

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

ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DE
FUNIL: COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS
FLDWAV E HEC-RAS

André Wilhiam Lauriano

Belo Horizonte

2009

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DE FUNIL:
COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E
HEC-RAS**

André Wilhiam Lauriano

André Wilhiam Lauriano

**ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DE FUNIL:
COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E
HEC-RAS**

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

2009

L384e	<p>Lauriano, André Wilhiam Estudo de ruptura da Barragem de Funil [manuscrito]: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS / André Wilhiam Lauriano.-- 2009. xiv, 193 f., enc. : il.</p> <p>Orientador: Luiz Rafael Palmier.</p> <p>Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Anexos: f. 186-193.</p> <p>Bibliografia: f. 175-185.</p> <p>1. Barragens e açudes – Segurança - Teses. 2. Hidráulica – Modelos – Teses. I. Palmier, Luiz Rafael. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.</p> <p>CDU: 627.43(043)</p>
-------	---

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, João e Fátima, e a minha irmã, Camila, que mesmo estando longe de Belo Horizonte, sempre me apoiaram e torceram para que tudo desse certo.

Ao professor Luiz Rafael Palmier, que além de orientador da minha pesquisa, tornou-se um grande amigo.

À FINEP, por conceder apoio financeiro para o desenvolvimento da pesquisa, e à FURNAS Centrais Elétricas, em especial aos engenheiros Neuzimar e Alba Valéria, ao ceder dados relativos à Usina Hidrelétrica de Funil, e pelo apoio logístico às visitas de campo realizadas na bacia do rio Paraíba do Sul.

Aos professores, funcionