou entre 5,6 a 9,0 m com 90% de confiança – a precisão vertical na América do Sul é de 6,2 m, e a horizontal de 9,0 m (FARR *et al.*, 2007). Cabe observar que a presença de edificações e vegetação reduz a precisão e aumenta os erros verticais sistemáticos e os desvios padrões.

Valeriano (2004) realizou uma análise preliminar dos dados da banda C do SRTM 90 m e identificou uma série de características indesejáveis, como uma alta sensibilidade do sensor a objetos presentes sobre a superfície do terreno, como antenas, edificações e variações na cobertura vegetal. A análise, realizada na região de Ubatuba-SP, verificou que a altimetria do modelo SRTM 90 m apresentava alta correlação com a registrada com a carta topográfica, na escala 1:50.000, elaborada pelo Instituto Geográfico e Cartográfico (IGC). A diferença sistemática encontrada correspondeu à diferença local de *datum* vertical (IGC: marégrafo de Imbituba; SRTM: WGS84).

Grohmann *et al.* (2008) chegaram a constatações semelhantes na avaliação do uso dos modelos SRTM na área do Maciço Alcalino de Poços de Caldas (MG). Como conclusão geral, verificou-se que os modelos SRTM então disponíveis possuíam nível de detalhe suficiente para se

trabalhar em escalas de até 1:50.000. Já Santos *et al.* (2006) concluíram que o MDE gerado a partir do SRTM 90 m apresentou melhores resultados altimétricos quando comparado ao MDT gerado a partir da carta topográfica para a escala de 1:100.000. Barros *et al.* (2007) observaram que os dados SRTM não devem ser utilizados de maneira indiscriminada, em razão das imperfeições.

Anteriormente à decisão norte americana de disponibilizar os dados do MDE SRTM com precisão de 30 m para todo o globo terrestre, o Instituto de Pesquisas Espaciais (INPE) já vinha desenvolvendo o projeto TOPODATA, cujo objetivo é o cômputo de diferentes variáveis geomorfométricas a partir dos dados da banda C do MDE SRTM com precisão de 90 m. O processamento computacional contempla o refinamento do tamanho da célula do SRTM de 90 m para 30 m, por meio de interpolação pelo método de *krigagem* (VALERIANO, 2005), técnica geoestatística utilizada para interpolar o valor de uma variável (p.ex., elevação) em pontos não amostrados a partir dos valores de pontos amostrados próximos. A influência que cada valor original exerce sobre o valor interpolado é determinada pela função variograma (GROHMANN *et al.*, 2008).

Dada a interpolação com a redução do tamanho da célula de 90 m para 30 m e a remoção dos ruídos do MDE SRTM, o MDE TOPODATA torna-se atraente em situações que demandam a utilização de bases gratuitas. Anteriormente à disponibilização do MDE SRTM com resolução de 30 m – que passou a estar disponível no Brasil somente em 2015 – o tratamento realizado pelo MDE TOPODATA apresentava-se como uma melhora em relação à utilização do dado original do MDE SRTM 90 m.

O MDE SRTM original apresenta alguns vazios que dificultam a modelagem hidráulica. O Consórcio de Informação Geográfica do Grupo Consultivo para a Investigação Agrícola Internacional (CGIAR-CSI) disponibiliza uma versão com 90 m de precisão horizontal e preenchimento desses vazios (JARVIS *et al.*, 2008). Em novembro de 2013, a NASA lançou o MDE SRTM versão 3.0 (SRTM Plus) que, além de realizar outras correções, eliminou os vazios utilizando dados extraídos do modelo ASTER GDEM2. O *download* do MDE SRTM Plus pode ser realizado em <http://earthexplorer.usgs.gov/>.

Além do modelo SRTM, existem outros MDEs gratuitos ou de baixo custo disponíveis globalmente. O modelo ASTER (*Advanced Space-borne Thermal Emission and Reflection Radiometer*) GDEM (*Global Digital Elevation Model*) possui resolução espacial de 30 m

desenvolvido por estereofotogrametria. A avaliação global do modelo ASTER GDEM resultou em uma acurácia de 17 m com 95% de intervalo de confiança (Tachikawa *et al.*, 2011), o que significa que o MDE SRTM 30 m apresenta algumas vantagens sobre o modelo ASTER GDEM em muitos estudos de inundação. Apesar das correções de anomalias que vêm sendo realizadas no MDE ASTER, poucos estudos para modelagem de inundação e mapeamento têm utilizado esse MDE (YAN *et al.*, 2015).

Outro MDE distribuído gratuitamente é o GTOPO30 (GESCH & GREENLEE, 1996), o qual possui resolução horizontal de 1 km, ou seja, uma resolução muito grosseira para utilização em estudos de inundação de pequena e média escalas, sendo aplicável somente para estudos em escalas muito grandes.

Cabe lembrar que, devido ao avanço da ciência de sensoriamento remoto, os dados atualmente de alto custo com alta resolução e precisão serão de baixo custo no futuro próximo (YAN *et al.*, 2015). Há previsão de lançamentos de produtos mais precisos até 2017.

3.6 Utilização do MDE SRTM em estudos hidráulicos

Neste item é apresentada uma revisão do estado atual de utilização e aplicação do MDE SRTM em estudos hidráulicos de cheias, não necessariamente relacionadas à ruptura de barragens de rejeito. Cabe salientar que os aspectos descritos são aplicáveis para propagação e mapeamento de cheias de qualquer natureza.

Farr *et al.* (2007) afirmaram que a topografia é a condição de contorno e dado de entrada mais importante para a modelagem hidráulica. Nas últimas décadas, nos países desenvolvidos, o grande florescimento de novas fontes de dados alterou a ciência de modelagem de inundação, ampliando a quantidade de informações disponíveis (SCHUMANN *et al.*, 2009). Essa mudança alterou o foco da simulação hidráulica baseada em modelos físicos sofisticados, para avaliação do potencial de utilização de dados observados por sensoriamento remoto (BATES, 2012).

Novas fontes de dados – perfilamento a laser, perfilamento fotogramétrico, levantamento GPS em campo e radar de abertura sintética (SAR) – fornecem alta resolução e alta acurácia, mas são de alto custo de aquisição para a cobertura de grandes áreas. Nesse contexto, considerável avanço na modelagem hidráulica vem sendo alcançado por meio da utilização de MDEs gratuitos, como o SRTM, associada à aplicação de técnicas de sensoriamento remoto.

A quantificação exata do valor do sensoriamento remoto para a engenharia de recursos hídricos é ainda uma tarefa difícil e o monitoramento em campo realizado por estações fluviométricas e pluviométricas continua imprescindível para a modelagem de cheias, particularmente para avaliar a acurácia dos dados espaciais e também para avaliar o desempenho de modelos hidráulicos de inundação (YAN *et al.*, 2015).

Schumman *et al.* (2009) apresentaram uma revisão da integração de dados espaciais de baixo custo e modelos hidráulicos. Os dados de baixos custos foram limitados à utilização de imagens de satélite para obtenção da extensão da inundação e da elevação da linha de água.

Yan *et al.* (2015) apresentaram o avanço da utilização de MDEs de baixo custo para diversas aplicações da hidráulica. Os autores enfatizam a viabilidade de utilização do MDE SRTM para montagem do modelo hidráulico e também o emprego da altimetria obtida por radar para calibração e validação dos modelos hidráulicos.

Podem ser citados diversos estudos de modelagem hidráulica que utilizaram como base MDEs gratuitos, especialmente o MDE SRTM (SANDERS, 2007; SCHUMANN *et al.*, 2008; PAIVA *et al.*, 2011; WANG *et al.*, 2012; YAN *et al.*, 2014). Os estudos abrangem diferentes aspectos da hidráulica, como a determinação do perfil da linha de água, a simulação da extensão de inundações, a previsão de vazões máximas e a determinação de nível de água com estabelecimento de curva-chave.

Schumann *et al.* (2008), em estudos hidráulicos do rio Alzette, em Luxemburgo, compararam as modelagens hidráulicas realizada com MDE SRTM e calibrada pelas marcas de cheia identificadas em levantamento de campo. Os resultados evidenciaram um erro médio quadrático de 1,07 m, atestando, de certa forma, a boa performance associada à utilização do MDE SRTM.

Sanders (2007) avaliou o potencial de uso do MDE SRTM para previsão de extensão da cheia no rio Santa Clara, na Califórnia, sob a hipótese de escoamento permanente. O autor concluiu que o MDE SRTM resultou em uma cheia com extensão 25% superior à obtida quando se utilizam modelos topográficos de alta resolução elaborados a partir de perfilamento a laser.

Wang *et al.* (2012), empregando o modelo HEC-RAS, concluíram que a extensão da inundação e a profundidade média obtidas com o MDE SRTM foram, respectivamente, 6,8% superior e 2 m inferior aos valores obtidos utilizando-se topografia de alta precisão.

Yan *et al.* (2014) compararam o perfil de linha de água derivado de modelos hidráulicos baseados em perfilamento a laser com adição de topobatimetria àquele obtido por meio de modelos baseados em MDE SRTM. As diferenças encontradas para a linha de água ficaram entre 1,0 m e 1,5 m.

Algumas considerações são importantes quando se decide utilizar o MDE SRTM como base topográfica para modelos hidráulicos, pois deve-se atentar para a significância dos erros verticais do MDE SRTM quando aplicados em rios locais em estudos em escalas pequenas. Os erros verticais característicos do MDE SRTM podem ser resultantes de ruídos aleatórios com alturas aproximadas entre 2 a 5 metros (YAN *et al.*, 2015). A modelagem hidráulica, em particular com o uso de modelos bidimensionais (2D) em regiões planas com planícies de inundação extensas, é impactada significativamente por esses ruídos. O erro relativo pode passar a governar o padrão e a dinâmica de inundação (FALORNI *et al.*, 2005).

Devido à tendência de superestimação da topografia em planícies de inundação altamente vegetadas, recomenda-se descontar a altura da vegetação antes de aplicar o MDE para a modelagem hidráulica e mapeamento. Uma técnica para essa remoção pode ser vista em Paiva *et al.* (2011).

Os erros verticais do MDE SRTM também são altamente influenciados pelo relevo do terreno. Em regiões montanhosas observam-se frequentemente erros verticais maiores do que em regiões com relevo plano (SANDERS, 2007). Uma das maiores desvantagens do MDE SRTM para modelagem hidráulica está relacionada ao fato de a tecnologia por interferometria por radar de abertura sintética (InSAR) não possibilitar a obtenção da geometria da calha abaixo do nível de água. Os dados do MDE SRTM fornecem somente a elevação do nível de água observada durante a passagem do ônibus espacial em fevereiro de 2000 (FARR *et al.*, 2007). Adicionalmente, devido ao tamanho de 30 m do pixel, as elevações das regiões no entorno do curso de água são representadas juntamente com a elevação do curso de água em um único pixel. Esse comportamento superestima a elevação do fundo do curso de água.

Diversos autores propuseram métodos para correção do posicionamento e elevação do curso de água, e também para inclusão da topobatimetria no MDE (HELLWEGGER & MAIDMENT, 1997; MERWADE, 2009; PAIVA *et al.*, 2011; NEAL *et al.*, 2012; YAN *et al.*, 2014). Algumas recomendações incluem: i) obtenção da largura superficial do curso de água por imagens de satélite, juntamente com aplicação das equações associadas ao conceito de geometria hidráulica

proposto por Leopold & Maddock (1953); ii) subtração por um valor uniforme em todo o trecho dado pela diferença entre as elevações de cartas topográficas e o MDE; e iii) determinação da geometria da calha fluvial por modelagem hidráulica, tendo como referência a elevação do nível de água dada pelo MDE SRTM, sendo necessário, nesse caso, estimar uma vazão em trânsito de referência para a época da passagem do ônibus SRTM (fevereiro de 2000).

Trigg *et al.* (2009) demonstraram que o uso de uma batimetria simplificada não introduz erros significativos nos resultados das simulações hidrodinâmicas em parte da Amazônia central. Por fim, cabe destacar que a construção de MDEs híbridos, resultantes da junção da planície de inundação fornecida no MDE juntamente com os dados topográficos levantados em campo, é um tema que está em constante evolução (YAN *et al.*, 2015).

3.7 Índices de desempenho para avaliação de modelos de inundação

Dados observados são geralmente utilizados para calibrar e/ou validar os modelos hidráulicos para diferentes finalidades, tais como: i) comparação entre diferentes modelos; ii) verificação e determinação de pontos de melhoria do modelo; e iii) verificação da acurácia do modelo (SCHUMANN *et al.*, 2009).

O sensoriamento remoto tem se mostrado de grande valor para a calibração e a validação (Horritt & Bates, 2002) de modelos hidráulicos em situações em que a extensão da inundação foi observada. Existem muitas maneiras de avaliação do desempenho de um modelo de inundação em prever a extensão ou profundidade da cheia. A escolha do melhor método irá depender dos detalhes do modelo, da qualidade dos dados observados, e da natureza da calibração e da validação a serem realizadas (SCHUMMAN *et al.*, 2009). A maneira mais utilizada é a análise visual da imagem observada e daquela resultante da aplicação do modelo hidráulico. A análise visual é uma ferramenta importante, principalmente para modeladores experientes que conseguem avaliar a viabilidade do resultado ao comparar as duas imagens. Entretanto, esse tipo de análise é de difícil aplicação para um conjunto de imagens e irá sempre produzir avaliações subjetivas do desempenho do modelo.

Medidas quantitativas possibilitam uma avaliação objetiva do desempenho do modelo e facilitam as etapas de calibração e validação. A abordagem quantitativa mais comum é a análise pixel-a-pixel, denominada também de comparação binária (ARONICA *et al.*, 2002; WERNER *et al.*, 2005; HUNTER *et al.*, 2005; PAPPENBERGER *et al.*, 2007). Nessa abordagem, todas

as células da área de interesse são analisadas e enquadradas em um dos quatro conjuntos descritos na tabela de contingência (Tabela 3.3). Os conjuntos englobam as possíveis combinações para cada célula: observado/previsto, observado/não previsto, não observado/previsto, não observado/não previsto.

Tabela 3.3 – Conjuntos de possibilidades de combinações para o esquema de classificação binária

	Presente na observação	Ausente na observação
Presente no modelo	A	B
Ausente no modelo	C	D

O efeito da utilização de diferentes indicadores de ajustes foi investigado em diferentes estudos (HUNTER, 2005; PAPPENBERGER *et al.*, 2007; MASON *et al.*, 2009; STEPHENS *et al.*, 2012, 2014). Na Tabela 3.4, adaptada de Stephens *et al.* (2014), são apresentadas algumas medidas binárias de desempenho para estudos de inundação. A tabela foi compilada a partir dos estudos de Hunter (2005) e Schumann *et al.* (2009).

O indicador $F^{<2>}$ tem sido utilizado em vários estudos de inundação (HORRITT & BATES, 2001; ARONICA *et al.*, 2002; PAPPENBERGER *et al.*, 2007; TAYEFI *et al.*, 2007; COOK & MERWADE, 2009). Aronica *et al.* (2002) e Hunter (2005) recomendaram a utilização desse indicador para calibração de modelos determinísticos e para realização de análise de incertezas. Segundo os autores, o indicador $F^{<2>}$ é relativamente não enviesado e discrimina equitativamente as regiões sub e superestimadas. Aronica *et al.* (2002) observaram que o índice $F^{<2>}$ tende a favorecer a previsão subestimada da inundação, e que esse comportamento deve ser evitado em análises de riscos, nas quais, de maneira conservadora, uma previsão superestimada deve ser favorecida.

É importante ressaltar que o procedimento de calibração a partir do indicador F parte da premissa de que a delimitação da extensão da inundação observada a partir de imagem de satélite é correta, o que dificilmente é o caso (HORRITT, 2006). A análise da incerteza na delimitação da inundação observada e aspectos negativos da utilização de F são discutidos em Stephens *et al.* (2012). Os autores concluem que um alto índice de desempenho F não necessariamente está relacionado a uma boa calibração do modelo hidráulico e recomendam fortemente que a calibração seja realizada utilizando os níveis de água observados e previstos ao longo da inundação e não somente a extensão da enchente.

Tabela 3.4 – Indicadores de desempenho binários para utilização em estudos de inundação

Nome	Equação ²	Intervalo	Comentário
Viés	$\frac{A + B}{A + C}$	$(0, \infty)$ – igual a 1 para uma previsão correta	Balanço entre sub e superestimativa da inundação.
PC ou $F^{<1>}$	$\frac{A + D}{A + B + C + D}$	$(0,1)$	Muito influenciada pelo tamanho da categoria mais comum e pelo tamanho da área de estudo. Não recomendado para estudos de inundação, uma vez que é fortemente dependente do tamanho da área não inundada presente no domínio.
Medidas de Acerto (H)	$\frac{A}{A + C}$	$(0,1)$	Percentual da cheia observada corretamente previsto. Apresenta como ponto negativo o fato de sempre aumentar com o aumento da inundação prevista pelo modelo; portanto, pode ser manipulado pelo incremento de células inundadas.
Alarme falso (F)	$\frac{B}{B + D}$	$(0,1)$	Percentual das áreas secas que foram incorretamente previstas. Pode ser utilizado em conjunto com o indicador Medidas de Acerto para minimizar viés.
Índice de sucesso crítico (CSI) ou $F^{<2>}$	$\frac{A}{A + B + C}$	$(0,1)$	Ajuste do $F^{<1>}$ para reduzir a influência do tamanho da área não inundada no domínio.
$F^{<3>}$	$\frac{A - C}{A + B + C}$	$(-1,1)$	Desenvolvido para penalizar a subestimativa da cheia.
$F^{<4>}$	$\frac{A - B}{A + B + C}$	$(-1,1)$	Desenvolvido para penalizar a superestimativa da cheia.

² ver Tabela 3.3.

3.8 Incertezas associadas aos modelos hidráulicos

Diversos trabalhos vêm sendo realizados no sentido de avaliar as incertezas associadas à modelagem de cheias (ARONICA *et al.*, 1998; 2002; ROMANOWICZ & BEVEN, 2003; HALL *et al.*, 2005; PAPPENBERGER *et al.*, 2005). Incertezas em mapeamento de inundações geralmente são avaliadas a partir das incertezas associadas ao hidrograma afluente, à elevação da linha de água e à acurácia das técnicas utilizadas para mapeamento da área inundada (MERWADE *et al.*, 2008).

Muitas pesquisas são realizadas com a aplicação do método GLUE (BEVEN & BINLEY, 1992), no qual se atribui um peso para cada parâmetro do modelo de simulação de acordo com a previsão de quanto o parâmetro pode influenciar nos resultados, levando-se em consideração os dados de calibração observados (extensão da inundação, elevação do nível de água, curvas-chave). Em seguida, com o uso do método Monte Carlo, aplicado para os modelos hidráulicos determinísticos, é realizada uma soma ponderada dos resultados de cada simulação e, então, são determinadas as incertezas associadas a cada parâmetro (HORRIT, 2006).

4 BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE REJEITOS SÃO FRANCISCO

4.1 Caracterização da barragem

A barragem São Francisco entrou em operação em 1995, fazendo parte das instalações da Mineração Rio Pomba Cataguases Ltda (MRPC). A estrutura ficava localizada no rio Fubá, na Fazenda São Francisco, distante 8 km da cidade de Mirai, estado de Minas Gerais (Figura 4.1).



Figura 4.1 – Localização município de Mirai

Fonte: WIKIPEDIA

O reservatório da barragem São Francisco recebia o efluente gerado no processo de lavagem de bauxita. A barragem era enquadrada na Classe III segundo a DN Copam nº 87/2005, sendo de alto potencial de dano ambiental, em razão de seu grande porte em termos de altura e capacidade e das características da área de jusante, que possui ocupação humana e atividades econômicas. O resíduo disposto na barragem era classificado como Classe 3 (Inerte) segundo a Norma Brasileira 10.004/87. O barramento foi construído em três etapas distintas de alteamento, atingindo uma altura aproximada de 34 metros, comprimento de 90 metros, capacidade do reservatório de aproximadamente 3,8 milhões de m³ e largura de crista de 9 m (Figura 4.2).



Figura 4.2 – Vista da crista e do talude de jusante da barragem

Fonte: CAO-MA (2006a).

A barragem foi construída em aterro compactado de solo argilo-arenoso. O sistema de drenagem interna era composto por filtro de areia, em chaminé vertical, combinado a um tapete drenante sub-horizontal, construído no interior do aterro em elevação acima da superfície de fundação (PIMENTA DE ÁVILA, 2007). Na Figura 4.3 é apresentada uma seção típica da barragem São Francisco.

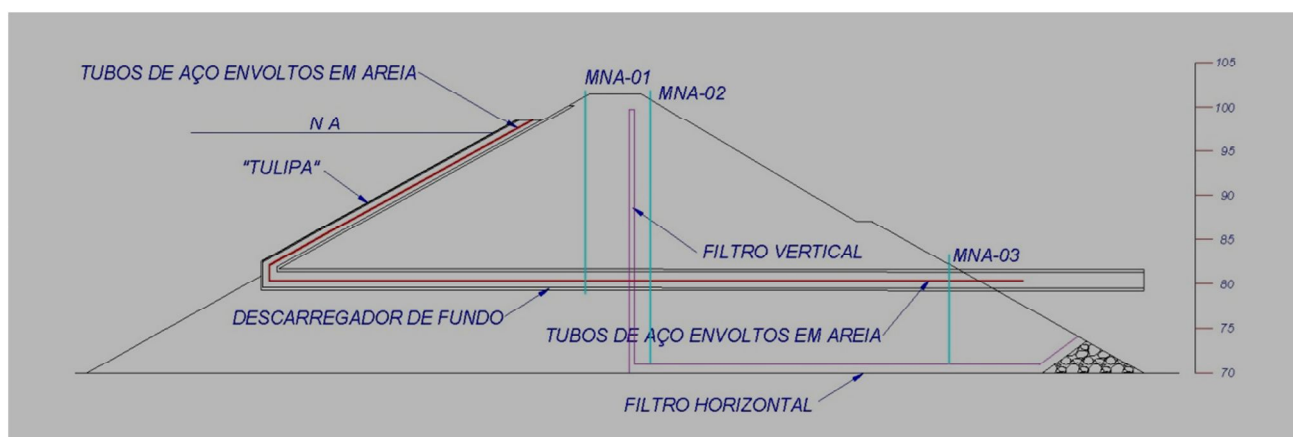


Figura 4.3 – Seção típica da barragem São Francisco

Fonte: PIMENTA DE ÁVILA (2007).

A barragem São Francisco estava situada no rio Fubá – segundo denominação do curso de água constante na carta do IBGE, Miraf SF-23-X-D-II-2, Escala 1:50.000. O rio Fubá é afluente da margem esquerda do rio Muriaé, que por sua vez é afluente do rio Paraíba do Sul. A distância entre a barragem e a confluência do rio Muriaé com o rio Paraíba do Sul era de aproximadamente 201 km. A bacia de contribuição da barragem São Francisco possuía uma área de drenagem de 17,56 km².

4.2 Incidente com a barragem em 2006

Em 2006, a barragem São Francisco possuía um vertedouro em torre inclinada conectada a uma galeria horizontal. Essa torre, em concreto, dispunha de duas células, abertas do lado do reservatório, para drenagem da água.

Esse tipo de vertedouro é normalmente utilizado devido à sua flexibilidade operacional, por possibilitar a manutenção de lâmina de água para decantação dos sólidos e posterior descarga da água clarificada. A cota da soleira aumenta gradualmente, ao longo da vida útil do reservatório, por meio da colocação de placas de concreto, em ranhuras da estrutura principal, à medida que o nível dos rejeitos aumenta.

No dia 01 de março de 2006, após ter sido executado um alteamento da barragem, ocorreu um incidente devido à abertura de uma brecha entre as placas de concreto já submersas e o maciço, situadas na base da torre inclinada.

O vazamento de material continuou até o dia 03 de março, quando a empresa conseguiu obstruir a passagem da lama. Calculou-se que o volume total do vazamento foi de 135.000 m³, sendo 65.000 m³ de lama contendo 12% de argila e 70.000 m³ de água limpa retirada para baixar o nível e diminuir as pressões no local da fenda. Desta forma, 7.800 m³ de argila sólida vazaram pelo vertedor da barragem. A argila era constituída por sílica e óxidos de ferro e de alumínio, materiais inertes e sem metais pesados. Esse material atingiu cursos de água na Zona da Mata e norte fluminense (CAO-MA, 2006b)

Conforme laudo do Ministério Público Estadual de Minas Gerais (CAO-MA, 2006b), os principais danos ambientais observados foram:

- Destruição dos ecossistemas ribeirinhos;
- Eliminação da fauna aquática devido à falta de oxigenação da água em alguns trechos do curso de água atingidos;
- Inundação de áreas com utilização antrópica (pastagem e cultivos) e dessedentação bovina;
- Alteração da qualidade dos corpos de água locais com elevados índices de turbidez; e

- Propagação da turbidez da água pelos rios Fubá e Muriaé, causando a mortandade de peixes devido à falta de oxigenação e comprometendo a qualidade das águas destinadas ao abastecimento público nas cidades de Laje do Muriaé e Itaperuna, no estado do Rio de Janeiro.

Na Figura 4.4 é apresentada a situação do rio Fubá próximo ao bairro Jardim Indaiá, na cidade de Mirai, após o incidente ocorrido em 2006.



Figura 4.4 – Aspecto do rio Fubá em bairro da cidade de Mirai após incidente da barragem São Francisco em março de 2006

Fonte: CAO-MA (2006b).

4.3 Acidente com a barragem em 2007

O incidente registrado na barragem São Francisco em 2006 resultou na implantação de algumas medidas corretivas determinadas em um Termo de Ajustamento de Conduta (TAC) celebrado entre a mineradora Rio Pomba Cataguases e o Ministério Público Estadual.

Entretanto, apesar da implantação dessas medidas corretivas, na madrugada de 10 de janeiro de 2007 o maciço da barragem São Francisco rompeu, provocando o vazamento de lama no rio Fubá, afluente do rio Muriaé.

De acordo com os depoimentos de pessoas que presenciaram o episódio, depois de algumas horas de chuva forte, por volta das 3 horas da manhã, o nível de água do reservatório foi elevando-se rapidamente até atingir a soleira do vertedouro de superfície recém-construído. A água começou a extravasar por essa estrutura, ao mesmo tempo que também começou a verter no contato do maciço com a ombreira direita da barragem, no local do antigo vertedouro de emergência e da estrada de acesso. Devido ao volume e à velocidade de água, iniciou-se um

rápido processo erosivo próximo a essa ombreira, que culminou no colapso da estrutura (PIMENTA DE ÁVILA, 2007).

Segundo Pimenta de Ávila (2007), o escoamento pelo leito da estrada de acesso pode ter ocorrido devido à ruptura da parede lateral do antigo vertedouro de emergência ou devido à existência de um rebaixo da crista implantado para passagem de veículos sobre a mesma. A parede lateral do vertedouro de emergência era em solo com uma espessura delgada no ponto de junção com a estrada de acesso. Já o rebaixo na crista pode ter se acentuado devido à comunicação direta entre o reservatório e a estrada de acesso durante o evento de cheia.

Não ocorreram perdas de vidas humanas, principalmente porque o vigia da barragem, percebendo que o rompimento era iminente, acionou o destacamento da Polícia Militar local, ainda de madrugada, que passou a percorrer as ruas da cidade de Mirai, orientando os moradores a saírem de suas casas.

A lama provocou aumento da turbidez das águas e alagamentos nas cidades banhadas pelo rio Muriaé nos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro. Em função disso, ocorreu mortandade de peixes e interrupção do abastecimento de água nas cidades de Mirai, Muriaé, Patrocínio do Muriaé e Laje do Muriaé. Na Figura 4.5 são exibidas fotografias registradas à época.



Figura 4.5 – Fotografias registradas após o evento de ruptura da barragem São Francisco em janeiro de 2007

Fonte: SAWAYA (2007) e ÁVILA (2007).

É importante salientar que a lama carregada, proveniente do processo de lavagem de bauxita, não era tóxica.

4.4 Dados disponíveis para realização do estudo

4.4.1 Curva cota-descarga

O sistema extravasor da barragem sofreu modificações após o incidente na barragem em março de 2006 (conforme descrito no item 4.2). O sistema anterior era denominado “tulipa”,

originalmente composto por um vertedouro em torre inclinada conectado a uma galeria horizontal.

Além do vertedouro “tulipa”, existia estrutura adicional, situada na margem direita na junção da barragem com a ombreira, denominada “vertedouro de emergência”. Esse vertedouro foi implantado com o objetivo de aumentar a segurança para passagem de cheias excepcionais para as quais a estrutura tipo “tulipa” não tivesse capacidade de descarga suficiente. O vertedouro de emergência foi construído por escavação de um canal em solo, parcialmente revestido com concreto sem armadura no piso. A soleira do vertedouro de emergência estava posicionada próximo à El. 475,50 m, sendo sua geometria retangular com 1,5 m de largura. As paredes laterais não eram revestidas no trecho de montante e, no trecho de jusante, eram constituídas por placas de concreto pré-moldado. Parte do canal de aproximação do vertedouro de emergência, situado sobre a crista, teve a declividade de suas paredes abrandadas para acomodar a passagem de veículos sobre a crista (PIMENTA DE ÁVILA, 2007).

Após o incidente de 2006, que teve impacto na qualidade da água em trechos fluviais a jusante, conforme mencionado, a Mineração Rio Pomba Cataguases assinou com o Ministério Público Estadual um Termo de Ajustamento de Conduta (TAC), no qual foram previstas uma avaliação completa da segurança da barragem e a implantação de medidas que fossem definidas como necessárias à melhoria das condições constatadas como inadequadas. Como medida corretiva para atendimento ao TAC, foi definida a construção de um novo vertedouro de superfície a ser implantado no maciço, com soleira posicionada na El. 475,00 m e geometria retangular com 2,00 m de largura e 2,00 m de altura (PIMENTA DE ÁVILA, 2007).

Portanto, na época do acidente em 2007, a barragem com crista de coroamento na El. 477,00 m operava com os seguintes vertedouros:

- Vvertedouro operacional, recém-construído em substituição à estrutura original em tulipa, sobre a barragem, próximo à ombreira esquerda, com seção no emboque tipo canal de seção retangular, em concreto armado; e
- Vvertedouro de emergência na ombreira direita, com seção no emboque tipo canal de seção retangular, em solo parcialmente revestido. Seu trecho de montante tem base com 1,5 m de largura e a soleira na elevação próxima a 475,50 m.

Na Figura 4.6 são apresentadas as curvas de descarga do sistema extravasor. As curvas foram construídas a partir de equações de vertedouros de soleira espessa com coeficiente de descarga igual a $1,705 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$.

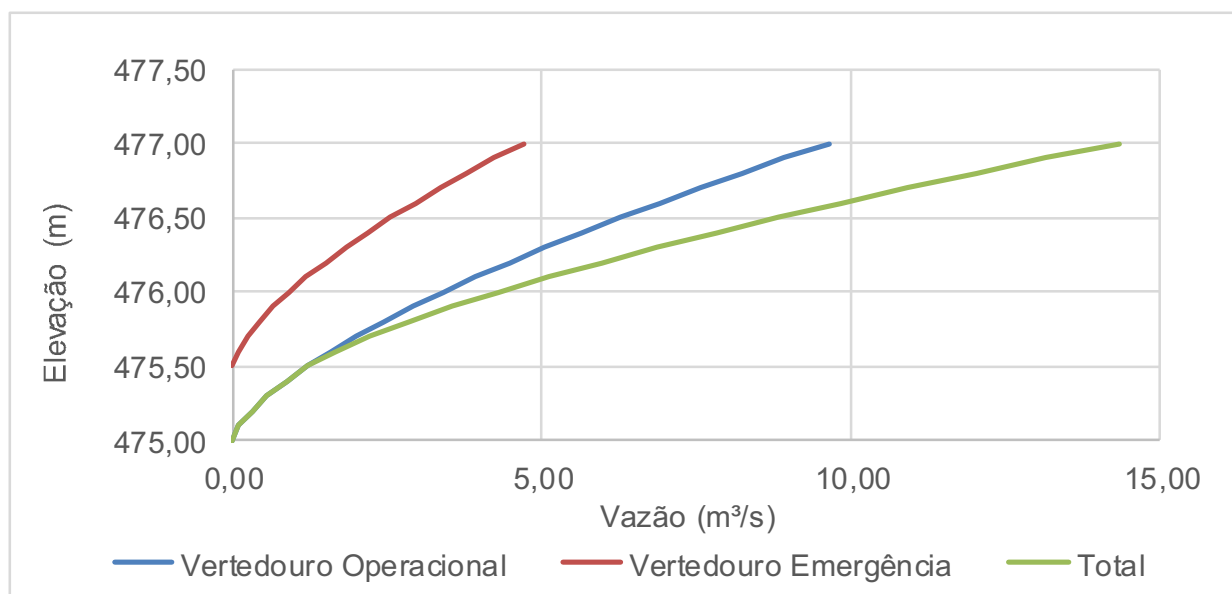


Figura 4.6 – Curvas de descarga dos vertedouros / sistema extravasor

4.4.2 Topobatimetria do vale a jusante

No âmbito do projeto “*Elaboração de Estudos para Concepção de um Sistema de Previsão de Eventos Críticos na Bacia do Rio Paraíba do Sul e de um Sistema de Intervenções Estruturais para Mitigação dos Efeitos de Cheias nas Bacias dos Rios Muriaé e Pomba e Investigações de Campo Correlatas*” (ANA, 2011), foram obtidas na bacia do rio Paraíba do Sul um total de 354 seções topobatimétricas por meio de batimetria e de levantamentos topográficos com apoio de estação total e GPS. Os serviços foram iniciados em 12/05/2011.

Somente na bacia hidrográfica do rio Muriaé foram levantadas 44 seções topobatimétricas, das quais 8 localizam-se no trecho de interesse, no rio Fubá. Na Figura 4.7 é apresentada a localização das seções topobatimétricas disponíveis na área de interesse.

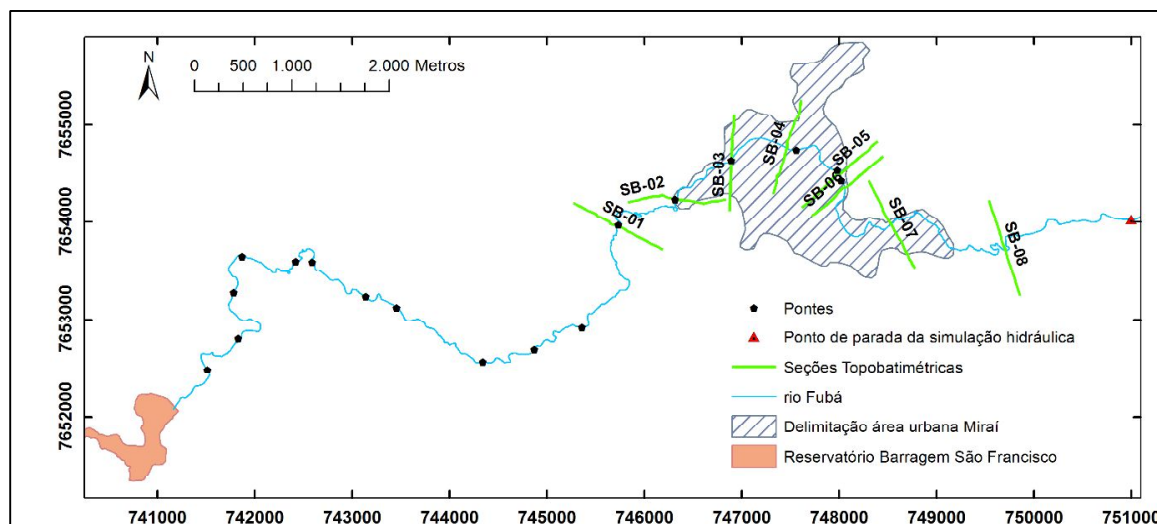


Figura 4.7 – Seções topobatimétricas existentes no vale a jusante da barragem São Francisco

Os serviços foram contratados pela ENGEORPS à empresa GEOURBE – Geotecnologia e Engenharia, e foram executados sob a orientação, a supervisão e o acompanhamento de equipes da ENGEORPS. A execução das seções topobatimétricas obedeceu ao critério básico de cobrir uma extensão de 500 m para cada margem do rio. Contudo, em casos excepcionais de trechos fluviais muito encaixados, decidiu-se reduzir a extensão da seção até um ponto em que fosse atingida uma cota de no mínimo 35 m acima do nível de água. Tal diretriz teve por objetivo básico agilizar os serviços, evitando levantamentos que, além de desnecessários, poderiam causar atrasos no cronograma devido às dificuldades para a atuação prática das equipes em campo em terrenos de alta declividade (ANA, 2011).

Os levantamentos das 354 seções topobatimétricas foram georreferenciados segundo o SAD 69 nas zonas 23 Sul e 24 Sul com os meridianos centrais 45° W e 39° W, respectivamente. O referencial altimétrico do SAD 69 ajusta-se com a superfície equipotencial do nível médio do mar, definido pelo marégrafo de Imbituba (SC). O SAD 69 foi definido a partir dos parâmetros topocêntricos do desvio da vertical e ondulação geoidal no vértice de Chuá (Uberaba-MG). Os levantamentos foram realizados com GPS com precisão horizontal de 5 mm e vertical de 10 mm (ANA, 2011).

As seções foram posicionadas de maneira a identificar locais que podem causar algum tipo de interferência no regime de escoamento do rio. Esses locais foram definidos por meio de uma análise do perfil longitudinal e de imagens de satélite, objetivando identificar estreitamentos, estruturas, quedas de água, entre outros aspectos que são de suma importância para alimentação de modelos hidráulicos.

Nas Figuras 4.8 a 4.11 são exibidas fotografias das seções topobatimétricas localizadas no trecho fluvial de interesse.



Figura 4.8 – Seções topobatimétricas SB-01 e SB-02

Fonte: ANA (2011).



Figura 4.9 – Seções topobatimétricas SB-03 e SB-04

Fonte: ANA (2011).



Figura 4.10 – Seções topobatimétricas SB-05 e SB-06

Fonte: ANA (2011).



Figura 4.11 – Seções topobatimétricas SB-07 e SB-08

Fonte: ANA (2011).

4.4.3 Reologia do material depositado

O material depositado na barragem era gerado no processo de beneficiamento da bauxita, especificamente na etapa de lavagem. O efluente era lançado diretamente no reservatório, sendo então adicionados cal (para corrigir o pH), sulfato de alumínio (como coagulante) e polímero (como floculante). Após um tempo de retenção na barragem, ocorria a decantação das partículas e a água liberada nesse processo era bombeada para a planta de beneficiamento, sendo reutilizada no beneficiamento do minério em questão.

Não foram encontradas informações de realização de ensaios reológicos para a determinação do teor de sólidos do material disposto no reservatório na época do acidente de 2007. Segundo informe técnico (ref. SGDP nº 507.433), no vazamento ocorrido na barragem São Francisco em 01/03/2006 a lama presente no reservatório apresentava um teor de sólidos em massa de 12% (CAO-MA, 2006a).

5 MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 Introdução

Neste capítulo serão descritos os materiais e métodos utilizados para reconstituição de informações básicas e retroanálise da ruptura da barragem São Francisco. Diferentemente de outros trabalhos sobre o tema ruptura de barragens, em que geralmente não há uma maneira de verificar a qualidade dos resultados numéricos no mapeamento de inundação, para o caso específico da ruptura da barragem São Francisco essa avaliação é possível, devido à existência de dados observados após o acidente, incluindo a restituição da extensão da mancha de inundação. Cabe salientar, entretanto, algumas deficiências potenciais do estudo, tais como:

- inexistência de levantamento topográfico de alta precisão do vale a jusante – como perfilamento a laser, aerofotogrametria – e que cubra toda a área de interesse (antes e após o acidente);
- existência apenas de marcas de inundação observadas após a passagem da onda e desconhecimento das profundidades de inundação no tempo e no espaço; e
- desconhecimento dos tempos de chegada da onda observada no evento. Nas entrevistas realizadas durante o estudo com moradores de Mirai que presenciaram o evento, foi verificada a dificuldade de determinação dos tempos de chegada e passagem da onda de cheia. Os moradores entrevistados relataram diferentes horários ou não lembravam.

Inicialmente, foi definido um cenário base de simulação hidráulica no qual foram utilizadas informações básicas observadas no acidente. Para tanto, foi realizada uma consolidação das informações consideradas relevantes para retroanálise da ruptura da barragem São Francisco. Os métodos utilizados nessa etapa de consolidação de informações estão descritos no item 5.2 e abordam a restituição dos seguintes aspectos: geometria e tempo de formação da brecha de ruptura, hidrograma afluente ao reservatório e cômputo do volume de rejeitos que ficou retido no reservatório.

Devido à importância das ferramentas e técnicas de geoprocessamento na modelagem hidráulica (TATE *et al.*, 2002), optou-se por incluir um item específico para abordar o tratamento realizado nos modelos digitais de elevação e os métodos de avaliação da precisão altimétrica do MDE SRTM. Nesse contexto, no item 5.3 são apresentados os métodos utilizados para tratamento e correção de ruídos no MDE, ajustes na elevação e inserção das seções topobatimétricas.

Além de descrever os métodos para reconstituição das informações básicas e para tratamento e avaliação do MDE utilizado, este capítulo está organizado de maneira a englobar as etapas típicas de um estudo de ruptura de barragem, quais sejam: i) síntese do hidrograma de ruptura; ii) propagação da onda de cheia pelo vale localizado a jusante; e iii) geração de mapas de inundação.

Por fim, devido às diversas incertezas inerentes aos estudos de ruptura de barragens, são descritos os métodos utilizados para realização de análises de sensibilidade.

Cabe observar que, apesar de ser um tema relevante em estudos de ruptura de barragens, o presente trabalho não abordará a elaboração de planos de ações emergenciais. Detalhes adicionais a respeito desse tema podem ser obtidos em BALBI (2007) e na portaria do DNPM nº 526/2013.

Os resultados das simulações realizadas – tanto para o cenário base, quanto para os diferentes cenários das análises de sensibilidade – foram avaliados principalmente por meio do cálculo do índice de desempenho $F^{<2>}$ apresentado na Tabela 3.4 – a partir deste ponto, o índice $F^{<2>}$ passará a ser referido somente como índice F. Além da análise do índice F, os resultados foram avaliados pelo exame da diferença entre as áreas inundadas prevista e observada, e também da diferença entre as larguras médias da inundação prevista e observada.

Os resultados das simulações empreendidas no modelo HEC-RAS foram exportados para o modelo HEC-GeoRAS e convertidos para o formato TIN. Em seguida as elevações do nível de água, obtidas na simulação, foram subtraídas do MDE SRTM corrigido e foram geradas as manchas de inundação.

Uma vez que o modelo FLO-2D já possibilita a exportação das manchas de inundação diretamente em formato *shapefile*, quando do seu uso, o processo de geração de mapa de inundação consistiu, basicamente, na sobreposição do *shapefile* à imagem de satélite da região de interesse na ferramenta ArcGIS.

5.2 Reconstituição de informações básicas

Para realização da retroanálise da ruptura da barragem São Francisco foram consolidadas diversas informações com profissionais e entidades governamentais que ficaram responsáveis por analisar as causas do acidente logo após a ocorrência do sinistro. Foram também pesquisados vídeos e fotografias com registros da situação de inundação no vale a jusante da barragem São Francisco. Por fim, com objetivo de confirmar alguns aspectos da inundação, foram realizadas entrevistas com moradores e autoridades públicas da cidade de Miraflores.

Nos itens são descritos os materiais e métodos utilizados para restituição do hidrograma afluente ao reservatório, quantificação do volume de rejeitos retido no reservatório, definição dos parâmetros da brecha de ruptura e delimitação da mancha de inundação observada.

5.2.1 Hidrograma afluente ao reservatório

Conforme Pimenta de Ávila (2007), o evento de chuva que resultou na ruptura da barragem apresentou uma altura total de 121,3 mm e duração de 4 horas. Essa altura da precipitação foi obtida dos registros da COPASA na estação pluviométrica de Miraí para o dia 10/01/2007. A duração da chuva foi obtida das informações de testemunhas que acompanharam o evento, tendo sido reportado um tempo entre 4 e 5 horas. De maneira conservadora, foi adotado o valor de 4 horas. O horário de início dessa chuva foi estimado como sendo à 0:00 hora do dia 10/01/2007, com base em relatos de testemunhas (vide item 4.3).

Utilizando a altura total e duração da precipitação registrada em Miraí no dia 10/01/2007, foi computado o hidrograma de cheia afluente ao reservatório a partir de um modelo indireto (chuva-vazão).

Os métodos utilizados para transformação chuva-vazão foram aqueles amplamente empregados para cálculo de cheias de projetos e dimensionamento de vertedouros de barragens de mineração, quais sejam (PINHEIRO, 2011): i) construção do hietograma com distribuição temporal da altura de chuva definida pelo método de Huff (Huff, 1967) com a utilização do 2º quartil com 50% de probabilidade de excedência e intervalo de discretização igual a 1 segundo; ii) transformação da chuva total em efetiva pelo método da Curva Índice (CN) proposto pelo NRCS – *Natural Resources Conservation Service* (NRCS, 1997); e iii) transformação da chuva efetiva em escoamento superficial pelo método do hidrograma unitário sintético proposto pelo NRCS (NRCS, 1997).

5.2.2 Topobatimetria do reservatório

A situação do reservatório observada em fotografias registradas após a ruptura da barragem evidencia que nem todo o volume de rejeitos existente no reservatório escoou para jusante. Técnicos do DNPM estimaram que cerca de 70% do material que estava retido vazaram para jusante (DNPM, 2007). Segundo reportagem do Jornal Estado de Minas do dia 11 de janeiro de 2007 (BEGHINI, 2007a ou b), o vazamento de material na ruptura foi de cerca de 2 milhões de metros cúbicos de água e argila, correspondentes a 53% da capacidade do reservatório. Nas Figuras 5.1 e 5.2 são exibidas fotografias do reservatório registradas após a ruptura.



Figura 5.1 – Situação do reservatório após a ruptura

Fonte: MINERAÇÃO RIO POMBA CATAGUASES (2008).



Figura 5.2 – Diferentes porções do reservatório após a ruptura

Fonte: ÁVILA (2007) e MINERAÇÃO RIO POMBA CATAGUASES (2008).

Pode-se observar nas fotografias que há uma diferença quanto aos locais de retenção dos rejeitos no reservatório. Na região do reservatório mais próxima do maciço e, portanto, da brecha de

ruptura (Figura 5.2.d), praticamente todo o material depositado escoou para jusante. Já na região mais a montante (Figuras 5.2. a), b) e c)) ocorreu uma maior retenção de rejeitos.

Esse comportamento pode estar atrelado ao local de lançamento de rejeitos, à morfologia do reservatório, ao grau de adensamento do material depositado na região mais a montante no reservatório e também ao fato de que foi construído um dique interno no reservatório em 2006.

Em relação ao local de lançamento de rejeitos, no laudo elaborado pelos técnicos do Ministério Público Estadual em vistoria realizada na barragem em setembro de 2005 (CAO-MA, 2006a) é relatado que a lama resultante da lavagem da bauxita era lançada no reservatório em um ponto próximo à área de beneficiamento, em cujas proximidades formou-se um depósito de material sedimentado que, ao longo do tempo, criou um obstáculo para o aproveitamento da parte anterior do reservatório (a montante do lançamento). O local de lançamento do rejeito foi alterado em 2006, conforme laudo da vistoria realizada em fevereiro de 2006 (CAO-MA, 2006a), para um ponto a montante no reservatório de maneira a otimizar sua ocupação e aumentar a vida útil da barragem. Nas Figuras 5.3 e 5.4 são exibidos, respectivamente, o local do antigo lançamento de rejeitos e a tubulação de lançamento de rejeitos em forma de lama no reservatório. Pode-se observar na Figura 5.3 o acúmulo de rejeitos próximo ao local de lançamento.

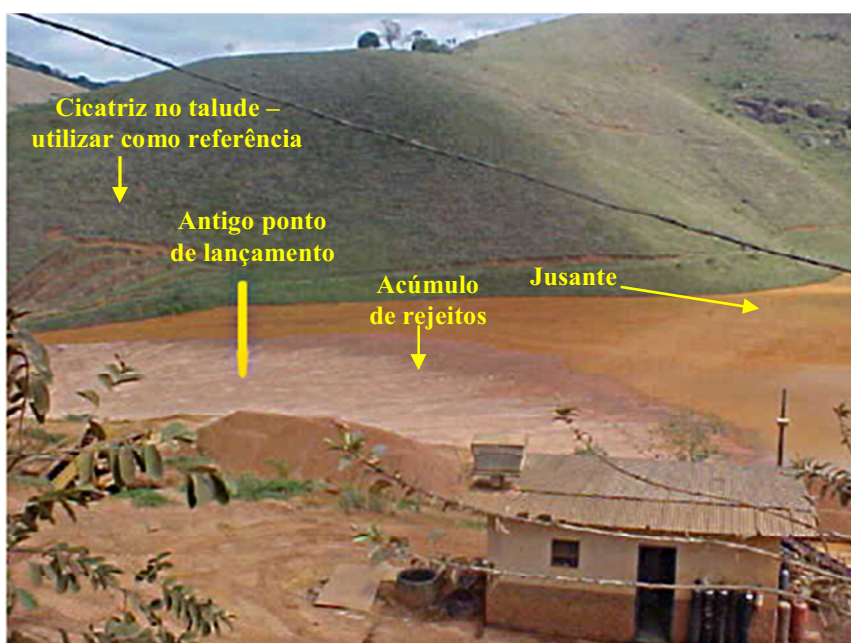


Figura 5.3 – Antigo ponto de lançamento de rejeitos no reservatório da barragem São Francisco

Fonte: CAO-MA (2006a).



Figura 5.4 – Lançamento de rejeitos em forma de lama

Fonte: SAWAYA (2006).

Em relação ao dique interno (Figuras 5.5 e 5.6), essa estrutura foi construída como medidas reparatória e compensatória, assumida em Termo de Ajustamento de Conduta (TAC) relativo ao incidente de 2006, para reduzir a vazão afluyente ao vertedouro e, portanto, minimizar possíveis vazamentos de rejeitos para jusante (CAO-MA, 2006b). Segundo o relatório técnico de medidas emergenciais elaborado pela empresa CMEC em março de 2006 (CMEC, 2006), o dique construído também teve a função de auxiliar a execução da laje de reparo do extravasor operacional, e foi removido após essa atividade. Entretanto, não foram obtidas informações se o dique interno foi integralmente removido. Pelas fotografias analisadas do reservatório após a ruptura, observa-se um acúmulo de material no local próximo ao dique (Figura 5.7). Nesse contexto, a existência de resquícios do dique pode ter contribuído para aumentar o volume de rejeitos retidos na porção mais a montante do reservatório.



Figura 5.5 – Dique interno construído em 2006

Fonte: CMEC (2006).



Figura 5.6 – Dique Interno – vista para jusante (abril de 2006)

Fonte: SAWAYA (2006).



Figura 5.7 – Resquícios do dique interno após a ruptura da barragem

Fonte: GRAEL (2007).

Na documentação analisada não foram encontrados projetos de engenharia (conceitual, básico e executivo) da barragem São Francisco. As informações são divergentes quanto à capacidade de acumulação do reservatório. Segundo o diretor industrial da empresa Rio Pomba Cataguases à época do acidente, Carlos Gilberto Ferlini, a barragem tinha capacidade de acumulação de 3,8 milhões de m³ (GOMIDE & GUIMARÃES, 2006).

Devido à inexistência de levantamentos topobatimétricos que indicassem a relação cota-volume do reservatório, foi necessário construir essa relação por meio de topografia extraída de modelo

digital de elevação. Para tanto, foi utilizado o MDE SRTM referente à banda X, disponibilizado gratuitamente pela agência espacial alemã (DLR) na resolução espacial de aproximadamente 30 m.

Inicialmente, foi realizada a conversão do MDE SRTM em formato *raster* para o formato *Triangular Irregular Network* (TIN). Em seguida, utilizando ferramentas do programa ArcGIS, foi obtida a curva cota-volume do reservatório entre as elevações 443,00 e 477,00. Cabe observar que a barragem começou a ser operada em 1995 e a missão SRTM foi realizada em fevereiro de 2000. Portanto, a curva-cota volume não reflete a situação primitiva do vale, anterior à implantação da barragem. Nesse contexto, parte do volume de rejeitos depositado entre o período 1995 a 2000 pode não ter sido contabilizada.

A estimativa do material retido no reservatório foi realizada a partir da delimitação das regiões em que foi possível identificar a presença de rejeitos por fotografias aéreas. Para cada região delimitada foi associada uma cota altimétrica, utilizando como referência as curvas de nível do reservatório e a elevação das estradas de acesso ao longo do reservatório. Em seguida, essas regiões, representadas por polígonos, foram agregadas à superfície TIN original mencionada no parágrafo anterior. Essa operação resultou em uma nova superfície TIN, na qual os volumes de rejeitos retidos foram considerados, possibilitando a construção de uma nova curva cota-volume para representar o assoreamento do reservatório após o evento de ruptura da barragem. A subtração da curva cota-volume original pela curva cota-volume do reservatório assoreado resultou no volume de rejeitos retidos após a ruptura. Nas Figuras 5.8 e 5.9 esse processo é ilustrado.



Figura 5.8 – Delimitação do volume de rejeitos que ficaram retidos no reservatório
Fonte: Adaptada de Mineração Rio Pomba Cataguases (2008).

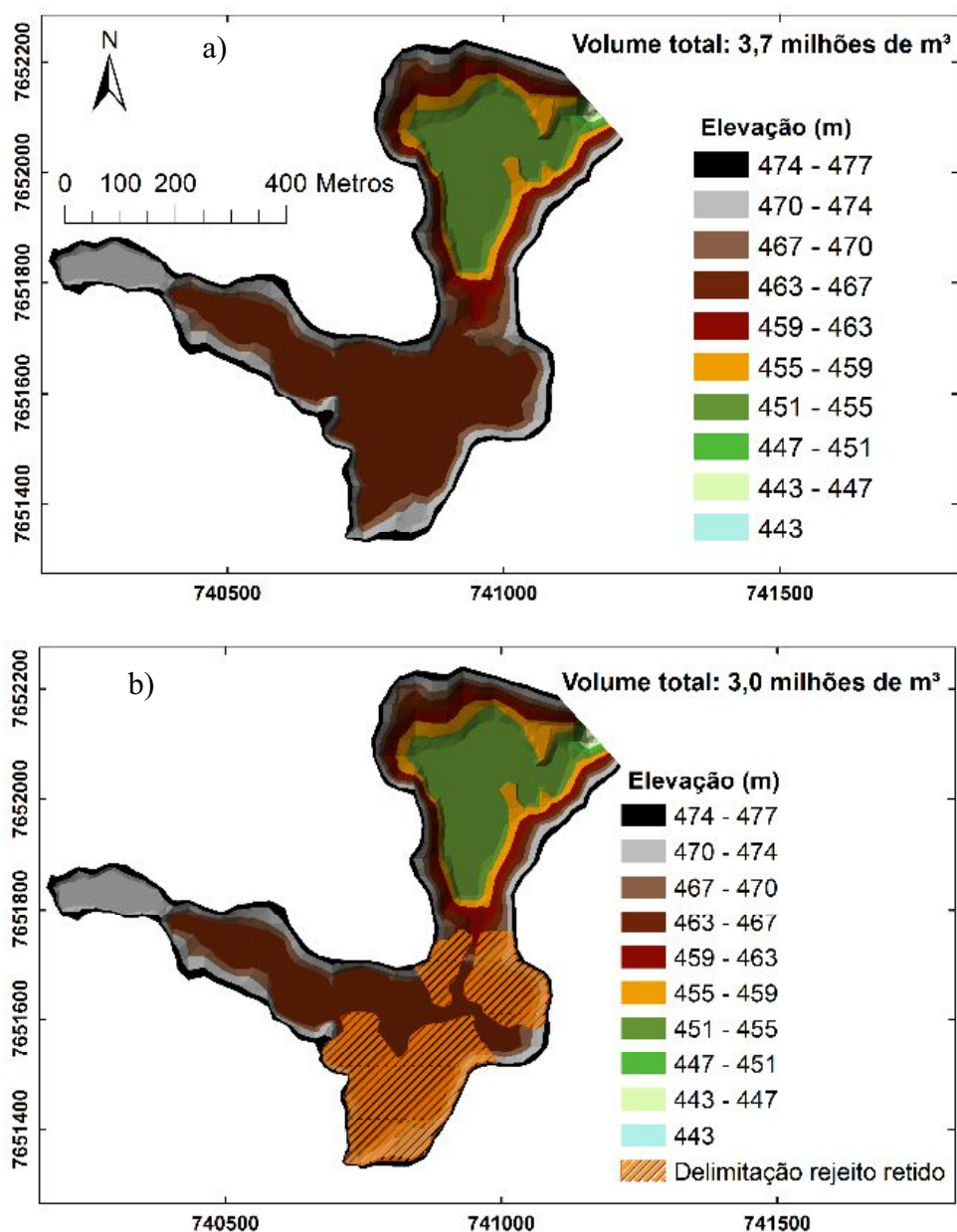


Figura 5.9 – Quantificação do volume de rejeitos que ficou retido no reservatório; a) capacidade total. b) reservatório assoreado.

5.2.3 Brecha de ruptura

5.2.3.1 Geometria

A geometria da brecha de ruptura foi determinada a partir de fotografias e vídeos registrados à época do incidente. Inicialmente, foram selecionadas fotografias que possibilitassem a determinação da geometria. Nas Figuras 5.10 e 5.11 são exibidas fotografias utilizadas no processo de, respectivamente, uma vista frontal e uma vista lateral da brecha de ruptura. As fotografias selecionadas foram colocadas em escala real, tendo-se como referência alguns dados da barragem, como largura do vertedouro operacional, largura de crista e altura da barragem.

Conforme relatado em Pimenta de Ávila (2007), o fundo da brecha de ruptura alcançou a cota de fundação da barragem, estimada na El. 443,00 m. Cabe lembrar que a crista de coroamento estava posicionada na El. 477,00 m.

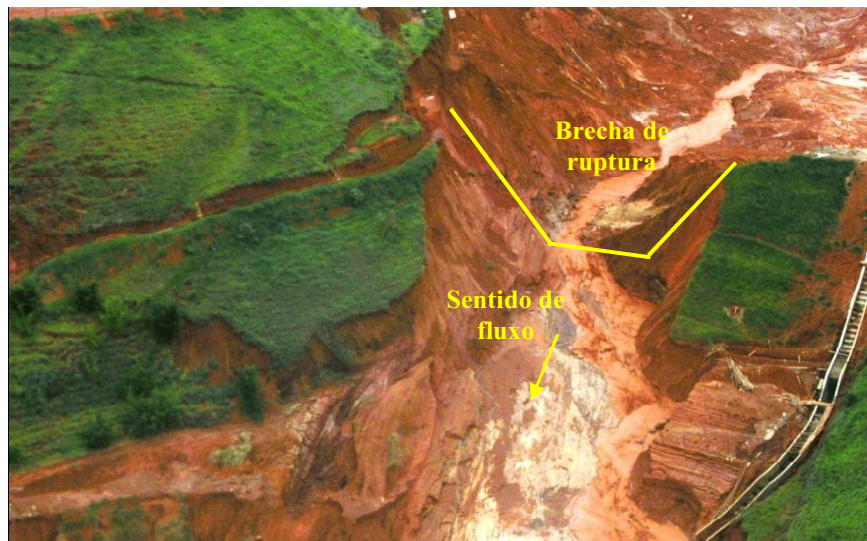


Figura 5.10 – Ruptura do maciço da barragem São Francisco – detalhe da brecha de ruptura: vista frontal de jusante para montante
Fonte: Adaptada de Ávila (2007).



Figura 5.11 – Ruptura do maciço da barragem São Francisco – detalhe para o vertedouro que permaneceu intacto: vista lateral
Fonte: Adaptada de Ávila (2007).

5.2.3.2 Tempo de formação

Para obtenção do tempo de formação da brecha foram consultadas diferentes fontes de informações, incluindo registros do DNPM, documentos do Ministério Público Estadual, entrevistas com moradores de Mirai e vídeos elaborados pela Defesa Civil (CEDEC-MG, 2007) e Rede Globo (GLOBO RURAL, 2007).

5.2.4 Mancha de inundação

A reconstituição da mancha de inundação efetivamente observada no acidente da barragem São Francisco foi realizada, inicialmente, a partir de aerofotografia disponível no Plano de Recuperação de Áreas Degradadas (PRAD). O PRAD foi uma das medidas emergenciais estabelecida no Termo de Ajustamento de Conduta (TAC) firmado entre os Ministérios Públicos de Minas Gerais, Rio de Janeiro e Federal (compromitentes), e a Mineração Rio Pomba Cataguases Ltda., seus sócios, pessoas físicas e jurídicas (compromissários), com a interveniência do IGAM, da FEAM e do IEF.

O mapa com a aerofotografia foi elaborado pela empresa Virtual Engenharia Ambiental em 12/06/2007 (VIRTUAL ENGENHARIA AMBIENTAL, 2007). Entretanto, não foi possível obter a precisão horizontal da aerofotografia e nem a data específica em que o levantamento foi realizado. Um fator de dificuldade para a utilização do mapeamento foi o desconhecimento do *datum* horizontal utilizado. A projeção do mapeamento para o sistema de coordenada UTM WGS 84, zona 23S, gerou algumas distorções que tiveram que ser corrigidas pontualmente.

A delimitação da envoltória de inundação a partir da aerofotografia foi realizada identificando-se, pela coloração da fotografia, os locais no vale a jusante em que houve deposição de lama. Na Figura 5.12 é exibida a aerofotografia utilizada na etapa inicial de restituição da mancha de inundação.

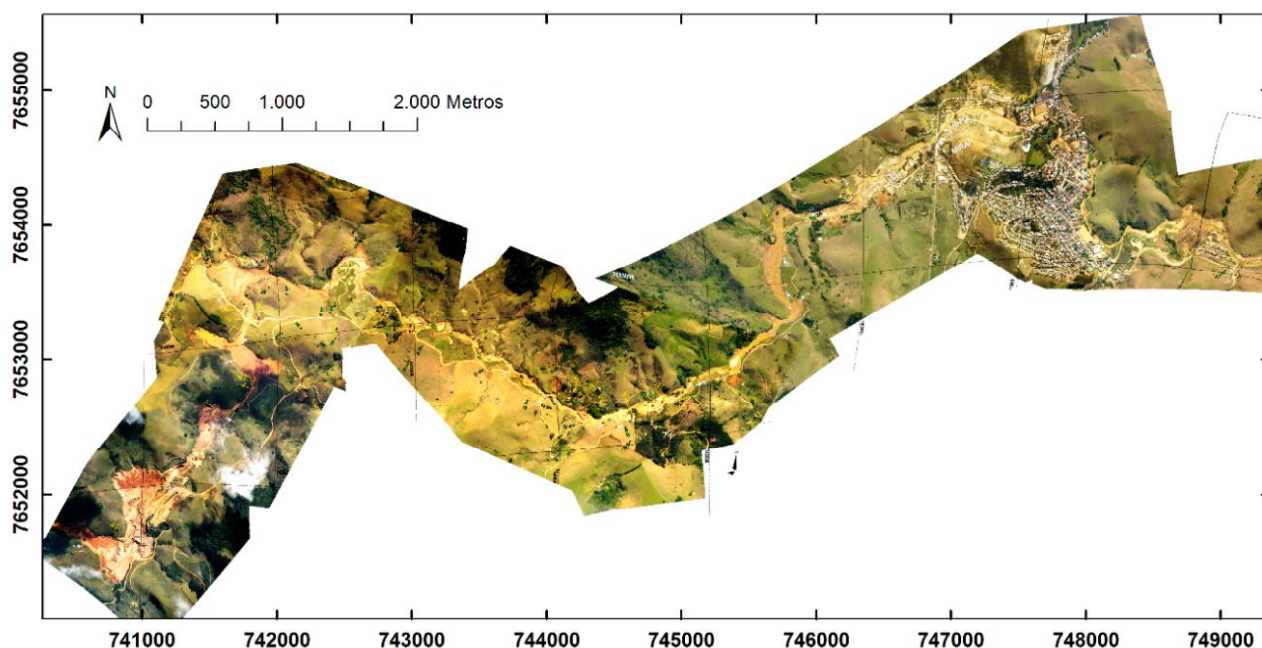


Figura 5.12 – Aerofotografia da área de interesse disponível no PRAD

Após a delimitação da envoltória de inundação pela aerofotografia da Figura 5.12, foi realizada uma revisão na envoltória com auxílio de fotografias, vídeos registrados à época da ruptura e entrevistas com testemunhas do evento. O processo de revisão consistiu, inicialmente, em buscar fotografias da inundação em diferentes fontes, como a internet, arquivo técnico da empresa Pimenta de Ávila Engenharia Ltda., Ministério Público Estadual e vídeos elaborados pela Defesa Civil Estadual (CEDEC-MG, 2007) e pela Rede Globo (GLOBO RURAL, 2007).

Em seguida, para cada fotografia ou vídeo da inundação encontrado, foi identificado o local correspondente no vale a jusante retratado pelo registro. Essa identificação foi feita com auxílio da ferramenta Google Earth. De maneira a ilustrar o processo realizado, na Figura 5.13 é exibida a imagem de satélite juntamente com a fotografia aérea do mesmo local. Nesse caso específico, as fotografias foram registradas pelo engenheiro Joaquim Pimenta de Ávila, durante um sobrevoo de helicóptero realizado por volta das 15 horas do dia 10/01/2007. As imagens foram obtidas do arquivo técnico da Pimenta de Ávila. A inundação pode ser observada nas fotografias localizadas do lado esquerdo, e do lado direito são exibidos os mesmos locais identificados por imagem de satélite.

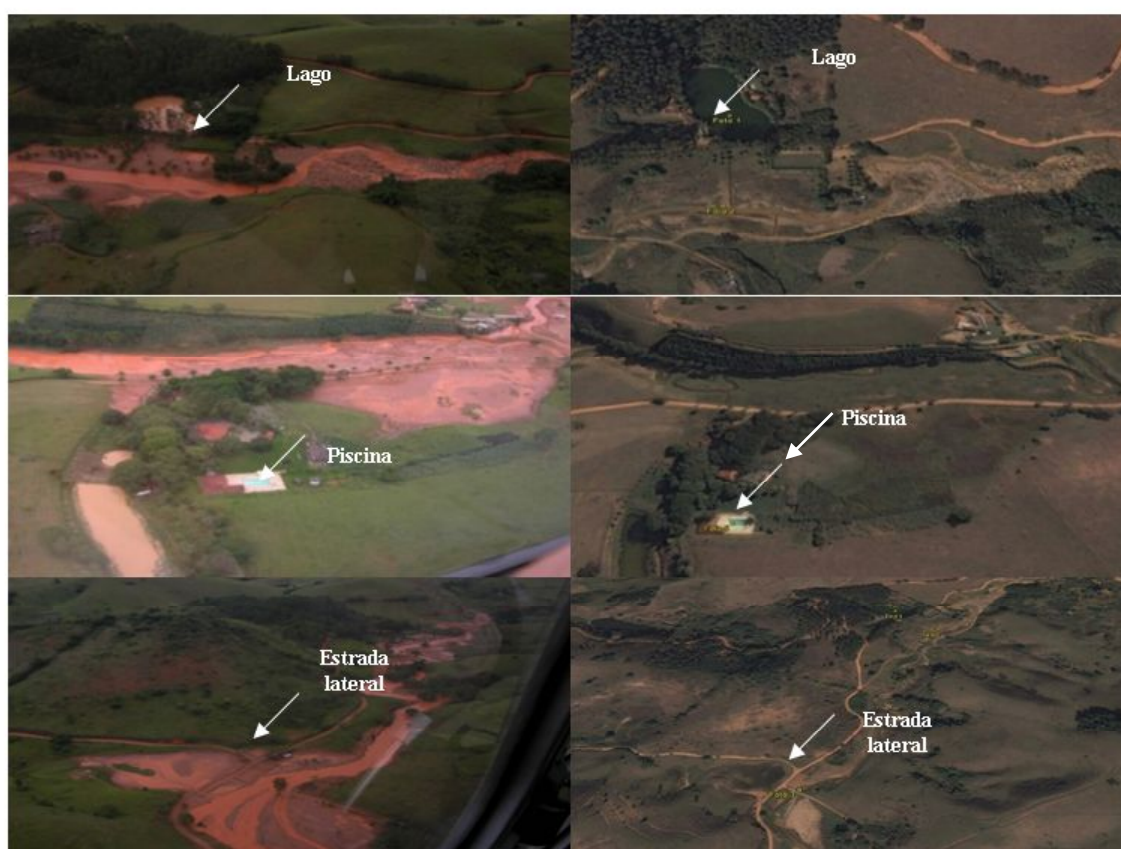


Figura 5.13 – Processo de revisão da delimitação da envoltória de inundação
Fonte: ÁVILA (2007) e GOOGLE EARTH.

Algumas fotografias possibilitaram a verificação do estágio da inundação em um determinado instante de tempo, uma vez que nos arquivos digitais ficaram registrados a data e o horário em que as fotografias foram tomadas (ver Figuras 5.14 a 5.19).



Figura 5.14 – Inundação de várzea localizada a cerca de 2 km a jusante da barragem
Fonte: SAWAYA (2007).



Figura 5.15 – Inundação de várzea localizada a cerca de 2 km a jusante da barragem – detalhe para a marca referente ao nível de água máximo
Fonte: SAWAYA (2007).



Figura 5.16 – Deplecionamento do reservatório

Fonte: SAWAYA (2007).



Figura 5.17 – Deplecionamento do reservatório e aspecto da brecha de ruptura

Fonte: SAWAYA (2007).



Figura 5.18 – Situação de inundação na Avenida Santa Cecília no dia 11/01/2007

Fonte: SAWAYA (2007).



Figura 5.19 – Vista da inundação em Mirai no dia 11/01/2007

Fonte: SAWAYA (2007).

Algumas fotografias também auxiliaram na identificação da altura máxima da onda de cheia em determinados locais. Na Figura 5.20 ilustra-se o processo de identificação de altura máxima de inundação a partir de marcas de inundação observadas na Avenida Santa Cecília, em Mirai.



Figura 5.20 – Estimativa da altura de inundação – exemplo da Av. Santa Cecília

Fonte: SAWAYA (2007) e GOOGLE STREET VIEW.

Nas Figuras 5.21 a 5.24 são exibidas as 42 fotografias utilizadas na delimitação da envoltória de inundação. As fotografias foram agrupadas de acordo com sua localização: área rural, bairro Bom Jardim – o primeiro bairro da área urbana atingido – e área urbana.

Área rural – montante área urbana

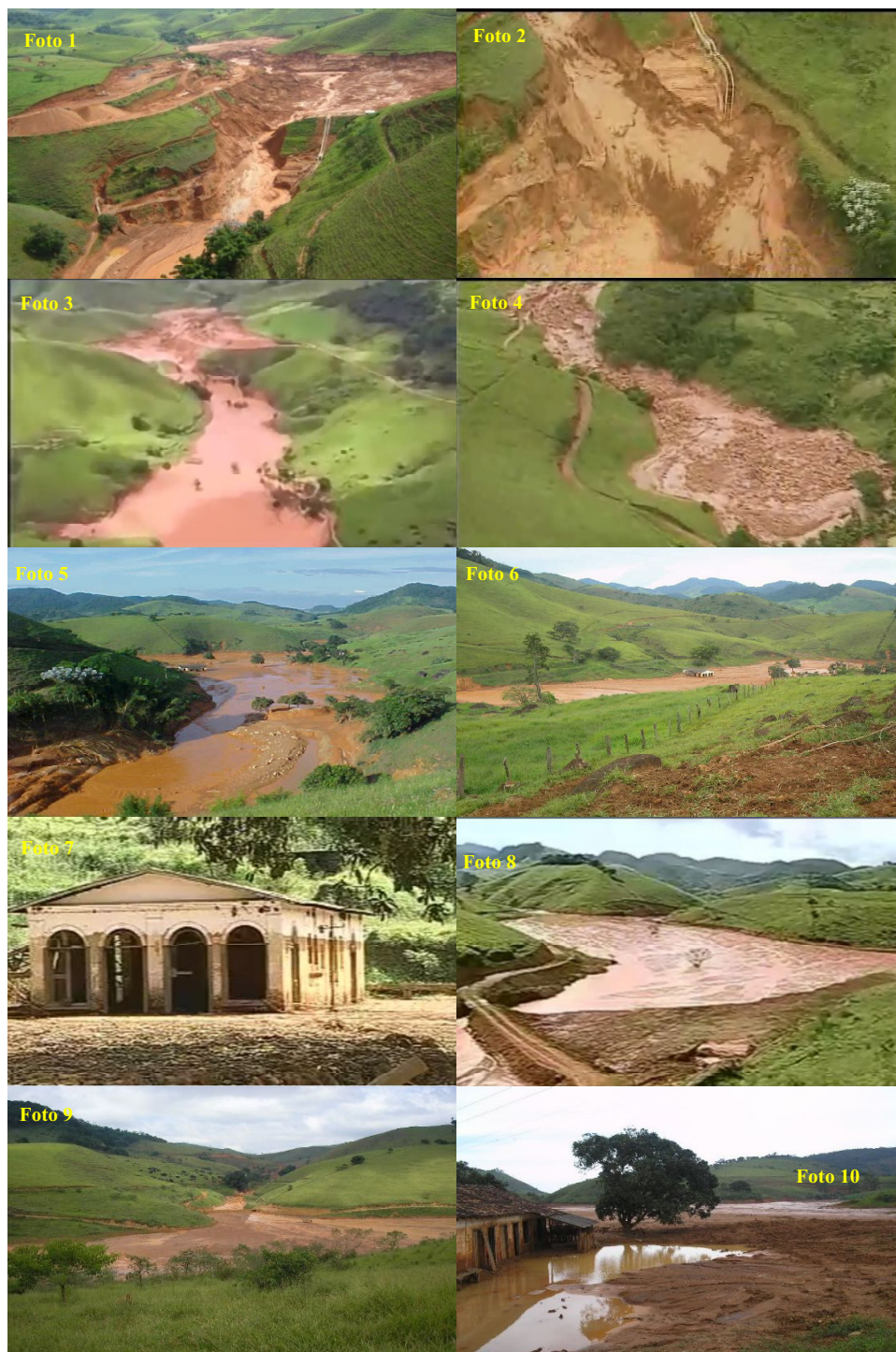


Figura 5.21 – Fotografias utilizadas para restituição da mancha de inundação: área rural (Fotos 1 a 10)

Fonte: SAWAYA (2007), GLOBO RURAL (2007), CEDEC-MG (2007) e ÁVILA (2007).



Figura 5.22 – Fotografias utilizadas para restituição da mancha de inundação: área rural (Fotos 11 a 22)

Fonte: SAWAYA (2007) e ÁVILA (2007).



Figura 5.23 – Fotografias utilizadas para restituição da mancha de inundação: bairro Bom Jardim

Fonte: SAWAYA (2007), ÁVILA (2007), CEDEC-MG (2007) e GLOBO-RURAL (2007).



Figura 5.24 – Fotografias utilizadas para restituição da envoltória de inundação: área urbana
Fonte: SAWAYA (2007), ÁVILA (2007) e GRAEL (2007).

Após a revisão da envoltória de inundação utilizando as fotografias da área de interesse, o ajuste final foi elaborado de acordo com informações adicionais fornecidas pelo Coordenador da Defesa Civil de Mirai, Sebastião Soares de Andrade, em reuniões realizadas nos dias 06 e 07 de janeiro de 2015.

5.3 Tratamento e avaliação do MDE SRTM

Com o aumento da disponibilidade gratuita de imagens de satélite de alta precisão, como aquelas disponibilizadas no Google Earth, geralmente a mancha de inundação resultante do modelo hidráulico é sobreposta à imagem de satélite na etapa de mapeamento. Em muitas situações, o posicionamento de um curso de água na imagem de satélite pode divergir da localização do talvegue indicada no MDE que foi utilizado na modelagem hidráulica. Nesse contexto, é possível que na etapa de mapeamento a mancha de inundação prevista pelo modelo não inunde o vale fluvial. Nessas situações passa-se uma impressão de que o estudo foi realizado de forma deficiente.

Além de erros no posicionamento, o perfil longitudinal extraído do MDE SRTM não representa a correta elevação de fundo do talvegue, devido aos erros sistemáticos relacionados à vegetação, aos efeitos da superfície de água e também aos erros aleatórios relacionados ao ruído nos dados do MDE (RABUS *et al.*, 2003; FARR *et al.*, 2007; PAIVA *et al.*, 2011).

De maneira geral, em grandes rios, a elevação do perfil longitudinal, obtida a partir de dados SRTM, fica próxima do nível de água. Em rios estreitos, a elevação do MDE se aproxima mais da elevação do dossel da vegetação que abrange o rio (PAIVA *et al.*, 2011). Para ilustrar esses aspectos, na Figura 5.25 apresenta-se esquematicamente a influência da vegetação, da largura do rio e da resolução horizontal sobre a determinação da elevação de uma célula do MDE. Nessa figura, Z_{DEM} é a elevação da célula do MDE, H é a altura da calha, z_0 é a elevação do fundo do talvegue, e H_{ve} é a altura da vegetação.

Métodos específicos para tratamento do perfil longitudinal podem ser encontrados em Paiva *et al.* (2011) e Yamazaki *et al.* (2012).

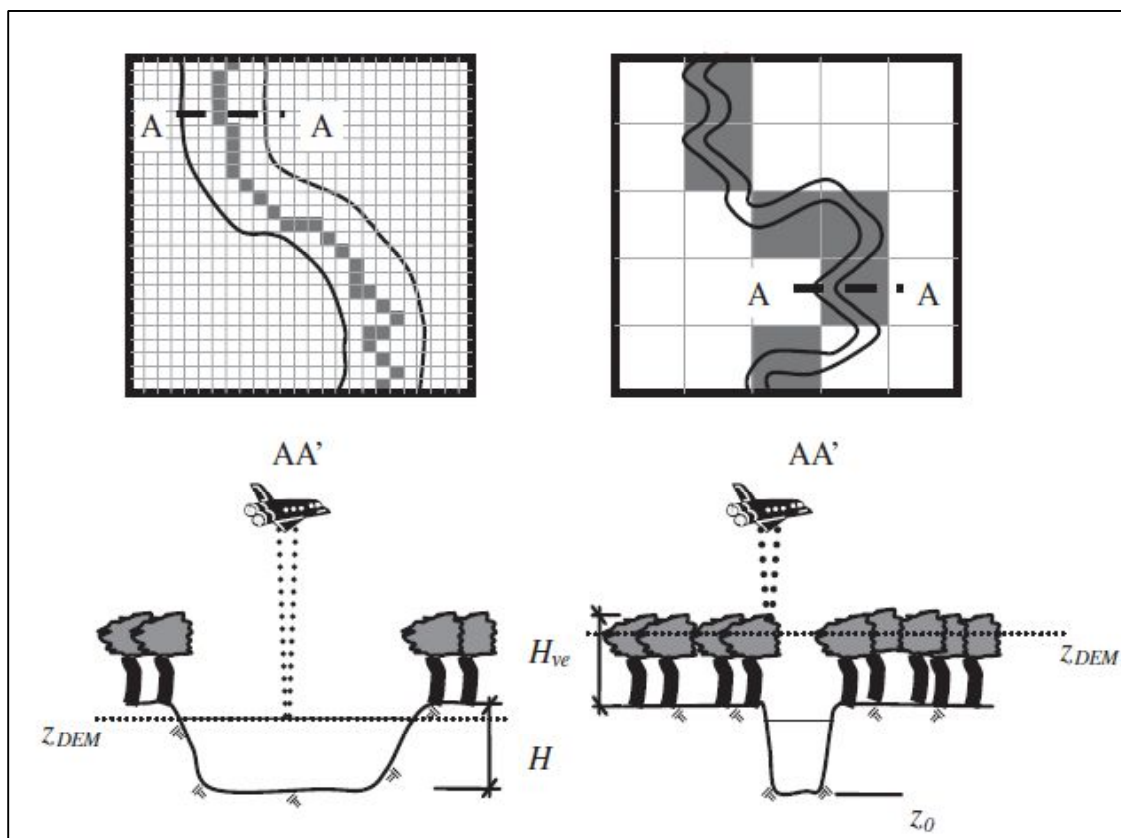


Figura 5.25 – Influência da vegetação, largura do curso de água e resolução horizontal do MDE para representação da planície de inundação e da calha do curso de água no MDE
 Fonte: PAIVA *et al.* (2011).

Os métodos utilizados para tratamento do modelo SRTM estão descritos a seguir. Para a modelagem do cenário base foi utilizado o MDE SRTM com resolução espacial de 30 m.

Inicialmente, para inclusão da calha do rio Fubá no MDE SRTM, foi realizado o condicionamento do MDE na hidrografia pela aplicação do algoritmo AGREE (HELLWEGGER & MAIDMENT, 1997), disponibilizado no módulo ArcHydro (MAIDMENT, 2002) do ArcGIS, versão 10.1. O método AGREE reduz a altitude das células do MDE correspondentes à rede de drenagem com base em um valor constante. Em outras palavras, o método realiza um aprofundamento da calha fluvial. O arquivo na forma vetorial (*shapefile*) do rio Fubá, utilizado como dado de entrada do método AGREE, foi delimitado a partir de imagem de satélite.

O método necessita da especificação dos seguintes parâmetros: i) número de células ao redor da hidrografia vetorial que será aprofundada (parâmetro: *buffer*); ii) número de unidades – nesse caso, metros – a ser utilizado para aprofundamento suave da calha e interpolação com as células situadas na área do *buffer* (parâmetro: *smooth*); e iii) número de unidades para aprofundamento adicional agudo da célula, na qual não é feita suavização das áreas adjacentes incluídas no *buffer*

(parâmetro: *sharp*). Os parâmetros utilizados foram: *buffer* igual a 1; *smooth* igual a 10 m e *sharp* igual a 1 m. Esses valores foram definidos por comparação com as seções topobatimétricas levantadas em campo existentes no trecho de interesse.

Após realizar o condicionamento do MDE, foi aplicada a função de preenchimento de depressões (*fill sinks*), uma vez que o MDE SRTM pode apresentar depressões espúrias. A função de preenchimento de depressões modifica os valores de elevação da célula para eliminar as depressões inexistentes no relevo.

Em seguida, uma vez que o MDE SRTM não consegue representar a topobatimetria da seção transversal abaixo da linha de água, foi necessário definir uma geometria para a calha fluvial no trecho de interesse. A definição de uma calha menor foi baseada na largura de fundo, altura e declividade dos taludes das seções topobatimétricas existentes no trecho, tendo sido utilizadas as geometrias das seções topobatimétricas SB-01 e SB-08 (ver Figura 4.7). Após analisar a geometria dessas seções topobatimétricas, definiu-se por inserir no MDE um canal prismático para todo o trecho simulado com geometria trapezoidal de taludes 1V:2H, com 2 metros de largura de fundo por 2 metros de altura.

A operação de inserção da calha menor consistiu na realização das seguintes atividades:

1. Conversão do MDE do formato *raster*, após aplicação do método AGREE e preenchimento de depressões (*fill sinks*), para o formato TIN – formato mais apropriado para modelagens hidrológicas e hidráulicas (TATE *et al.*, 2002);
2. Após a definição da geometria do canal prismático, foram traçadas 4 linhas paralelas sobre o arquivo vetorial do rio Fubá para representar as extremidades direita e esquerda da base da seção transversal, e as extremidades direita e esquerda da largura de topo da seção transversal. O centro do curso de água foi representado pelo arquivo vetorial do rio Fubá, que foi utilizado na aplicação do método AGREE;
3. Transformação das linhas criadas no passo 2, incluindo a linha que representa o centro do curso de água, em pontos igualmente espaçados, com distâncias uniformes de 1 metro;
4. Utilizando como base a superfície TIN, construída no passo 1, foram extraídas as elevações dos pontos igualmente espaçados ao longo do centro do curso de água. Observa-se que a

elevação desses pontos representa o perfil longitudinal do curso de água ainda não corrigido; e

5. Correção do perfil longitudinal com eliminação dos ruídos do MDE SRTM. A correção foi baseada por meio de rotinas computacionais e executadas fora do ambiente ArcGIS. Na correção adotou-se, de maneira simplificada, que uma cota altimétrica de montante do perfil longitudinal deve ser igual ou superior à cota de jusante. Portanto, o algoritmo utilizado consistia em percorrer o perfil longitudinal comparando as elevações do perfil ponto a ponto, e sempre que a cota de um ponto de jusante fosse superior à cota do ponto de montante, a cota do ponto de jusante era igualada à cota de montante (Figura 5.26). O algoritmo finalizava assim que todos os pontos do perfil longitudinal tivessem sido avaliados.

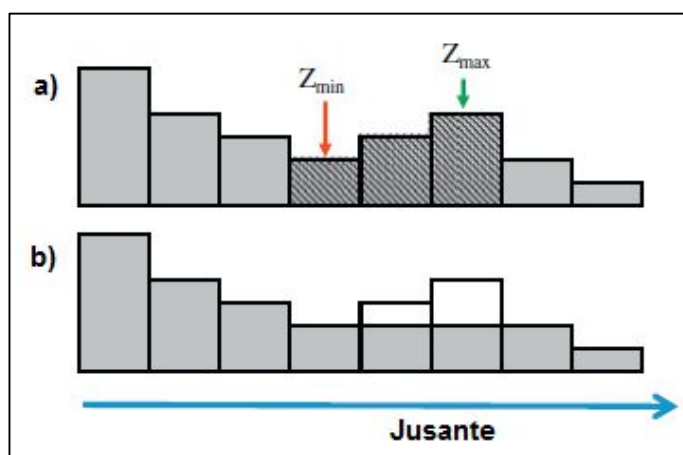


Figura 5.26 – Ilustração do processo de correção do perfil longitudinal. a) as caixas em cinza representam a elevação original do MDE. Os locais em que a elevação de jusante fosse superior à elevação de montante estão identificados. b) as caixas em branco tiveram as elevações substituídas pela elevação das caixas de montante e, portanto, foram rebaixadas.

Fonte: Adaptada de YAMAZAKI *et al.* (2012).

6. Cópia da elevação corrigida de cada ponto definidor do perfil longitudinal para os pontos localizados nas extremidades direita e esquerda da largura de topo da mesma seção transversal – etapa correspondente à delimitação do topo da seção transversal e das respectivas cotas altimétricas;
7. Subtração da altura da calha prismática definida (2 m para o presente caso) da elevação corrigida de cada ponto do perfil longitudinal. Em seguida, cópia da elevação resultante para os pontos localizados nas extremidades direita e esquerda da largura de fundo da

mesma seção transversal – etapa correspondente à delimitação do fundo da seção transversal;

8. Conversão da superfície TIN, construída no passo 1, para o formato *shapefile* de pontos; e
9. Construção de uma nova superfície TIN utilizando os *shapefile* de pontos que representam o fundo e topo do talvegue e o relevo adjacente - passos 5, 6, 7 e 8 (Figura 5.27).

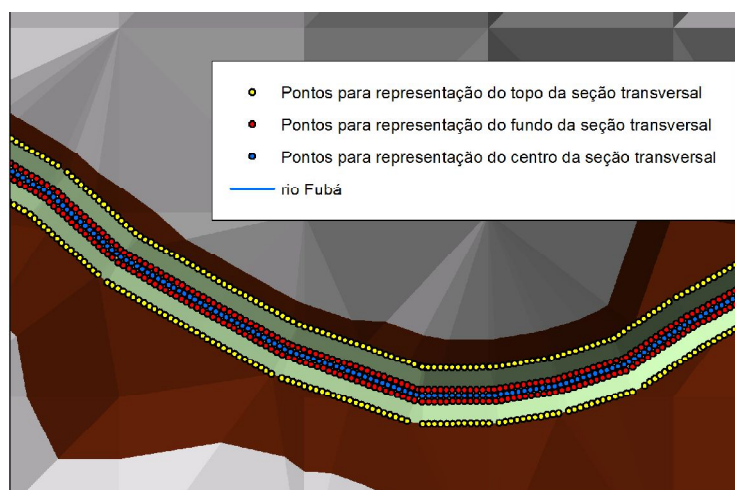


Figura 5.27 – Superfície TIN e pontos utilizados para correção do perfil longitudinal do curso de água

Após a correção do perfil longitudinal e inserção de uma calha prismática para a modelagem hidráulica no trecho de interesse, foi realizada uma avaliação geral do MDE SRTM. Essa avaliação foi feita comparando-se as elevações de pontos de controle (pontos GPS), correspondentes aos pontos do levantamento topobatimétrico, e os pontos homólogos do MDE SRTM corrigido e não corrigido. No ArcGIS foi calculada a diferença entre as elevações desses pontos no MDE e aquelas medidas em campo. Após calcular a diferença entre as elevações para cada ponto, foram computadas algumas estatísticas descritivas, como média e desvio padrão, e também foi computado o Erro Médio Quadrático (EMQ), o qual é dado pela seguinte equação:

$$EMQ = \sqrt{\frac{\sum(Z_i - Z_t)^2}{n-1}} \quad (5.3.1)$$

Na qual Z_i é o valor altimétrico do MDE; Z_t é o valor altimétrico do ponto de controle; e n é o número total de pontos de controle.

Na Figura 5.28 são apresentados os pontos de controle GPS utilizados na avaliação do MDE SRTM. A avaliação foi organizada considerando: i) todos os pontos de controle do

levantamento topobatimétrico (291 pontos); ii) apenas os pontos em cada uma das margens, na planície de inundação ou na calha menor, situados até 100 m em relação ao centro do rio Fubá (139 pontos); e iii) apenas os pontos levantados na calha menor, definida com uma largura de topo igual a 10 m (72 pontos).

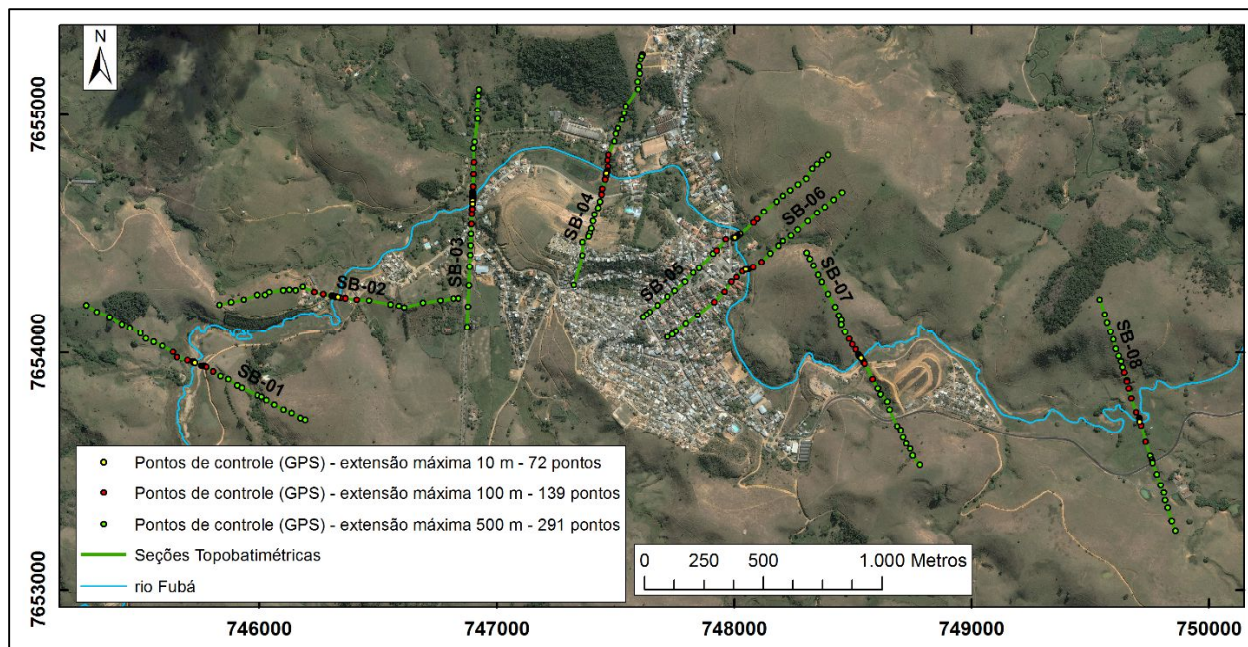


Figura 5.28 – Pontos de controle para avaliação do MDE SRTM

De maneira ilustrativa, na **Figura 5.29** é apresentado um fluxograma com as etapas utilizadas para tratamento e avaliação do MDE.

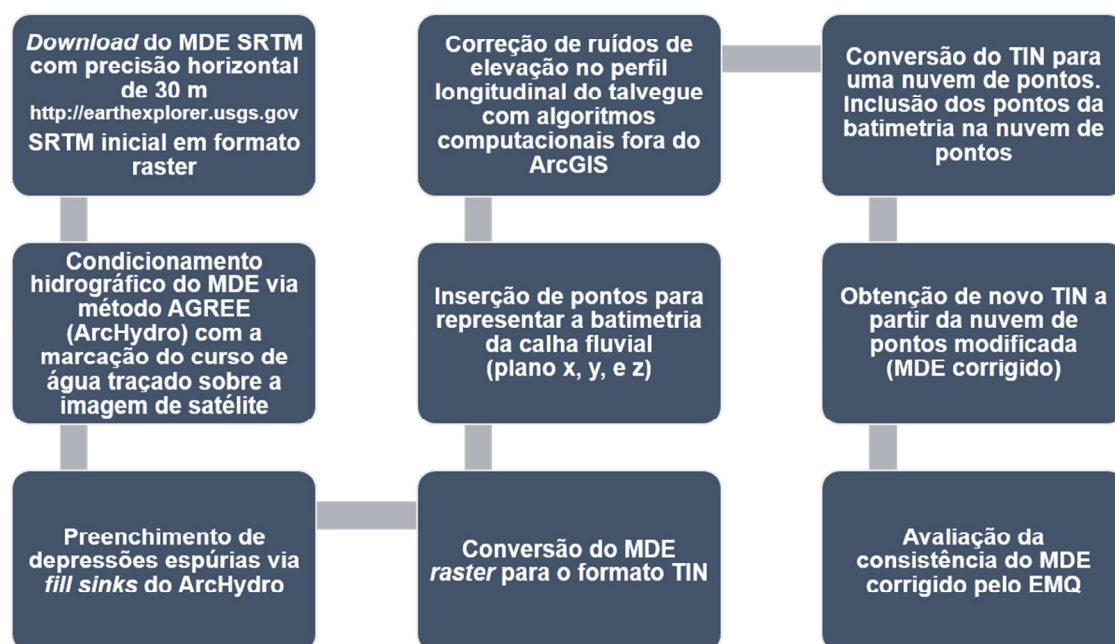


Figura 5.29 – Fluxograma para tratamento e avaliação do MDE SRTM

5.4 Síntese do hidrograma de ruptura

Para síntese do hidrograma de ruptura do cenário base foram utilizadas as informações e valores estimados ou dados observados após o evento de ruptura, quais sejam:

- hidrograma afluente resultante do evento de chuva observado;
- volume do reservatório subtraído do volume de rejeitos que ficou retido;
- geometria da brecha e tempo de formação da brecha observados no evento de ruptura; e
- horário e dia de início do processo de formação da brecha.

A síntese do hidrograma de ruptura foi realizada a partir de modelagem paramétrica da formação da brecha no modelo HEC-HMS.

5.5 Propagação da onda de cheia

A propagação da onda de cheia no cenário base foi realizada com o modelo HEC-RAS. Um dos aspectos que contribuíram para essa decisão foi o baixo teor de sólidos do material depositado no reservatório da barragem São Francisco. O rejeito apresentava um teor de sólidos em massa de cerca de 12% (ver item 5.2.5) e, conforme classificação de fluidos hiperconcentrados (vide Tabela 3.2), esse fluido estaria enquadrado na categoria de escoamento aquoso. Para essa categoria, o comportamento esperado para o escoamento é semelhante àquele de fluidos newtonianos, e análogo ao da água.

Os parâmetros e condições de contorno utilizados são descritos nos itens a seguir.

5.5.1 Condição inicial

Como condição inicial para a simulação hidráulica, foi adotada primeiramente uma vazão em trânsito no rio Fubá associada a um período de retorno de 2 anos e igual a $18 \text{ m}^3/\text{s}$ – referente a uma área de drenagem igual a 103 km^2 (área de contribuição da bacia hidrográfica do rio Fubá na seção transversal utilizada como condição de contorno de jusante). O cálculo da vazão com período de retorno igual a 2 anos na seção transversal de interesse foi realizado a partir de curvas regionais de vazões máximas da bacia hidrográfica do rio Muriaé apresentadas em Potamos (2010).

A escolha desse período de retorno está relacionada ao conceito de vazão de débito de margens plenas, que corresponde àquela que preenche a calha menor do rio em certa medida sem extravasar para planície de inundação (WOLMAN & LEOPOLD, 1957). Apesar da subjetividade inerente à determinação da condição inicial, o período de retorno de 2 anos é utilizado como referência em alguns estudos de inundação.

5.5.2 Condição de contorno de montante

Como condição de contorno de montante foi utilizado o hidrograma de ruptura resultante das simulações hidrológicas realizadas no modelo HEC-HMS, descritas no item 5.4.

5.5.3 Condição de contorno de jusante

No presente caso, foi adotada como condição de contorno a profundidade normal em uma seção transversal localizada a cerca de 2,5 km a jusante do trecho de interesse.

5.5.4 Seções transversais

A construção do modelo geométrico no modelo HEC-RAS foi realizada com o auxílio da ferramenta HEC-GeoRAS, a qual possui funcionalidades de Sistema de Informação Geográfica (SIG) e que possibilita a importação e a exportação de dados entre o modelo HEC-RAS e o ArcGIS. O modelo construído foi totalmente georreferenciado e desenvolvido integralmente no ArcGIS, antes da simulação hidráulica no modelo HEC-RAS.

As seções transversais ao longo do rio Fubá foram traçadas utilizando a ferramenta HEC-GeoRAS, a partir do MDE SRTM corrigido, e sempre tendo a imagem de satélite georreferenciada ao fundo, o que facilita a identificação de locais importantes para o posicionamento de seções. A utilização de imagens de satélite durante a delimitação de seções também auxilia a definição da extensão das seções a ser utilizada para representação das planícies de inundação. Para definição do espaçamento ideal entre as seções transversais, pode-se utilizar inicialmente as equações empíricas propostas por Fread (1993) e Samuels (1989). Entretanto, conforme citado em USACE (2014), a experiência do analista é fundamental para uma correta definição do espaçamento.

Na presente simulação foram extraídas um total de 478 seções transversais diretamente do MDE SRTM com espaçamento entre as seções variando de 1 metro até 234 metros, sendo o

espaçamento médio de 37 metros. As seções foram extraídas de forma a caracterizar toda a planície de inundação e as variações observadas na geometria do curso de água (Figura 5.30). Cabe observar que na simulação hidráulica essas seções não foram interpoladas; uma vez que sua geometria é extraída diretamente do MDE, cada seção reflete integralmente o relevo do MDE. As seções transversais tiveram sua orientação buscando sempre obter uma interseção perpendicular com as curvas de nível para melhor representar o escoamento unidimensional.

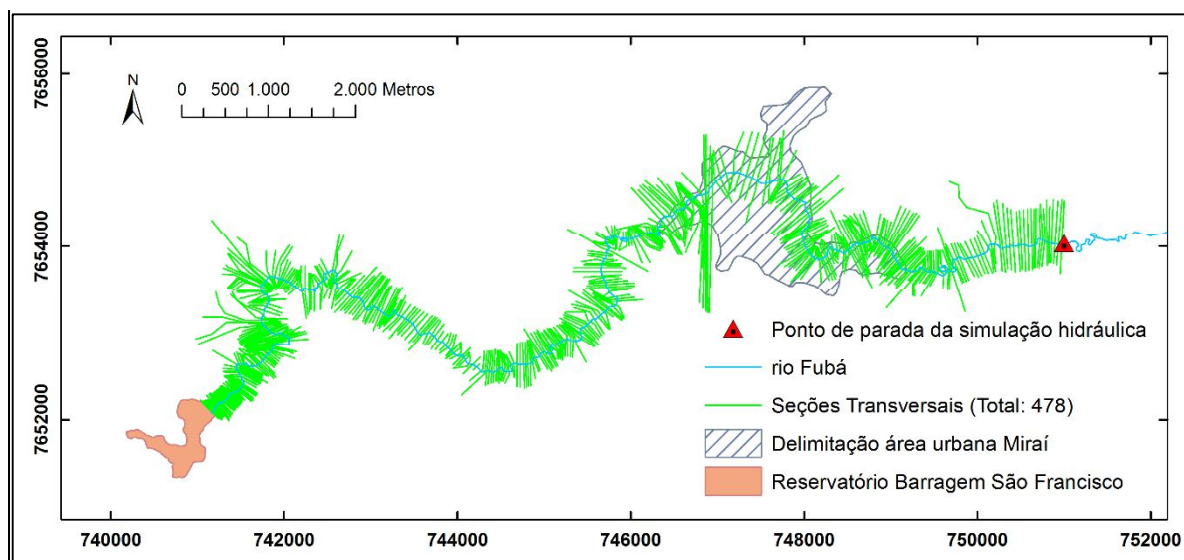


Figura 5.30 – Localização das seções transversais utilizadas no modelo hidráulico

Os cursos de água afluentes foram representados geometricamente pelo prolongamento das seções transversais posicionadas no rio Fubá em direção aos cursos de água tributários. Não foram realizadas modelagens hidráulico-hidrológicas dos cursos de água tributários ao rio Fubá e das respectivas bacias contribuintes, uma vez que a magnitude das cheias nesses tributários foi considerada relativamente insignificante frente à onda da cheia resultante da ruptura da barragem. Além disso, dada a duração da chuva observada de aproximadamente 4 horas, que teve início por volta das 0:00 hora do dia 10/01/2007, e sendo o colapso total da barragem estimado próximo das 05:30 horas, provavelmente a passagem dos hidrogramas das cheias naturais nos tributários ocorreu em momentos diferentes da passagem do hidrograma de ruptura, ou seja, dificilmente houve um sincronismo dos hidrogramas de cheias.

5.5.5 Intervalo de tempo

Na presente simulação o intervalo de tempo computacional utilizado inicialmente foi de 1 segundo. Esse valor foi escolhido de maneira conservadora para garantir o atendimento à

condição de Courant, e pelo fato de se considerar, nesse caso, que um maior tempo computacional necessário para execução da simulação não seria um problema.

5.5.6 Coeficiente de rugosidade

O coeficiente de rugosidade de Manning adotado em todo o trecho de simulação foi igual a 0,150. Esse valor representa o valor médio do coeficiente de rugosidade do intervalo para escoamento em canais com detritos ($0,100 \leq n \leq 0,200$) da tabela de referência apresentada em FLO-2D (2009).

Buscando melhorar o entendimento da influência do coeficiente de rugosidade na mancha de inundação também foi realizada uma análise de sensibilidade, sendo adotados valores entre 0,100 e 0,300.

5.6 Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade é uma etapa importante do entendimento da acurácia e incerteza do resultado. Morris & Galland (2000) relataram que a afluência ao reservatório, a condição do reservatório no momento de ruptura e as condições de escoamento de base no vale a jusante da barragem podem resultar em efeitos significativos na extensão da cheia de ruptura.

De maneira a verificar a influência de determinados parâmetros e premissas no mapeamento da inundação foram realizadas diferentes análises, nas quais foram variados os seguintes aspectos: i) modelo digital de elevação; ii) número de seções transversais utilizadas para representar o vale a jusante; iii) modelo unidimensional (1D) e bidimensional (2D); iv) coeficiente de rugosidade de Manning; v) tipo de regime de escoamento quanto à sua variação no tempo; e vi) hidrograma de ruptura.

Nos itens a seguir são descritas as variações e a análise de sensibilidade realizadas para cada um dos aspectos mencionados. Para todos os aspectos considerados na análise de sensibilidade, a avaliação do resultado foi feita pelo cálculo do índice de desempenho F e pelo exame da diferença entre a área inundada prevista pelo modelo hidráulico e a área da envoltória de inundação observada.

5.6.1 Modelo digital de elevação / Topografia

Ainda não está muito claro como as incertezas associadas à topografia podem ser comparadas a outras fontes de incertezas na modelagem hidráulica (YAN *et al.*, 2015). Diversos estudos mostraram que erros na topografia podem impactar significativamente os resultados do modelo de inundação (ARONICA *et al.*, 1998; PAPPENBERGER *et al.*, 2005; SANDERS, 2007). Entretanto, a utilização de topografia mais precisa e, portanto, com erros menores, ainda não é uma realidade brasileira para realização de estudos de ruptura de barragens.

Os custos para aquisição de MDE de alta precisão, como os modelos derivados de perfilamento a laser (também referido como LIDAR), são muitas vezes proibitivos. A situação se torna mais perceptível em estudos de ruptura de barragens em que, normalmente, deve-se mapear uma extensa área do vale a jusante da barragem. Acaba-se percebendo, na prática das empresas de consultoria, que, usualmente, muitos estudos são realizadas com topografias baseada em dados gratuitos de diferentes origens.

Dados topográficos de alta qualidade descrevendo a batimetria do talvegue e a topografia da planície de inundação são essenciais em qualquer avaliação de risco de inundação. A qualidade e resolução do modelo de terreno influencia o cálculo das vazões em modelos hidrológicos, elevações da superfície da água em modelos hidráulicos, e a extensão da inundação (MERWADE *et al.*, 2008). Estudos anteriores concluíram que a precisão do modelo digital de elevação tem um efeito importante sobre a precisão de mapeamento da inundação resultante e pode ser o mais importante parâmetro para o mapeamento (NATIONAL RESEARCH COUNCIL, 2009; ASFPM, 2013).

De maneira a avaliar a influência de diferentes modelos digitais de elevação no mapeamento de inundação, além do modelo SRTM com resolução de 30 m, os seguintes modelos digitais de elevação foram utilizados nesta etapa:

- Modelo SRTM com resolução de 90 m disponibilizado pelo CGIAR-CSI (JARVIS *et al.*, 2008);
- Modelo TOPODATA baseado no modelo SRTM com resolução de 90 m, mas interpolado para resolução de 30 m (VALERIANO, 2005); e

- Carta topográfica do IBGE em escala 1:50.000 – Mirai SF-23-X-D-II-2 – digitalizada e transformada para o formato *raster* com células de 30 m.

Todos os MDEs também foram corrigidos com aplicação da sequência de passos descrita no item 5.3, da mesma forma como realizado para o MDE utilizado no cenário base.

5.6.2 Hidrograma de ruptura

Na etapa de definição do hidrograma de ruptura em um estudo hipotético de ruptura de barragens de rejeitos, não se conhecem *a priori* diversas informações importantes, tais como: localização, geometria e tempo de formação da brecha de ruptura, volume de material que será propagado para jusante, nível de água existente no reservatório no momento da ruptura, modo de falha, entre outras.

Nesse contexto, uma série de premissas e métodos é geralmente adotada na etapa de síntese do hidrograma de ruptura. De maneira a avaliar o impacto dessas premissas no mapeamento da inundação, foram realizadas algumas análises de sensibilidade.

Inicialmente, foram avaliados os possíveis erros decorrentes da aplicação de equações empíricas para previsão da geometria da brecha de ruptura. Para tanto, foram empregadas as equações propostas por Von Thun & Gillete (1990), Froelich (2008) e Xu & Zhang (2009). Na aplicação de Xu & Zhang (2009), foram utilizadas as equações para maciços constituídos por solo de média erodibilidade. Os resultados obtidos foram comparados com a geometria da brecha observada na ruptura da barragem São Francisco.

Da mesma maneira, objetivando verificar a diferença entre o tempo de formação da brecha de ruptura estimado por equações de previsão e o tempo efetivamente observado na ruptura da barragem São Francisco, foram aplicadas as equações propostas por Von Thun & Gillete (1990), Froehlich (2008) e Xu & Zhang (2009). Os resultados obtidos foram comparados com o tempo de formação relatado por testemunhas entrevistadas durante o trabalho.

Outro fator de difícil definição *a priori* é o volume de rejeitos liberado para jusante. Rico *et al.* (2008a), baseando-se em análise de regressão, concluíram que, nos casos históricos, cerca de 35% do volume total do reservatório, incluindo água e rejeito, são propagados para jusante. A regressão apresenta fator de determinação igual a 0,86. É possível verificar, nos gráficos de relação entre volume do reservatório e volume desprendido apresentados pelos autores a

existência de registros nos quais aproximadamente 100% do volume total do reservatório foi desprendido no evento de ruptura. Além disso, a influência de diversos aspectos relacionados à mobilização de rejeitos para jusante não foi analisada pelos autores, como teor de sólidos do material, ruptura em dia chuvoso ou seco, existência de praia no reservatório e grau de adensamento dos rejeitos.

Alguns estudos de ruptura partem da premissa conservadora de que todo o volume do reservatório é escoado para jusante. De maneira a verificar a influência do volume desprendido do reservatório no mapeamento da inundação, foi considerado um cenário em que todo o volume do reservatório é mobilizado para jusante. Portanto, diferentemente do cenário base, para esse cenário foi considerada a curva cota-volume da capacidade total do reservatório, e não a curva cota-volume do reservatório assoreado. Cabe lembrar que a curva cota-volume do reservatório assoreado desconsidera da capacidade total a parcela de rejeitos que ficou retida após a ruptura.

Além da geometria e tempo de formação da brecha de ruptura, e volume de material a ser mobilizado, um outro parâmetro que deve ser informado para a síntese do hidrograma de ruptura é o gatilho para iniciar o processo de formação de brecha, cuja definição varia para cenários de ruptura em dia seco (*sunny day*) ou em dia chuvoso. Nos cenários de dia seco, normalmente, fixa-se o gatilho no instante inicial da simulação ($t = 0$ h), sendo o nível de água do reservatório dado pelo nível máximo normal operacional. Já para cenários de dia chuvoso, o processo de formação da brecha pode ser fixado para iniciar assim que o NA máximo *maximorum* é atingido durante a realização do trânsito de cheias.

Nesse contexto, de maneira a avaliar a influência dessa premissa no caso específico da ruptura da barragem São Francisco, nesse cenário também foi adotado como gatilho para início do processo de formação da brecha o momento em que a elevação do NA máximo *maximorum* é obtida durante o trânsito da cheia observada em Mirai em 2010. No cenário base, o gatilho para iniciar o processo de formação da brecha foi definido para um horário estimado a partir de informações coletadas em diferentes fontes e junto a habitantes da região (vide item 5.2.3.2).

Portanto, de maneira resumida, esse cenário de avaliação da influência do hidrograma de ruptura no mapeamento foi baseado nas seguintes premissas:

- 100 % do volume de rejeitos contido no reservatório é mobilizado para jusante;

- a geometria e o tempo de formação da brecha de ruptura são calculados por equações empíricas; e
- o início da formação de brecha é configurado para o instante de tempo em que o reservatório atinge o NA máximo *maximorum* durante o trânsito da cheia afluenta ao reservatório no dia do acidente.

Cabe observar que, nesse caso de avaliação de sensibilidade, os demais parâmetros e condições de contorno do modelo hidráulico foram mantidos constantes.

5.6.3 Número de seções transversais

A ferramenta HEC-GeoRAS facilitou a delimitação de seções transversais e aumentou a capacidade de representação do relevo pelo modelo HEC-RAS. No HEC-GeoRAS, é possível traçar as seções transversais em pontos importantes do vale a jusante, visualizando, simultaneamente, a superfície tridimensional do terreno e a imagem de satélite.

Entretanto, em trechos muito extensos, a delimitação das seções transversais com a ferramenta HEC-GeoRAS é uma atividade dispendiosa, uma vez que o traçado das seções transversais é feito manualmente para garantir que algumas restrições da ferramenta não sejam violadas – ver USACE (2012b).

Para minimizar o tempo necessário para preparação do modelo geométrico a ser exportado para o modelo HEC-RAS, em algumas situações pode-se optar por traçar manualmente no HEC-GeoRAS somente algumas seções transversais. Para gerar seções transversais adicionais, pode-se utilizar a funcionalidade de interpolação existente no modelo HEC-RAS. A contrapartida dessa decisão é que o algoritmo utilizado para interpolação de seções não considera variações no relevo que podem existir entre duas seções transversais (USACE, 2010b).

De maneira a avaliar a influência do número e do posicionamento de seções transversais no mapeamento da inundação foram realizadas análises de sensibilidade variando o número total de seções utilizadas no modelo hidráulico. Para tanto, foram considerados dois cenários suplementares de simulação.

No primeiro cenário reduziu-se de maneira aleatória o número de seções transversais de 478 para 309, todas traçadas no modelo HEC-GeoRAS. A distância mínima, média e máxima entre

as seções foram, respectivamente, 5 m, 57 m e 98 m. Já no segundo cenário aumentou-se o número de seções transversais de 478 para 1.990 utilizando o algoritmo de interpolação do modelo HEC-RAS, com um intervalo fixo entre as seções igual a 10 m.

Na Figura 5.31 é ilustrado o posicionamento das seções transversais. Salienta-se que o MDE SRTM com resolução horizontal de 30 m foi utilizado em todas as simulações, e que as demais condições de contorno e parâmetros foram iguais aos utilizados no cenário base (item 5.6).

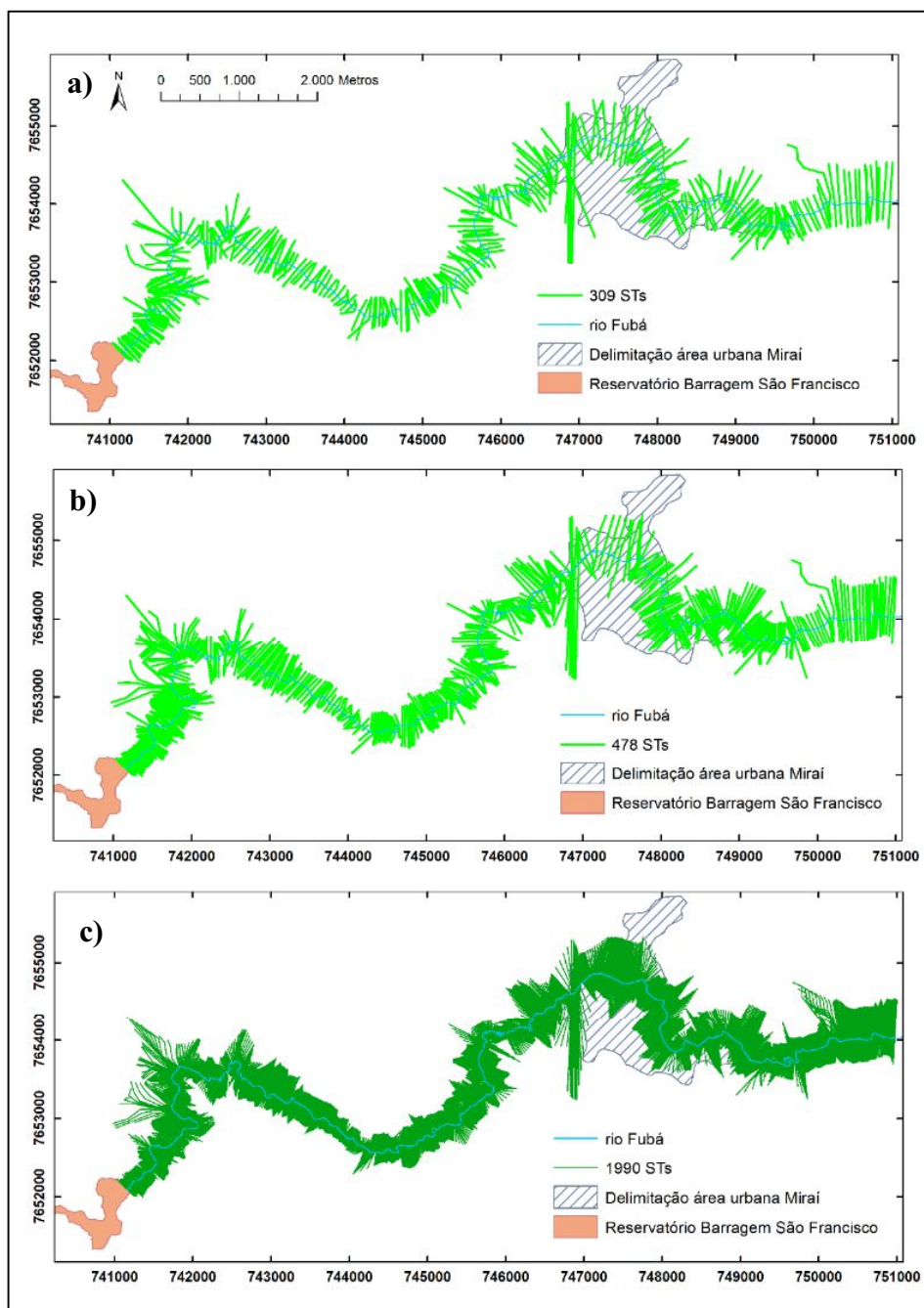


Figura 5.31 – Número e localização das seções transversais utilizadas na análise de sensibilidade: a) cenário com 309 seções transversais, b) cenário base com 478 seções, c) cenário com 1990 seções transversais

5.6.4 Coeficiente de rugosidade de Manning

Uma das maiores dificuldades na modelagem de ruptura de barragens está relacionada à determinação adequada do coeficiente de rugosidade de Manning. A escolha do coeficiente a ser adotado envolve algumas incertezas. Os valores tabelados e amplamente disponibilizados na literatura, por exemplo, em Chow (1959), foram determinados para situações de inundações naturais muito distintas de uma cheia induzida por uma ruptura.

Geralmente, é difícil encontrar uma cheia com magnitude semelhante para calibrar o coeficiente de rugosidade de Manning. Segundo USACE (2014), muitas vezes o valor utilizado desse coeficiente em estudos de ruptura de barragem é subestimado, o que, em alguns casos, além de resultar em linhas de água incorretas, também pode acarretar em instabilidades numéricas.

De maneira a avaliar a influência do coeficiente de rugosidade de Manning nas simulações hidráulicas foram realizadas análises de sensibilidade variando o valor utilizado no cenário base. Nessas análises foram utilizados valores únicos desse coeficiente para o canal e planície de inundação variando entre 0,100 e 0,300.

5.6.5 Modelos hidráulicos HEC-RAS e FLO-2D

De maneira a avaliar a influência da escolha por um modelo unidimensional no mapeamento de inundações decorrentes de ruptura de barragens foram realizadas análises com o modelo bidimensional FLO-2D. As simulações foram realizadas para três valores do coeficiente de rugosidade de Manning ($n = 0,100$; $n = 0,150$ e $n = 0,200$). Os valores dos demais parâmetros e as condições de contorno do cenário base foram mantidos fixos.

5.6.6 Regime de escoamento quanto à sua classificação no tempo

Dada a natureza transiente de um evento de ruptura de barragem, geralmente adota-se na modelagem hidráulica a hipótese de ocorrência de regime de escoamento não permanente, com aplicação das equações de Saint-Venant. O esquema numérico de resolução dessas equações pode resultar em dificuldades de convergência e instabilidades numéricas e maior tempo computacional.

Para verificar os efeitos da simplificação do modelo hidráulico na previsão da inundação, foi simulado um cenário considerando a hipótese de escoamento em regime permanente. Os

valores dos demais parâmetros e as condições de contorno do cenário base foram mantidos fixos.

5.6.7 Edificações atingidas

A estimativa de prejuízos devido às inundações é um aspecto cada vez mais importante da gestão dos riscos de inundações. O processo de estimativa dos prejuízos, em uma análise de risco quantitativa, inclui tipicamente a simulação de diferentes cenários de inundações, a quantificação das edificações atingidas, a avaliação de suas características, e o potencial de danos estruturais e perdas econômicas (TATE *et al.*, 2014).

A realização de análise de risco quantitativa com a estimativa de prejuízos antes da ocorrência de um desastre permite a comparação de custos e benefícios de alternativas de mitigação. Já a modelagem das perdas após o acidente produz estimativas de danos físicos e perdas econômicas que podem orientar as atividades de resposta e recuperação. Até o momento, entretanto, o uso generalizado de estimativa de perda de inundação na tomada de decisão para a gestão de risco tem sido limitado, em parte por causa de dúvidas sobre a incerteza na confiabilidade das estimativas de perdas modeladas (MERZ *et al.*, 2010).

Uma das atividades inerentes à análise de risco é a quantificação das consequências (ABNT, 2009), que, em estudos de inundação, tem como um dos dados de entrada o mapeamento resultante da modelagem hidráulica. Nesse contexto, a correta quantificação das consequências está atrelada à qualidade da previsão da inundação.

De maneira simplificada, foi realizada uma etapa da análise de consequências de inundações que consistiu na quantificação de edificações atingidas no vale a jusante. Em posse da manchas de inundação, correspondentes à situação observada e às previstas pelos modelos hidráulicos, foram identificadas, a partir de imagem de satélite, todas as edificações existentes na área inundada. Os cenários de modelagem hidráulica utilizados para essa quantificação foram: i) cenário base – HEC-RAS; ii) cenário base – FLO-2D; iii) cenário resultante da aplicação de equações de previsão de brecha de ruptura – HEC-RAS; e iv) cenário após calibração do coeficiente de rugosidade de Manning – HEC-RAS.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 Reconstituição de informações básicas

6.1.1 Hidrograma afluente ao reservatório

Na Figura 6.1 é apresentada a delimitação da área de drenagem da barragem São Francisco, juntamente com os valores de Curva Índice (CN) utilizados para representar as condições de uso e ocupação do solo da região em janeiro de 2007. A definição do grupo hidrológico representativo da área de interesse foi baseada na relação proposta por Sartori (2010), entre tipo de solo existente na região, conforme classificação brasileira de solos (EMBRAPA, 2011) e grupo hidrológico, conforme padronização do NRCS (1997).

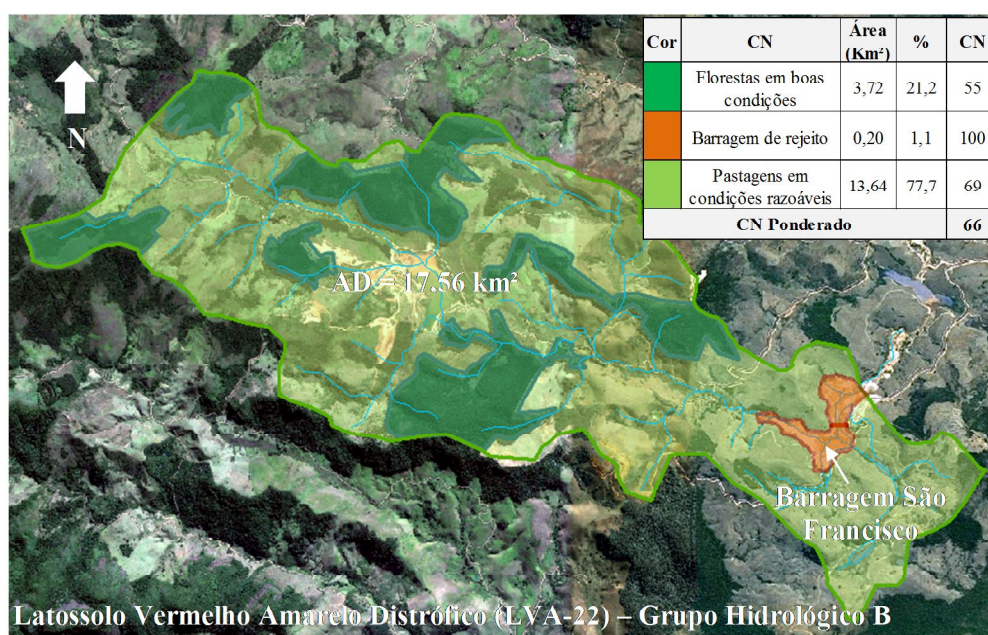


Figura 6.1 – Área de drenagem e cálculo do CN ponderado

A síntese de algumas características da bacia hidrográfica, necessárias para cálculo do hidrograma afluente, está apresentada na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Síntese de características da bacia de contribuição

A.D (km²)	CN _{ponderado}	I _a (mm) ⁽¹⁾	Comprimento talvegue principal (m)	T _c (min) ⁽²⁾	Lagtime (min) ⁽³⁾	S _e (%) ⁽⁴⁾
17,56	66	26	9750	160	96	2,25%

(1) A abstração inicial, I_a, foi definida como 20% de S, sendo S o Potencial de Saturação;

(2) T_c representa o tempo de concentração da bacia hidrográfica – calculado pela média aritmética entre os resultados obtidos pela aplicação das fórmulas empíricas de Kirpich e G. B. Williams - apresentadas em Pinheiro (2011);

(3) Lagtime calculado como sendo 60% do tempo de concentração; e

(4) S_e corresponde à declividade média equivalente do talvegue principal da bacia.

A simulação hidrológica chuva-vazão foi realizada com auxílio do modelo HEC-HMS. Os resultados estão apresentados na Tabela 6.2 e no gráfico da Figura 6.2.

Tabela 6.2 – Síntese de resultados da modelagem chuva-vazão

Altura da precipitação total (mm)	121
Altura de precipitação efetiva (mm)	40
Coefficiente de escoamento superficial	0,33
Duração da precipitação (h)	4
Volume de precipitação total (m ³)	2.125.989
Volume do hidrograma afluente (m ³)	702.522
Vazão de pico do hidrograma afluente (m ³ /s)	72

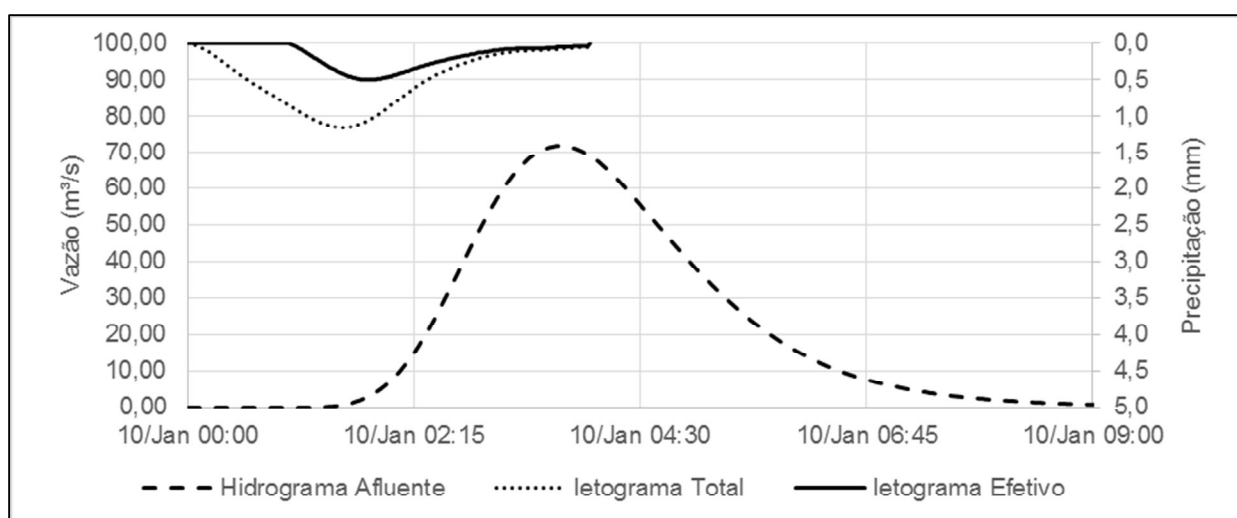


Figura 6.2 – letograma total e efetivo e hidrograma afluente

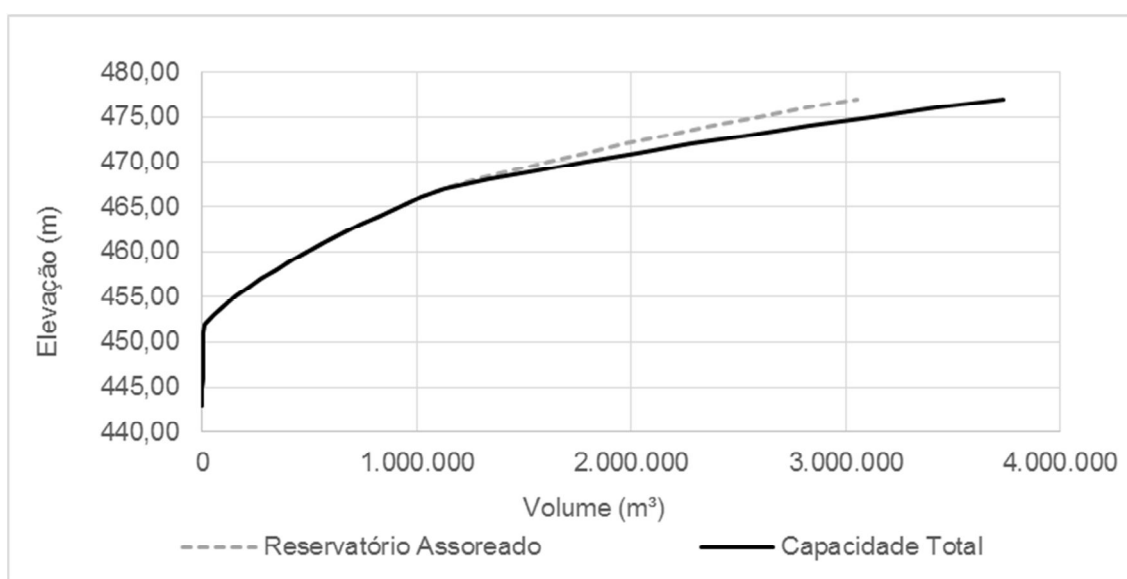
6.1.2 Topobatimetria do reservatório

O volume total do reservatório, da fundação da barragem (El. 443,00) até a crista de coroamento (El. 477,00 m), foi estimado em 3.733.317 m³. Considerando os rejeitos que ficaram retidos no reservatório, a capacidade remanescente estimada foi igual a 3.051.521 m³, resultando em um volume de material retido igual a 681.796 m³ (cerca de 18% do volume total).

Na Tabela 6.3 são apresentadas as relações cota-volume considerando a capacidade total inicial de acumulação do reservatório e também do reservatório assoreado. As curvas cota-volume resultantes podem ser visualizadas na Figura 6.3.

Tabela 6.3 – Curvas cota-volume do reservatório assoreado e de sua capacidade total

Elevação (m)	Volume reservatório assoreado (m³)	Capacidade total (m³)	Elevação (m)	Volume reservatório assoreado (m³)	Capacidade total (m³)
443,00	0	0	461,00	567.514	567.514
444,00	63	63	462,00	649.961	649.961
445,00	287	287	463,00	737.121	737.307
446,00	786	786	464,00	827.925	828.608
447,00	1.445	1.445	465,00	922.229	923.793
448,00	2.282	2.282	466,00	1.020.045	1.023.003
449,00	3.311	3.311	467,00	1.121.546	1.126.605
450,00	4.545	4.545	468,00	1.276.820	1.334.943
451,00	6.055	6.055	469,00	1.439.288	1.554.018
452,00	8.107	8.107	470,00	1.608.729	1.783.924
453,00	52.293	52.293	471,00	1.784.940	2.024.636
454,00	100.905	100.905	472,00	1.967.726	2.275.422
455,00	153.738	153.738	473,00	2.167.419	2.545.853
456,00	210.758	210.758	474,00	2.375.093	2.826.981
457,00	273.370	273.370	475,00	2.591.084	3.118.852
458,00	341.504	341.504	476,00	2.816.238	3.421.017
459,00	413.355	413.355	477,00	3.051.521	3.733.317
460,00	488.700	488.700			

**Figura 6.3 – Curvas cota-volume do reservatório**

6.1.3 Geometria e tempo de formação da brecha de ruptura

6.1.3.1 Geometria

As dimensões extraídas para a geometria da brecha de ruptura foram (Figura 6.4):

- largura de fundo da brecha: $B_b = 4$ m;
- altura da brecha: $H_b = 34$ m; e
- largura de topo: $B = 70$ m.

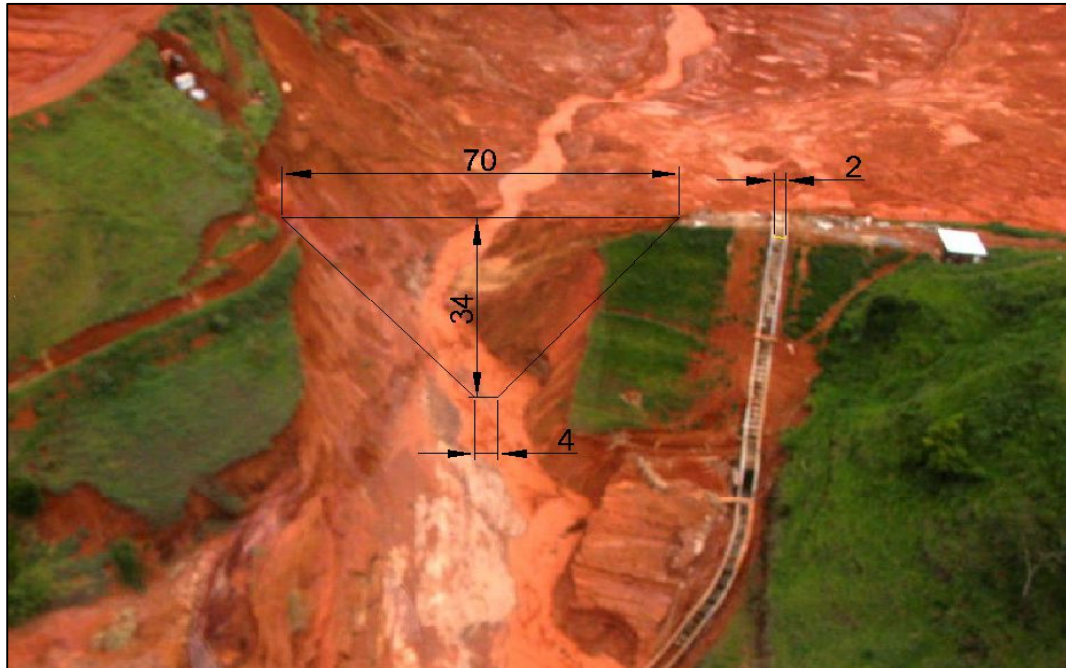


Figura 6.4 – Reconstituição da brecha de ruptura observada: dimensões em metro
 Fonte: Adaptada de Ávila (2007).

6.1.3.2 Tempo de formação

Segundo informe da vistoria realizada por especialistas do DNPM em janeiro de 2007 (DNPM, 2007), por volta de 02h30min do dia 10 daquele mês o nível do reservatório começou a subir rapidamente e, quando o nível estava a cerca de 30 cm da crista da barragem, decidiu-se alertar os ribeirinhos, a população potencialmente atingida, a prefeitura de Miraí, a Polícia Militar e a Defesa Civil que a barragem estava na iminência de romper.

Em entrevista do Sargento da Polícia Militar de Minas Gerais, Marcus Aurélio Silva, exibida no vídeo sobre o acidente, elaborado pela Defesa Civil Estadual (CEDEC-MG, 2007), menciona-se que a sala de controle da Polícia Militar foi informada sobre a iminência da ruptura por volta das 3h30min.

Em conversas realizadas com o ex-diretor da Mineração Rio Pomba Cataguases, Carlos Gilberto Ferlini, foi relatado que o processo de ruptura evoluiu das 3h30min até por volta das 5h30min, quando foi observado um aumento abrupto da geometria da brecha de ruptura e

acréscimo muito rápido de vazão. Ainda segundo o ex-diretor, a velocidade da onda de cheia logo a jusante da barragem, observada em torno desse horário (5h30min), era inferior à velocidade de um veículo transitando a aproximadamente 40 km/h (11 m/s).

O vídeo elaborado pela Defesa Civil Estadual também exhibe uma filmagem, realizada a partir de sobrevoo de helicóptero, da situação do reservatório por volta das 08 h do dia 10/01/2007. Na filmagem foi possível verificar que o reservatório já estava praticamente vazio, mas que ainda havia material escoando pela brecha de ruptura.

Nas fotografias do reservatório registradas por volta das 13h40min, exibidas nas Figuras 5.16 e 5.17, pode-se observar que nesse horário ainda havia material escoando pelo reservatório e pela brecha, embora a vazão já aparentasse estar bastante reduzida em relação à observada em horários anteriores. Cabe salientar que essa vazão pode estar associada também à área de drenagem a montante do barramento e não somente ao deplecionamento do reservatório.

A partir dessas informações, assumiu-se que o tempo de formação da brecha de ruptura foi de aproximadamente 4,5 horas. O processo de ruptura foi organizado da seguinte forma: i) o processo de erosão da barragem iniciou-se por volta das 03h30min; ii) o pico da ruptura ocorreu aproximadamente às 05h30min; e iii) grande parte do volume do reservatório já teria escoado para jusante por volta das 08h00min.

É importante ressaltar a dificuldade na obtenção precisa do tempo de formação, conforme observado por Wahl (1998). Foi possível verificar que as pessoas entrevistadas conseguiam se recordar somente de períodos de tempo – antes ou depois do almoço, antes ou depois do nascer do sol – e possuíam dificuldade para se lembrar de horários importantes, como o horário que tiveram que sair de suas casas e o horário em que a inundação atingiu o nível máximo.

6.1.4 Mancha de inundação

A envoltória de inundação restituída, sobreposta à aerofotografia disponibilizada no PRAD (VIRTUAL ENGENHARIA AMBIENTAL, 2007), está exibida na Figura 6.5. No Apêndice A a delimitação da envoltória de inundação é apresentada em mapas em maior escala.

De maneira geral, na época do acidente, a lama presente na onda de cheia deixou marcas facilmente identificáveis praticamente ao longo de todo o trecho de interesse. Pode-se verificar

prontamente as marcas da inundação nas várzeas na área rural e também no bairro Jardim Indaiá, em Mirai.

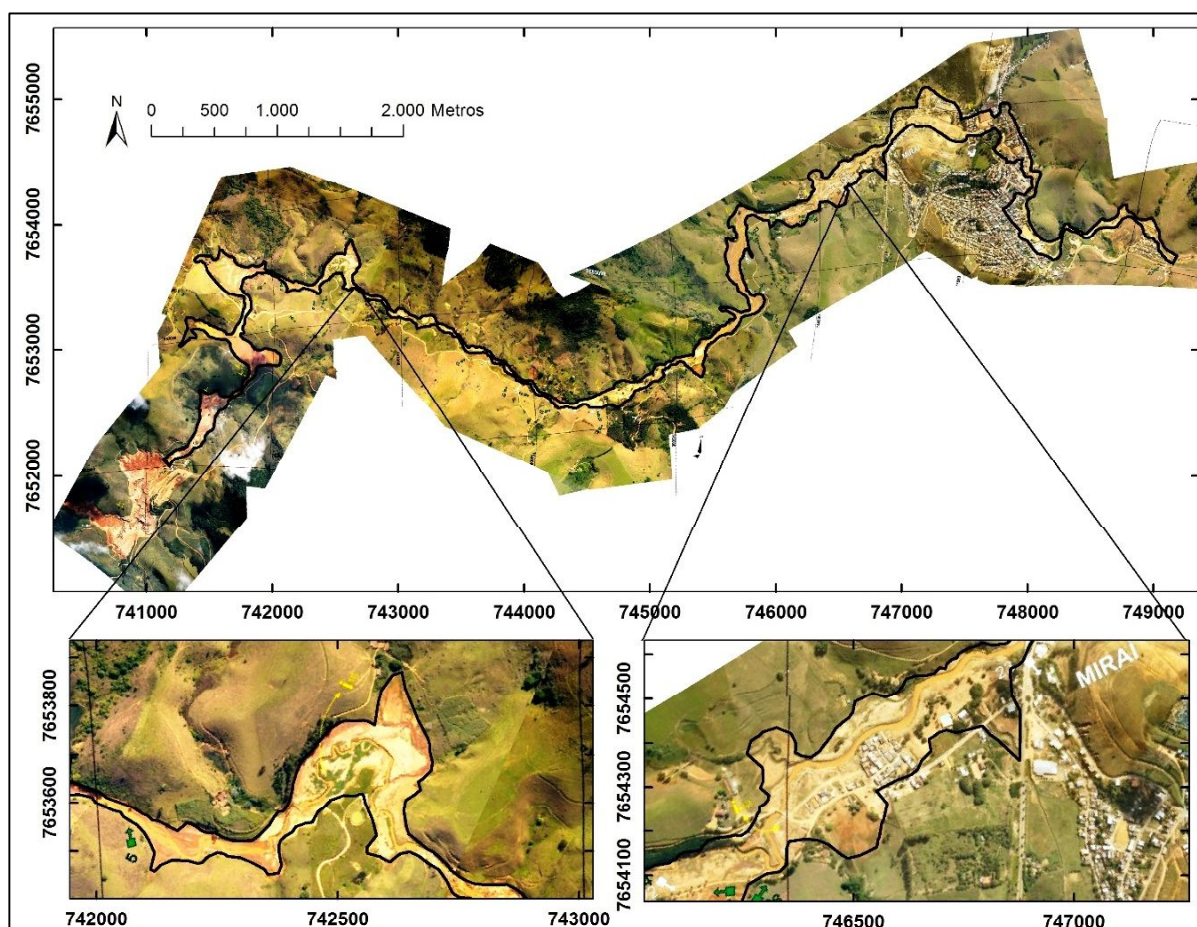


Figura 6.5 – Reconstituição da mancha de inundação observada

6.2 Tratamento e avaliação do MDE SRTM

Na Figura 6.6 são exibidos os traçados do rio Fubá delimitados a partir de imagem de satélite e extraídos do MDE SRTM antes e após a sua correção com a utilização do método AGREE. Nas figuras é possível observar um melhor ajuste no traçado do rio Fubá após a aplicação do referido método. Entretanto, verifica-se que, devido à resolução horizontal do MDE SRTM, igual a 30 m, o ajuste em trechos com meandros não foi bem sucedido. Cabe observar que a extração da rede de drenagem, incluindo o rio Fubá, para o MDE SRTM corrigido e não corrigido, foi realizada com auxílio da ferramenta ArcHydro (MAIDMENT, 2002).

Caso as seções transversais do modelo hidráulico fossem delimitadas utilizando a rede de drenagem extraída do MDE SRTM não corrigido, provavelmente, na etapa de mapeamento, a mancha de inundação, em alguns locais, apareceria deslocada do talvegue na imagem de satélite. Nesse contexto, a correção foi importante também para reduzir essas inconsistências,

que são decorrentes de inexistência de topografia de alta precisão da área de estudo. Entretanto, apesar dessa redução de inconsistências, o traçado do curso de água utilizado na modelagem hidráulica foi aquele obtido de imagem de satélite e não do talvegue extraído diretamente do MDE SRTM corrigido pelas ferramentas do ArcHydro, a fim de minimizar ainda mais os erros devidos à resolução horizontal de 30 m do MDE SRTM.

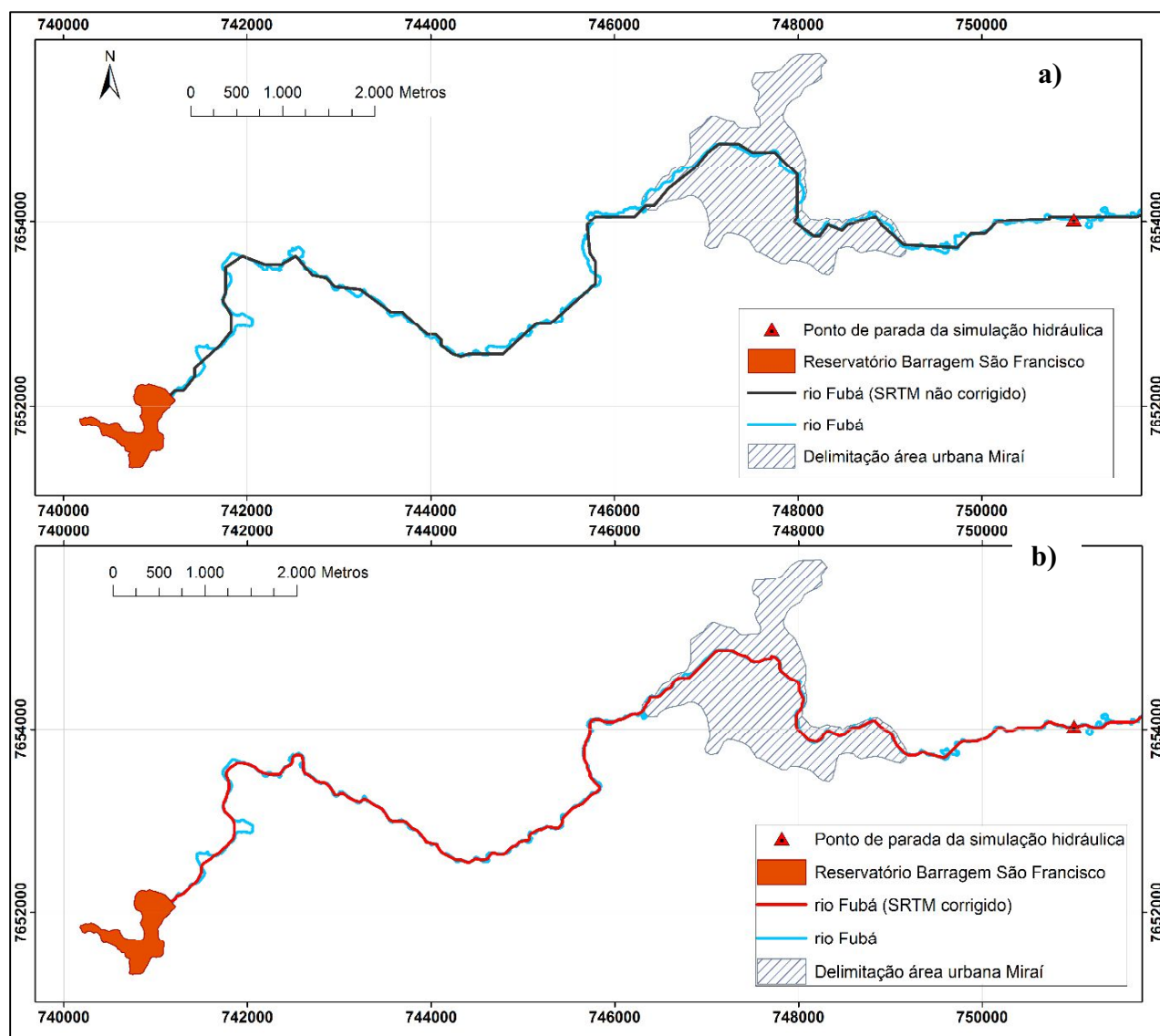


Figura 6.6 – Traçado do rio Fubá. a) antes da aplicação do método AGREE. b) após aplicação do método AGREE

O traçado do curso de água obtido de imagem de satélite também foi utilizado para correção do perfil longitudinal e para inserção da calha prismática. Na Figura 6.7 é exibida a superfície TIN do MDE SRTM corrigido com a inserção da calha prismática. O perfil longitudinal do rio Fubá, anterior e após a correção do MDE SRTM, é exibido na Figura 6.8.

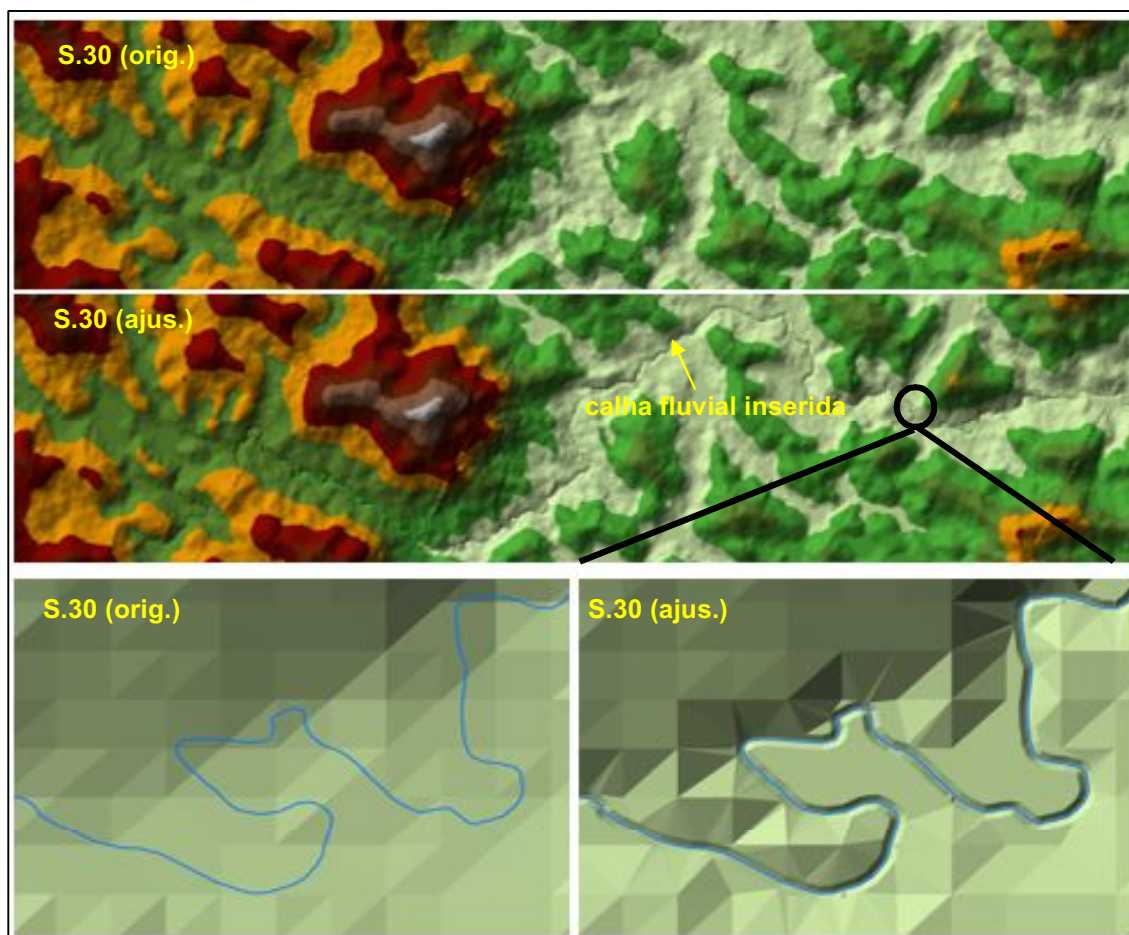


Figura 6.7 – TIN SRTM 30 m ajustado para representação da calha fluvial

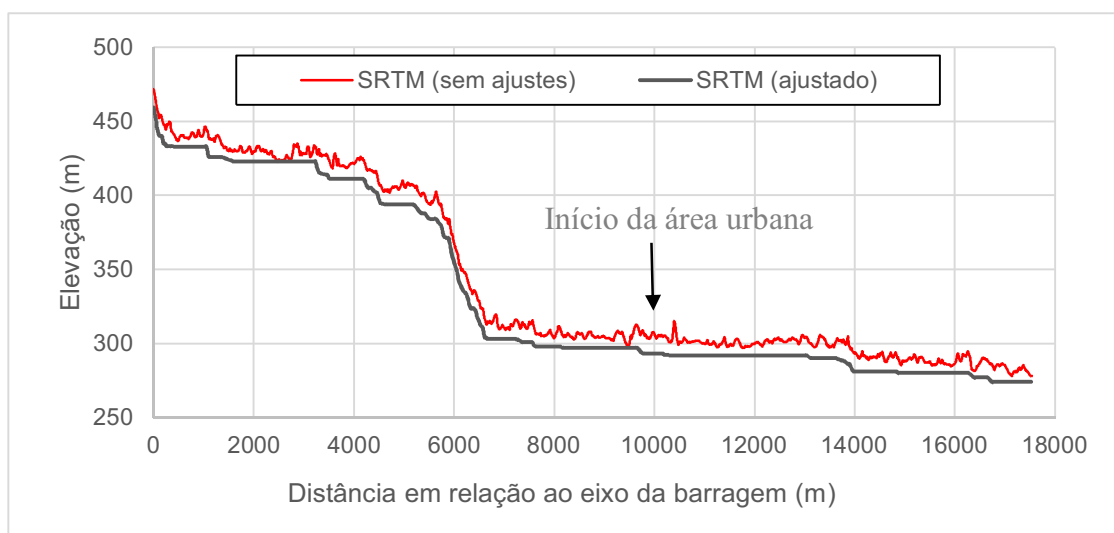


Figura 6.8 – Perfil longitudinal do rio Fubá antes e após correção do SRTM

Nas Figuras 6.9 a 6.12 são exibidas algumas seções transversais extraídas diretamente da superfície TIN, construída a partir do MDE SRTM, antes e após a realização de todos os ajustes. As correspondentes seções topobatimétricas levantadas em campo também são exibidas nas figuras.

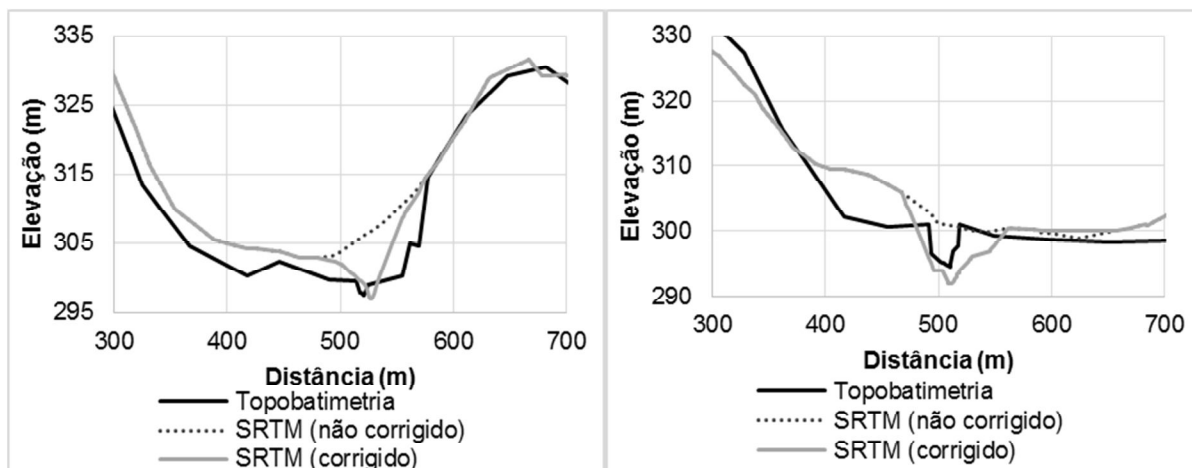


Figura 6.9 – Resultados da inserção da calha fluvial sobre o SRTM 30 m: seções topobatimétricas SB-01 e SB-02

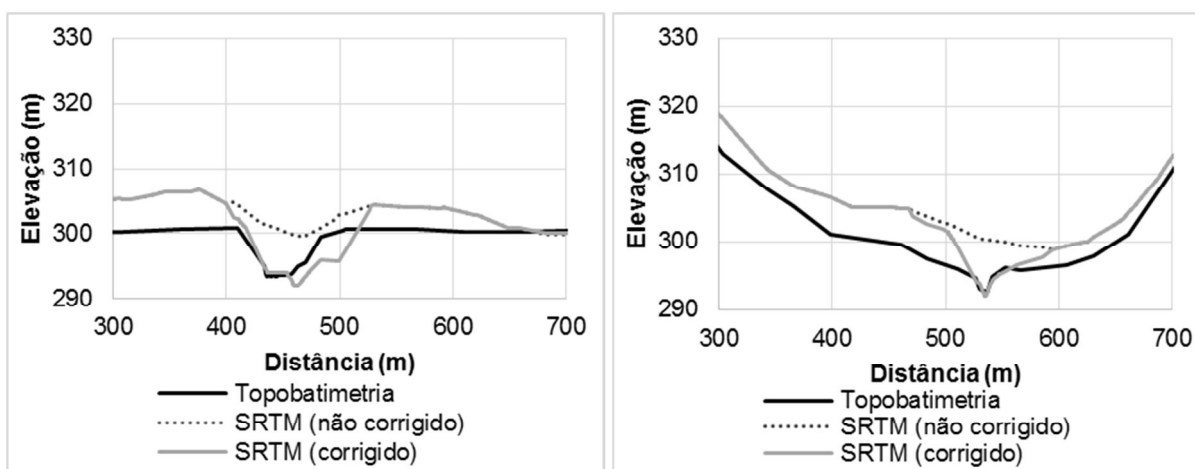


Figura 6.10 – Resultados da inserção da calha fluvial sobre o SRTM 30 m: seções topobatimétricas SB-03 e SB-04

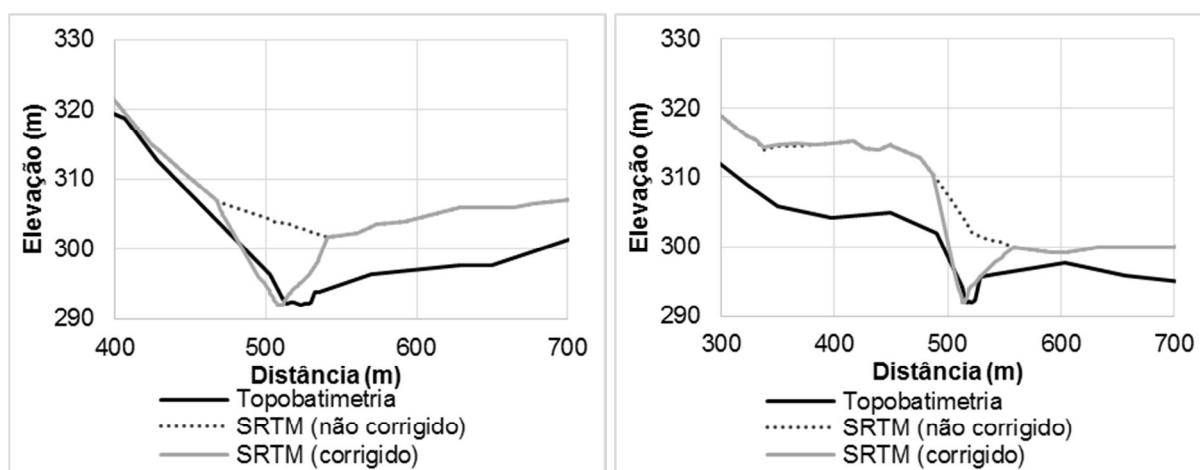


Figura 6.11 – Resultados da inserção da calha fluvial sobre o SRTM 30 m: seções topobatimétricas SB-05 e SB-06

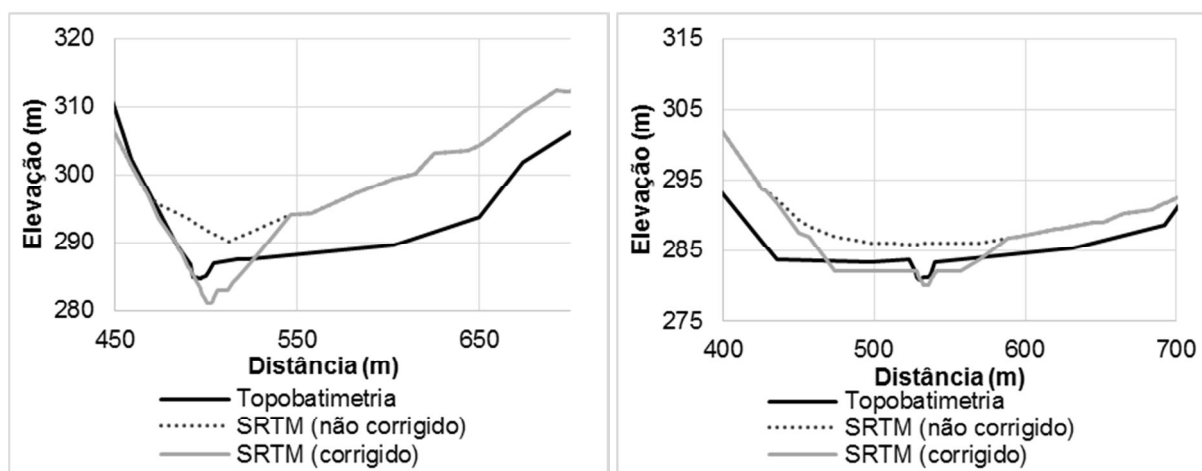


Figura 6.12 – Resultados da inserção da calha fluvial sobre o SRTM 30 m: seções topobatimétricas SB-07 e SB-08

Os resultados encontrados evidenciam que os ajustes no MDE SRTM original melhoraram a representação da calha menor do curso de água. Os melhores ajustes da calha fluvial foram obtidos nas seções SB-01, SB-04, SB-06 e SB-08. Cabe lembrar que esse resultado já era esperado, uma vez que a geometria do canal prismático inserido no MDE foi baseada na geometria das seções SB-01 e SB-08.

Uma vez que a correção foi realizada somente na caracterização da calha menor, diferenças na representação do relevo da planície de inundação são existentes e são devido à baixa resolução inerente ao MDE SRTM. Cabe observar que após a realização de ajustes somente na calha menor, as elevações altimétricas da planície de inundação registradas no levantamento topobatimétrico são inferiores às elevações dos modelos SRTM. Nessa situação, esse comportamento pode resultar em uma menor inundação da planície quando se utiliza como base topográfica o modelo SRTM. Uma forma de contornar esse problema poderia ser o rebaixamento homogêneo do MDE SRTM na planície de inundação utilizando um valor de subtração fixo. A correção generalizada das elevações incluindo a planície de inundação é difícil devido à variabilidade natural do relevo do entorno do talvegue.

Na Figura 6.13 são exibidos os pontos de controle, nos quais as elevações foram obtidas por GPS. Esses pontos foram utilizados para avaliação dos erros do MDE SRTM antes e após as correções.

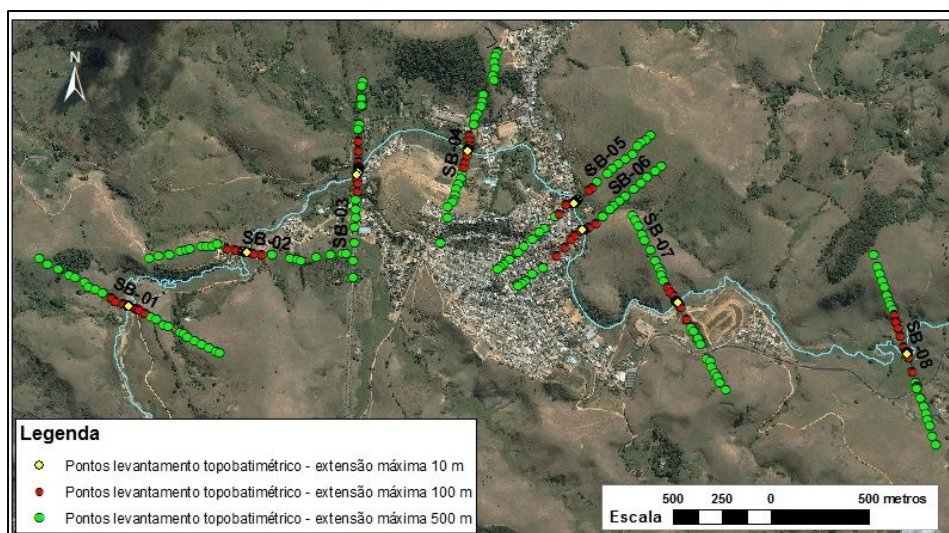


Figura 6.13 – Pontos com elevação resultantes do levantamento topobatemétrico e utilizados para avaliar os erros do SRTM antes e após a inserção de ajustes

Nas Tabelas 6.4 a 6.6 são exibidos os erros médios quadráticos do MDE SRTM utilizado na simulação hidráulica. Também são apresentadas as diferenças máximas positiva e negativa, e média, entre os pontos de controle GPS e os pontos homólogos do MDE SRTM.

Tabela 6.4 – Erro médio quadrático considerando o total de pontos existentes no levantamento topobatemétrico

Modelo topográfico	Diferença média (m)	Diferença máxima positiva (m)	Diferença máxima negativa (m)	Desvio padrão (m)	EMQ (m)
SRTM 30 m (ajustado)	1,2	10,8	-11,6	4,1	4,2
SRTM 30 m (original)	3,6	11,6	-11,9	4,5	5,7

Tabela 6.5 – Erro médio quadrático considerando somente os pontos do levantamento topobatemétrico localizados até uma extensão de 100 m para cada lado da planície de inundação em relação ao centro da calha menor

Modelo topográfico	Diferença média (m)	Diferença máxima positiva (m)	Diferença máxima negativa (m)	Desvio padrão (m)	EMQ (m)
SRTM 30 m (ajustado)	0,7	9,8	-10,3	3,4	3,4
SRTM 30 m (original)	5,6	11,6	-10,3	3,5	6,6

Tabela 6.6 – Erro médio quadrático considerando somente os pontos do levantamento topobatemétrico localizados até uma extensão de 10 m para cada lado da planície de inundação em relação ao centro da calha menor

Modelo topográfico	Diferença média (m)	Diferença máxima positiva (m)	Diferença máxima negativa (m)	Desvio padrão (m)	EMQ (m)
SRTM 30 m (ajustado)	-0,6	4,0	-7,4	2,1	2,2
SRTM 30 m (original)	7,0	11,6	-0,6	2,6	7,4

De maneira geral, é possível afirmar que o tratamento proposto para o MDE SRTM resultou na redução dos erros do modelo. Os resultados evidenciam que o tratamento do MDE SRTM com aplicação do método AGREE e, posteriormente, com a delimitação de uma calha fluvial, reduziu o EMQ de 5,7 m para 4,2 m, e a diferença média de elevação entre os pontos de controle e o MDE de 3,6 m para 1,2 m. Quando se comparam apenas os pontos localizados até uma extensão de 100 m, em direção às margens direita e esquerda, contados a partir da linha de centro do talvegue, a redução do EMQ é de 6,6 m para 3,4 m, e a diferença média reduz de 5,6 m para 0,7 m. Já quando são considerados os pontos correspondentes à largura da calha menor, a redução do EMQ é de 7,4 m para 2,2 m. Esse EMQ é superior ao obtido quando foram considerados todos os pontos do levantamento topobatimétrico, o qual contempla pontos com distância perpendiculares ao leito do rio superiores a 500 m. Esse resultado evidencia a incapacidade do MDE SRTM em representar a topobatimetria da calha fluvial abaixo da linha de água.

6.3 Síntese do hidrograma de ruptura

Para síntese do hidrograma de ruptura foram utilizados como dados de entrada o hidrograma afluente reconstituído (item 6.1.1), as relações cota-volume obtidas para o reservatório assoreado (item 6.1.2) e as curvas cota-descarga referentes aos vertedouros operacional e de emergência (item 4.4.1). Considerou-se que a formação da brecha iniciou-se às 03h30min, e valores da altura, da largura de fundo e do tempo de formação da brecha de ruptura iguais a, respectivamente, 34 m, 4,0 m e 4,5 h, conforme resultados da reconstituição da brecha de ruptura apresentados no item 6.1.3. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 6.7 e graficamente na Figura 6.14.

Tabela 6.7 – Resultados da síntese do hidrograma de ruptura

Gatilho para início da formação da brecha	10/1/2007 3h30min
Largura de fundo da brecha de ruptura (m)	4
Inclinação lateral da brecha - Z (esquerdo e direito)	0,9H:1V e 1,3H:1V
Tempo de formação da brecha de ruptura (h)	4,5
Altura final da brecha de ruptura (m)	34
Método de progressão do crescimento da brecha	Linear
Vazão de pico de ruptura (m ³ /s)	422
Data e hora do início da formação da brecha de ruptura	10/1/2007 3h30 min
Data e hora da vazão de pico de ruptura	10/1/2007 5h27 min
Tempo de pico (hh:min)	1:57
Tempo de base (hh:min)	8:00
Volume do hidrograma de ruptura (m ³)	3.293.605

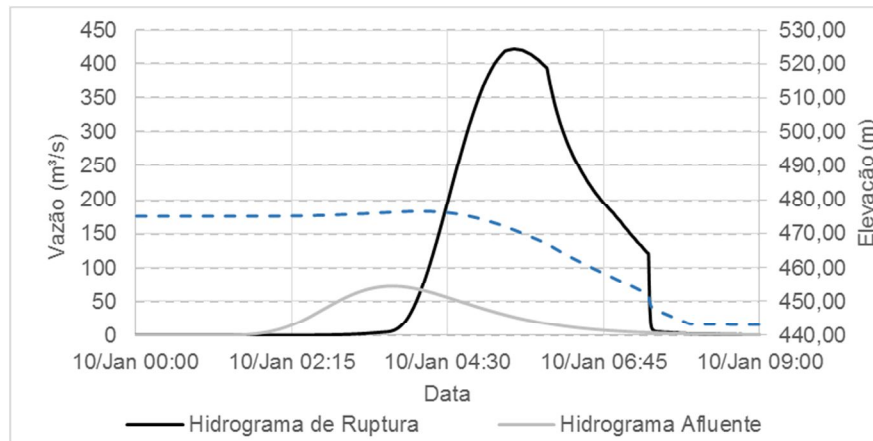


Figura 6.14 – Deplecionamento do reservatório e síntese do hidrograma de ruptura

A vazão de pico do hidrograma de ruptura foi igual a 422 m³/s, para uma vazão de pico do hidrograma afluente de 72,0 m³/s. O nível de água máximo alcançou a El. 476,40 m (nível de água máximo *maximorum*). O volume do hidrograma de ruptura foi igual a 3.293.605 m³, valor dado pela soma do volume total do hidrograma afluente e do volume do reservatório assoreado até a El. 475,00 m, correspondente à cota altimétrica da soleira do extravasor operacional.

6.4 Propagação da onda de cheia

A propagação da onda de cheia foi realizada no modelo HEC-RAS com as condições de contorno e iniciais especificadas no capítulo de Materiais e Métodos. O vale a jusante foi descrito por 478 seções topobatimétricas extraídas diretamente do MDE SRTM 30 m corrigido. Para facilidade na exibição dos resultados obtidos, foram selecionadas 18 seções transversais espaçadas em aproximadamente 1 km, conforme exibido na Figura 6.15.

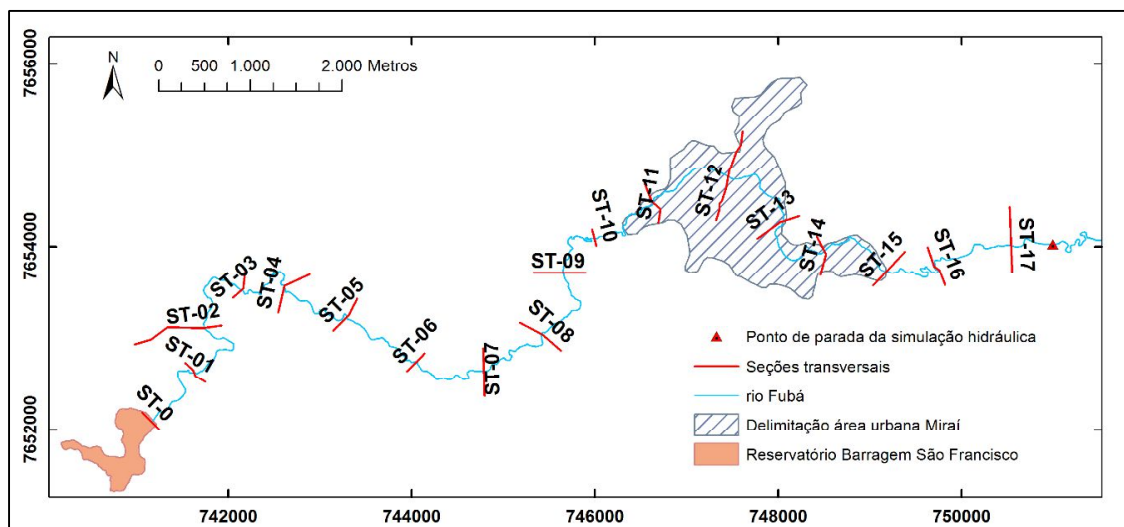


Figura 6.15 – Localização das seções transversais utilizadas para apresentação dos resultados

Nas Figuras 6.16 a 6.23 são apresentadas, respectivamente, a propagação do hidrograma de ruptura ao longo do vale a jusante, o perfil de vazões máximas atingidas, o perfil de elevação do nível de água máximo, as máximas profundidades de escoamento, as velocidades médias de escoamento, o risco hidrodinâmico (produto da velocidade pela profundidade de escoamento), a data e hora da ocorrência da máxima profundidade de inundação nas seções transversais selecionadas e a variação do número de Froude ao longo do vale a jusante. Os principais resultados da modelagem hidráulica do cenário base estão sintetizados na Tabela 6.8.

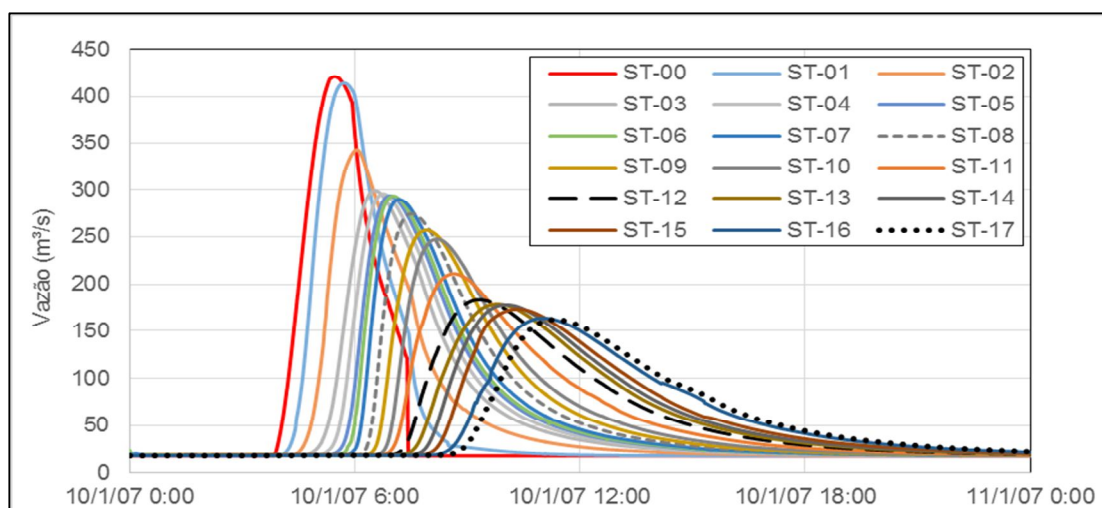


Figura 6.16 – Propagação do hidrograma de cheia

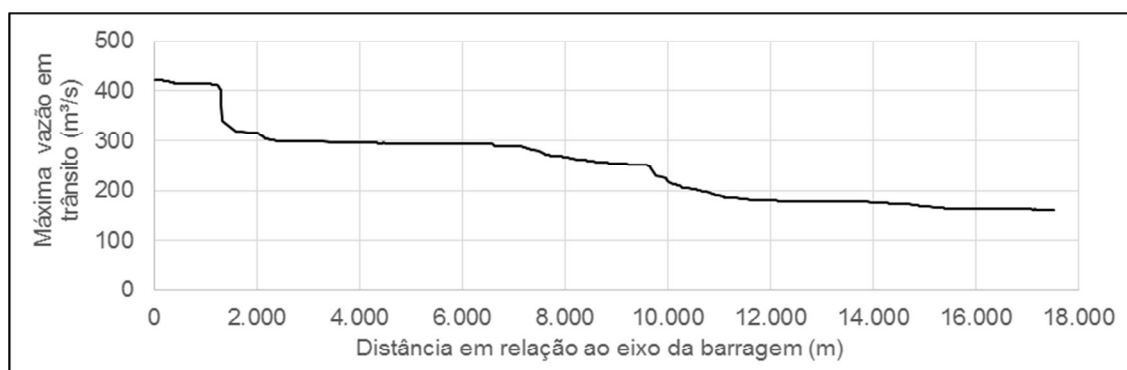


Figura 6.17 – Perfil de vazões máximas atingidas

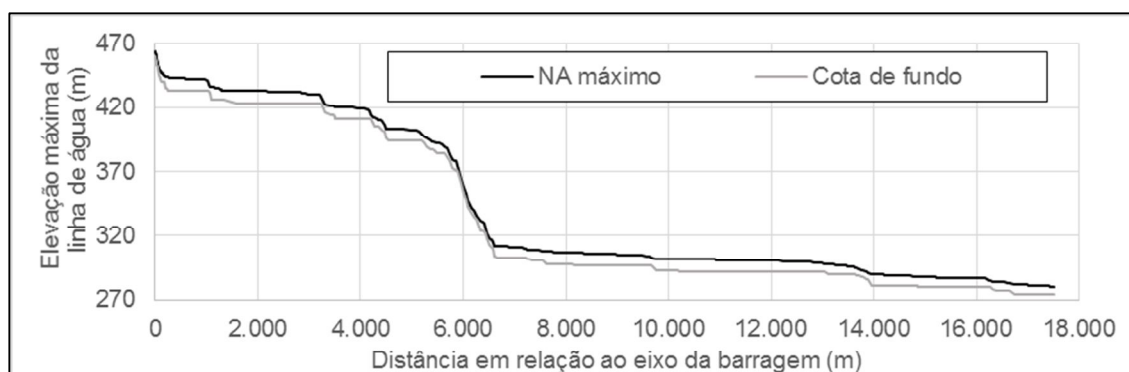


Figura 6.18 – Perfil da elevação máxima da linha de água



Figura 6.19 – Máximas profundidades de escoamento



Figura 6.20 – Velocidades médias de escoamento



Figura 6.21 – Risco hidrodinâmico



Figura 6.22 – Horário de ocorrência da máxima profundidade de escoamento



Figura 6.23 – Número de Froude máximo

Tabela 6.8 – Síntese de resultados da propagação da onda de cheia

Identificação da seção transversal	Localização a jusante da barragem (m)	Vazão de pico (m³/s)	Profundidade máxima (m)	Velocidade média (m/s)	Risco hidrodinâmico (m²/s)	Horário de ocorrência da máxima profundidade
ST-00	0	421	4,6	2,5	11,5	10/1/07 5:24
ST-01	981	414	8,6	1,8	15,2	10/1/07 5:39
ST-02	2.001	315	10,0	0,2	2,2	10/1/07 6:20
ST-03	3.004	299	7,4	0,7	5,1	10/1/07 6:33
ST-04	4.008	296	8,3	1,0	8,1	10/1/07 6:43
ST-05	5.005	293	8,7	0,8	6,6	10/1/07 6:56
ST-06	6.024	293	4,7	3,1	14,5	10/1/07 6:56
ST-07	6.994	289	8,3	0,9	7,6	10/1/07 7:14
ST-08	8.011	268	9,4	0,8	7,2	10/1/07 7:42
ST-09	9.027	255	8,5	0,7	5,8	10/1/07 8:03
ST-10	9.996	221	9,3	1,1	10,1	10/1/07 8:50
ST-11	10.988	190	9,6	0,4	3,8	10/1/07 9:16
ST-12	12.006	180	8,9	0,4	3,6	10/1/07 9:37
ST-13	13.001	178	6,9	1,3	8,6	10/1/07 9:48
ST-14	14.017	176	9,0	0,7	6,6	10/1/07 10:14
ST-15	14.997	169	8,2	0,7	5,7	10/1/07 10:43
ST-16	15.987	163	7,3	0,3	1,9	10/1/07 11:04
ST-17	17.027	162	7,8	0,7	5,8	10/1/07 11:21

O desempenho da simulação hidráulica em reproduzir a mancha de inundação observada foi avaliado por meio da comparação entre a área inundada e a largura média das manchas de inundação observada e calculada e também por meio da análise do índice F. Os resultados estão apresentados na Tabela 6.9. O arranjo das células A, B, C e D (vide Tabela 3.3) – utilizadas para o cálculo de F – está ilustrado na Figura 6.24. O mapeamento da envoltória de inundação está exibido na Figura 6.25, sendo que o mesmo pode ser visto em maior escala nos mapas apresentados no Apêndice A.

Tabela 6.9 – Avaliação do desempenho da simulação hidráulica para o cenário base

	Envoltória observada			Envoltória calculada		
	TOTAL	RURAL	URBANA	TOTAL	RURAL	URBANA
Área (m²)	1.309.489	744.967	564.522	1.182.174	779.056	403.118
Largura média (m)	87	71	125	79	52	27
Comprimento (m)	14.997	10.486	4.511	14.997	10.486	4.511
F				0,66	0,69	0,62
Varição da área inundada em relação à observada (%)	-10%			-10%	5%	-29%
Varição da largura média em relação à observada (%)	-10%			-10%	-27%	-79%

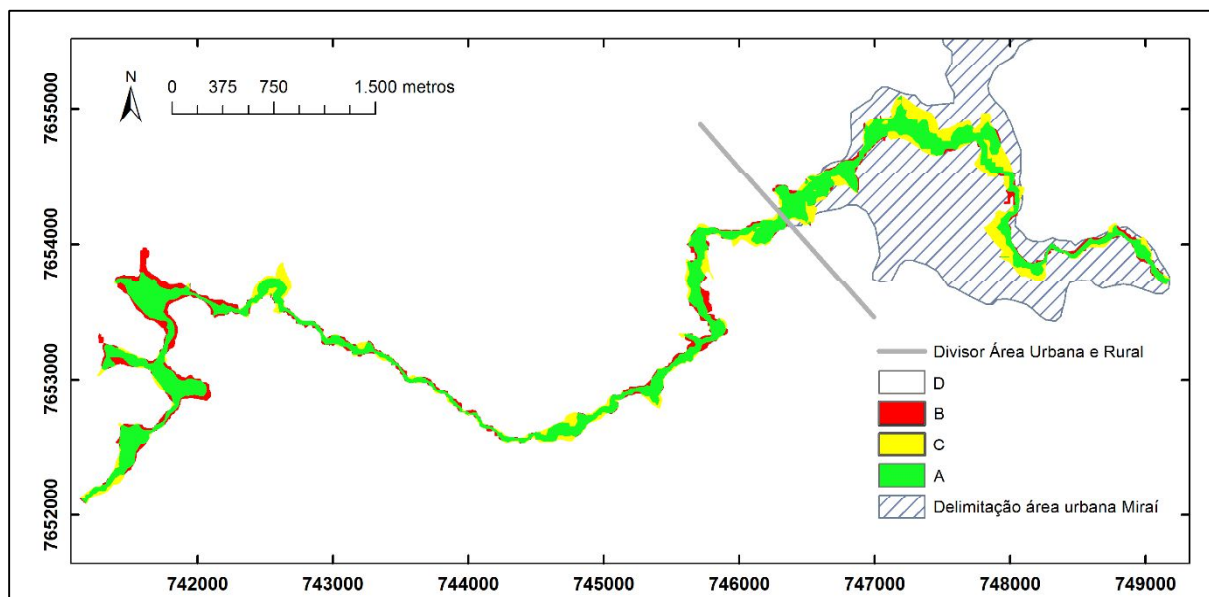


Figura 6.24 – Mapeamento utilizado para cálculo do índice de desempenho F

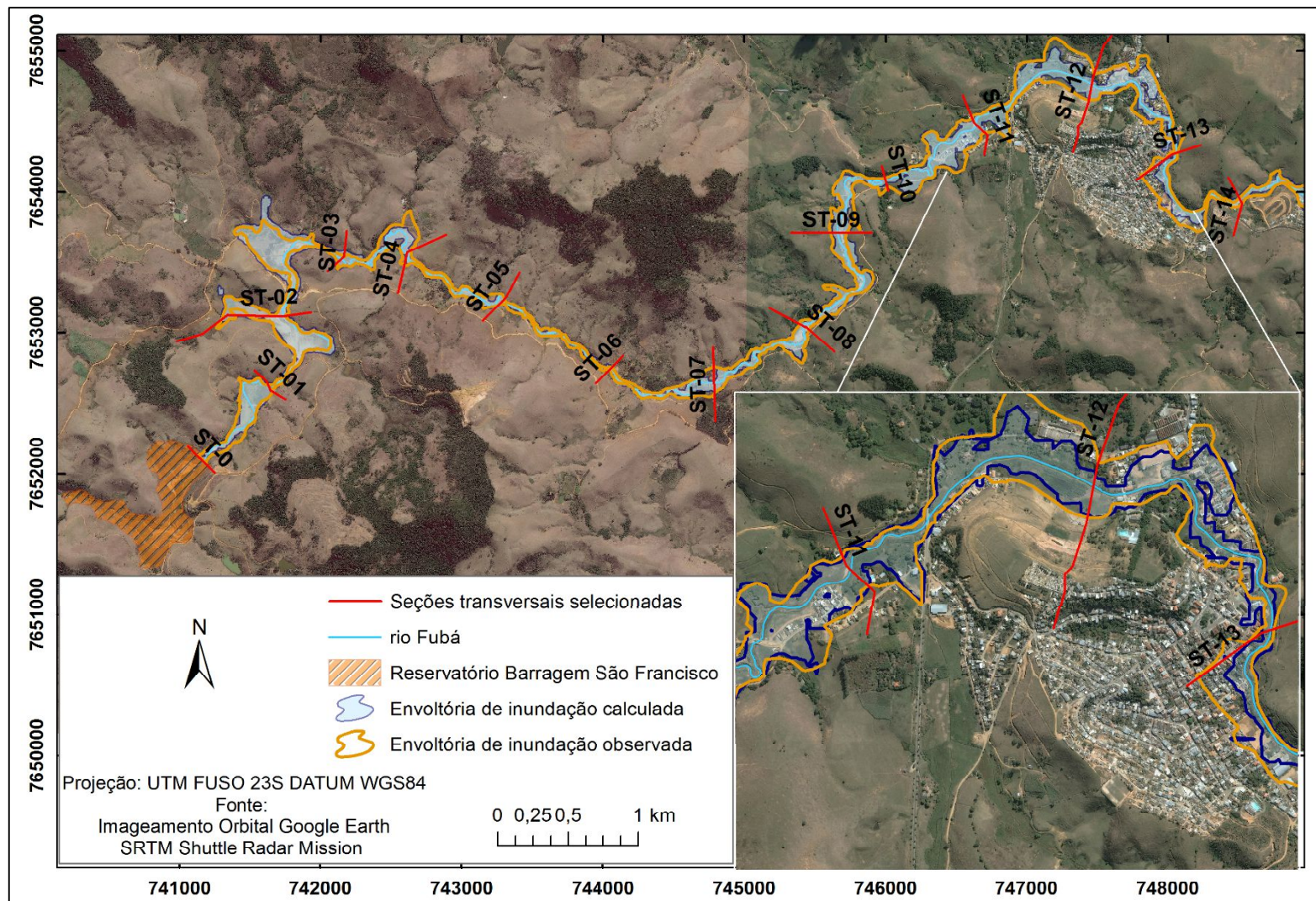


Figura 6.25 – Mapa de inundação do cenário base

Os resultados evidenciam que, no trecho inicial até cerca de 4 km a jusante da barragem, ocorreu amortecimento de aproximadamente 30% da vazão de pico, seguindo comportamento típico de maior amortecimento da vazão de pico no trecho próximo à barragem relatado em diversos estudos (MONTE-MOR, 2004; BRASIL, 2005; BEGNUDELLI & SANDERS, 2007; BALBI, 2008; LAURIANO, 2009; MELO, 2013). O exame do amortecimento da vazão de pico ao longo do vale a jusante é facilitado pela análise da Figura 6.26.

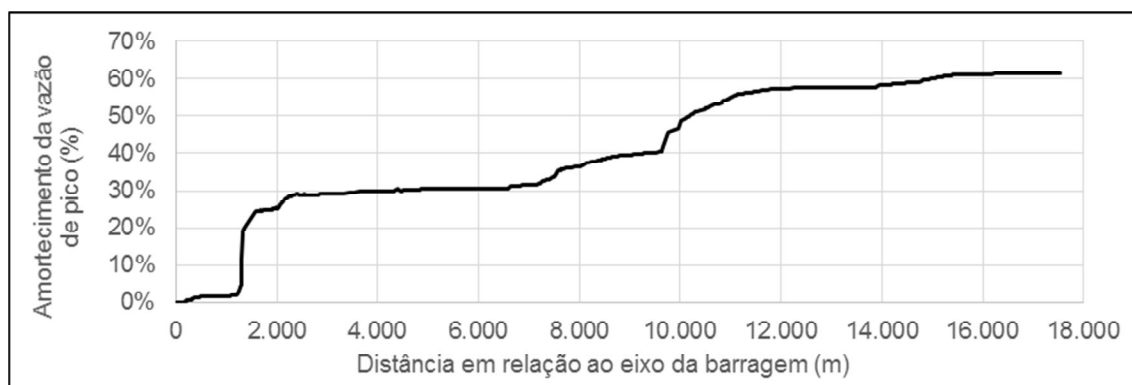


Figura 6.26 – Amortecimento da vazão de pico

Uma característica específica do vale a jusante da barragem São Francisco, conforme pode ser visto entre as seções ST-01 e ST-04 na Figura 6.25, é a existência de duas grandes várzeas, com relevo plano e planície de inundação extensa. Nesses locais, ocorreu o espreadimento da onda de inundação e, por consequência, um maior amortecimento da onda de cheia. Uma dessas várzeas é retratada na foto da Figura 6.27.



Figura 6.27 – Várzea localizada a cerca de 2 km a jusante da barragem

Fonte: SAWAYA (2007).

Entre as seções ST-04 e ST-07 não ocorreu amortecimento significativo da vazão de pico. Esse trecho é caracterizado por alta declividade, vale encaixado e calha bem definida, e pequenas quedas de água e leito rochoso (Figura 6.28). Conforme pode ser observado na Figura 6.23, o escoamento nesse trecho alterna-se entre regime subcrítico e supercrítico. Cabe ressaltar que, conforme observado por Collischonn (1997), vales encaixados tendem a atenuar menos a onda de cheia do que vales mais abertos, com largas áreas inundáveis. Nesse contexto, a geometria do vale e da área inundável tem mais importância que a própria calha do rio. Esse aspecto foi verificado na simulação hidráulica realizada.



Figura 6.28 – Trecho fluvial encachoeirado entre as seções ST-04 e ST-07, retratado em fotos tomadas logo após a ruptura da barragem (SAMAYA, 2007), e em janeiro de 2015, respectivamente

Fonte: SAWAYA (2007) e acervo pessoal do autor.

No trecho entre as ST-07 e ST-10, a vazão de pico alcança cerca de 50% de seu valor inicial. Esse trecho é caracterizado por baixa declividade e algumas áreas planas inundáveis. A chegada da frente de onda à ST-10, logo a montante do bairro Jardim Indaiá, ocorre por volta das 07:00 h da manhã e a máxima profundidade de inundação ocorre por volta das 09:00 h. Ressalta-se a dificuldade de confrontar esses horários com os valores efetivamente observados. Segundo relato de testemunhas, a evacuação das casas localizadas no bairro Jardim Indaiá ocorreu ainda de madrugada, mas não foram obtidas informações mais precisas sobre o momento em que a onda de cheia atingiu o bairro. De qualquer forma, o horário de chegada da frente de onda por volta das 07:00 h da manhã, resultante da simulação hidráulica, está em consonância com o potencial intervalo de tempo inferido com as observações de campo.

No trecho entre a ST-10 até a ST-12, a vazão foi amortecida em aproximadamente 8%, resultando em uma vazão igual a 180 m³/s, cerca de 58% inferior à vazão de pico do hidrograma de ruptura da ST-0. Esse amortecimento é justificável pela inundação de algumas planícies, como aquela na qual está assentado o bairro Jardim Indaiá, do estreitamento do curso de água acarretado pela ponte da rodovia MG-447, e pela inundação da região da Avenida Santa Cecília.

No trânsito da onda de cheia pelo trecho do rio Fubá localizado na área urbana não foi verificado um amortecimento significativo da vazão. Esse comportamento pode estar associado ao fato de que a vazão que atingiu a cidade já estava amortecida e com baixas velocidades de escoamento.

Cabe lembrar que nesse cenário foi adotado um valor de coeficiente de rugosidade de Manning único para todo o trecho simulado – área urbana e rural – e, portanto, o valor do mesmo não foi incrementado para representar artificialmente as obstruções e perdas de energia dadas pelas edificações existentes na planície de inundação. A simulação hidráulica realizada diferenciando-se os valores do coeficiente de rugosidade de Manning entre a área rural e urbana é apresentada no capítulo de análise de sensibilidade.

A velocidade média ao longo de todo trecho variou entre 0,1 e 6,8 m/s, sendo o valor médio de 1,2 m/s. As menores velocidades de escoamento ocorreram nas duas primeiras várzeas inundadas, localizadas, aproximadamente, entre 1,5 km e 3,0 km a jusante da barragem. As maiores velocidades ocorreram no trecho mais encachoeirado do rio Fubá, localizado a cerca de 6 km da barragem.

As altas velocidades nesse trecho provavelmente foram responsáveis pelo arraste de blocos de rochas, solapamento da base das encostas marginais e erosões da calha, conforme registrado pelas fotografias após o acidente exibidas na Figura 6.29.



Figura 6.29 – Erosões das margens e arraste de blocos ao longo do trecho encachoeirado
Fonte: SAWAYA (2007).

As baixas velocidades de escoamento na área urbana também estão condizentes com a situação observada no acidente, uma vez que não foram verificados, na área urbana, danos estruturais com o colapso total das edificações atingidas. Consultando as curvas de colapso de edificações apresentadas por USACE (1985) e utilizadas no programa norte-americano HAZUS-MH (SCAWTHORN *et al.*, 2006), pode-se verificar que os valores de velocidades de escoamento obtidos na simulação não apresentam potencial para causar colapso completo de edificações construídas com alvenaria ou concreto. Para as marcas de cheias observadas na cidade de Mirai, incluindo o bairro Jardim Indaiá, o potencial para colapso de edificações na área urbana começaria a ser verificado para velocidades de escoamento acima de 3,0 m/s. Cabe observar que essa análise não entra no mérito sobre os danos aos conteúdos das edificações que foram verificados.

Já para a área rural, seis casas foram totalmente destruídas (COPAM, 2007). Dessas seis casas, foi possível identificar somente quatro, por análise de imagem de satélite e fotografias registradas antes e após a ruptura. As casas identificadas estavam localizadas no trecho a menos

de 1 km a jusante da barragem, entre as seções ST-0 e ST-01. Nos pontos em que as casas estavam localizadas, os resultados do modelo hidráulico indicaram o potencial de colapso total dessas edificações, pelas curvas de dano apresentadas por USACE (1985), uma vez que as velocidades de escoamento e as profundidades de inundação alcançaram valores, respectivamente, superiores a 3 m/s e 3 m. Na Figura 6.30 é exibida uma dessas edificações localizadas logo a jusante da barragem, na área rural, que foi completamente destruída pela onda de cheia.



Figura 6.30 – Edificação da área rural localizada logo a jusante da barragem – colapso total
Fonte: Globo Rural (2007).

Quanto ao desempenho do modelo hidráulico em reproduzir a extensão da mancha de inundação observada, tem-se que o índice F global foi igual a 0,66, e a área inundada e a largura média obtidas pelo modelo hidráulico foram 10% inferiores aos valores observados. Quando a análise é realizada dividindo-se o modelo em área rural e urbana, o índice F para a área rural sobe para 0,69 e o índice F para área urbana decresce para 0,62. Essa divisão é interessante, uma vez que o trecho correspondente à área rural, por estar mais próximo à barragem, está associado às maiores incertezas do processo de modelagem de ruptura de barragens, sobretudo àquelas devido ao processo de formação da brecha e à síntese do hidrograma de ruptura. No trecho rural, o qual possui uma extensão aproximada de 10 km, a área inundada calculada foi 5% superior à área observada, um valor considerado aceitável, sendo a largura média 27% inferior à observada.

Quando se analisa somente o trecho urbano, têm-se que a área inundada e a largura média obtidas pelo modelo hidráulico foram, respectivamente, cerca de 29% e 79% inferiores aos valores observados. O índice F foi igual a 0,62.

Apesar do resultado geral ter sido considerado satisfatório, dada a topografia utilizada e as demais incertezas nos dados de entrada usados e do próprio processo físico de ruptura de barragem, é importante ressaltar alguns aspectos:

- A topografia SRTM pode ser inadequada para simulação hidráulica em áreas urbanas com presença de edificações e arruamentos realizados após a passagem da missão SRTM em fevereiro de 2000. Nesse contexto, para verificar a influência da topografia no modelo hidráulico, outras bases topográficas foram utilizadas nas simulações hidráulicas apresentadas na análise de sensibilidade (item 6.5.1).
- A vazão de pico do hidrograma de ruptura observado na seção transversal correspondente à localização da brecha de ruptura pode ter sido superior à vazão de pico do hidrograma de ruptura obtido no modelo HEC-HMS e utilizado no cenário base. Nesse contexto, na análise de sensibilidade foram realizadas simulações hidráulicas considerando o incremento da vazão de pico do hidrograma de ruptura (item 6.5.2).
- O espaçamento, a localização e o número total de seções transversais pode ter influenciado o desempenho do modelo na área urbana. Sendo assim, na análise de sensibilidade, foram realizadas simulações hidráulicas para diferentes configurações de seções transversais (item 6.5.3).
- O valor do coeficiente de rugosidade de Manning utilizado para o trecho rural pode ter ocasionado um amortecimento da onda de cheia superior ao efetivamente observado. Esse amortecimento pode ter resultado em uma vazão de pico na área urbana inferior à vazão observada. Nesse contexto, na análise de sensibilidade foram realizadas simulações hidráulicas reduzindo o valor desse coeficiente na área rural (item 6.5.4).
- O valor do coeficiente de rugosidade de Manning utilizado na área urbana foi insuficiente para representar a perda de carga e o aumento da inundação devido às edificações. O resultado também pode estar atrelado às elevações altimétricas da planície de inundação superestimadas pelo MDE SRTM quando comparadas ao resultado do levantamento topobatimétrico. Nesse contexto, na análise de sensibilidade foram realizadas simulações hidráulicas aumentando o valor desse coeficiente na área urbana (item 6.5.4).

- O escoamento em áreas urbanas tende a ser bidimensional, devido à presença de arruamentos, que passam a trabalhar como canais, e de edificações, que resultam em áreas de recirculação. Nesse contexto, o modelo FLO-2D foi utilizado para análise de sensibilidade do escoamento em áreas urbanas (item 6.5.5).
- As vazões afluentes dos cursos de água tributários ao rio Fubá, não consideradas nas simulações hidráulicas, podem ter contribuído para aumentar as vazões em trânsito na área urbana. Esse aspecto não foi avaliado, em virtude da dificuldade de se quantificar a magnitude das cheias afluentes e suas distribuições temporais. Cabe observar que, segundo retroanálise apresentada em Pimenta de Ávila (2007), o período de retorno do evento de precipitação ocorrido em 10/01/2007, associado à ruptura da barragem São Francisco, foi da ordem de 180 anos.

Uma opção para avaliação holística de todos esses aspectos poderia ser realizada pela aplicação de métodos específicos para quantificação de incertezas em modelos hidráulicos. Nesse contexto, o método GLUE (Beven & Binley, 1992) vem sendo bastante empregado (ARONICA *et al.*, 1998, 2002, 2012; ROMANOWICZ & BEVEN, 2003; HALL *et al.*, 2005; PAPPENBERGER *et al.*, 2005, 2006; HORRIT, 2006; BRANDIMARTE & WOLDEYES, 2013). Entretanto, esse tipo de análise não foi realizado nesta dissertação, ficando como recomendação para trabalhos futuros.

6.5 Análises de sensibilidade

Os resultados relativos às análises de sensibilidade realizadas estão descritos nos itens a seguir.

6.5.1 Modelo digital de elevação / Topografia

Os MDEs utilizados para análise da topografia foram: i) SRTM com resolução de 30 metros; ii) carta topográfica do IBGE em escala 1:50.000; iii) TOPODATA com resolução horizontal interpolada de 90 m para 30 m; e iv) SRTM com resolução horizontal de 90 metros. Cabe observar que todos os MDEs foram ajustados com a aplicação do método AGREE e com a inserção de uma calha prismática determinada pela topobatimetria levantada em campo (item 5.3).

A síntese dos resultados da avaliação do erro médio quadrático (EMQ) para os pontos localizados até 100 m para cada lado da planície de inundação está apresentada na Tabela 6.10.

Cabe observar que essa avaliação foi realizada considerando os pontos de controle obtidos com levantamento por GPS (Figura 5.28).

Tabela 6.10 – Erro médio quadrático considerando somente os pontos do levantamento topobatimétrico localizados até uma distância de 100 m para cada lado da planície de inundação em relação ao centro do talvegue

Modelo topográfico	Diferença média (m)	Diferença máxima positiva (m)	Diferença máxima negativa (m)	Desvio padrão (m)	EMQ (m)
SRTM 30 m	0,7	9,8	-10,3	3,4	3,4
Carta topográfica	-18,9	2,5	-45,8	7,8	20,4
TOPODATA	4,3	14,6	-21,3	4,7	6,4
SRTM 90 m	6,6	15,0	-11,9	4,8	8,2

De maneira geral, observa-se que os modelos SRTM com resolução de 30 m apresentam menores EMQ que os demais modelos. O modelo TOPODATA, disponibilizado com células de 30 m, apresentou EMQ e diferenças altimétricas menores que o modelo SRTM 90 m. O modelo com maior EMQ e maiores diferenças de elevação foi o MDE construído a partir de carta topográfica do IBGE com escala 1:50.000. Para esse MDE, a diferença média de elevação chegou a quase -20 m, com diferença máxima de -45,8 m, ou seja, erros significativos de elevação.

O desempenho da simulação hidráulica referente a cada MDE foi avaliada por meio da comparação entre as áreas inundadas e larguras médias das manchas de inundação observada e calculada e também por meio da análise do índice F. Os resultados estão sintetizados nos gráficos apresentados nas Figuras 6.31 e 6.32 para o índice F e a área inundada, respectivamente. O mapeamento das células A, B, C e D – utilizadas para o cálculo de F – está ilustrado na Figura 6.33.

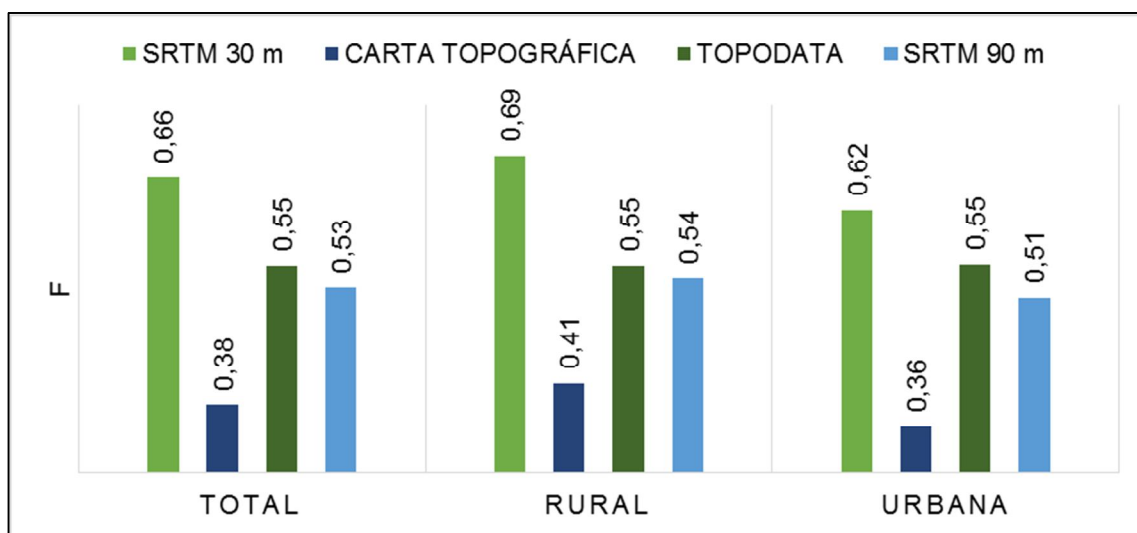


Figura 6.31 – Índice de desempenho F para diferentes MDEs

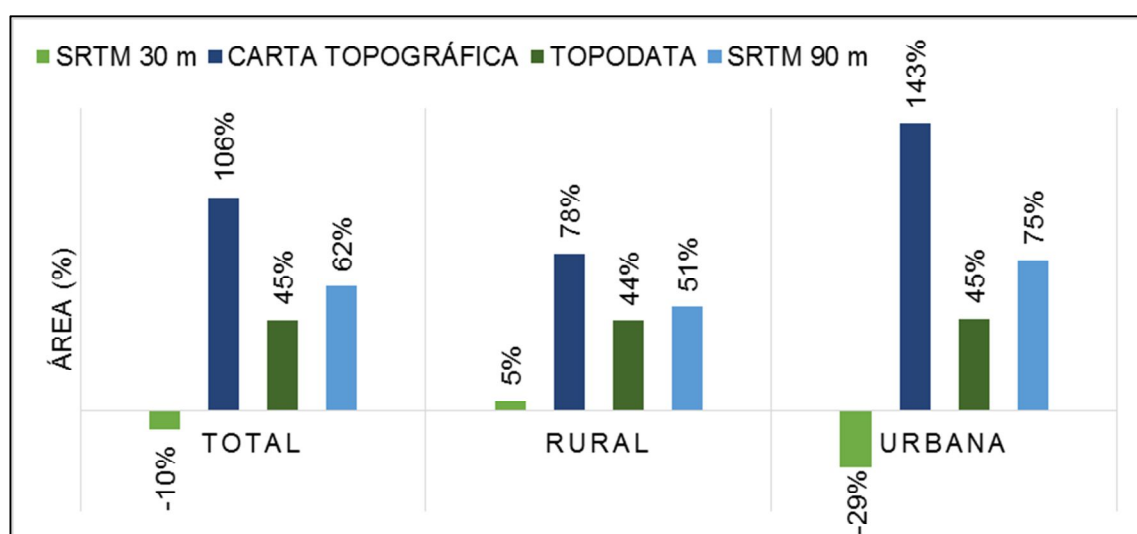


Figura 6.32 – Variação percentual da área inundada para diferentes MDEs

Os resultados mostram uma clara tendência de aumento da área molhada à medida que a resolução da topografia diminui, conforme já observado por Cook & Merwade (2009). Essa tendência fica evidente ao se analisar os resultados obtidos para os modelos SRTM 30 m e o SRTM 90 m. A área da mancha de inundação, obtida para as simulações com o modelo SRTM 30 m, foi 10% inferior à contabilizada para a mancha de inundação observada, enquanto que a área inundada obtida com o modelo SRTM 90 m foi 62% superior àquela da mancha de inundação observada. O impacto da diminuição da resolução também pode ser observado no cálculo do índice F. Devido a uma maior quantidade de células do tipo B, a simulação com o modelo SRTM 90 m resultou em um menor índice F (0,53) do que o obtido com o modelo SRTM 30 m (0,66). Cabe lembrar que as células do tipo B são aquelas inundadas pelo modelo hidráulico e não inundadas na mancha observada.

O menor índice de desempenho F foi obtido para o MDE construído a partir de carta topográfica, igual a 0,38. Nesse caso, a área inundada obtida foi 106% superior à área da mancha de inundação observada. Nesse contexto, caso o resultado correspondente a esse MDE fosse utilizado para cálculo de consequências da inundação, com quantificação do número de edificações atingidas, os valores seriam muito conservadores e bastante diferentes da realidade. Portanto, deve-se ter cuidado ao se realizar simulações hidráulicas utilizando MDEs baseados em carta topográficas em escalas iguais ou inferiores a 1:50.000, mesmo para situações em que se disponha de dados de topobatimetria.

Esses resultados sugerem que, em estudos de inundação que contemplem o trânsito de cheias em pequenos cursos de água, como o rio Fubá, o aumento da precisão da topografia da planície de inundação pode ter uma maior influência na delimitação da inundação do que o aumento da precisão associado à caracterização da calha fluvial. Cabe lembrar que em todos os MDEs foi utilizada a mesma seção prismática para representação da calha menor.

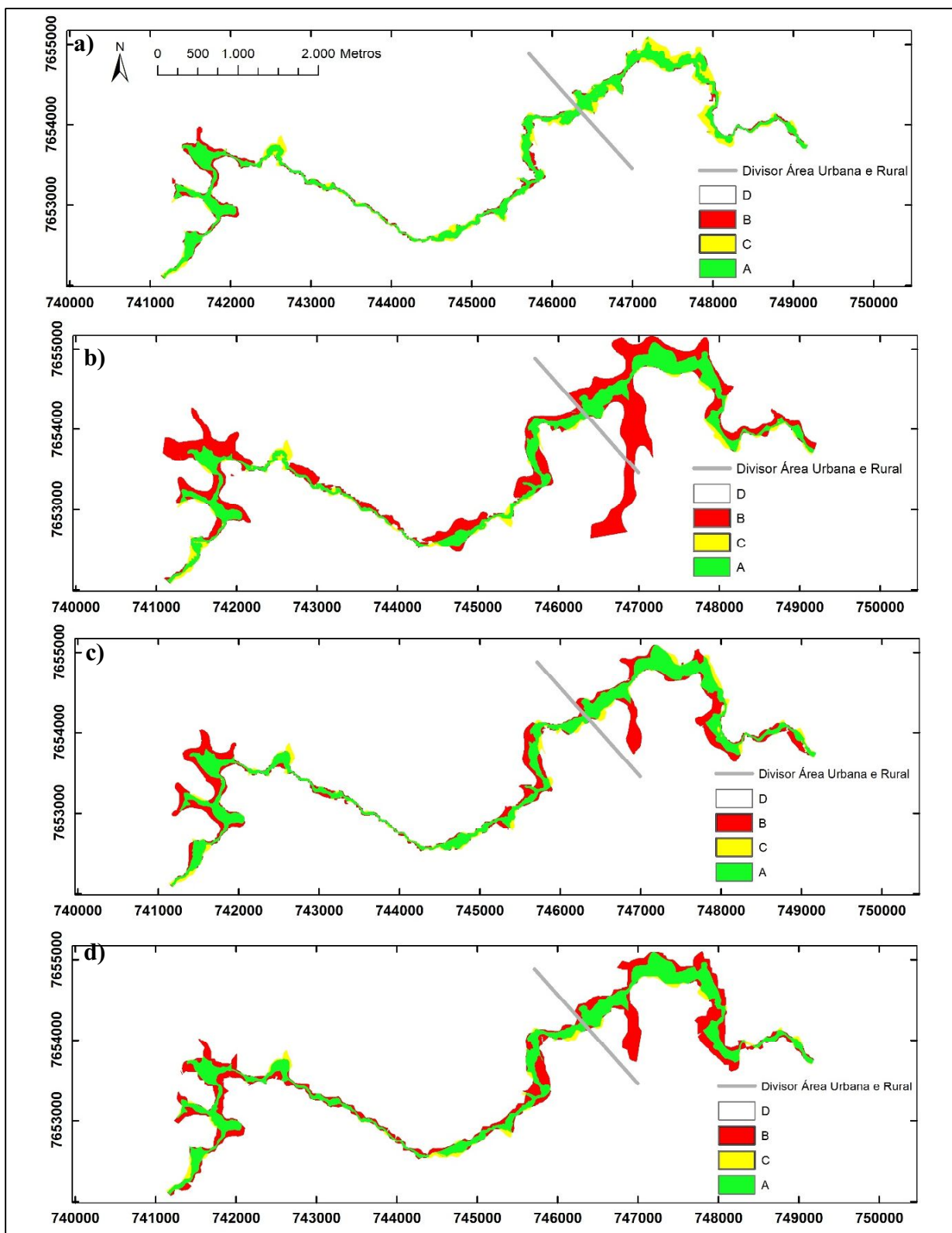


Figura 6.33 – Mancha de inundação e mapeamento de células para cálculo do índice F: a) SRTM 30 m; b) Carta topográfica; c) TOPODATA; d) SRTM 90 m

Quando são comparados os resultados obtidos com os modelos TOPODATA e o SRTM 90 m, verifica-se que com o MDE construído a partir do primeiro obteve-se uma área inundada mais próxima da observada, mas ainda superior em 45%. Ressalta-se que o MDE TOPODATA

também possui resolução de 30 m, embora a mesma seja resultante da interpolação dos dados do modelo SRTM com resolução de 90 m.

Na Figura 6.34 são apresentadas as elevações do nível de água obtidas na seção transversal ST-10 para os modelos SRTM 30 m, TOPODATA e SRTM 90 m. Dada a grande diferença de elevação do MDE construído a partir de carta topográfica, o resultado referente ao mesmo não é exibido na referida figura.

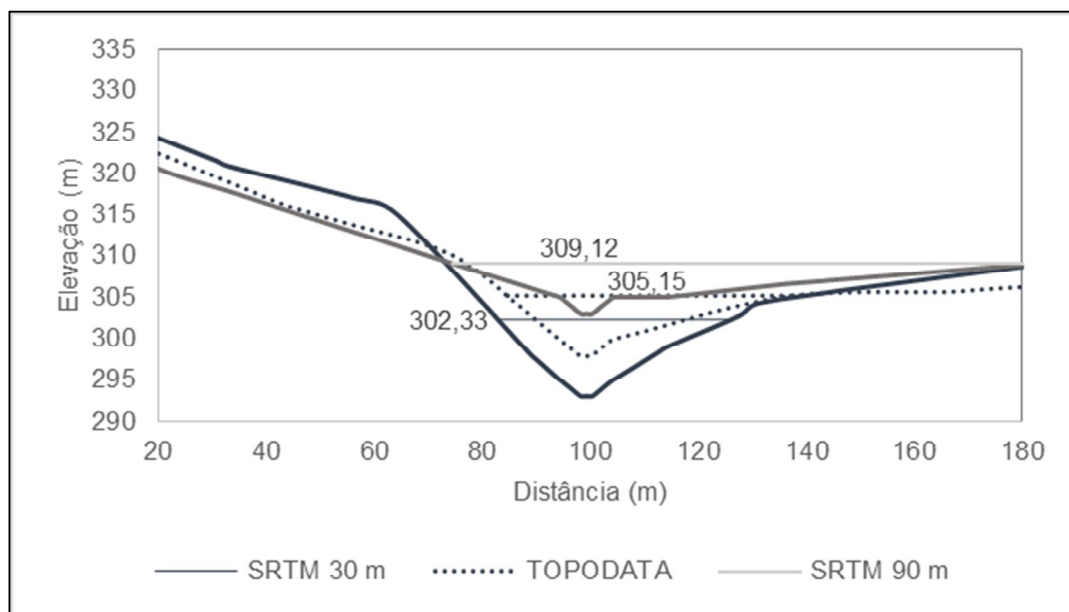


Figura 6.34 – Exemplo de inundação em uma seção transversal (ST-10)

O resultado sugere uma tendência de suavização na representação do terreno quando se reduz a resolução horizontal de 30 m para 90 m. Na seção transversal ST-10, as elevações do nível de água resultantes do modelo hidráulico variaram entre a El. 302,33 m (modelo SRTM 30 m) até a El. 309,12 m (modelo SRTM 90 m). As larguras de topo da área molhada para os modelos SRTM 30 m, TOPODATA e SRTM 90 m foram, respectivamente, iguais a 43,4 m, 54,5 m e 107,7 m.

Os resultados também evidenciaram os ganhos que os estudos de inundação, realizados a partir de base topográfica gratuita, terão com a decisão do governo norte-americano, em setembro de 2014, de disponibilizar para todas as regiões do globo o MDE SRTM com precisão de 30 m e não mais com 90 m, como vinha sendo disponibilizado.

6.5.2 Hidrograma de ruptura

6.5.2.1 Síntese hidrológica

Para definição dos parâmetros característicos da brecha de ruptura a partir de equações empíricas de previsão, é necessário informar a altura de lâmina de água (H_w) em relação à cota de fundo da brecha. A determinação dessa altura deve ser fixada *a priori* ou pode ser obtida por simulações hidrológicas com a determinação do hidrograma afluente, e posterior trânsito desse hidrograma pelo reservatório.

Inicialmente, foi realizado somente o trânsito de cheias pelo reservatório para obtenção do nível de água máximo *maximorum*. Esse nível de água foi utilizado para determinação do H_w e também como gatilho para o início de formação da brecha de ruptura. Para realização do trânsito de cheia foi utilizada a curva cota-volume estimada diretamente pela topografia do modelo SRTM sem considerar o volume de rejeitos que ficou retido no reservatório (Figura 6.3), e a partir da elevação da soleira do extravasor operacional. Os resultados do trânsito de cheia estão sintetizados na Tabela 6.11 e na Figura 6.35.

Tabela 6.11 – Síntese de resultados do trânsito de cheias para o reservatório não assoreado

Volume do hidrograma afluente (m³)	702.522	Volume disponível para amortecimento de cheias (m³)	614.465
Elevação da crista da barragem (m)	477,00	Vazão máxima afluente (m³/s)	72,0
Elevação da soleira do extravasor (m)	475,00	Vazão máxima efluente (m³/s)	13,0
Elevação do NA no início da simulação (m)	475,00	Elevação do NA máximo <i>maximorum</i> (m)	476,80
Volume até a El. 475,00 m (m³)	3.118.852		

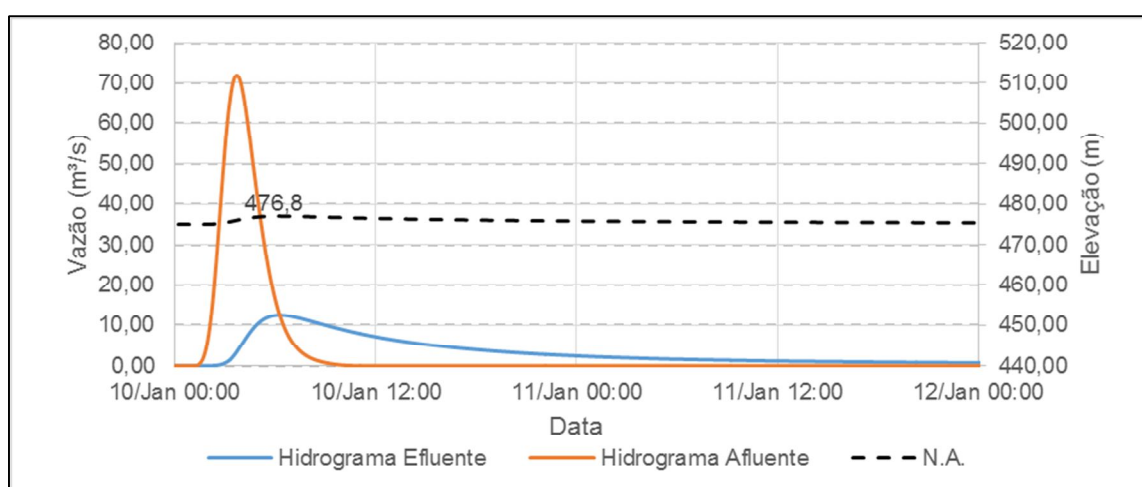


Figura 6.35 – Resultado do trânsito de cheias para o reservatório não assoreado

As equações de previsão de geometria e tempo de formação de brecha foram aplicadas considerando $H_w = 33,80$ m e $V_w = 3.670.857$ m³ – valores referentes ao NA máximo *maximorum* do reservatório (El. 476,80 m) em sua configuração sem assoreamento e cota de fundo da brecha de ruptura estimada na El. 443,00 m. Nas equações de Froehlich (2008) foram considerados os parâmetros associados ao modo de ruptura por galgamento, com $K_0 = 1,3$ e $Z = 1,0$. Para a aplicação da equação de Von Thun & Gillete (1990), considerou-se $Z = 1,0$, referente a maciço construído com solos não coesivos. Para aplicação da equação de Xu & Zhang (2009), a altura da brecha (H_b) foi fixada em 34,0 m e foram considerados os parâmetros associados ao modo de ruptura por galgamento, barragem homogênea constituída por solo de média erodibilidade.

Os parâmetros da brecha obtidos pelas equações de previsão estão sintetizados na Tabela 6.12. Para facilidade de comparação, foram incluídos os resultados obtidos no cenário base de restituição da brecha de ruptura.

Tabela 6.12 – Previsão dos parâmetros da brecha

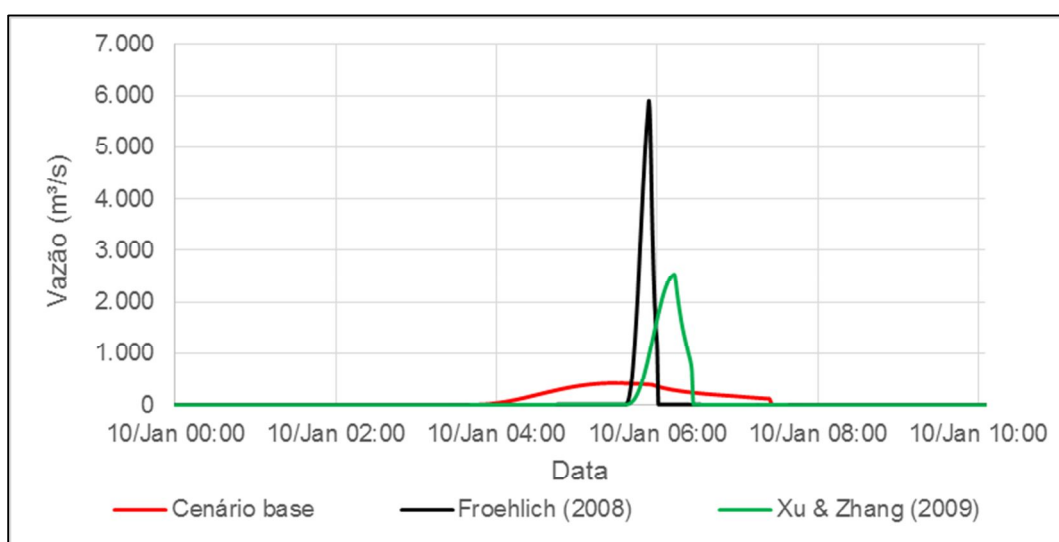
Autor	Largura média da brecha (m)	Largura fundo da brecha (m)	Largura topo da brecha (m)	Tempo de formação (hh:min)
Brecha reconstituída – Cenário base	37	4	70	04:30
Von Thun & Gillette (1990)	103	86	120	00:31
Froehlich (2008)	51	17	85	00:19
Xu & Zhang (2009)	65	32	98	00:55

A largura de fundo igual a 86 m, obtida pela equação de Von Thun & Gillete (1990), ficou muito superior à geometria do vale no qual o maciço da barragem São Francisco estava implantado. Colorado (2010) orienta que, nessas situações, a equação de previsão deve ser descartada. Nesse contexto, os parâmetros obtidos aplicando-se Von Thun & Gillete (1990) foram desconsiderados.

Algumas características notáveis dos hidrogramas de ruptura resultantes da modelagem hidrológica utilizando os parâmetros obtidos pela equações de Froehlich (2008) e Xu & Zhang (2009) estão apresentadas na Tabela 6.13 e graficamente na Figura 6.36.

Tabela 6.13 – Resultados da simulação hidrológica e síntese do hidrograma de ruptura

Parâmetros	Cenário base	Cenário 2	
		Froehlich (2008)	Xu & Zhang (2009)
Gatilho para formação da brecha	10/1/2007 3:30	NA max. <i>max.</i> (El. 476,80 m)	NA max. <i>max.</i> (El. 476,80 m)
Método de progressão	Linear	Linear	Linear
Vazão de pico de ruptura (m^3/s)	421	5.894	2.537
Data e hora do início da formação da brecha de ruptura	10/1/2007 3:30	10/1/2007 5:36	10/1/2007 5:36
Data e hora da ocorrência da vazão de pico de ruptura	10/1/2007 5:27	10/1/2007 5:53	10/1/2007 6:12
Tempo de pico (hh:min)	1:57	0:17	0:36
Volume do hidrograma de ruptura ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	3,3	3,8	3,8

**Figura 6.36 – Hidrogramas de ruptura do cenário base e resultantes das equações de previsão propostas por Froehlich (2008) e Xu & Zhang (2009)**

Cabe examinar a diferença nos tempos de base do hidrograma do cenário base e daqueles obtidos por equações de previsão. Salienta-se que ambas as equações de previsão subestimaram os tempos de formação de brecha de ruptura. Entretanto, pôde-se verificar durante a visita de campo, realizada em janeiro de 2015, que o tempo de formação apresenta grande incerteza e que os valores informados pelas testemunhas apresentam variações. Portanto, dada a pequena diferença no horário da vazão de pico de ruptura entre o hidrograma do cenário base e aqueles

obtidos com as equações de previsão – máxima de 40 minutos – considerou-se que o resultado do horário de ocorrência da vazão de pico está dentro da faixa de incerteza do valor realmente observado.

Conforme descrito em Colorado (2010), o modelo HEC-HMS tende a coincidir o tempo de formação da brecha de ruptura com o tempo para ocorrência da vazão de pico. O resultado evidenciou que esse comportamento do modelo HEC-HMS foi verificado somente na aplicação da equação de Froehlich (2008). No cenário base, o tempo de formação foi estabelecido em 4,5 horas e o tempo para vazão de pico ocorreu em apenas 2 horas, de forma que esse comportamento do modelo HEC-HMS não foi observado.

Para a etapa de propagação da onda de cheia, de maneira conservadora, conforme sugerido por Colorado (2010), optou-se por utilizar o hidrograma de ruptura obtido pela equação de Froehlich (2008), por esta apresentar maior vazão de pico. Portanto, o resultado obtido com a aplicação da equação de Xu & Zhang (2009) foi descartado no sequenciamento desta avaliação de sensibilidade.

6.5.2.2 Propagação hidráulica

Na Figura 6.37 é apresentada uma síntese dos principais resultados obtidos. Para fins de exibição dos resultados, o cenário base foi referido como Cenário 1, e o cenário correspondente à análise de sensibilidade do hidrograma de ruptura foi denominado como Cenário 2.

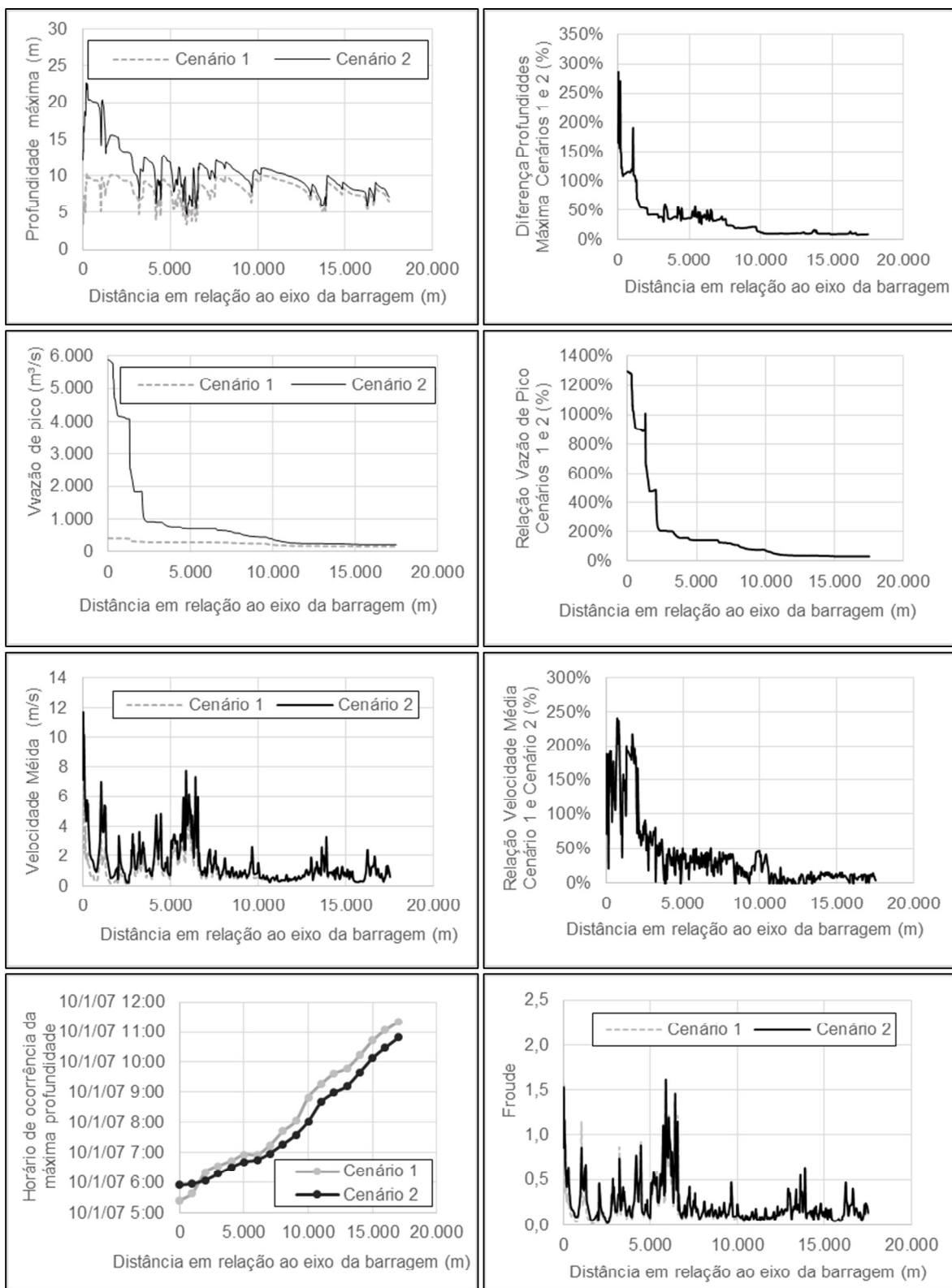


Figura 6.37 – Síntese de resultados para o Cenário 1 e o Cenário 2

Os resultados evidenciam a diminuição das diferenças entre os cenários ao longo do trânsito da cheia pelo vale a jusante. A profundidade máxima de inundação no Cenário 2 na seção transversal ST-0 é cerca de 270% superior à profundidade máxima observada no Cenário 1. Já

na seção transversal ST-10, logo a montante do bairro Jardim Indaiá, a profundidade máxima de inundação do Cenário 2 foi somente cerca de 11% superior àquela obtida no Cenário 1. O mesmo comportamento pode ser observado para a vazão de pico, que é igual a 5.894 m³/s na seção transversal ST-0, ou seja, cerca de 1.300% superior à vazão do Cenário 1, enquanto na seção transversal ST-10 essa diferença é de 75%.

Os resultados também sugerem que caso a população em risco esteja em um local distante da barragem, os detalhes do processo de formação da brecha têm pouca influência nas consequências da ruptura. Nessa situação, predominam o tempo de trânsito, o potencial de atenuação, o volume liberado e outros efeitos da propagação. Entretanto, quando a população está localizada nas proximidades da barragem, uma previsão mais fidedigna dos parâmetros da brecha (largura da brecha, altura e tempo de formação) é crucial para o desenvolvimento de um plano de ação emergencial efetivo, que contemple, por exemplo, a elaboração de um rápido sistema de alerta e evacuação, reduzindo o risco de perda de vidas humanas.

As diferenças entre as velocidades médias de escoamento também se reduzem à medida que se distancia do eixo da barragem. Quando se avalia a variação do número de Froude, verifica-se que a transição entre os regimes de escoamento subcrítico e supercrítico ocorre praticamente nos mesmos locais nos Cenários 1 e 2.

Na Figura 6.38 são exibidos os hidrogramas calculados para as seções transversais ST-04, ST-08, ST-12 e ST-17. O número da seção representa a distância a jusante aproximada em relação ao eixo da barragem, em quilômetros. Pode-se verificar um maior amortecimento do hidrograma no Cenário 2 e o aumento do tempo de base do hidrograma ao longo do trânsito. A tendência verificada é que os hidrogramas vão ficando com formatos semelhantes à medida que se distancia da barragem.

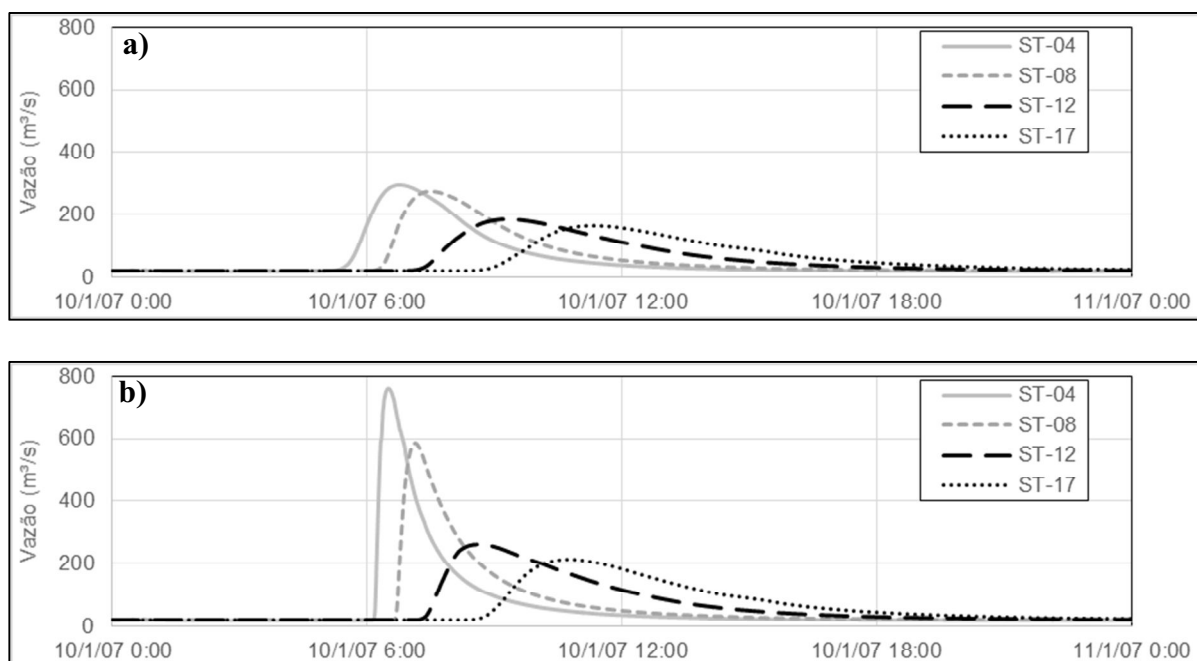


Figura 6.38 – Propagação do hidrograma de ruptura: a) Cenário 1; b) Cenário 2

Quanto ao horário para ocorrência da máxima profundidade tem-se uma diferença média de 26 minutos entre os dois cenários, sendo a diferença máxima igual a 48 minutos, observada na seção transversal ST-10. O horário obtido para ocorrência da máxima profundidade nessa seção transversal foi às 8:02 da manhã no Cenário 2, enquanto que às 08:50 no Cenário 1.

Os índices de desempenho F obtidos para os dois cenários estão apresentados na Figura 6.39. Já as relações entre as áreas inundadas simuladas nos Cenários 1 e 2 e aquela observada – considerando valores totais e valores das áreas rural e urbana – estão apresentadas na Figura 6.40.

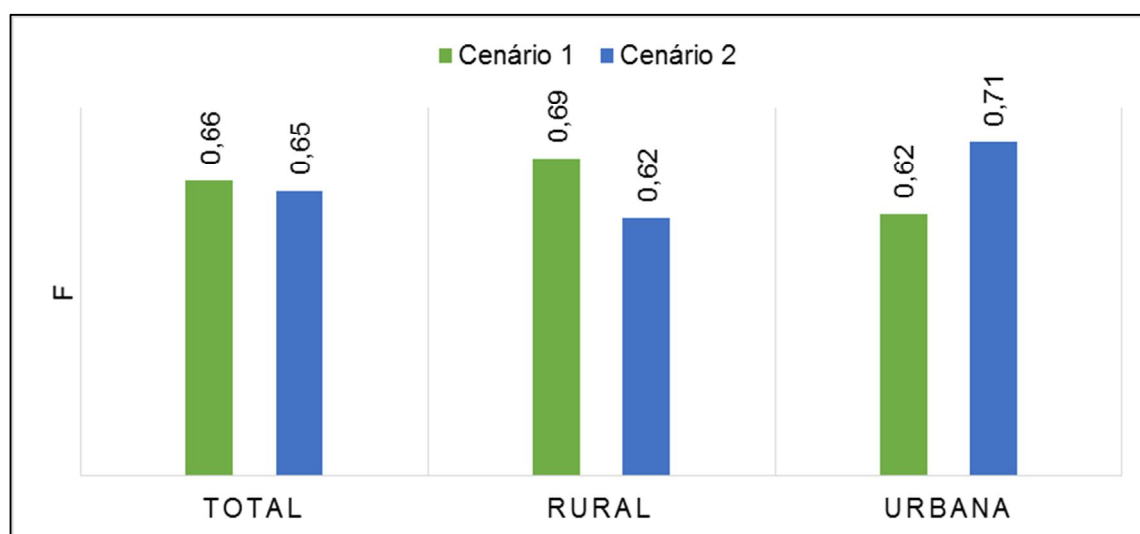


Figura 6.39 – Cálculo de F: Cenários 1 e 2

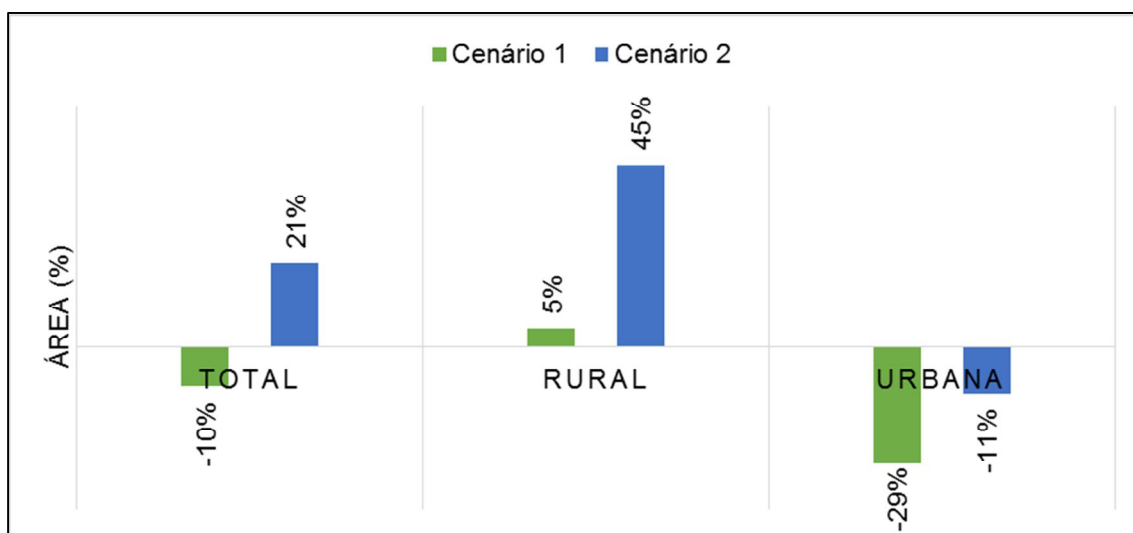


Figura 6.40 – Relações entre áreas inundadas simulada e observada

Os índices F globais dos Cenários 1 e 2 foram bastante semelhantes, iguais a 0,66 e 0,65, respectivamente. Os índices F obtidos para ambos os cenários considerando a divisão em áreas rural e urbana foram, respectivamente, iguais a 0,62 e 0,71. A utilização de equações empíricas de previsão juntamente com a adoção da premissa de que todo o volume do reservatório escoou para jusante resultou em uma inundação na área rural superior em 45% àquela observada nessa porção do estirão fluvial estudado.

Já a área de inundação para o trecho urbano, calculada no Cenário 2, foi 11% menor do que a área de inundação observada, uma diferença inferior àquela obtida no Cenário 1. Ressalta-se também que, na área urbana, os valores do índice F obtidos no Cenário 2 foram superiores aos do Cenário 1. Portanto, na área urbana os resultados do Cenário 2 foram superiores aos do Cenário 1 em termos de desempenho do modelo. Na Figura 6.41 pode-se identificar os locais onde ocorreram as maiores diferenças no cálculo do índice F, entre os Cenários 1 e 2, e também analisar a maior área inundada no trecho rural pelo Cenário 2 e o melhor ajuste desse Cenário na área urbana.

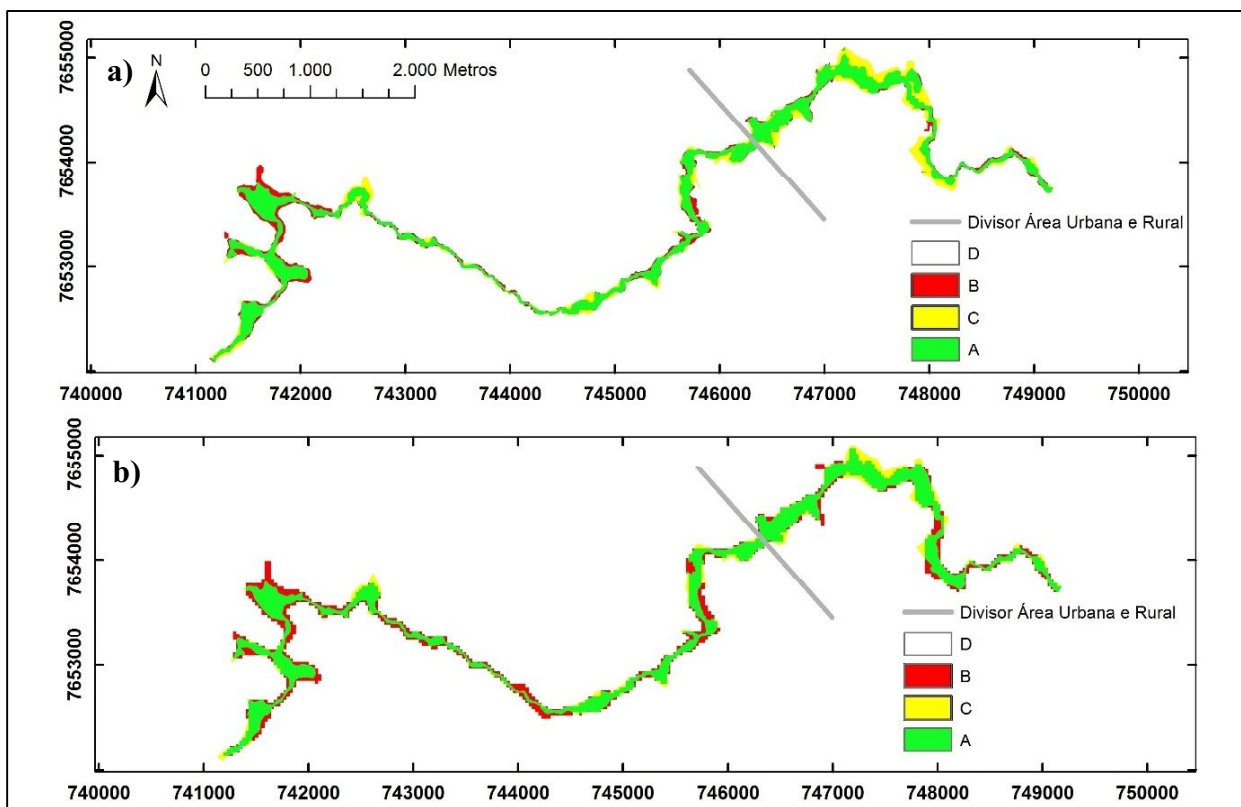


Figura 6.41 – Mapeamento da inundação e comparação entre células inundadas e não inundadas pelo modelo para cálculo do índice F: a) Cenário 1, b) Cenário 2

Apesar da premissa conservadora de que todo o volume de reservatório é escoado para jusante, a área inundada na porção urbana no Cenário 2 ainda foi inferior à área observada. Entretanto, dadas as diversas incertezas relacionadas à formação do hidrograma de ruptura e à determinação do volume conjunto de rejeitos e de água a ser propagado para jusante, as diferenças entre os dois cenários foram consideradas pequenas.

Na Figura 6.42 são exibidas as elevações de nível de água obtidas na seção transversal ST-10, nos Cenários 1 e 2. As larguras de topo foram iguais a 43,4 m para o Cenário 1 e 48,3 m para o Cenário 2, ou seja, uma diferença na largura entre os cenários de cerca de 5 m, para uma diferença na elevação de nível de água de cerca de 1,2 m – bastante inferior às diferenças obtidas para essa mesma seção transversal nas análises de sensibilidade da topografia (item 6.5.1).

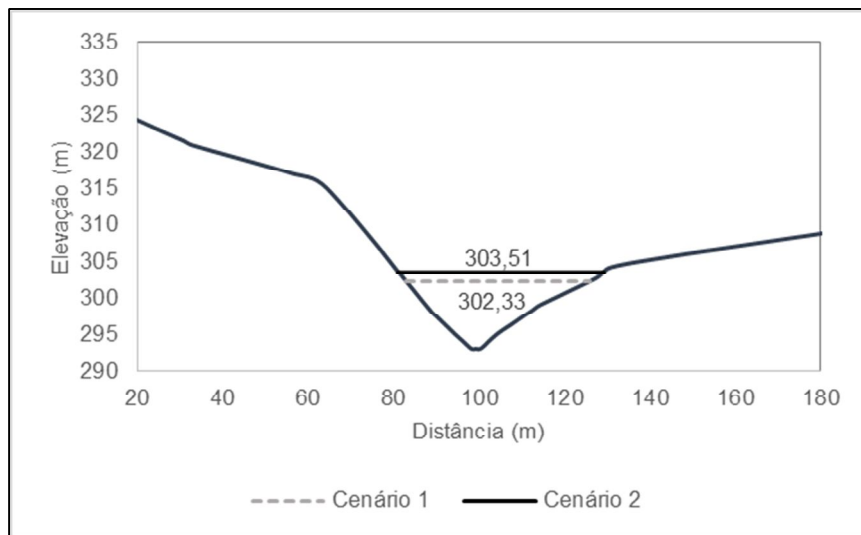


Figura 6.42 – Exemplo de inundação em uma seção transversal (ST-10)

Os resultados sugerem que, para restituição da ruptura da barragem São Francisco, a precisão da topografia tem uma maior influência no cômputo da área inundada do que o hidrograma de entrada. Os resultados nas áreas rural e urbana obtido com o modelo SRTM 30 m, no Cenário 2, analisando tanto o índice F quanto a relação entre as áreas inundadas calculada e observada, foram superiores aos obtidos para os diferentes MDEs da análise de sensibilidade da topografia.

Ressalta-se que, mesmo utilizando um hidrograma com maior volume e maior vazão de pico, a área de inundação obtida no Cenário 2 foi inferior à área de inundação das simulações realizadas com o MDE TOPODATA, MDE baseado em Carta Topográfica e MDE SRTM 90 m. É importante observar que no Cenário 2, a vazão de pico e o volume do hidrograma são, respectivamente, cerca de 1.300% e 15% superiores aos valores desses parâmetros no hidrograma utilizado na análise de sensibilidade da topografia.

6.5.3 Número de seções transversais

Na Figura 6.43 são exibidos os índices F calculados considerando a utilização de 300, 478 e 1.990 seções transversais para modelagem do cenário base. Na Figura 6.44 são apresentadas as diferenças percentuais entre as áreas inundadas para as diferentes configurações de seções transversais.

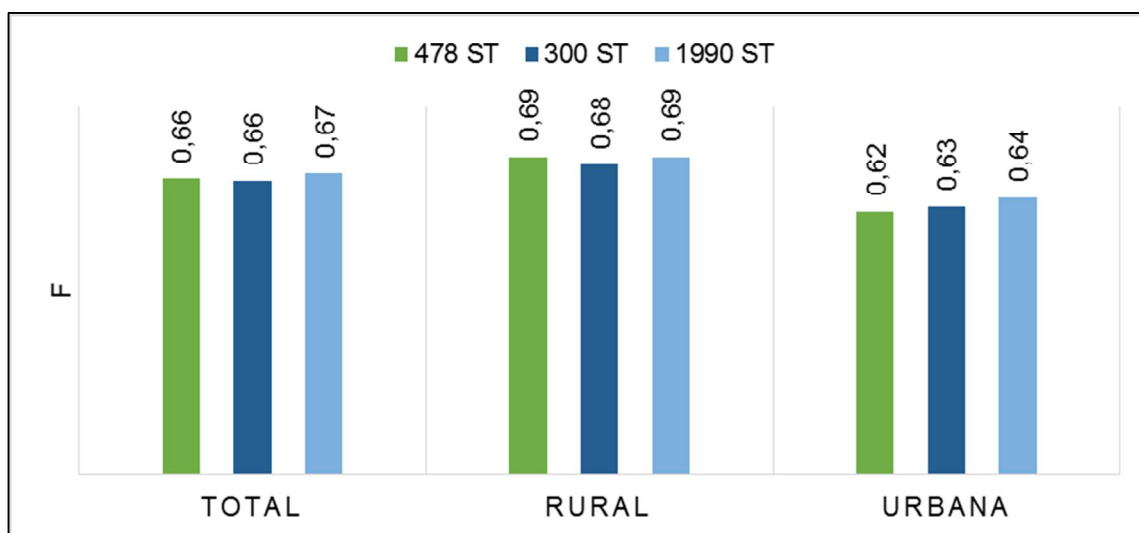


Figura 6.43 – Índice de desempenho F para as diferentes variações no número de seções transversais utilizadas

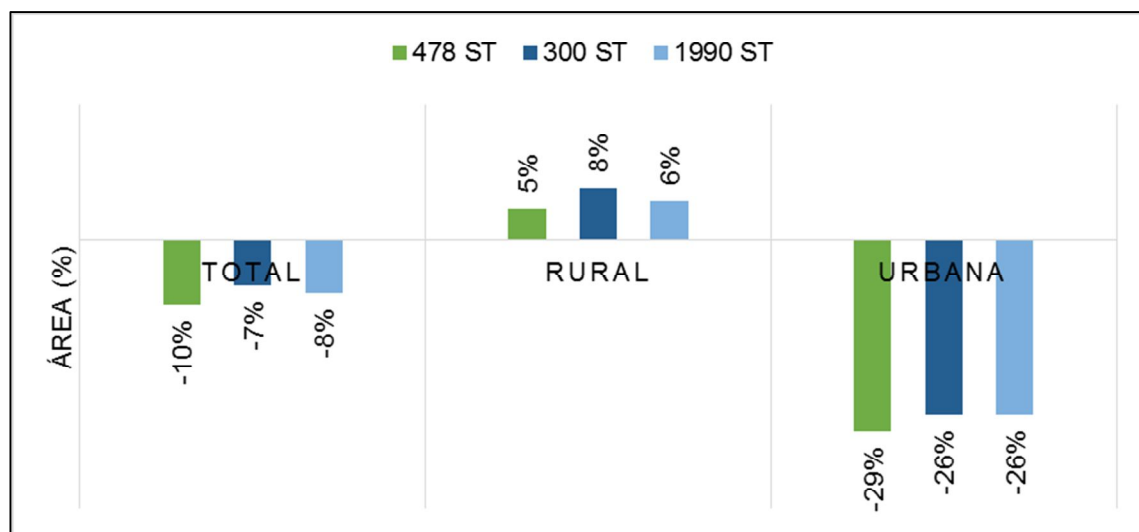


Figura 6.44 – Comparação entre áreas inundadas calculadas e observada, para as diferentes variações no número de seções transversais utilizadas

O aumento ou a diminuição do número de seções transversais não resultou em alterações significativas no índice F. As alterações na área de inundação também foram consideradas desprezíveis, dadas as incertezas inerentes ao modelo.

No entanto, recomenda-se a extração do maior número possível de seções no modelo HEC-GeoRAS para posterior montagem do modelo geométrico no modelo HEC-RAS, de maneira a garantir uma melhor representação do relevo da planície de inundação. Conforme ilustrado na Figura 6.45, um maior número de seções transversais também minimiza inconsistências e simplificações na mancha de inundação obtida com o modelo HEC-GeoRAS.

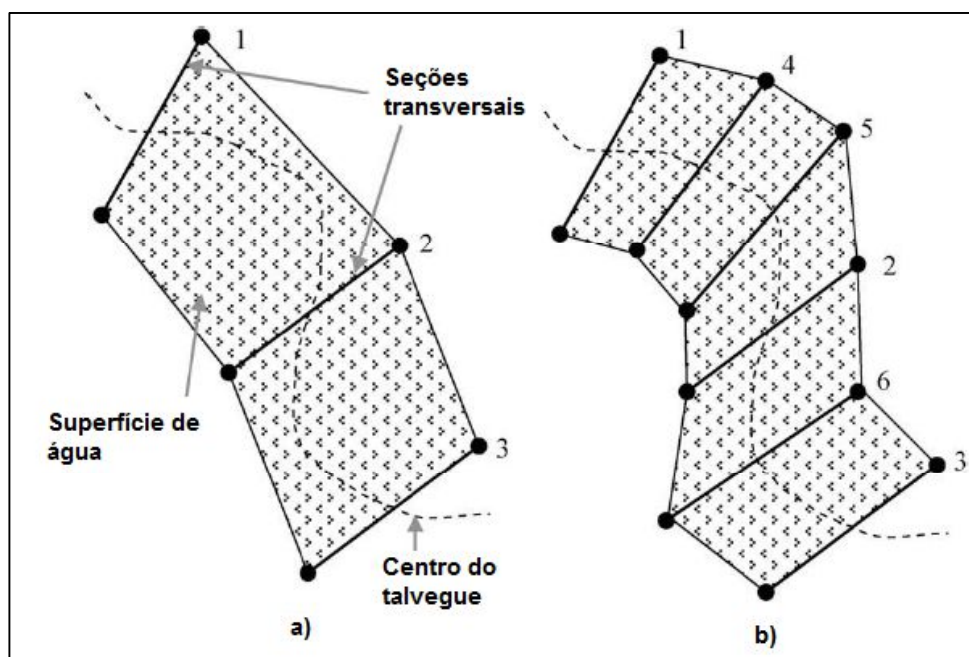


Figura 6.45 – Efeito do número e da localização de seções transversais na criação da mancha de inundação no HEC-GeoRAS: a) mancha de inundação criada a partir da conexão de três seções transversais; b) mancha de inundação criada a partir de seis seções transversais

Fonte: Adaptada de Cook & Merwade (2009).

6.5.4 Coeficiente de rugosidade de Manning

Os índices F calculados para os diferentes valores de coeficiente de rugosidade de Manning são exibidos na Figura 6.46. As relações entre as áreas calculadas e observada são apresentadas na Figura 6.47.

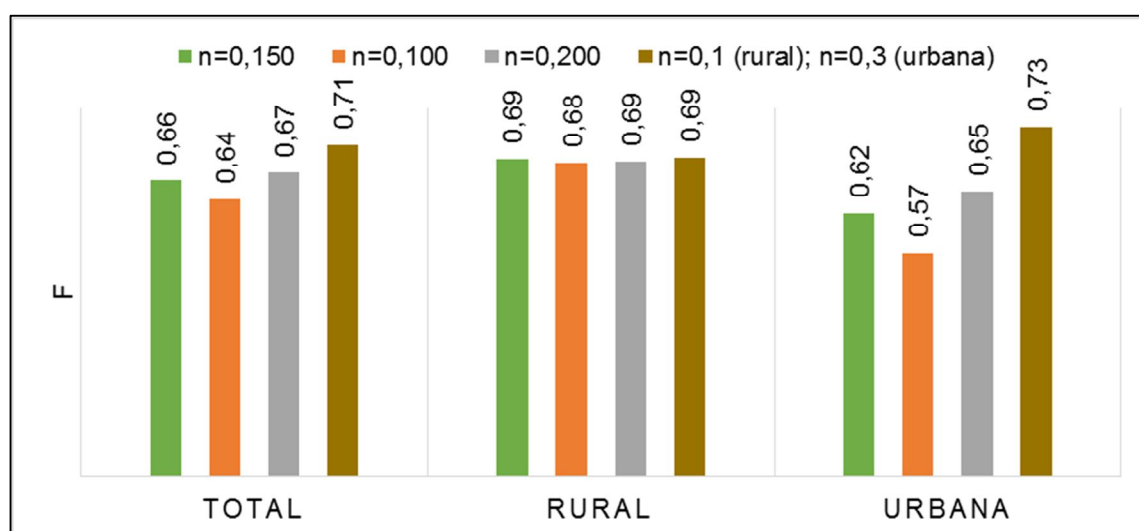


Figura 6.46 – Cálculo do índice F para diferentes valores de coeficiente de rugosidade de Manning

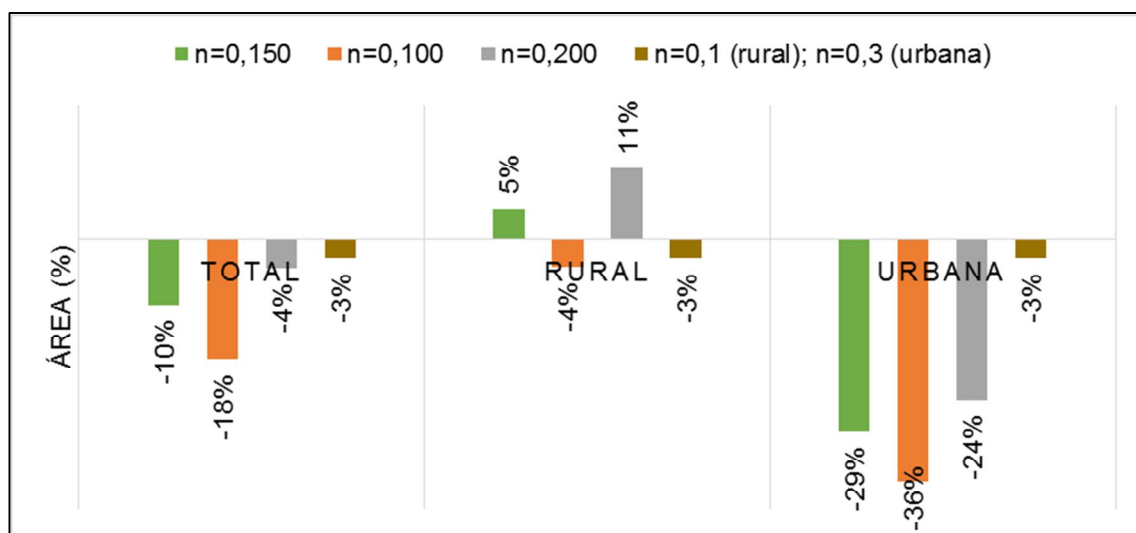


Figura 6.47 – Diferença entre as áreas inundadas calculadas e observada para diferentes valores de coeficiente de rugosidade de Manning

O mapeamento da inundação utilizado para cômputo do índice de desempenho F é exibido na Figura 6.48.

A utilização de um coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,100 reduziu o índice F tanto na área urbana quanto na área rural, sendo que a maior redução ocorreu na área urbana. Esse pior ajuste também é perceptível pela diferença de 36% entre a área de inundação prevista e observada no trecho urbano. Conforme esperado, a área da inundação no trecho rural passou de 5% superior à inundação observada para 4% inferior. Essa alteração não refletiu no índice F, que reduziu somente de 0,69 para 0,68 na área rural.

O aumento do coeficiente de rugosidade de Manning para 0,200 resultou em um aumento no índice global F de 0,66 para 0,67. Esse aumento foi decorrente da melhora na previsão da inundação na área urbana. Entretanto, apesar da melhora global, a diferença na inundação na área rural aumentou de 5% para 11%.

O melhor ajuste foi obtido quando foram utilizados valores distintos do coeficiente de rugosidade para representação da área rural e urbana, iguais a 0,100 e 0,300, respectivamente. O início da área urbana está localizado a aproximadamente 10 km a jusante da barragem. A decisão por utilizar dois valores do coeficiente de rugosidade de Manning foi tomada ao se verificar o baixo desempenho das simulações hidráulicas em representar a inundação na área urbana. Esse resultado relacionado à utilização de um valor maior do coeficiente de rugosidade de Manning na área urbana, igual a 0,300, pode estar associado a uma compensação dos erros topográficos do MDE SRTM, uma vez que esse MDE resultou em uma superestimativa das

elevações altimétricas da planície de inundação localizada na área urbana (ver Figuras 6.9 a 6.12).

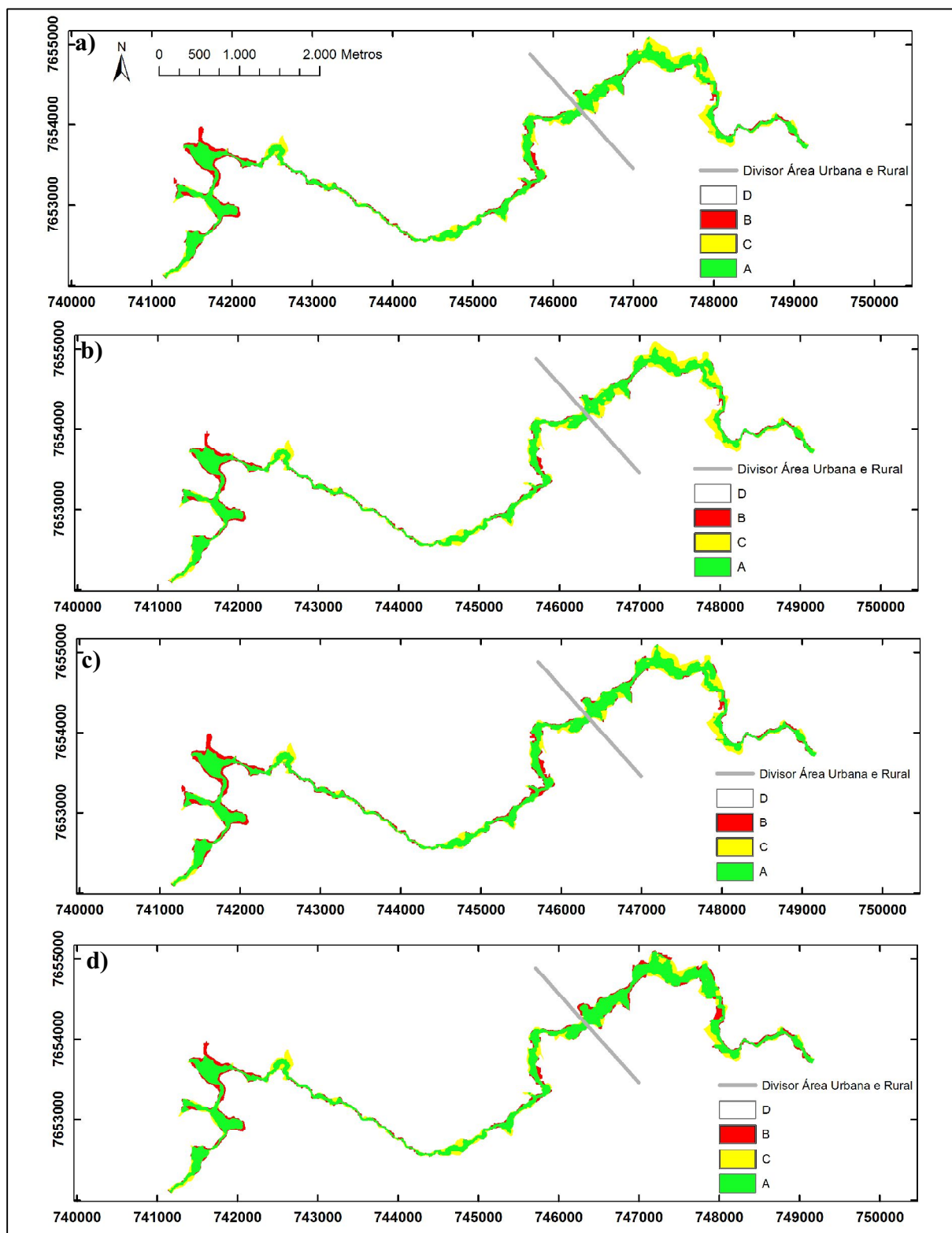


Figura 6.48 – Mapeamento e células inundadas e não inundadas para cálculo de F: a) cenário base, $n = 0,150$; b) $n = 0,100$; c) $n = 0,200$; d) $n = 0,100$ (área rural) e $n = 0,300$ (área urbana)

Cabe ressaltar que diversos aspectos justificam o aumento do coeficiente de rugosidade para modelagem da área urbana, como a existência de edificações, obstruções, arruamentos e pontes. Além desses aspectos, tem-se que a topografia utilizada (MDE SRTM 30 m) é referente ao ano 2000, época em que, provavelmente, as características de urbanização da cidade de Mirai eram diferentes em relação à condição verificada em 2007.

Nas Figuras 6.49 a 6.53 são exibidos alguns resultados da análise de sensibilidade do coeficiente de rugosidade de Manning em relação ao cenário base. Em todas as figuras é possível visualizar o local em que foi realizada a variação da rugosidade, seja nos gráficos de velocidade e vazão de pico, seja naqueles de profundidade e tempo de chegada de onda.

Conforme esperado, valores menores de rugosidade resultaram em menores profundidades e maiores velocidades de escoamento. A situação oposta também foi observada, ou seja, valores de rugosidade superiores resultaram em maiores profundidades e menores velocidades praticamente ao longo de todo trecho.

É interessante observar que, na simulação com $n = 0,200$, no início do trecho encachoeirado com forte declividade, a transição de regime subcrítico para supercrítico resultou em profundidades de escoamento inferiores e velocidades de escoamento superiores às obtidas no cenário base, apesar da diferença entre os valores dos coeficientes de rugosidade. Cabe mencionar que as simplificações matemáticas necessárias para cômputo do escoamento não permanente com transição de regime, conforme observado em Collischonn (1997) e USACE (2014), podem ter resultado nesse comportamento para as condições de escoamento específicas desse cenário de simulação, devido à combinação entre espaçamento entre as seções e intervalo de tempo, condições inicial e de contorno, vazão de pico e rugosidade. Entretanto, mesmo com essas variações pontuais na profundidade, o modelo hidráulico convergiu, respeitando a conservação dos volumes de entrada e saída, e os hidrogramas não apresentaram oscilações típicas de instabilidades numéricas.

O tempo de chegada de onda para o cenário com rugosidade diferenciada para as áreas urbana e rural foi praticamente igual ao tempo obtido para a simulação realizada com o coeficiente de rugosidade de Manning igual a 0,200 (9,36 horas e 9,25 horas, respectivamente).

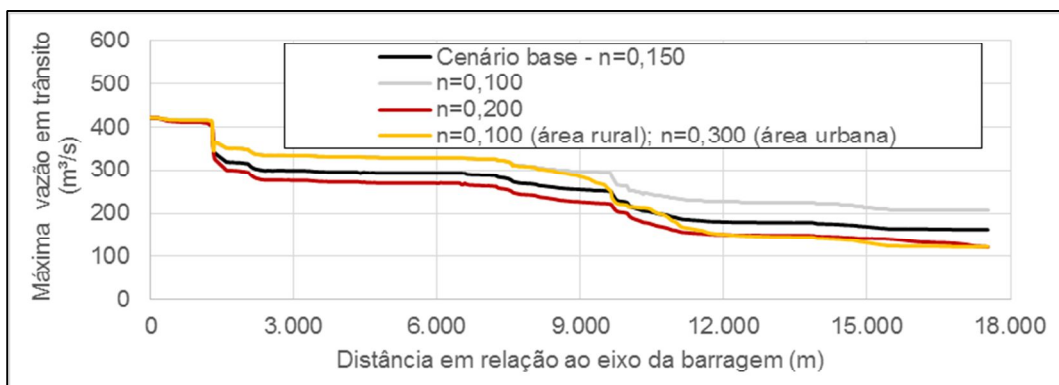


Figura 6.49 – Perfil da máxima vazão em trânsito para diferentes valores de coeficientes de rugosidade de Manning

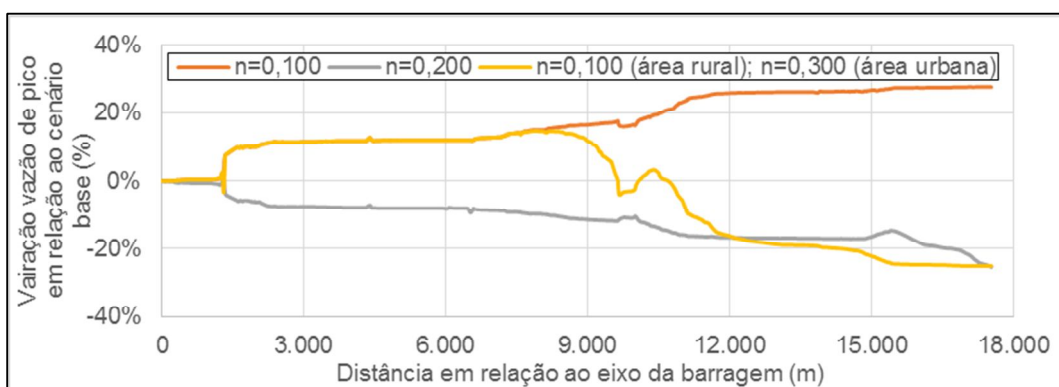


Figura 6.50 – Variação da vazão de pico em relação ao cenário base ($n = 0,150$)



Figura 6.51 – Variação da velocidade em relação ao cenário base ($n = 0,150$)

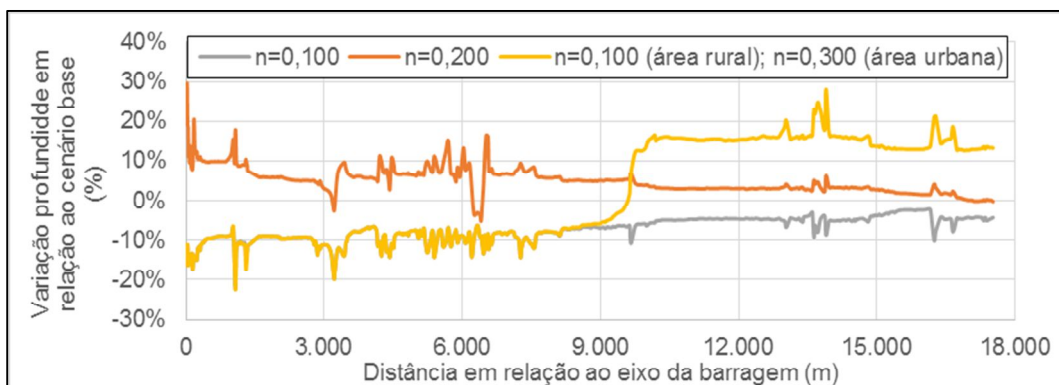


Figura 6.52 – Variação da profundidade em relação ao cenário base ($n = 0,150$)

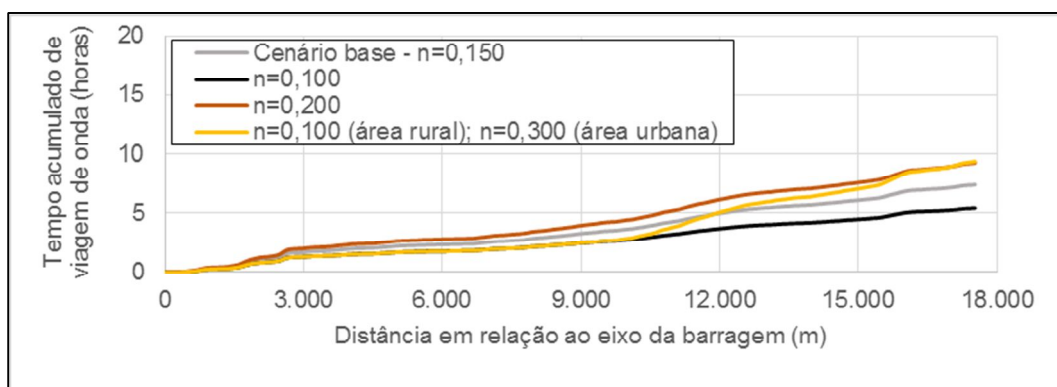


Figura 6.53 – Tempo acumulado de viagem de onda

6.5.5 Modelos hidráulicos HEC-RAS e FLO-2D

O desempenho da simulação hidráulica referente a cada MDE foi avaliado por meio da comparação entre áreas inundadas e também por meio da análise do índice F. Os resultados estão sintetizados nos gráficos apresentados nas Figura 6.54 e 6.55. O mapeamento utilizado para cômputo dos índices de desempenho F pode ser visto na Figura 6.56.

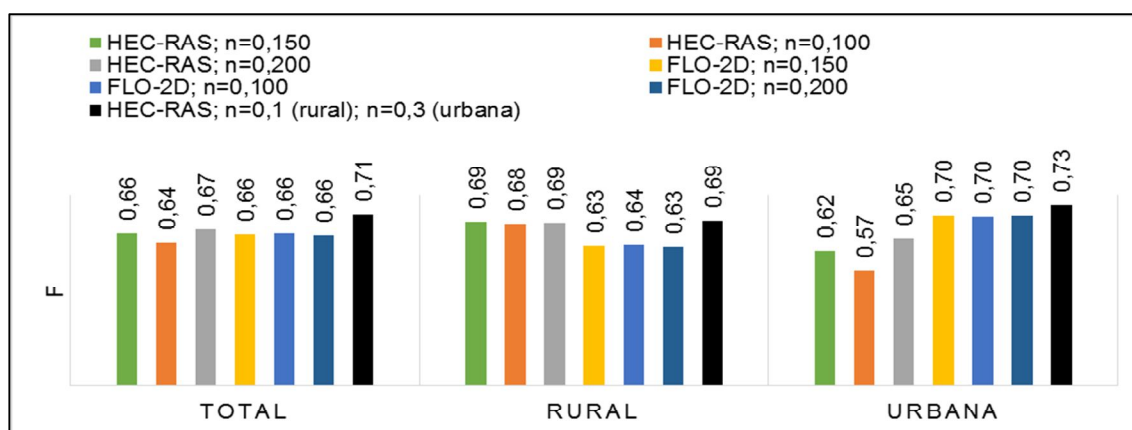


Figura 6.54 – Cálculo do índice de desempenho F para simulação hidráulica com HEC-RAS e FLO-2D

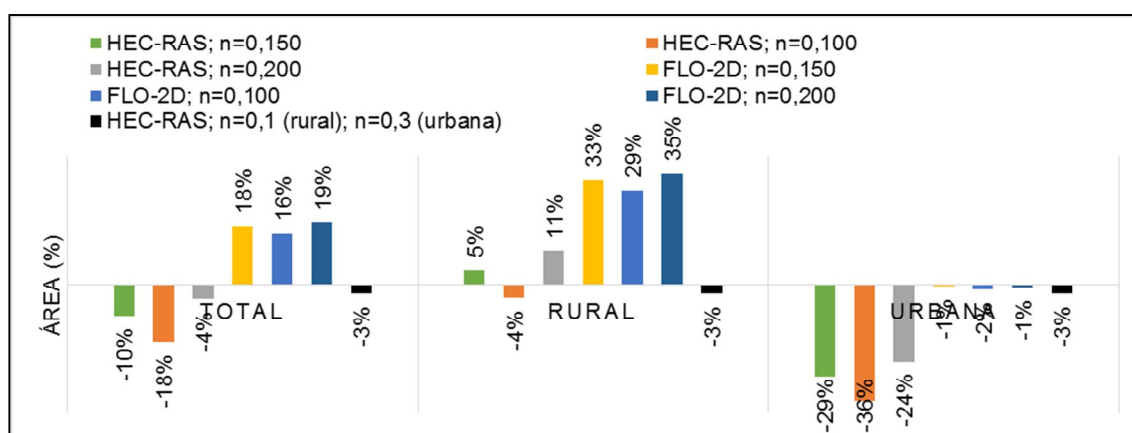


Figura 6.55 – Comparação entre as áreas inundadas calculadas e observada para simulação hidráulica com o HEC-RAS e FLO-2D

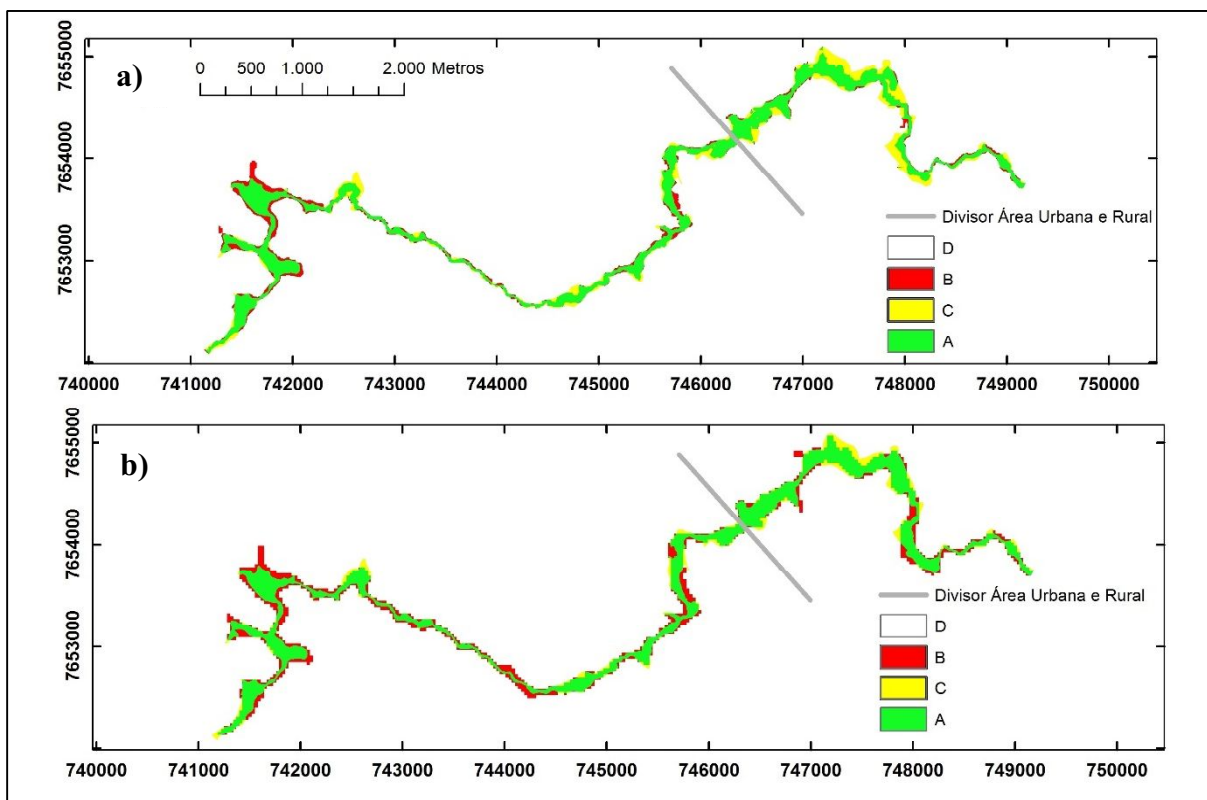


Figura 6.56 – Mapeamento e células inundadas e não inundadas para cálculo de F: a) HEC-RAS e $n = 0,150$; b) FLO-2D e $n = 0,150$.

De maneira geral, quando se utiliza um valor único do coeficiente de rugosidade de Manning em todo o trecho de simulação, os índices de desempenho obtidos com os dois modelos foram muito próximos. O modelo HEC-RAS resultou em um melhor ajuste na área rural do que o modelo FLO-2D. Em contrapartida, o resultado do modelo FLO-2D foi bastante superior no ajuste da área urbana, tanto em relação ao índice de desempenho quanto em relação à área inundada.

O melhor resultado do modelo HEC-RAS na zona rural pode estar relacionado à existência, nessa zona, de um trecho encachoeirado com declividade acentuada, vale encaixado, com tipologia de escoamento tipicamente unidimensional. O tamanho da célula de 30 m, utilizado na simulação no modelo FLO-2D, pode ter resultado em uma suavização exagerada do terreno e, por conseguinte, contribuiu para o menor amortecimento e maior área inundada. Já na área urbana, com relevo principalmente plano, a previsão da inundação pelo modelo FLO-2D foi superior.

Quando se considera a calibração do modelo HEC-RAS, com especificação de rugosidades diferentes para as áreas urbana e rural, a previsão da inundação foi superior a todas as simulações realizadas no modelo FLO-2D. Cabe observar que não foi realizada nenhuma

calibração do modelo FLO-2D, o que poderia resultar em melhoria na previsão da inundação. Essa calibração poderá ser realizada em trabalhos futuros.

Uma restrição do modelo FLO-2D, verificada durante as simulações, refere-se ao tamanho das células da malha (*grid*), que é fixo para toda a área computacional. O tamanho fixo das células prejudica a otimização do tempo computacional para simulação de trechos fluviais extensos. A otimização poderia ser realizada por meio da especificação de células maiores em áreas muito planas e células menores em vales encaixados com alta declividade ou em trechos com singularidades hidráulicas.

Um outro aspecto negativo do modelo FLO-2D quando utilizado em conjunto com o MDE SRTM foi a dificuldade de convergência dos volumes de entrada e saída. Devido aos ruídos aleatórios do modelo SRTM, durante as simulações foram verificados vários degraus na planície de inundação que resultavam no represamento de água que não retornava para a calha menor do talvegue. Esse comportamento ocasionava um acúmulo de volume internamente na malha, mesmo após longos períodos de simulação. Os ruídos de elevação na área de simulação também resultaram em tempos de chegada de onda muito altos, irreais quando comparados aos tempos da onda de inundação observada. Para corrigir essas inconsistências, foi necessário alterar manualmente as elevações de algumas células, de maneira a gerar um gradiente de declividade em direção ao talvegue. O ajuste manual resultou em perda do controle das elevações do MDE original.

Portanto, recomenda-se que o modelo FLO-2D seja utilizado em conjunto com topografia de alta precisão, para minimizar os erros devido à presença de ruídos de elevação na planície e possibilitar a utilização de células de menor dimensão para melhorar a representação de vales fluviais encaixados.

6.5.6 Efeitos do regime de escoamento

Os resultados, quando se avalia a influência de se realizar a simulação considerando regime de escoamento permanente ou não permanente, são apresentados nas Figuras 6.57 a 6.58.

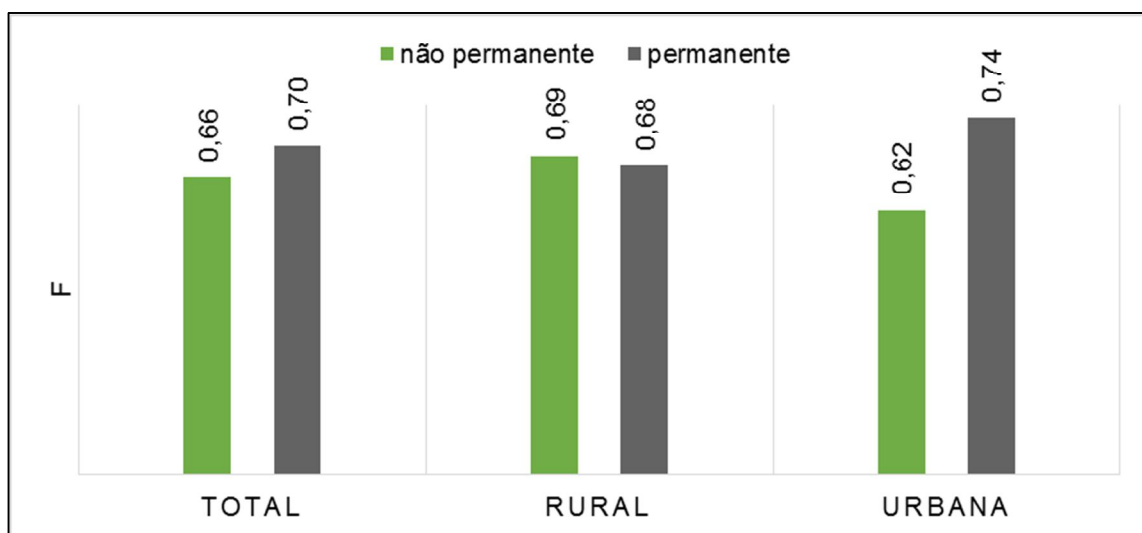


Figura 6.57 – Cálculo do índice de desempenho F: regime de escoamento permanente e não permanente

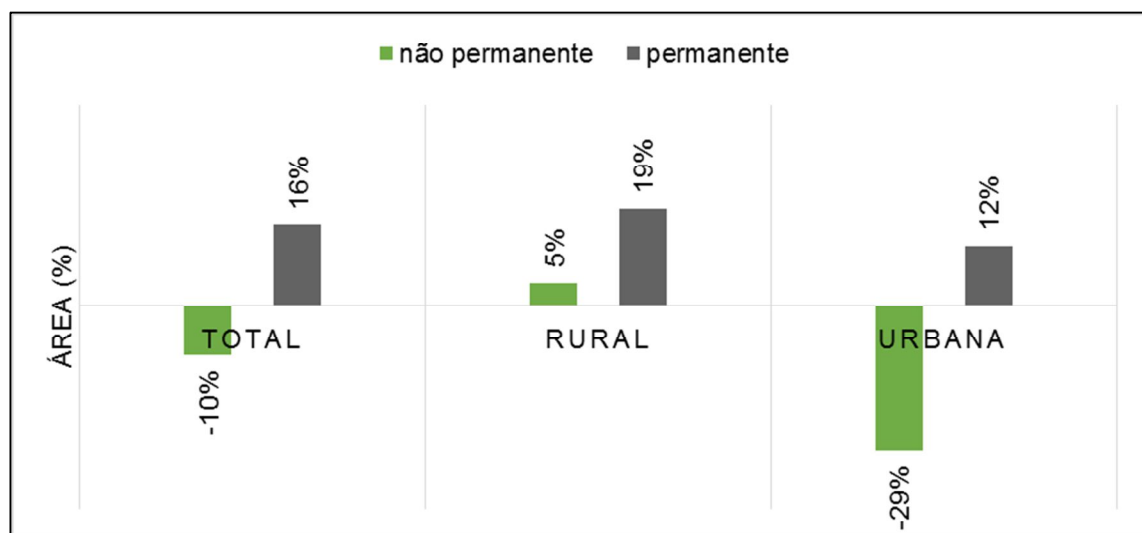


Figura 6.58 – Relação entre área inundada calculada e observada para diferentes hipóteses de regimes de escoamento

O resultado evidencia um aumento global do índice F ao se considerar a hipótese de regime de escoamento permanente. O aumento do índice F foi devido a uma melhora na previsão da inundação na área rural. Entretanto, apesar do melhor ajuste na área urbana, o ajuste na área rural piorou, uma vez que a inundação passou de 5% para 19% superior à inundação observada. Os resultados sugerem que provavelmente a vazão de pico do hidrograma de ruptura que atingiu a área urbana de Mirai deve ter sido superior à vazão de pico computada no cenário base. Os ajustes nas áreas rural e urbana podem ser vistos no mapeamento apresentado Figura 6.59.

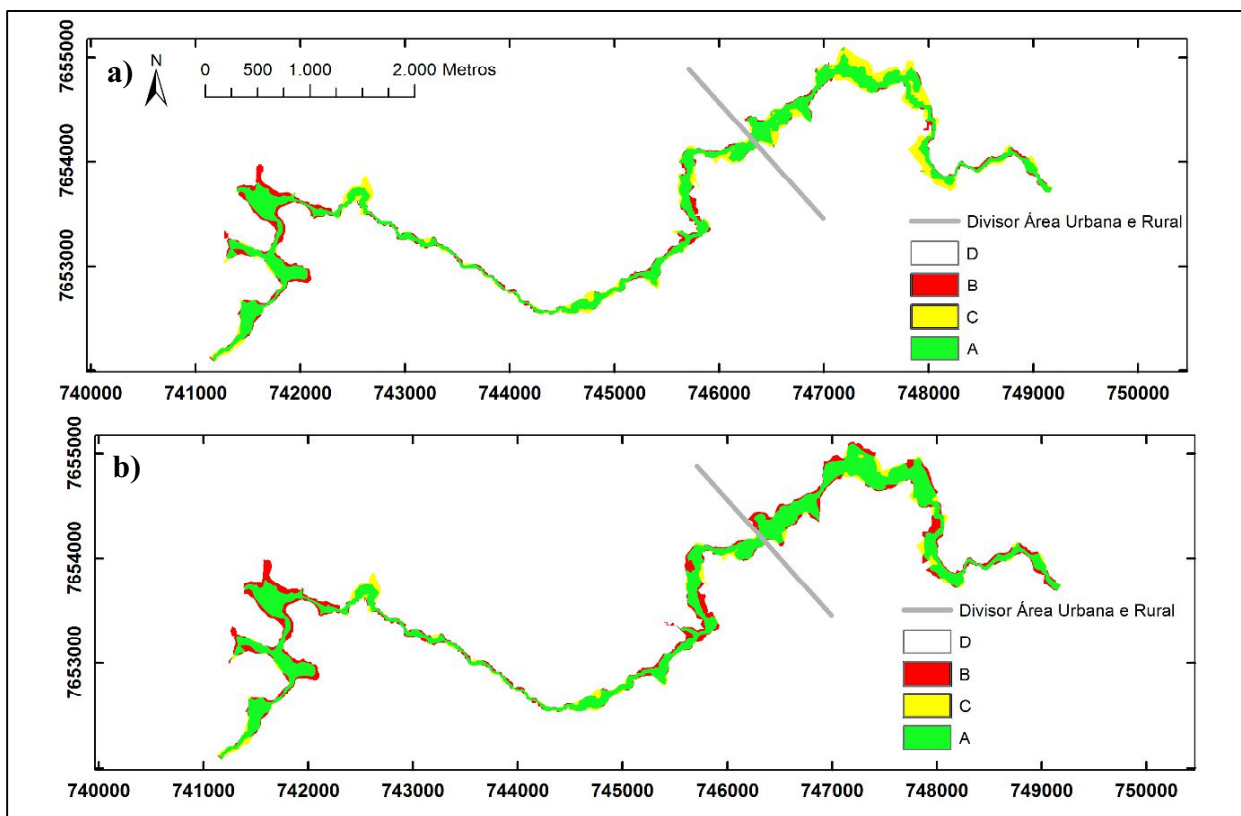


Figura 6.59 – Mapeamento e células inundadas e não inundadas para cálculo de F: a) cenário base (regime de escoamento não permanente); b) regime de escoamento permanente

Salienta-se que, adotando o MDE SRTM 30 m, juntamente com uma hipótese bastante simplificadora, como a consideração de escoamento permanente, os resultados foram bastante superiores aos obtidos para os outros MDEs analisados. Portanto, deve-se ter cautela na sofisticação da modelagem hidráulica em situações em que não se dispõe de topografia de alta precisão.

6.5.7 Edificações atingidas

Em posse das manchas de inundação, correspondentes à situação observada e previstas pelos modelos HEC-RAS e FLO-2D, foram identificadas, a partir de imagem de satélite, todas as edificações existentes na área inundada. O mapeamento das edificações atingidas em toda a área de estudo e somente na área urbana é apresentado nas Figuras 6.60 e 6.61.

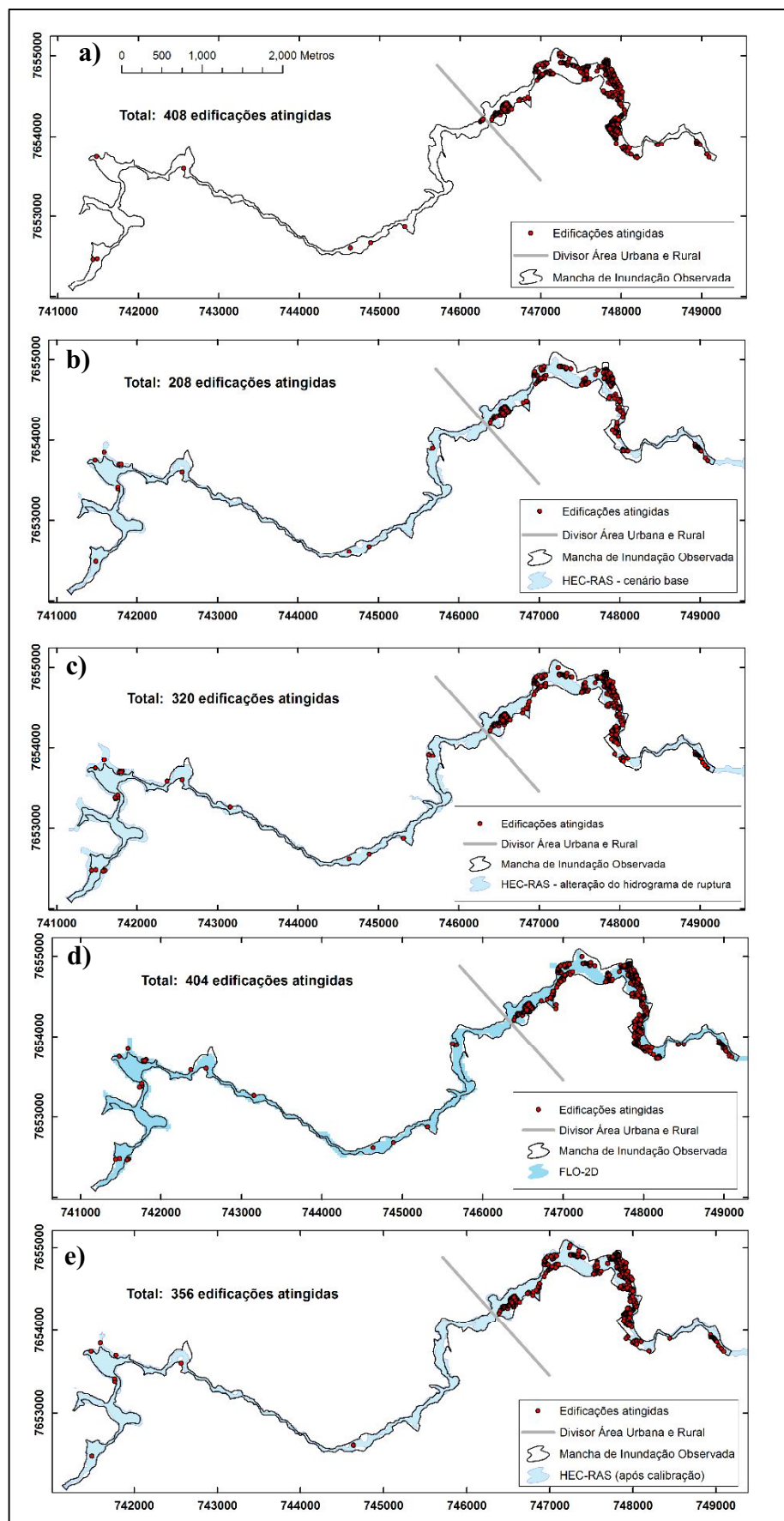


Figura 6.60 – Edificações atingidas: a) inundação observada; b) cenário base; c) cenário com variação do hidrograma de ruptura; d) FLO-2D; e) após a calibração da rugosidade

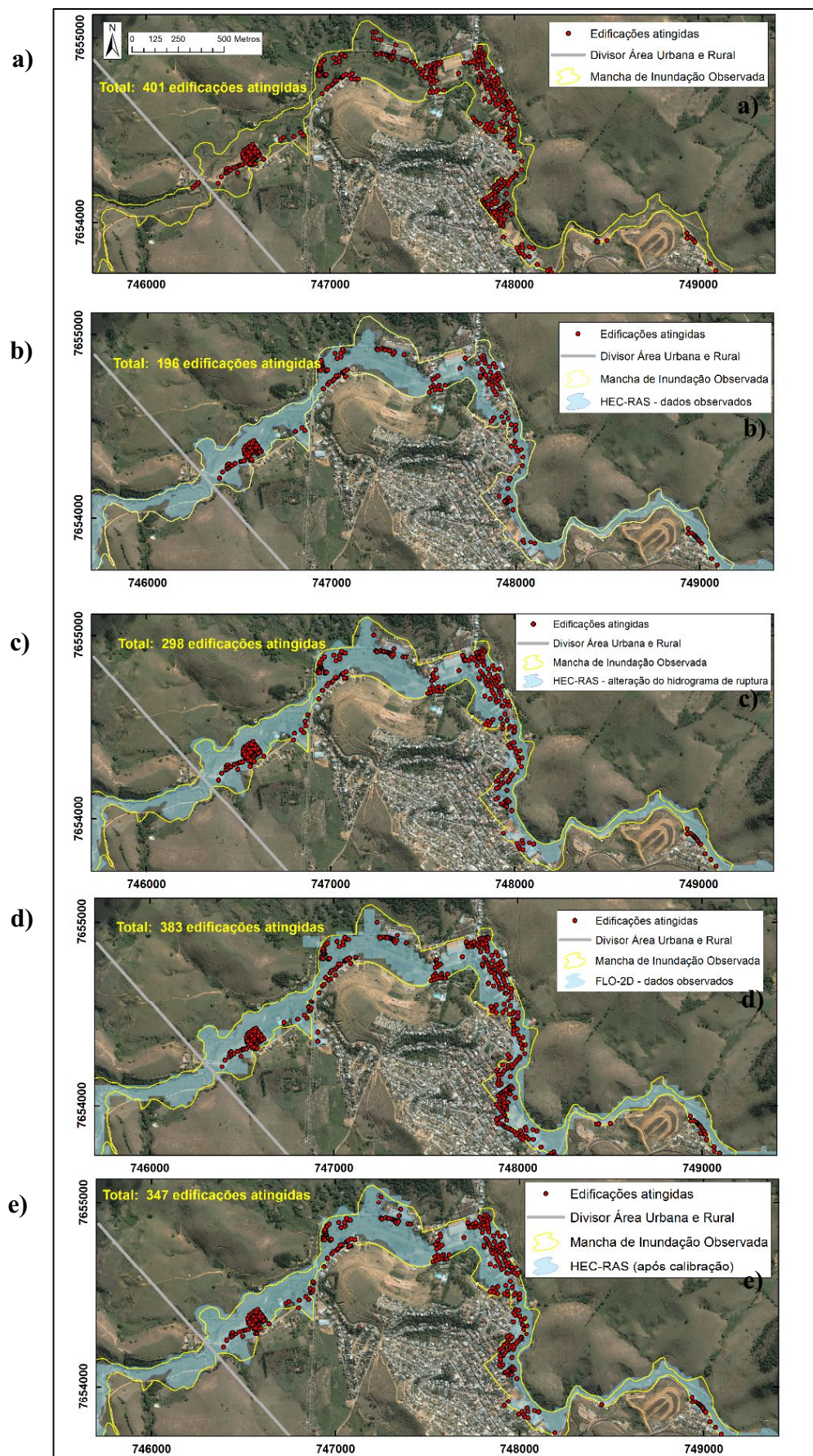


Figura 6.61 – Edificações atingidas na área urbana: a) inundação observada; b) cenário base; c) variação do hidrograma de ruptura; d) FLO-2D; e) após a calibração da rugosidade

Segundo noticiado pela mídia, na ruptura da barragem São Francisco foram atingidas entre 300 e 500 edificações somente no município de Mirai (BEGHINI, 2007a; BEGHINI, 2007b). Na restituição da inundação observada, foi computado um total de 408 edificações, sendo 401 na área urbana e 7 na área rural. Já nas simulações hidráulicas, os resultados variaram entre 208, no cenário base realizado no modelo HEC-RAS, e 404, na simulação realizada no modelo FLO-2D. A calibração do coeficiente de rugosidade de Manning no modelo HEC-RAS melhorou a previsão para 356 edificações. Portanto, em todas as simulações hidráulicas a quantificação das edificações atingidas foi subestimada – tanto na área rural quanto na zona urbana.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Ao longo deste trabalho foram discutidos aspectos importantes para a realização de estudos de ruptura de barragens de contenção de rejeitos. O objetivo da dissertação consistiu em avaliar a aplicabilidade de métodos e critérios geralmente adotados em estudos de ruptura de barragens de contenção de rejeitos na previsão da inundação associada à ruptura de uma barragem de contenção de rejeitos. Nesse contexto, o estudo foi iniciado com uma revisão de literatura na qual foram apresentadas estatísticas e causas de ruptura de barragens de rejeitos, e métodos hidráulicos e simplificados de equilíbrio de forças para análises de ruptura de maciços destinados a esse fim. Na revisão foram destacados temas que influenciam os resultados dos estudos e que devem fazer parte de análises de sensibilidades. Atenção especial foi dada à preparação do modelo digital de elevação SRTM para aplicação em estudos hidráulicos.

O estudo apresentou uma retroanálise da ruptura da barragem de contenção de rejeitos de São Francisco, que ficava localizada no município de Mirai, no estado de Minas Gerais. A ruptura da barragem de rejeitos ocorreu no dia 10 de janeiro de 2007 e resultou em diversos danos, incluindo inundações em diversas localidades e interrupção do abastecimento de água em municípios mineiros e fluminenses.

A existência de uma mancha de inundação observada para verificação dos resultados diferencia, em certa medida, esta dissertação de outras realizadas sobre o tema de estudo de ruptura de barragens. Geralmente, esse tipo de estudo envolve situações hipotéticas, nas quais não é possível confrontar os resultados dos métodos aplicados com a mancha de inundação observada.

A retroanálise do acidente foi realizada a partir da consolidação de diversas informações, incluindo imagens aéreas da área inundada, fotografias e vídeos da inundação, entrevistas com moradores locais e com a Defesa Civil Municipal de Mirai. Na retroanálise, interesse especial foi dado à determinação da geometria e do tempo de formação da brecha de ruptura, relação entre volume de rejeitos retidos no reservatório e liberados para jusante, e extensão da mancha de inundação.

A largura de fundo da brecha observada e o tempo de formação foram, respectivamente, iguais a 4 m e 4 h e 30 min. Cabem ser ressaltadas a dificuldade de determinação do tempo de formação observado e a incerteza inerente associada a esse parâmetro.

O cálculo do volume de rejeitos foi realizado com auxílio da ferramenta ArcGIS. O volume de material retido no reservatório foi igual a aproximadamente 30% da capacidade total do reservatório – estimada em 3,7 milhões de metros cúbicos. Cabe lembrar que esse resultado foi obtido a partir de MDE SRTM, o qual possui uma precisão horizontal de 30 m, havendo, portanto, incertezas associadas. Ainda que sejam consideradas as incertezas e os erros inerentes ao método utilizado para estimativa do volume de rejeitos retido, esse resultado diverge bastante daquele obtido com a aplicação da equação de previsão proposta por Rico *et al.* (2008a). Nesse contexto, recomenda-se cautela na aplicação da equação proposta pelos referidos autores. Cabe observar que o rejeito disposto na barragem São Francisco era proveniente do processo de lavagem de bauxita, sendo, portanto, muito fino e com baixo teor de sólidos.

A extensão da inundação foi definida inicialmente a partir de ortofoto do vale a jusante, na qual foi possível identificar os locais de passagem da onda de cheia. A delimitação foi revisada a partir da análise de 42 fotografias registradas da enchente. Essas fotografias foram organizadas em 3 grupos, associados à sua localização: área rural, bairro Jardim Indaiá e área urbana. O ajuste final foi realizado em reuniões com o atual Coordenador da Defesa Civil de Mirai. Como produto da retroanálise foram gerados mapas com a delimitação da mancha de inundação observada no município de Mirai resultante do acidente com a barragem (vide Apêndice A).

Na tentativa de reproduzir o evento observado em Mirai, foram realizadas doze simulações hidráulicas, sendo nove baseadas no modelo HEC-RAS, e três no modelo FLO-2D. Inicialmente, foi determinado um cenário base de simulação no modelo HEC-RAS. Como condição de entrada do cenário base, foi utilizado o hidrograma de ruptura obtido a partir de modelagem paramétrica no modelo HEC-HMS. Nessa modelagem foram utilizados a geometria

e o tempo de formação da brecha de ruptura observados no acidente e a relação cota-volume referente à condição do reservatório restituída após a ruptura.

A partir do cenário base, foram realizadas análises de sensibilidade com o intuito de avaliar a influência de determinados aspectos no resultado da inundação, para as quais foram utilizadas as demais simulações mencionadas no parágrafo anterior. Foram avaliados os seguintes aspectos: i) topografia; ii) hidrograma de ruptura, com variação de volume e vazão de pico; iii) número de seções transversais; iv) coeficiente de rugosidade de Manning; v) dimensão do modelo hidráulico (1D / 2D); e vi) regime de escoamento quanto à sua variabilidade temporal.

Com auxílio da ferramenta de geoprocessamento ArcGIS foi calculado o índice de desempenho F de cada simulação hidráulica. Além desse índice, a qualidade de ajuste também foi verificada pela relação entre as áreas inundadas observada e previstas e pela relação entre largura média de inundação observada e previstas.

Com a maior utilização de modelos digitais de elevação e com o avanço das ferramentas de geoprocessamento com integração com os modelos hidráulicos, por exemplo, HEC-GeoRAS e HEC-RAS, conclui-se que é de suma importância que sejam tomados diversos cuidados na preparação do modelo geométrico a ser utilizado na modelagem hidráulica. Esses cuidados são particularmente importantes quando se utilizam MDEs gratuitos, os quais, devido à sua precisão horizontal, não conseguem reproduzir adequadamente a localização e a geometria do curso de água a ser modelado. Além da menor precisão, muitas vezes esses MDEs gratuitos apresentam ruídos, como é o caso do MDE SRTM.

Um aspecto que se mostrou de fundamental importância foi o ajuste do MDE utilizando as elevações das seções topobatimétricas levantadas em campo. Esses ajustes resultaram na redução do erro médio quadrático do MDE SRTM de 6,6 m para 3,4 m, e na diminuição da diferença média entre a elevação de pontos de controle referentes a levantamento com GPS e o MDE SRTM de 5,6 m para 0,7 m.

Também foi necessário corrigir algumas inconsistências no traçado do perfil longitudinal do talvegue. Essas inconsistências são devido aos ruídos característicos do levantamento MDE SRTM, ou dos processos de transformação dos formatos *raster* para TIN. Cabe observar que todo o pré-processamento e todo o pós-processamento da inundação foram realizados no

ArcGIS e HEC-GeoRAS, com a representação do MDE no formato TIN, conforme recomendação de Tate *et al.* (2002).

Na tentativa de reprodução da inundação observada foram também empregados métodos tradicionais de estudos de ruptura de barragens, como a previsão da brecha de ruptura pela aplicação de equações empíricas propostas por Von Thun & Gillete (1990), Froehlich (2008) e Xu & Zhang (2009), sob a hipótese de que todo o volume de rejeitos contido no reservatório seria mobilizado para jusante.

A aplicação da equação de previsão proposta por Froehlich (2008) resultou em uma largura de fundo igual a 17 m, valor 320% superior à largura de fundo da brecha observada (4 m). Essa diferença está acima das diferenças médias de 75% entre as geometrias previstas por equações empíricas e observadas nos casos históricos descritos por Wahl (1998).

Para o tempo de formação, a equação de Froehlich (2008) resultou em 19 minutos, 93% inferior ao valor estimado (4 horas e 30 minutos). Cabe lembrar que o tempo de formação estimado engloba o início do processo de erosão devido ao escoamento superficial no contato entre a ombreira direita e o talude de jusante, localização de uma estrada de acesso à barragem. Esse tempo foi obtido a partir de entrevistas com testemunhas e de filmagens da situação do reservatório registradas logo no início da manhã seguinte ao acidente. Portanto, é diferente do conceito de tempo de formação previsto pela equação de Froehlich (2008), uma vez que não inclui todo o tempo de desenvolvimento da brecha.

A utilização das equações empíricas de previsão, juntamente com a consideração que todo o volume de rejeito escoar para a jusante, resultou na superestimativa em 45% da área de inundação rural e uma subestimativa de -11% da área de inundação urbana. O índice de desempenho F para a área rural foi igual a 0,62 contra 0,69 do cenário base. Já para a área urbana, o índice de desempenho foi igual a 0,71, contra 0,62 do cenário base. Os resultados reforçam que a importância da correta previsão da brecha de ruptura e da síntese do hidrograma diminui à medida que se afasta da barragem. Tanto na propagação do hidrograma de ruptura obtido por equações de previsão de brecha, quanto no cenário base, a inundação foi subestimada na área urbana, e superestimada na área rural. As diferenças entre as áreas inundadas na zona rural e na zona urbana, no cenário base e no cenário realizado com aplicação de equações empíricas de previsão de brecha, foram, respectivamente, iguais a 39% e 24%. Ou seja, a diferença reduziu em 15%, sendo a extensão total do trecho de aproximadamente 17 km.

Observou-se que a vazão de pico e o volume do hidrograma de ruptura do cenário com aplicação de equações empíricas são, respectivamente, cerca de 1.300% e 20% maiores do que os obtidos no cenário base.

Portanto, recomenda-se que, em estudos de ruptura de barragens que possuam benfeitorias, infraestruturas importantes e presença de pessoas no trecho a jusante muito próximo da estrutura, atenção especial deve ser dada à síntese do hidrograma de ruptura. Para tanto, podem ser utilizados métodos mais precisos, como modelos físicos para a representação do processo de formação da brecha de ruptura. Entretanto, a síntese do hidrograma de ruptura ainda é a etapa que possui as maiores incertezas, principalmente em se tratando de barragens de contenção de rejeitos. Nesse sentido, recomenda-se que sejam realizadas também análises probabilísticas para a geometria e tempo de formação da brecha, conforme descrito em Froehlich (2008) e Froehlich & Goodell (2012). Dependendo da região, pode-se optar por modelos mais conservadores.

Em situações em que a barragem está implantada em locais remotos com vale a jusante sem a presença de ocupação humana e benfeitorias importantes, a correta previsão da brecha de ruptura apresenta relevância relativamente menor, e análises simplificadas podem ser realizadas.

Quando se avaliou a importância da topografia no estudo de inundação, foi possível verificar que a área inundada aumentou consideravelmente com a redução de sua precisão. Foram avaliados os MDEs gerados a partir do levantamento SRTM 30 m, TOPODATA, SRTM com 90 m de precisão horizontal, e carta topográfica digitalizada do IBGE em escala 1:50.000. A área inundada, sem distinção das zonas rural e urbana, prevista em relação à observada variou de -10% (SRTM 30 m) até +106% (carta topográfica). A discrepância se acentua quando é analisada somente a área urbana. No MDE SRTM 30 m (cenário base), a área inundada prevista foi subestimada em 29%; já quando se utiliza carta topográfica, a inundação é superestimada em 143%. Para o MDE SRTM 90 m, a inundação prevista foi 75% superior em relação à observada.

Da mesma maneira que para a relação entre áreas inundadas previstas e observada, quando se avalia o índice de desempenho também é possível perceber a piora geral na qualidade do ajuste com a diminuição da precisão topográfica. Resultados semelhantes foram verificados em Cook & Merwade (2009).

Uma vez que a utilização de cartas topográficas do IBGE em estudos de ruptura de barragens é uma realidade do mercado brasileiro, recomenda-se cautela no emprego das mesmas. Conforme visto no presente estudo, o MDE SRTM 30 m se mostrou como uma alternativa de base gratuita superior à utilização de carta topográfica em escala 1:50.000. É importante observar que o MDE SRTM com precisão de 30 metros foi disponibilizado para o Brasil somente no final de 2014. Portanto, espera-se que essa disponibilização contribua para melhora na qualidade dos estudos de ruptura de barragens realizados com base gratuita. De maneira ideal, em situações com ocupações importantes no vale a jusante, recomenda-se a aquisição de topografia de alta precisão, visto que o mapeamento é mais fidedigno e, geralmente, resulta em manchas de inundação menos extensas (SANDERS, 2007; COOK & MERWADE, 2009; WANG *et al.*, 2012).

Em relação à influência do coeficiente de rugosidade de Manning, tem-se que essa está mais relacionada ao tempo de chegada de onda do que em relação à extensão da mancha de inundação. Os resultados apontaram para a possibilidade de calibração do coeficiente de rugosidade de Manning a partir do índice de desempenho F. Nesse contexto, a calibração é realizada pixel-a-pixel e os valores do coeficiente de rugosidade de Manning tendem a ser efetivos na escala espacial do modelo, de maneira a buscar representar todos os efeitos de variações de seções transversais, margens heterogêneas, diferentes padrões de cobertura vegetal e os efeitos de estruturas construídas sobre a planície de inundação, sendo praticamente impossível quantificar separadamente cada fonte de perda de energia (PAPPENBERGER *et al.*, 2006).

Cabe destacar que diferentes conjuntos de parâmetros dentro de uma mesma estrutura de modelo (aqui diferentes valores do coeficiente de rugosidade) podem desempenhar igualmente bem na reprodução de inundações observadas (BEVEN & BINLEY, 1992). Essa observação também se aplica para diferentes condições iniciais, condições de contorno, estruturas de modelo ou topografias (MARKS & BATES, 2000). Esse comportamento, denominado de *equifinality*, foi verificado por Pappenberger *et al.* (2006).

A calibração do coeficiente de rugosidade de Manning resultou em uma melhora do índice de desempenho global e reduziu a diferença entre as áreas inundadas previstas e observada. Na simulação calibrada, a inundação prevista foi subestimada em apenas 3% tanto na área urbana quanto na rural.

Conforme esperado, a mudança dos valores do coeficiente de rugosidade de Manning resultou em alterações no tempo de chegada da onda de ruptura. Cabe lembrar a dificuldade na determinação correta do tempo de chegada de onda, uma vez que as diferentes testemunhas entrevistadas relataram janelas de tempos distintas. Nesse contexto, o modelo hidráulico calibrado apenas pela extensão da mancha de inundação ainda possui incertezas quanto ao tempo de chegada de onda. De maneira ideal, a calibração deveria englobar a extensão da inundação, tempos de chegada de onda, hidrogramas e profundidade de inundação observada. Entretanto, essas informações não estavam disponíveis na sua totalidade.

Dada a crescente utilização dos modelos bidimensionais, foi realizada uma comparação entre os modelos HEC-RAS e FLO-2D. Os resultados obtidos mostraram que o modelo HEC-RAS, não calibrado, foi superior na previsão da mancha de inundação na área rural, e o modelo FLO-2D foi superior na previsão da inundação na área urbana. O melhor resultado do modelo HEC-RAS na zona rural pode estar relacionado à existência, nessa zona, de um trecho encachoeirado com declividade acentuada, vale encaixado, com tipologia de escoamento tipicamente unidimensional. O tamanho da célula de 30 m, utilizado na simulação no modelo FLO-2D, pode ter resultado em uma suavização exagerada do terreno e, por conseguinte, contribuiu para o menor amortecimento e a maior área inundada. Já na área urbana com relevo principalmente plano, a previsão da inundação pelo modelo FLO-2D foi superior. Quando se considera a calibração do modelo HEC-RAS, a previsão da inundação foi superior a todas as simulações realizadas no modelo FLO-2D. Cabe observar que não foi realizada nenhuma calibração do modelo FLO-2D, que poderia resultar em melhoria na previsão da inundação. Essa calibração poderá ser realizada em trabalhos futuros.

De maneira a avaliar eventuais consequências diretas da ruptura da barragem São Francisco na cidade de Mirai, foram quantificadas as edificações atingidas nas inundações observada e previstas pelos modelos HEC-RAS e FLO-2D. Os resultados dessa quantificação evidenciaram a incerteza inerente da análise de risco em estudos de ruptura de barragem, uma vez que todos os modelos hidráulicos subestimaram o total de edificações atingidas. Nesse contexto, recomenda-se cautela na quantificação de danos potenciais associados à ruptura de barragem, uma vez que os resultados podem não ser conservadores, como esperado *a priori*.

Apesar dessas incertezas, os estudos de ruptura de barragens juntamente com a realização de análises de risco são de suma importância para o conhecimento da ordem de grandeza dos danos

da inundação, e devem sempre ser realizados com as ferramentas apropriadas para tal. O desconhecimento completo dos danos potenciais gera mais insegurança ao empreendedor e à sociedade do que a noção de um custo de inundação com suas respectivas incertezas. Nesse contexto, cabe citar a diretiva da União Europeia, que obriga os países membros a elaborar até o final do ano 2015 mapas de riscos com a quantificação dos danos de áreas sujeitas a inundações (*European Directive 2007/60/EC*). Da mesma maneira, o programa HAZUS-MH dos Estados Unidos auxilia na definição do valor de seguro para edificações localizadas nas manchas de inundação.

O estudo mostrou que de todos os aspectos avaliados a topografia foi a mais impactante na modelagem hidráulica. Em muitas situações, observa-se uma preocupação de contratantes, órgãos reguladores e engenheiros hidráulicos em solicitar a utilização de modelos hidráulicos sofisticados, bidimensionais, com esquemas numéricos complexos que possibilitam a simulação de escoamento de fluidos não-newtonianos. Entretanto, verifica-se que, geralmente, não se dispõe de topografia com precisão adequada para essa sofisticação, resultando em estudos longos com custos mais altos que não garantem, necessariamente, resultados mais precisos. No estudo aqui apresentado, a simulação, baseada no uso de MDE SRTM e consideração de regime de escoamento permanente, resultou em ajustes cujos indicadores de desempenho foram muito superiores aos calculados na simulação em regime não permanente, calcada em carta topográfica e modelagem hidrodinâmica completa. É importante também considerar que a complexidade de cada estudo deverá estar sempre associada ao contexto no qual ele se insere.

O desenvolvimento deste trabalho evidenciou a melhoria da qualidade da modelagem hidráulica com a integração entre modelos hidráulicos e ferramentas de geoprocessamento e com o avanço do sensoriamento remoto. Nos estudos anteriores sobre o tema de ruptura de barragens realizados no âmbito do Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG, as ferramentas de geoprocessamento estavam em um estágio anterior de integração com os modelos hidráulicos e os modelos digitais de elevação ainda não eram amplamente utilizados. A correta representação da topografia das áreas propensas a inundações era possível apenas por levantamentos topográficos de campo. Esses levantamentos demandavam mais tempo para serem realizados e aumentavam significativamente os custos da modelagem hidráulica. Por essa razão, os trabalhos eram focados apenas no levantamento de um conjunto específico de seções transversais mais importantes, capazes de fornecer

globalmente uma descrição razoável das principais características da topografia. A geometria do talvegue entre as seções levantadas em campo era obtida por interpolação.

Com a evolução das ferramentas de geoprocessamento a delimitação de seções transversais pode ser realizada diretamente do MDE. Como consequência, uma descrição topográfica praticamente contínua se tornou possível na modelagem unidimensional. O modelador passou a representar o terreno, por meio da delimitação diretamente no MDE do número de seções transversais que julgar necessário, melhorando significativamente a geometria que vinha sendo utilizada nos modelos unidimensionais dos estudos anteriores. Evidentemente, cabe lembrar que a qualidade dos resultados da modelagem hidráulica está sempre condicionada às resoluções horizontal e vertical do MDE.

Por fim, os modelos hidráulicos realizados a partir do MDE gratuito – SRTM, com resolução horizontal de 30 m – foram capazes de reproduzir a inundação observada em Mirai no evento de ruptura da barragem de São Francisco em janeiro de 2007. Apesar das diferenças encontradas em alguns locais – que podem estar atreladas a fatores como precisão da topografia utilizada, diferenças na rugosidade, premissas e limitações das equações de *Saint Venant*, desconsideração das singularidades hidráulicas e da rede de macrodrenagem da cidade de Mirai, como bueiros e pontes –, a metodologia mostrou-se aplicável para mapeamento de inundações decorrentes de ruptura de barragens de rejeitos e planejamento das ações emergenciais que devem estar descritas em um PAEBM.

Cabe ressaltar que a realização deste estudo em um cenário hipotético, anterior à ruptura da barragem, não iria penalizar o empreendedor com uma previsão superestimada da inundação, tal como defendido por alguns representantes do setor de mineração resistentes à contratação de estudos de ruptura de barragens de rejeitos. A alegação defendida por esses representantes é que as diversas especificidades da dinâmica do escoamento de fluido não-newtoniano inviabiliza a aplicação de modelos de fluidos newtonianos para previsão da inundação decorrente da ruptura de barragens de rejeitos. O estudo de caso mostrou que é possível obter um mapeamento da inundação fidedigno com a aplicação de métodos já conhecidos. Certamente diversas incertezas e espaço para aprimoramento do processo físico associado à ruptura de barragens ainda existem, mas não devem ser considerados como fator de impedimento para desenvolvimento e divulgação dos estudos.

As incertezas associadas à retroanálise de casos de ruptura podem ser reduzidas sobremaneira com a aplicação de procedimentos padronizados para registros de dados importantes a serem coletados logo após o evento. Nesse contexto, enfatiza-se a necessidade da elaboração de procedimentos, que poderiam estar materializados em manuais práticos, para registros de informações necessárias para as modelagens hidrológica e hidráulica do acidente. Como registros importantes podem ser citados: marcas de cheias ao longo do vale a jusante, tempos de chegada de onda observados e reportados em entrevistas, dimensões da brecha de ruptura, níveis do reservatório anteriormente à ruptura, alterações na morfologia da calha fluvial, altura e duração da precipitação observada, vazões em trânsito em cursos de água da bacia hidrográfica na qual a estrutura estava localizada etc. A elaboração desses manuais poderia estar sob coordenação da Agência Nacional de Águas (ANA), com auxílio de centros de pesquisas e universidade.

Como recomendações para trabalhos futuros tem-se que a delimitação de uma envoltória de inundação referente a um caso observado de ruptura de barragem abre diferentes perspectivas para a modelagem hidráulica de inundações decorrentes de ruptura de barragens de rejeitos. O trabalho apresentado possui algumas limitações que podem ser superadas com alguns estudos adicionais que contemplem os tópicos mencionados a seguir:

- A precisão do MDE foi um fator preponderante para os resultados encontrados; nesse contexto, recomenda-se que sejam realizadas novas simulações hidráulicas a partir de uma base topográfica com maior precisão do que o MDE SRTM com resolução horizontal de 30 m. Como sugestão poderia ser utilizada a técnica de perfilamento a laser (LIDAR), que vem sendo bastante empregada na área de modelagem hidráulica.
- No presente trabalho a quantificação das edificações atingidas foi realizada de maneira preliminar e simplificada somente a partir de imagens de satélite. Sendo o número de edificações atingidas um dos insumos básicos para a quantificação dos danos relacionados à inundação, recomenda-se o cadastramento em campo dessas edificações. A Defesa Civil de Mirai possui todos os boletins de ocorrência registrados na época do acidente. O PRAD também apresenta uma listagem dos proprietários que tiveram a casa danificada pela enchente. Os boletins de ocorrência juntamente com a lista dos proprietários poderiam orientar o cadastramento em campo das edificações atingidas. Após o cadastramento das edificações e inserção deste em plataformas SIG, os danos da inundação poderiam ser

monetizados com métodos específicos, como os propostos no HAZUS-MH (SCAWTHORN *et al.*, 2006) e com o auxílio de ferramentas para cálculo de danos de inundações, por exemplo, o modelo HEC-FIA desenvolvido pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE, 2012a). A quantificação obtida pelos modelos poderia ser comparada com os danos estimados pela Prefeitura Municipal de Mirai e demais órgãos públicos envolvidos no acidente da barragem São Francisco.

- Da mesma maneira, recomenda-se a aplicação e análises de modelos para previsão de perdas de vida decorrentes de inundações. Para tanto, podem ser aplicados o modelo LIFESim (ABOELATA & BOWLES, 2005) e sua versão simplificada, *Simplified LIFESim* - disponível na ferramenta HEC-FIA - e a metodologia RCEM desenvolvida por USBR (2014). Cabe lembrar que na inundação decorrente da ruptura da barragem São Francisco nenhuma perda de vida foi registrada, principalmente devido ao tempo aviso e evacuação da população antes da chegada da onda de ruptura.
- Nas simulações hidráulicas, as pontes localizadas no rio Fubá não foram consideradas na construção do modelo. Apesar da consideração de que a influência dessas estruturas no perfil da linha de água da inundação, nesse caso, é pequena, recomenda-se a verificação dessa influência pela inclusão das pontes, especificamente, a ponte sobre a rodovia MG-447. Análise semelhante pode ser vista em Pappenberger *et al.* (2006).
- Nas análises de sensibilidade não foram realizadas calibrações do coeficiente de rugosidade de Manning no modelo FLO-2D. Nesse contexto, sugere-se que em trabalhos futuros essas calibrações sejam realizadas. De maneira ideal, a utilização do modelo FLO-2D deve ser incentivada somente quando se dispõe de uma topografia de maior precisão que o MDE SRTM. A maior precisão da topografia melhoraria a representação do trecho fluvial encaixado do rio Fubá.
- Em estudos de ruptura existem diversas incertezas inerentes ao processo físico de rompimento de uma barragem e relacionadas também à propagação da inundação. Nesse contexto, recomenda-se a quantificação dessas incertezas pela utilização de técnicas específicas, como o método GLUE (BEVEN & BINLEY, 1992). A estimativa das incertezas possibilita a geração de mapas de inundação probabilísticos, nos quais é possível verificar a probabilidade de inundação de um determinado local. A construção de mapas de

inundação probabilísticos auxilia o planejamento e a tomada de decisão em situações de emergências e também na realização da análise de risco quantificada da barragem.

- Em relação à brecha de ruptura, recomenda-se a utilização de métodos probabilísticos em conjunto com modelos paramétricos, conforme proposto por Froehlich (2008) e Froehlich & Goodell (2012). No presente trabalho o hidrograma de ruptura foi sintetizado a partir de modelagens hidrológicas no modelo HEC-HMS; sugere-se a utilização de modelos hidráulicos, como o HEC-RAS e o FLO-2D, para síntese dos hidrogramas diretamente na simulação hidráulica. Cabe mencionar que o modelo FLO-2D também possibilita o emprego do método fisicamente embasado NWS-BREACH, diferentemente do modelo HEC-RAS, que possibilita somente uma abordagem paramétrica.
- Além disso, é essencial que o processo de formação de brecha em ruptura de barragens de rejeito seja simulado a partir de ensaios em campo semelhantes aos realizados no projeto IMPACT (MORRIS *et al.*, 2005). Nos ensaios poderia ser verificada a porcentagem de rejeitos e água que é liberada do reservatório, as velocidades de escoamento, e a influência de diversos aspectos, como granulometria dos rejeitos, forma de disposição e teor de sólido dos rejeitos. A realização desses ensaios poderia contribuir para o desenvolvimento de modelos de brecha específicos para barragens de rejeitos.
- Ainda em relação à brecha e síntese do hidrograma de ruptura, dada as características do reservatório da barragem São Francisco não foi utilizado o módulo de escoamento de fluido hiperconcentrado do modelo FLO-2D. Para fins de comparação, recomenda-se em trabalhos futuros a especificação de um hidrograma de ruptura com concentração de sedimentos variável ao longo do tempo e a posterior propagação desse hidrograma pelo vale a jusante. Os resultados poderiam ser comparados com as manchas obtidas no presente trabalho.
- Devido aos dados disponíveis, o trabalho realizado focou principalmente na restituição da extensão da inundação. Nesse contexto, estudos futuros poderiam enfocar especificamente na restituição da profundidade de inundação na área urbana da cidade de Miraflores. As profundidades restituídas poderiam ser utilizadas para auxiliar o processo de calibração do coeficiente de rugosidade de Manning. Uma calibração de rugosidade semelhante foi realizada por Stephens *et al.* (2012) em estudos de inundações naturais no Reino Unido.

- A inundação decorrente da barragem São Francisco atingiu alguns municípios mineiros e fluminenses: Mirai (MG), Muriaé (MG), Patrocínio do Muriaé (MG), Laje do Muriaé (RJ), Itaperuna (RJ), Italva (RJ), Cardoso Moreira (RJ) e Campos dos Goytacazes (RJ). O presente trabalho enfocou somente na delimitação da mancha de inundação no município de Mirai. Nesse contexto, estudos futuros poderiam ser realizados para reprodução de toda a extensão da mancha de inundação. Para tanto, pode ser utilizada como base a aerofotografia realizada por VIRTUAL ENGENHARIA AMBIENTAL (2007) em atendimento ao Plano de Recuperação de Áreas Degradadas (PRAD). A maior extensão da inundação possibilitaria a comparação de resultados entre modelos hidráulicos aplicáveis em maiores escalas, que simplificam parte do processo físico da propagação de cheias.

8 REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 31000: Gestão de riscos – Princípio e diretrizes, Rio de Janeiro, 2009.

ABOELATA, M.A.; BOWLES, D.S. LIFESim: A Model for Estimating Dam Failure Life Loss. Report to Institute for Water Resources, US Army Corps of Engineers and Australian National Committee on Large Dams by Institute for Dam Safety Risk Management, Utah State University, Logan, Utah, 2005.

ANA – Agência Nacional de Águas – Previsão de Eventos Críticos na Bacia do Rio Paraíba do Sul, R30 – Coleta de Dados II e Reconhecimento de Campo – Brasília: ANA, SUM/SPR, 2010, 159 p.

ANCOLD. Australian National Committee on Large Dams Guidelines on Tailings Dam Design, Construction and Operation, outubro, 1999.

ARONICA, G.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S. Assessing the uncertainty in distributed model predictions using observed binary pattern information within GLUE. *Hydrological Processes*, v. 16, n. 10, p. 2001-2016, 2002.

ARONICA, G.; HANKIN, B.; BEVEN, K. Uncertainty and equifinality in calibrating distributed roughness coefficients in a flood propagation model with limited data. *Advances in Water Resources*, v. 22, n. 4, p. 349-36, 1998.

ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breaching. Earthen Embankment Breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 137, n. 12, p. 1549-1564, December, 2011.

ÁVILA, J. P. Arquivo fotográfico pessoal do engenheiro Joaquim Pimenta de Ávila sobre a ruptura da barragem São Francisco, 2007.

AZAM, S.; LI, Q. Tailings dam failures: a review of the last one hundred years. *Geotechnical News*, v. 28, n. 4, p. 50-54, 2010.

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. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2008, 337 p.

BARROS, R. S.; CRUZ, C. B. M. Avaliação da altimetria do modelo digital de elevação do SRTM. XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto (SBSR), v. 13, p. 1243-1250, 2007.

BATES, P. D. Integrating remote sensing data with flood inundation models; how far have we got? *Hydrological Processes*, v. 26, n. 16, p. 2515-2521, 2012.

BATES, P. D.; DE ROO, A. P. J. A simple raster-based model for flood inundation simulation. *Journal of hydrology*, v. 236, n. 1, p. 54-77, 2000.

BEGHINI, R. Devastação em Mirai lembra uma tsunami. *Jornal Estado de Minas*, Belo Horizonte, p. 22, 12 jan. 2007b.

BEGHINI, R. Um mar de lama e destruição. *Jornal Estado de Minas*, Belo Horizonte, p. 23, 11 jan. 2007a.

BEGNUDELLI, L.; SANDERS, B. F. Simulation of the St. Francis dam-break flood. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 133, n. 11, p. 1200-1212, 2007.

BEVEN, K.; BINLEY, A. The future of distributed models. model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological processes*, v. 6, n. 3, p. 279-298, 1992.

BLIGHT, G. E. *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. London: Taylor & Francis Group, 2010. 641 p.

BRANDIMARTE, L.; WOLDEYES, M. K. Uncertainty in the estimation of backwater effects at bridge crossings. *Hydrological Processes*, v. 27, n. 9, p. 1292-1300, 2013.

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 Rio de Pedras. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2005, 203 p.

BRASIL. Lei no 12.334 de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei n. 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei n. 9.984, de 17 de julho de 2000. Brasília, 2010.

BRASIL. Portaria no 416 de 03 de setembro de 2012. Cria o Cadastro Nacional de Barragens de Mineração e dispõe sobre o Plano de Segurança, Revisão Periódica de Segurança e Inspeções Regulares e Especiais de Segurança das Barragens de Mineração conforme a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que dispõe sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens. Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, Brasília, 2012.

BRASIL. Portaria no 526 de 03 de dezembro de 2013. Estabelece a periodicidade de atualização e revisão, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Ação de Emergência das Barragens de Mineração (PAEBM), conforme art.8º, 11 e 12 da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), e art. 8º da Portaria nº 416, de 3 de setembro de 2012. Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, Brasília, 2013.

CAO-MA – Centro de Apoio Operacional das Promotorias de Justiça de Defesa do Meio Ambiente, Patrimônio Cultural, Urbanismo e Habitação. Laudo de vistoria. Ofício No 120/05, referência SGDP n.º 453.354, Mirai, fevereiro de 2006a.

CAO-MA – Centro de Apoio Operacional das Promotorias de Justiça de Defesa do Meio Ambiente, Patrimônio Cultural, Urbanismo e Habitação. Informe técnico sobre o vazamento de lama/barragem de rejeitos da lavagem de Bauxita da Mineração Rio Pomba Ltda, em Mirai, Ofício No 03/06, referência SGDP no 507.433, Mirai, 2006b.

CBDB – COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. A história das barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI: cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens. Rio de Janeiro: CBDB, 2011.

CEDEC-MG – Coordenadoria Estadual de Defesa Civil de Minas Gerais – vídeo sobre a ruptura com a barragem de rejeitos de São Francisco, 2007 – disponível em <https://www.youtube.com/watch?v=m5WIwdTyLDA> – acesso em abril de 2015.

CHAUHAN, S. S., BOWLES, D. S., ANDERSON, L. R. Do current breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling in Proceedings of the Annual Conference of the Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, Setembro. 2004, 15 p.

CHOW, V. T. Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill. New York, 1959.

CMEC – Consórcio Mineiro de Engenheiros Consultores Ltda, Mineração Rio Pomba Cataguases Ltda, Barragem de Rejeitos São Francisco, Relatório Técnico de Medidas Emergenciais, março, 2006.

COLLISCHONN, W. Análise do Rompimento da Barragem de Ernestina. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997, 193 p.

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Análise de Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 2, n.2, julho/dezembro de 1997, pp. 191-206.

COLORADO, STATE OF., Guidelines for Dam Breach Analysis. Office of the State Engineer Dam Safety Branch, Departamento de Recursos Naturais do Estado do Colorado – Divisão de Recursos Hídricos, Estados Unidos, Colorado, Fevereiro, 2010, 68 p.

COOK, A.; MERWADE, V. Effect of topographic data, geometric configuration and modeling approach on flood inundation mapping. Journal of Hydrology, v. 377, n. 1, p. 131-142, 2009.

COPAM – Conselho Estadual de Política Ambiental. Súmula da 31ª Reunião Ordinária da Unidade Regional Colegiada Zona da Mata, Clube Quem Somos Nós, s/nº - Mirai, Minas Gerais, 23 de abril de 2007, disponível em http://200.198.22.171/down.asp?x_caminho=reunioes/sistema/arquivos/decisoes/&x_nome=D ECIS%D5ES_31%AA_REUNI%C3O.pdf – acessado em abril de 2015.

CREMON, É. H.; VALERIANO, M. M. Comparação do desempenho de dados SRTM-C e X em derivações geomorfométricas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SENSORIAMENTO REMOTO, 15. (SBSR), Curitiba, 2011.

DAVIES, M. P. Tailings impoundment failures: are geotechnical engineers listening? Geotechnical News, September, 2002. Waste Geotechnics, p. 31-36.

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral. DNPM vistoria e paralisa mineradora em Mirai. Boletim Informativo do Departamento Nacional de Produção Mineral – Ministério de Minas e Energia - ANO 3 Nº 22 - Janeiro de 2007. Disponível em: <

http://www2.dnrm.gov.br/mostra_arquivo.asp?IDBancoArquivoArquivo=1416>. Acesso em: abril de 2015.

EINSTEIN, H. A. The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. US Department of Agriculture, 1950.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Núcleo de Geomática. Mapa de solos do Brasil. Escala 1:5.000.000, Rio de Janeiro, 2011.

EU. European Flood Directive 2007/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2007 on the assessment and management of flood risks. Official Journal of the European Union, L 288/27, 2007.

FALORNI G.; TELES V.; VIVONI E. R.; BRAS R. L.; AMARATUNGA K. S. Analysis and characterization of the vertical accuracy of digital elevation models from the Shuttle Radar Topography Mission. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface* v.110, n. F2, 2005.

FARR T.G.; CARO E.; CRIPPEN R.; DUREN R.; HENSLEY S.; KOBRICK M.; PALLER M.; RODRIGUEZ E.; ROSEN P.; ROTH L.; SEAL D.; SHAFFER S.; SHIMADA J.; UMLAND J.; WERNER M.; BURBANK D.; OSKIN M.; ALSDORF D. The shuttle radar topography mission. *Reviews of Geophysics*, 45, RG2004, 2007.

FEMA – Federal Emergency Management Agency. Federal Guidelines for Inundation Mapping of Flood Risks Associated with Dam Incidents and Failures, First Edition, P-946, 2013.

FLO-2D Reference Manual. FLO-2D Software, Inc., PO Box, v. 66, 2009.

FREAD, D. L. NWS FLDWAV model: The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. *Dam Safety'93*, p. 26-29, 1993.

FREAD, D. L. The NWS DAMBRK Model: Theoretical Background / User Documentation. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland, 1988a, 123 p.

FREAD, D. L., BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures, National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, MD, 1988b.

FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. NWS FLDWAV Model: theoretical description and user documentation. National Weather Service – Office of Hydrology (NOAA), Silver Springs, Maryland, outubro de 1998, 322 p.

FROEHLICH, D. C. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 134, No. 12, Maio, pp 1708-1720, 2008.

FROEHLICH, D. C. Embankment dam breach parameters revisited. In: *Water Resources Engineering*. ASCE. p. 887-891, 1995a.

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

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

GESCH, D.; GREENLEE, S. GTOPO30 documentation.US Department of the Interior US Geological Survey, 1996.

GLOBO RURAL. Rede Globo. ACIDENTE EM MIRAÍ. Programa de TV. Rio de Janeiro, 2007. – disponível em https://www.youtube.com/watch?v=scl_NdSEPdw – acesso abril de 2015.

GOMIDE, R.; GUIMARÃES, T. Lama avança e deixa cidade do Rio sem água. Jornal Folha de São Paulo, São Paulo, mar. 2006.

GRAEL, A. S. Fotografias existentes no Blog do Axel Grael – obtidas por sobrevoo da área atingida no acidente com a barragem São Francisco, 2007 – disponíveis em <http://axelgrael.blogspot.com.br/2010/10/acidentes-semelhantes-ao-da-hungria.html>, último acesso abril de 2015.

GROHMANN, C. H.; RICCOMINI, C.; STEINER, S. S. Aplicações dos Modelos de Elevação SRTM em Geomorfologia. Rev. Geogr. Acadêmica v.2 n.2, viii. 2008, p. 73-83.

HALL, J. W.; TARANTOLA, S.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S. Distributed sensitivity analysis of flood inundation model calibration. Journal of Hydraulic Engineering, v. 131, n. 2, p. 117-126, 2005.

HASSAN, M.; MORRIS, M.; HANSON, G.; LAKHAL, K. Breach formation: Laboratory and numerical modeling of breach formation. Association of State Dam Safety Officials: Dam Safety, 2004.

HAWKINS, R. H.; WARD, T. J.; WOODWARD, D. E.; VAN MULLEM, J. A. Curve number hydrology. ASCE publication, 2009.

HELLWEGER, F.; MAIDMENT, D. AGREE-DEM surface reconditioning system. University of Texas, Austin, 1997. Disponível em: <http://www.ce.utexas.edu/prof/maidment/gishydro/ferdi/research/agree/agree.html>. Acesso em: 5 abr. 2015.

HOFFMANN, J.; WALTER, D. How complementary are SRTM-X and-C band digital elevation models Photogrammetric Engineering & Remote Sensing, v. 72, n. 3, p. 261-268, 2006.

HORRITT, M. S. A methodology for the validation of uncertain flood inundation models. Journal of Hydrology, v. 326, n. 1, p. 153-165, 2006.

HORRITT, M. S.; BATES, P. D. Effects of spatial resolution on a raster based model of flood flow. Journal of Hydrology, v. 253, n. 1, p. 239-249, 2001.

HORRITT, M. S.; BATES, P. D. Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. Journal of Hydrology, v. 268, n. 1, p. 87-99, 2002.

HUFF, F. A. Time distribution of rainfall in heavy storms. *Water resources research*, v. 3, n. 4, p. 1007-1019, 1967.

HUNGR, O. A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows and avalanches. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, pgs.610-623, 1995.

HUNTER, Neil Martin. Development and assessment of dynamic storage cell codes for flood inundation modelling. 2005. Tese de Doutorado. University of Bristol.

ICOLD Tailings Dams – Design of Drainage. Bulletin 97. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 1994, 120 p.

ICOLD. A Guide to Tailings Dams and Impoundments - Design, Construction, Use and Rehabilitation. Bulletin 106. Published by International on Large Dams, Paris, France, 1996c, 244 p.

ICOLD. Manual on Tailings Dams and Dumps. Bulletin 45. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 1982, 237 p.

ICOLD. Mine and Industrial Tailings Dams and Dumps. Bulletin 44a. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 1989a, 327 p.

ICOLD. Monitoring of Tailings Dams – Review and recommendations. Bulletin 104. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 1996b, 89 p.

ICOLD. Tailings Dam Safety – Guidelines. Bulletin 74. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 1989b, 107 p.

ICOLD. Tailings Dams – Improving Tailings Dam Safety - Critical Aspects of Management, Design, Operation and Closure, Bulletin 139. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 2011, 180 p.

ICOLD. Tailings Dams – Risk of Dangerous Occurrences, Lessons Learnt from Practical Experiences, Bulletin 121. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 2001, 146 p.

ICOLD. Tailings Dams – Sustainable Design and Post-closure Performance of Tailings Dams, Bulletin 153. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 2013, 92 p.

ICOLD. Tailings Dams and Seismicity – Review and recommendations. Bulletin 98. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 1995a, 60 p.

ICOLD. Tailings Dams and the Environment – Review and recommendations. Bulletin 103. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 1996a, 101 p.

ICOLD. Tailings Dams. Transport, Placement and Decantation. Bulletin 101. Published by International Commission on Large Dams, Paris, France, 1995, 95 p.

JARVIS, A.; REUTER, H. I.; NELSON, A.; GUEVARA, E. Hole-filled SRTM for the globe Version 4, CGIAR-CSI SRTM 90 m Database (<http://srtm.csi.cgiar.org>); 2008 – último acesso em abril de 2015.

JEYAPALAN, J. K.; DUNCAN, J. M.; SEED, H. B. Analyses of flow failures of mine tailing dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109, n. 2, p. 150 – 171, 1981.

JIN, M.; FREAD, D. 1D modeling of mud/debris unsteady flows. *Journal of hydraulic engineering*, v. 125, n. 8, p. 827-834, 1999.

LAURIANO, A. W. Estudo de ruptura da Barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

LEOPOLD, L. B.; MADDOCK, T. The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications. United States Geological Survey, Prof. Paper. 252, 56p, 1953.

LIU, K. F.; MEI, C. C. Slow spreading of a sheet of Bingham fluid on an inclined plane. *Journal of fluid mechanics*, v. 207, p. 505-529, 1989.

LUCIA, P. Review of experiences with flow failures of tailings dams and waste impoundments. 1981. 228 f. PhD. Dissertation – University of California, Berkeley, 1981.

MACCHIONE, F., Model for Predicting Floods due to Earthen Dam Breaching. I: Formation and Evaluation, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 134, No. 12, Maio, 2008, pp 1688-1696.

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

MAIDMENT, D. R. Arc Hydro: GIS for water resources. ESRI, Redlands, 2002.

MARKS, K.; BATES, P. Integration of high-resolution topographic data with floodplain flow models. *Hydrological Processes*, v. 14, n. 11-12, p. 2109-2122, 2000.

MARTINEZ, R. K. ASDSO Survey of State Dam Safety Programs in: USSD Workshop on Dam Break Analysis Applied to Tailings Dams, Denver, 2011 – disponível em <http://www.infomine.com/publications/docs/Martinez2011.pdf> – último acesso em abril de 2015.

MASON, D. C.; BATES, P. D.; DALL'AMICO, J. T. Calibration of uncertain flood inundation models using remotely sensed water levels. *Journal of Hydrology*, v. 368, n. 1, p. 224-236, 2009.

MELO, L. P. R., Análise comparativa de metodologias de previsão de inundação decorrente da ruptura de barragens de rejeitos: Caso Hipotético da Barragem Tico-Tico. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013, 197 p.

- MERWADE, V. Effect of spatial trends on interpolation of river bathymetry. *Journal of Hydrology*, v. 371, n. 1, p. 169-181, 2009.
- MERWADE, V.; OLIVERA, F.; ARABI, M.; EDLEMAN, S. Uncertainty in flood inundation mapping current issues and future directions. *Journal of Hydrologic Engineering*, v. 13, n. 7, p. 608-620, 2008.
- MERZ, B.; KREIBICH, H.; SCHWARZE, R.; THIEKEN, A. Review article; Assessment of economic flood damage. *Natural Hazards and Earth System Science*, v. 10, n. 8, p. 1697-1724, 2010.
- MEYER-PETER, E.; MÜLLER, R. Formulas for bed-load transport, 1948.
- MINERAÇÃO RIO POMBA CATAGUASES. Relatório Fotográfico – Barragem São Francisco, Mirai – MG, item 13 – Comunicação Social – do Projeto de Recuperação de Área Degradada (PRAD), fevereiro de 2008.
- MONTE-MOR, R. C. A. Mapeamento de áreas inundáveis associadas à ruptura de barragens; estudo de caso: barragem de Ninho da Águia - MG. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004, 141 p.
- MORRIS, M. CADAM – Concerted action on dambreak modelling – Final report. Rep. No. SR, v. 571, 2000.
- MORRIS, M. W.; GALLAND, J. C. Dambreak Modelling – Guidelines and Best Practice. CADAM Project. Reino Unido, 2000, 32 p.
- MORRIS, M.W., HASSAN, M.A.A.M.; VASKINN, K.A. Conclusions and recommendations from the IMPACT Project WP2: Breach formation. 2005, disponível em: www.impact-project.net.
- MORRIS, M.W., KORTENHAUS, A., VISSER, P. J. Modeling breach initiation and growth. FLOODsite Rep. T06-08-01, FLOODsite Consortium. 2009, disponível em: www.floodsite.net.
- NATIONAL RESEARCH COUNCIL. Mapping the Zone: Improving Flood Map Accuracy. Washington DC: National Academies Press, 2009.
- NEAL, J.; SCHUMANN, G.; BATES, P. A subgrid channel model for simulating river hydraulics and floodplain inundation over large and data sparse areas. *Water Resources Research*, v. 48, n. 11, 2012.
- NRCS - Natural Resources Conservation Service. National Engineering Handbook: Part 630, Hydrology. Washington, DC, 1997.
- O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y. Laboratory analysis of mudflow properties. *Journal of hydraulic engineering*, v. 114, n. 8, p. 877-887, 1988.

O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y. Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows. Delineation of landslide, flash-flood, and debris-flow hazards. In: Utah: Logan, Utah Water Research Laboratory report, p. 260-279, 1984.

O'BRIEN, J. S.; JULIEN, P. Y.; FULLERTON, W. T. Two-dimensional water flood and mudflow simulation. *Journal of hydraulic engineering*, v. 119, n. 2, p. 244-261, 1993.

PAIVA, R.; COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. Large scale hydrologic and hydrodynamic modeling using limited data and a GIS based approach. *Journal of Hydrology*, v. 406, n. 3, p. 170-181, 2011.

PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K.; FRODSHAM, K.; ROMANOWICZ, R.; MATGEN, P. Grasping the unavoidable subjectivity in calibration of flood inundation models: A vulnerability weighted approach. *Journal of Hydrology*, v. 333, n. 2, p. 275-287, 2007.

PAPPENBERGER, F.; BEVEN, K.; HORRITT, M.; BLAZKOVA, S. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. *Journal of Hydrology*, v. 302, n. 1, p. 46-69, 2005.

PAPPENBERGER, F.; MATGEN, P.; BEVEN, K. J.; HENRY, J. B.; PFISTER, L.; FRAIPONT, P. Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. *Advances in Water Resources*, v. 29, n. 10, p. 1430-1449, 2006.

PIMENTA DE ÁVILA CONSULTORIA LTDA. Relatório sobre a ruptura da barragem de São Francisco, da mineração Rio Pomba Cataguases, situada em Mirai, MG. FE-100-RL-11318-00, 2007.

PINHEIRO, M. C. Diretrizes Para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamentos Hidráulicos em Obras de Mineração. ABRH. Porto Alegre – RS, 2011, 308 p.

POTAMOS. Concepção das soluções para mitigação dos problemas de inundação da cidade de Muriaé, Relatório Final, 0290-RT-005-R00, 2010.

RABUS, B.; EINEDER, M.; ROTH, A.; BAMLER, R. The shuttle radar topography mission—a new class of digital elevation models acquired by spaceborne radar. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, v. 57, n. 4, p. 241-262, 2003.

REED, S.; MOREDA, F.; GUTIERREZ, A. Lessons learned from transitioning NWS operational hydraulic models to HEC-RAS. In: ASCE-EWRI World Water Congress. 2010.

RICO, M.; BENITO, G.; DIEZ-HERRERO, A. Floods from tailings dam failures. *Journal of hazardous materials*, v. 154, n. 1, p. 79-87, 2008a.

RICO, M.; BENITO, G.; SALGUEIRO, A. R.; DÍEZ-HERRERO, A.; PEREIRA, H. G. Reported tailings dam failures: a review of the European incidents in the worldwide context. *Journal of Hazardous Materials*, 152(2), 846-852, 2008b.

ROMANOWICZ, R.; BEVEN, K. Estimation of flood inundation probabilities as conditioned on event inundation maps. *Water Resources Research*, v. 39, n. 3, 2003.

SALIBA, A. P. M. Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado. 179 f.. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

SAMUELS, P. G. Backwater lengths in rivers. In: ICE Proceedings. Thomas Telford, 1989. p. 571-582.

SANDERS, B. F. Evaluation of on-line DEMs for flood inundation modeling. *Advances in Water Resources*, v. 30, n. 8, p. 1831-1843, 2007.

SANTOS, P. R. A.; GABOARDI, C.; OLIVEIRA, L. C. Avaliação da precisão vertical dos modelos SRTM para a Amazônia. *Revista Brasileira de Cartografia*, v. 58, n. 1, p. 101-107, 2006.

SARTORI, A. Desenvolvimento de critérios para classificação hidrológica de solos e determinação de valores de referência para o parâmetro CN. 2010. 235p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas – SP, 2010.

SAWAYA, M. Arquivo fotográfico pessoal da geóloga Marta Sawaya com registros das inspeções realizadas antes da ruptura da barragem São Francisco, 2006.

SAWAYA, M. Arquivo fotográfico pessoal da geóloga Marta Sawaya com registros das inspeções realizadas após a ruptura da barragem São Francisco, 2007.

SCAWTHORN, C.; BLAIS, N.; SELIGSON, H.; TATE, E.; MIFFLIN, E.; THOMAS, W.; JONES, C. HAZUS-MH flood loss estimation methodology. I: Overview and flood hazard characterization. *Natural Hazards Review*, v. 7, n. 2, p. 60-71, 2006.

SCHUMANN, G.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; MATGEN, P.; PAPPENBERGER, F. Progress in integration of remote sensing-derived flood extent and stage data and hydraulic models. *Reviews of Geophysics*, v. 47, n. 4, 2009.

SCHUMANN, G.; MATGEN, P.; CUTLER, M. E. J.; BLACK, A.; HOFFMANN, L.; PFISTER, L. Comparison of remotely sensed water stages from LiDAR, topographic contours and SRTM. *ISPRS journal of photogrammetry and remote sensing*, v. 63, n. 3, p. 283-296, 2008.

SINGH, V. P. Dam Breach Modeling Technology. Kluwer Academic Publishers. Louisiana, 1996, 242 p.

STEPHENS, E. M.; BATES, P. D.; FREER, J. E.; MASON, D. C. The impact of uncertainty in satellite data on the assessment of flood inundation models. *Journal of Hydrology*, v. 414, p. 162-173, 2012.

STEPHENS, E.; SCHUMANN, G.; BATES, P. Problems with binary pattern measures for flood model evaluation. *Hydrological Processes*, v. 28, n. 18, p. 4928-4937, 2014.

TACHIKAWA, T.; KAKU, M.; IWASAKI, A.; GESCH, D.; OIMOEN, M.; ZHANG, Z.; CARABAJAL, C. ASTER Global Digital Elevation Model Version 2–Summary of Validation Results. ASTER GDEM Validation Team. NASA, 27pp, 2011.

TATE, E. C.; MAIDMENT, D. R.; OLIVERA, F.; ANDERSON, D. J.; Creating a terrain model for floodplain mapping. *Journal of Hydrologic Engineering*, v. 7, n. 2, p. 100-108, 2002.

TATE, E.; MUÑOZ, C.; SUCHAN, J. Uncertainty and Sensitivity Analysis of the HAZUS-MH Flood Model. *Natural Hazards Review*, 2014.

TAYEFI, V.; LANE, S. N.; HARDY, R. J.; YU, D. A comparison of one-and two-dimensional approaches to modelling flood inundation over complex upland floodplains. *Hydrological Processes*, v. 21, n. 23, p. 3190-3202, 2007.

TRIGG, M. A.; WILSON, M. D.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S.; ALSDORF, D. E.; FORSBERG, B. R.; VEGA, M. C. Amazon flood wave hydraulics. *Journal of Hydrology*, v. 374, n. 1, p. 92-105, 2009.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Business Depth-Damage Analysis Procedures, Institute for Water Resources, 1985.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Flood Impact Analysis – HEC-FIA: user's manual – version 2.2. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2012a, 352 p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. HEC-GeoRAS – GIS Tools for Support of HEC-RAS using ArcGIS® User's Manual – Version 10. Hydrologic Engineering Center (HEC), 2012b, 242 p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2010b, 417p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Hydrologic Modeling System HEC-HMS: user's manual – version 3.5. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2010a, 318 p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Using HEC-RAS for Dam Break Studies – TD-39, Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2014.

USBR – U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. Downstream Hazard Classification Guidelines, ACER Technical Memorandum No. 11, Assistant Commissioner-Engineering and Research, Denver, 1988, 57 p.

USBR – U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation. RCEM – Reclamation Consequence Estimating Methodology. Guidelines for Estimating Life Loss for Dam Safety Risk Analysis, fevereiro de 2014.

VALERIANO, M. M. Modelo digital de elevação com dados SRTM disponíveis para a América do Sul. São José dos Campos INPE, 2004.

VALERIANO, M. M. Modelo digital de variáveis morfológicas com dados SRTM para o território nacional: o projeto TOPODATA. Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, v. 12, p. 3595-3602, 2005.

VICK, S. G. Analyses of flow failures of mine tailings dams and investigation of flow failures of tailings dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.110, p. 454-456, 1984.

VICK, S. Inundation Risk from Tailings Dam Flow Failures. In: Proc. 9th Panamerican Conf. Soil Mech. Fdn. Eng., Viña del Mar. 1991.

VIRTUAL ENGENHARIA AMBIENTAL. Diagnóstico Ambiental – Aerofotografia – Mineração Rio Pomba Cataguases. Documento inserido no Plano de Recuperação de Áreas Degradadas (PRAD) em atendimento ao item 20: Novo Atendimento da ADA, 12 de junho de 2007.

VISSER, K.; HANSON, G. J.; TEMPLE, D.; NEILSEN, M. Earthen embankment overtopping analysis using the WinDAM B software. In: Dam Safety 2012. Proceedings of the Association of State Dam Safety Officials Annual Conference. 2012.

VON THUN, J. L.; GILLETTE, D. R. Guidance on breach parameters. 1990.

WAHL, T. L., HANSON, G.J., COURIVAUD, J., MORRIS, M.W., KAHAWITA, R., McCLENATHAN, J.T., GEE, D.M. Development of Next-Generation Embankment Dam Breach Models, United States Society on Dams, 28th Annual USSD Conference, Portland, OR, Abril - Maio, 2008, pp. 767-779.

WAHL, T. L. Prediction of embankment dam breach parameters: a literature review and needs assessment. Maryland: U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office, 1998. 60 p.

WANG, W.; YANG, X.; YAO, T. Evaluation of ASTER GDEM and SRTM and their suitability in hydraulic modelling of a glacial lake outburst flood in southeast Tibet. *Hydrological Processes*, v. 26, n. 2, p. 213-225, 2012.

WASHINGTON (MGS Engineering Consultants), Dam Safety Guidelines, Technical Note 1: Dam Break Inundation Analysis and Downstream Hazard Classification, Washington State Department of Ecology Publication No. 92-55E (revised), Washington, 2007, 34 p.

WERNER, M. G. F.; HUNTER, N. M.; BATES, P. D. Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation. *Journal of Hydrology*, v. 314, n. 1, p. 139-157, 2005.

WOLMAN, M.G; LEOPOLD, L. B. River flood plains: some observations on their formation. US Geol. Survey. Prof. Paper 282-C, p. 87-107, 1957.

WONG, J. S.; FREER, J. E.; BATES, P. D.; SEAR, D. A.; STEPHENS, E. M. Sensitivity of a hydraulic model to channel erosion uncertainty during extreme flooding. *Hydrological Processes*, v. 29, n. 2, p. 261-279, 2015.

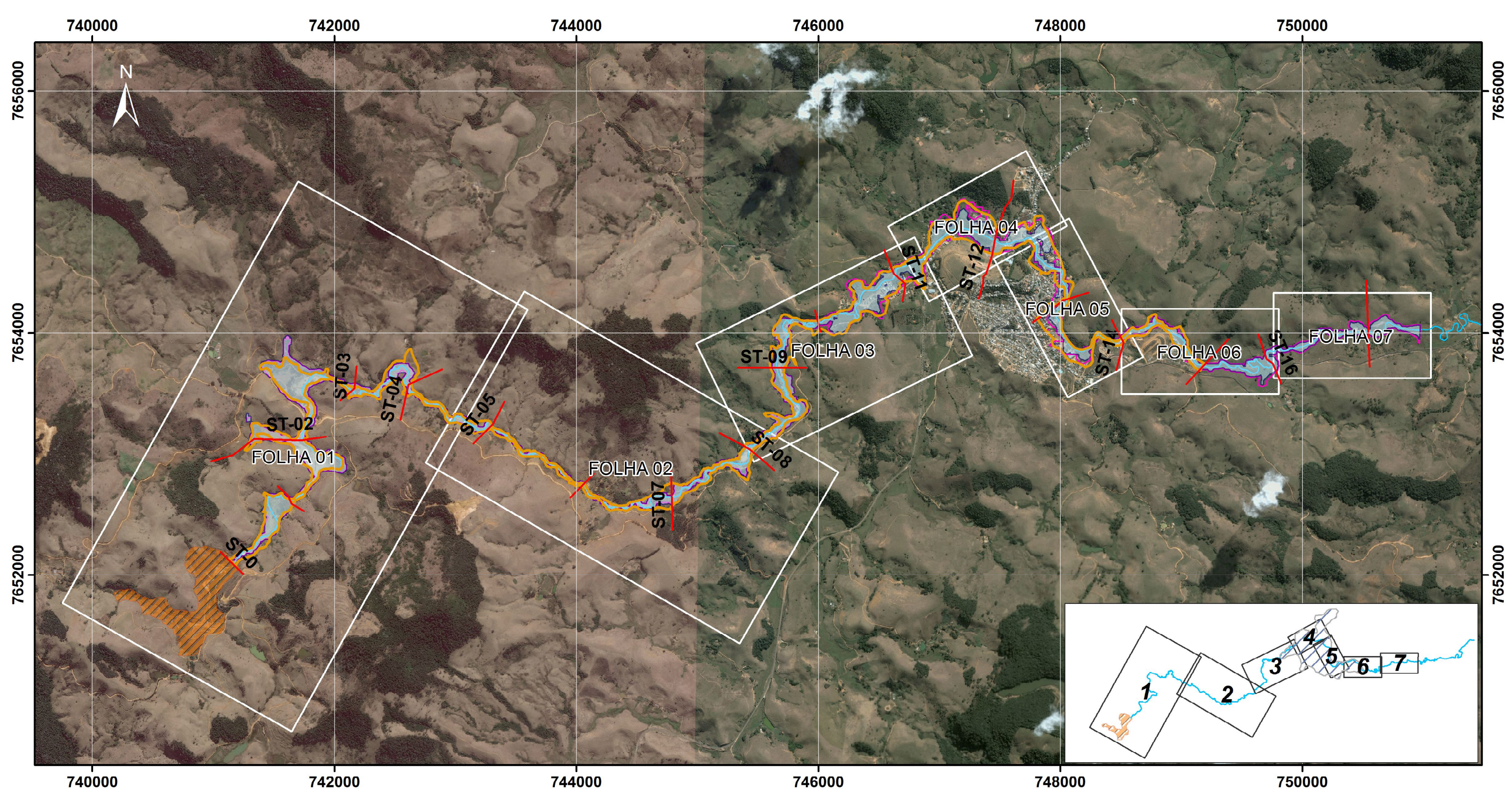
XU, Y., ZHANG, L.M., Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135 (12), pp 1957-1970, 2009.

YAMAZAKI, D.; BAUGH, C. A.; BATES, P. D.; KANAE, S.; ALSDORF, D. E.; OKI, T. Adjustment of a spaceborne DEM for use in floodplain hydrodynamic modeling. *Journal of hydrology*, v. 436, p. 81-91, 2012.

YAN, K.; DI BALDASSARRE, G.; SOLOMATINE, D. P.; SCHUMANN, G. J. P. A review of low-cost space-borne data for flood modelling; topography, flood extent and water level. *Hydrological Processes*, 2015.

YAN, K.; TARPANELLI, A.; BALINT, G.; MORAMARCO, T.; BALDASSARRE, G. D. Exploring the Potential of SRTM Topography and Radar Altimetry to Support Flood Propagation Modeling Danube Case Study. *Journal of Hydrologic Engineering*, 2014.

APÊNDICE A – MAPAS DE INUNDAÇÃO



0 250 500 1.000 1.500 2.000
Metros

ESCALA ORIGINAL: 1:30.000

Projeção: UTM FUSO 23S DATUM WGS84

Fonte:
Imageamento Orbital Google Earth
SRTM Shuttle Radar Mission

Formato construído para impressão em A3

Legenda

- Seções transversais
- Envoltória de inundação observada
- Cenário Base
- Cenário após calibração da rugosidade
- rio Fubá
- Reservatório Barragem São Francisco

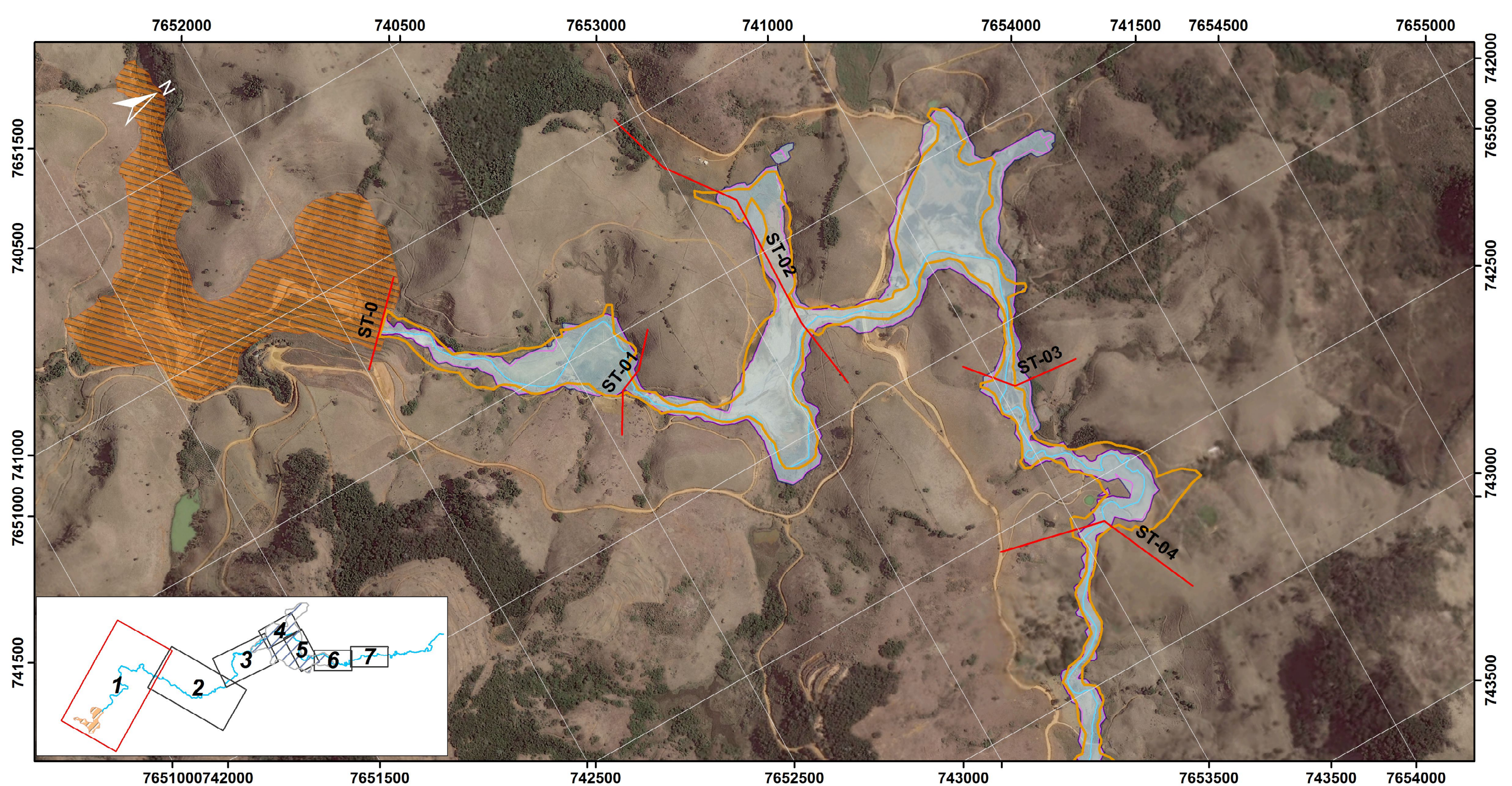
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)

RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO - MIRAÍ/MG

Restituição da envoltória de inundação - Mapa Chave

Data: 06/04/2015

Felipe Figueiredo Rocha



0 125 250 500
Metros

ESCALA ORIGINAL: 1:10.000

Projeção: UTM FUSO 23S DATUM WGS84

Fonte:
Imageamento Orbital Google Earth
SRTM Shuttle Radar Mission

Formato construído para impressão em A3

Legenda

- Seções transversais
- Envoltória de inundação observada
- Cenário Base
- Cenário após calibração da rugosidade
- rio Fubá
- Reservatório Barragem São Francisco

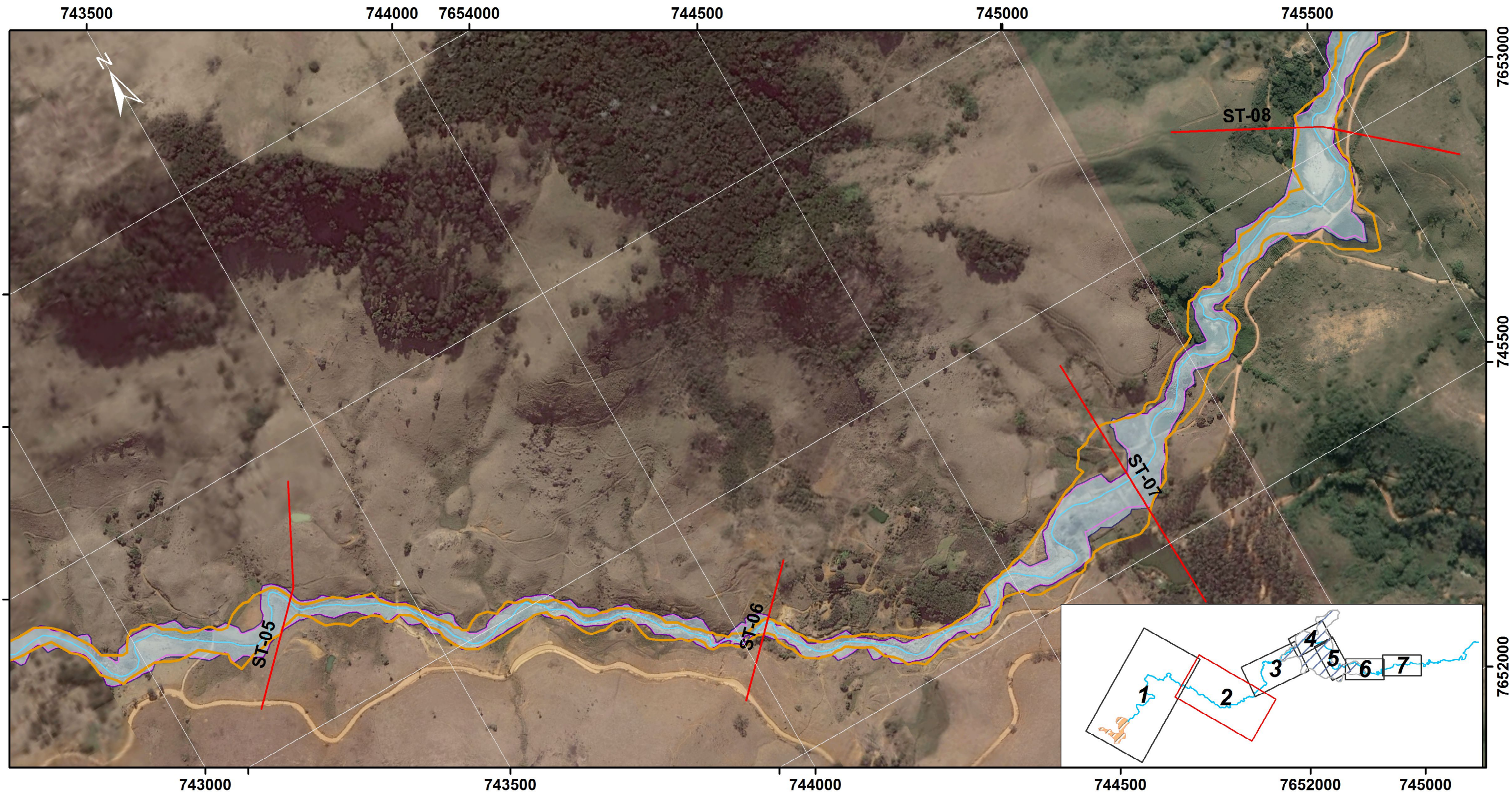
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)

RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO - MIRAÍ/MG

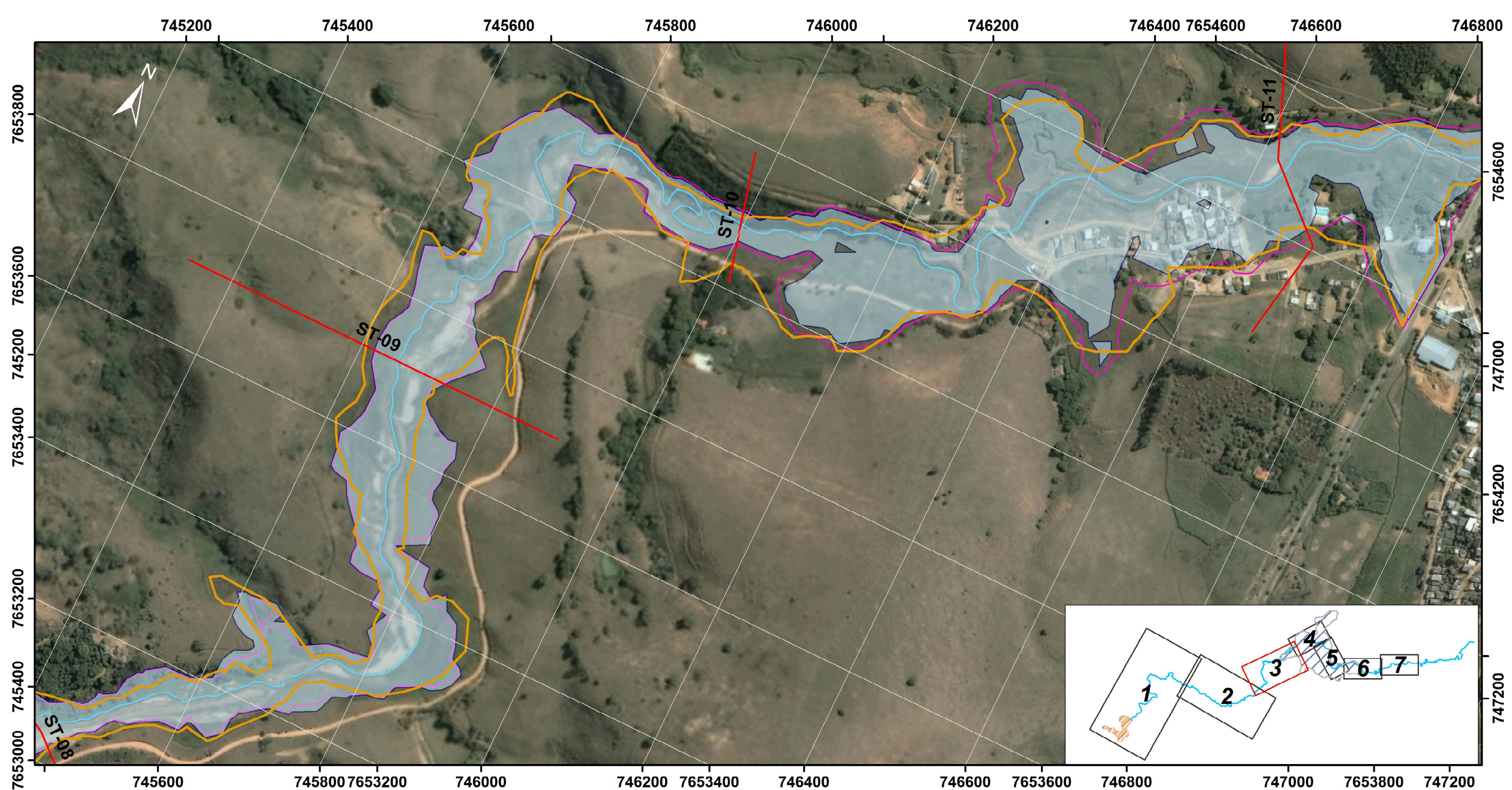
Restituição da envoltória de inundação - Folha (1/7)

Data: 06/04/2015

Felipe Figueiredo Rocha



0 125 250 500 Metros ESCALA ORIGINAL: 1:7.000 Projeção: UTM FUSO 23S DATUM WGS84 Fonte: Imageamento Orbital Google Earth SRTM Shuttle Radar Mission Formato construído para impressão em A3	Legenda - Seções transversais - Envoltória de inundação observada - Cenário Base - Cenário após calibração da rugosidade - rio Fubá - Reservatório Barragem São Francisco	PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG) RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO - MIRAÍ/MG Restituição da envoltória de inundação - Folha (2/7) Data: 06/04/2015 Felipe Figueiredo Rocha
--	---	---



0 75 150 300
Metros

ESCALA ORIGINAL: 1:5.000

Projeção: UTM FUSO 23S DATUM WGS84

Fonte:

Imageamento Orbital Google Earth
SRTM Shuttle Radar Mission

Formato construído para impressão em A3

Legenda

- Seções transversais
- Envoltória de inundação observada
- Cenário Base
- Cenário após calibração da rugosidade
- rio Fubá
- Reservatório Barragem São Francisco

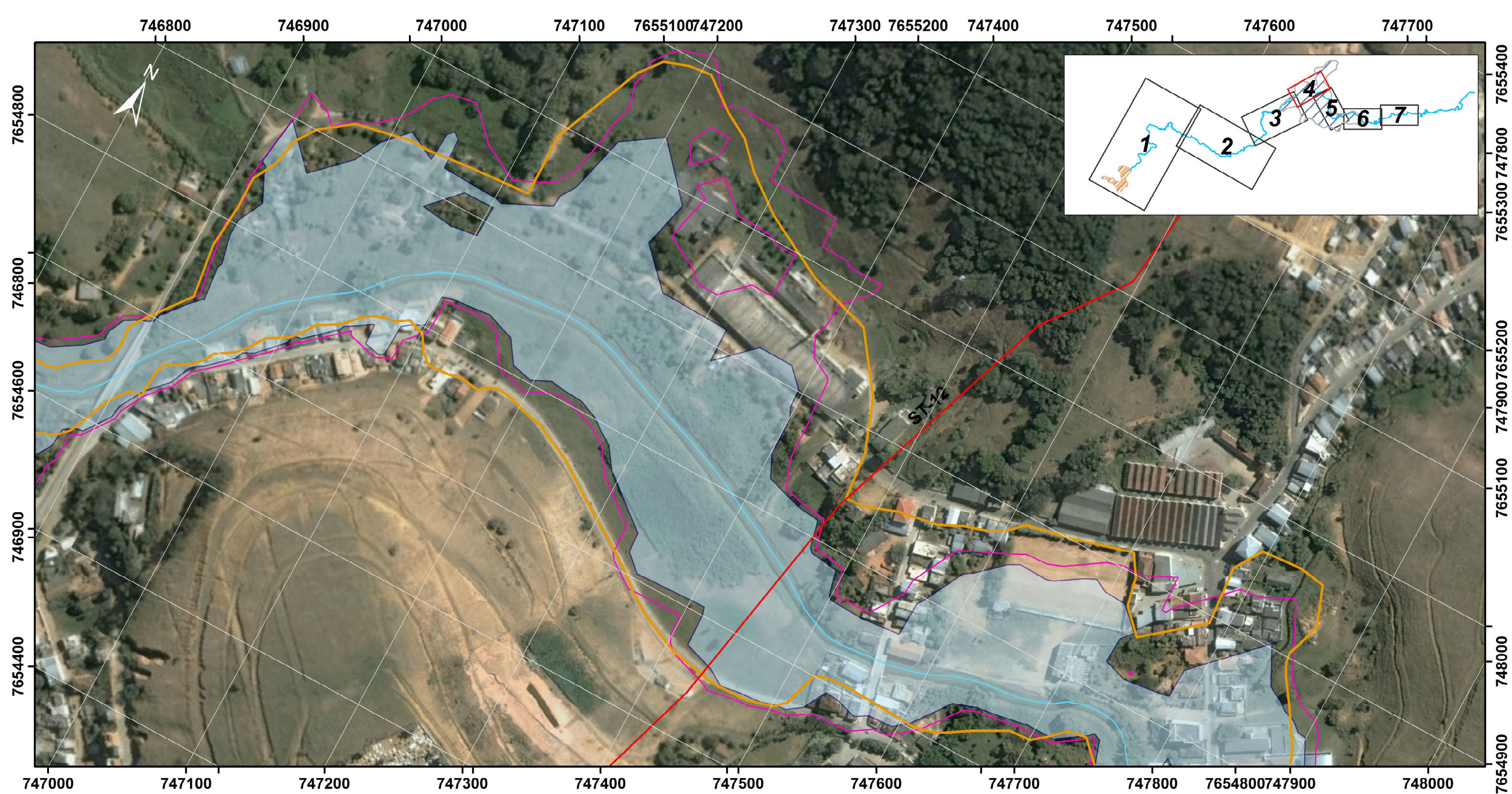
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)

RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO - MIRAÍ/MG

Restituição da envoltória de inundação - Folha (3/7)

Data: 06/04/2015

Felipe Figueiredo Rocha



0 50 100 200
Metros

ESCALA ORIGINAL:1:3.000

Projeção: UTM FUSO 23S DATUM WGS84

Fonte:

Imageamento Orbital Google Earth
SRTM Shuttle Radar Mission

Formato construído para impressão em A3

Legenda

- Seções transversais
- Envoltória de inundação observada
- Cenário Base
- Cenário após calibração da rugosidade
- rio Fubá
- Reservatório Barragem São Francisco

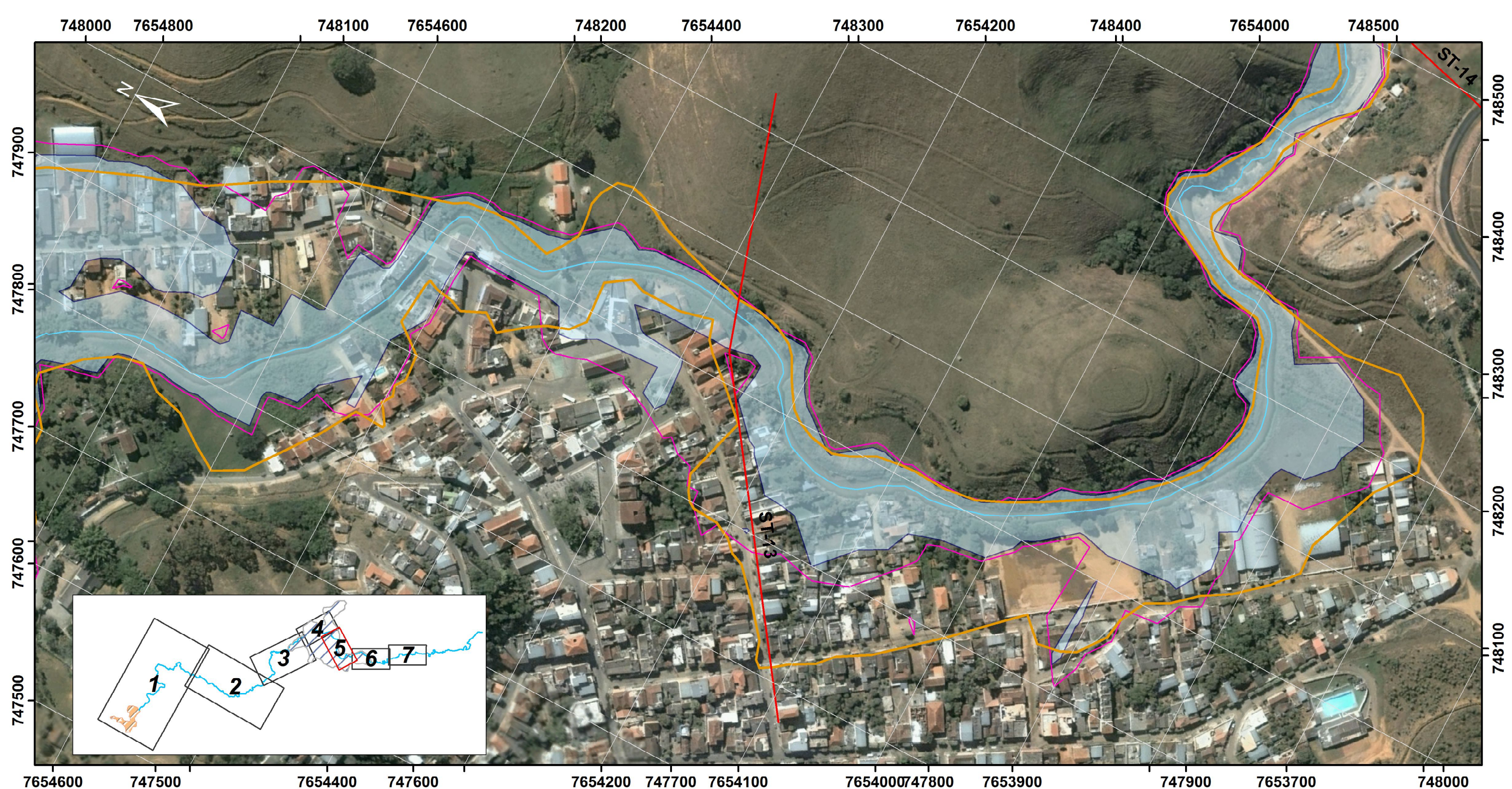
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)

RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO - MIRAÍ/MG

Restituição da envoltória de inundação - Folha (4/7)

Data: 06/04/2015

Felipe Figueiredo Rocha



0 50 100 200
Metros

ESCALA ORIGINAL: 1:3.000

Projeção: UTM FUSO 23S DATUM WGS84

Fonte:

Imageamento Orbital Google Earth
SRTM Shuttle Radar Mission

Formato construído para impressão em A3

Legenda

- Seções transversais
- Envoltória de inundação observada
- Cenário Base
- Cenário após calibração da rugosidade
- rio Fubá
- Reservatório Barragem São Francisco

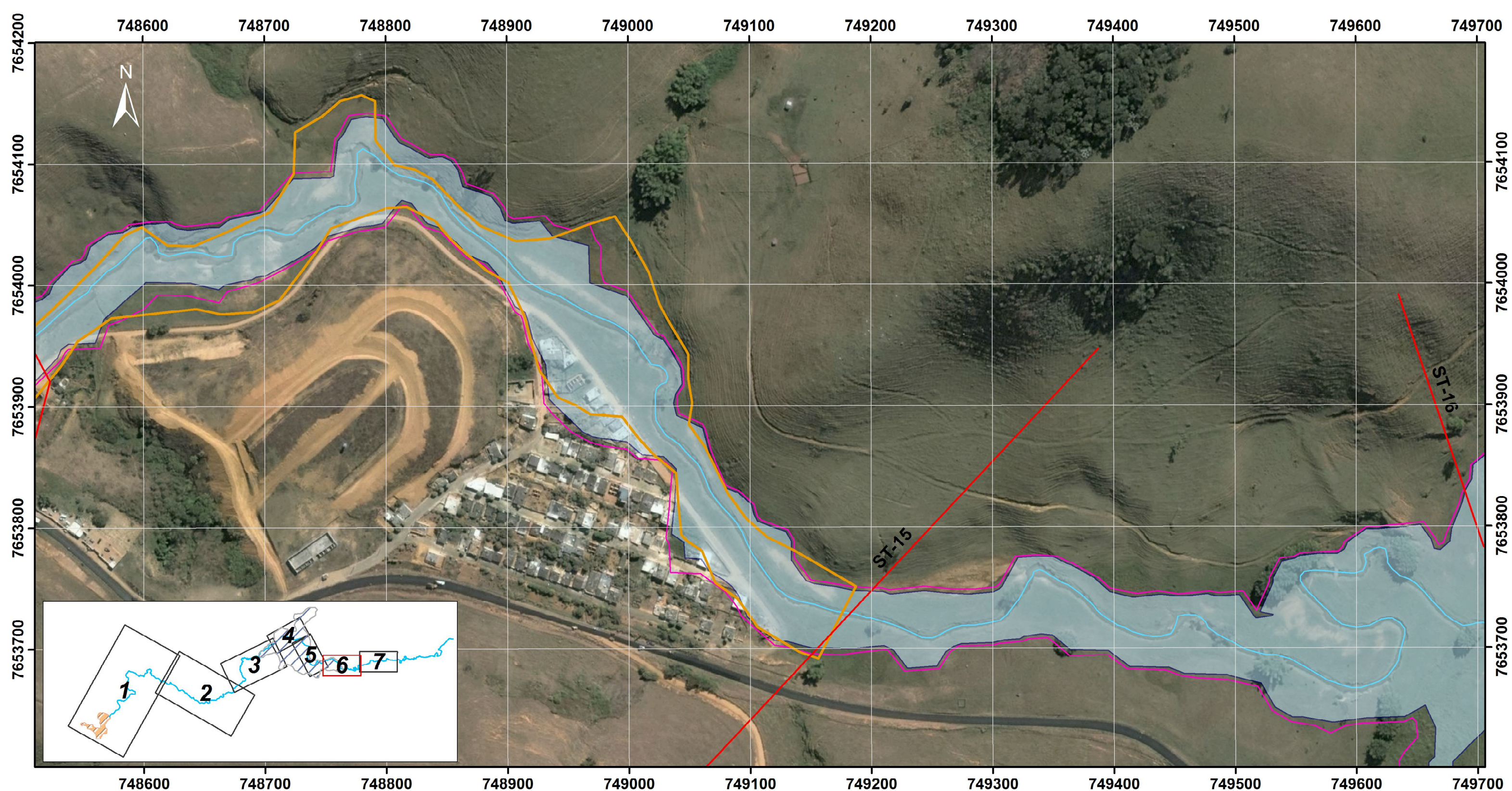
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)

RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO - MIRAÍ/MG

Restituição da envoltória de inundação - Folha (5/7)

Data: 06/04/2015

Felipe Figueiredo Rocha



ESCALA ORIGINAL:1:3.000

Projeção: UTM FUSO 23S DATUM WGS84

Fonte:

Imageamento Orbital Google Earth
SRTM Shuttle Radar Mission

Formato construído para impressão em A3

Legenda

- Seções transversais
- Envoltória de inundação observada
- Cenário Base
- Cenário após calibração da rugosidade
- rio Fubá
- Reservatório Barragem São Francisco

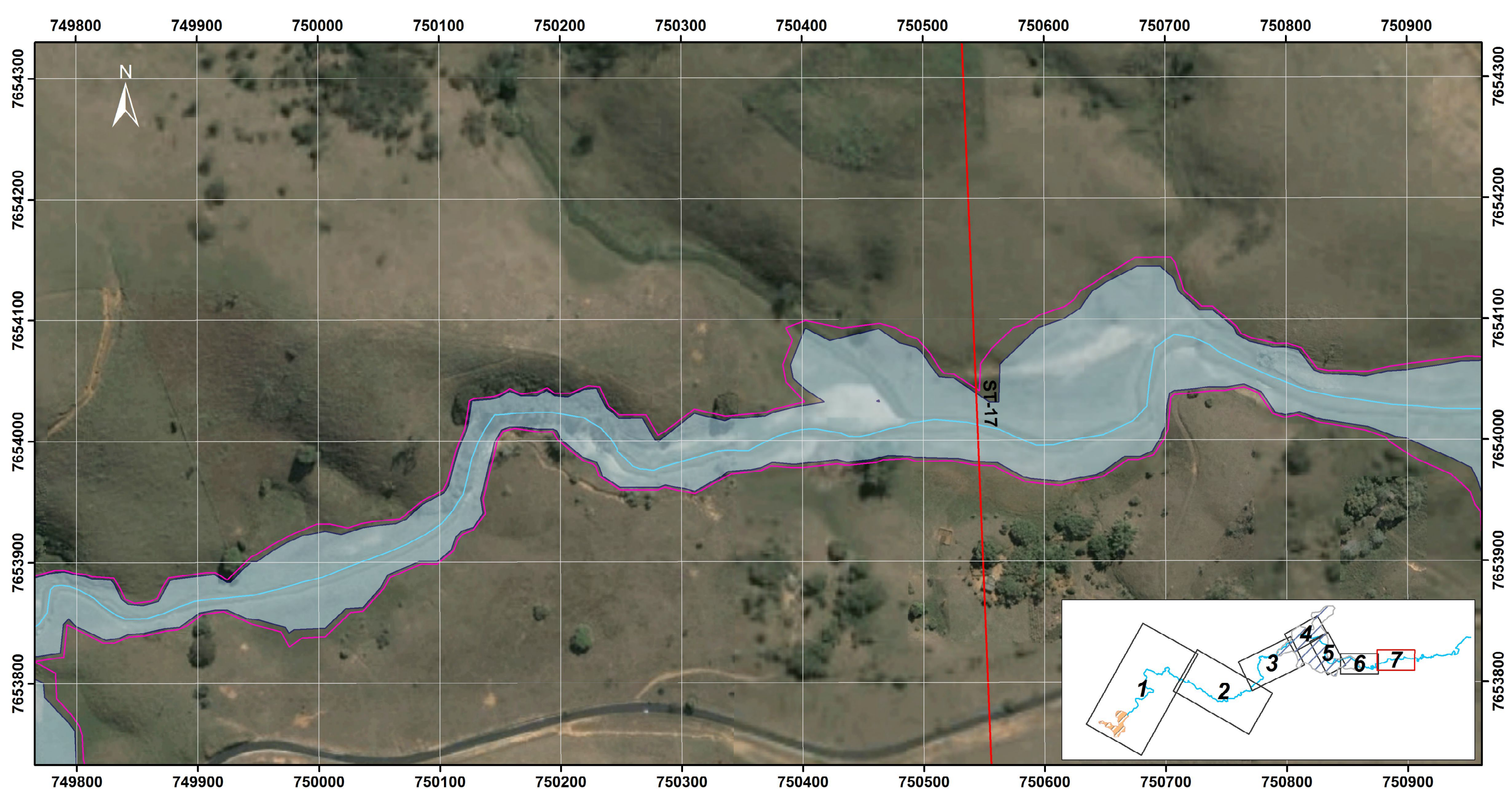
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)

RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO - MIRAÍ/MG

Restituição da envoltória de inundação - Folha (6/7)

Data: 06/04/2015

Felipe Figueiredo Rocha



0 50 100 200
Metros

ESCALA ORIGINAL: 1:3.000

Projeção: UTM FUSO 23S DATUM WGS84

Fonte:

Imageamento Orbital Google Earth
SRTM Shuttle Radar Mission

Formato construído para impressão em A3

Legenda

- Seções transversais
- Envoltória de inundação observada
- Cenário Base
- Cenário após calibração da rugosidade
- rio Fubá
- Reservatório Barragem São Francisco

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS (UFMG)

RETROANÁLISE DA RUPTURA DA BARRAGEM SÃO FRANCISCO - MIRAÍ/MG

Restituição da envoltória de inundação - Folha (7/7)

Data: 06/04/2015

Felipe Figueiredo Rocha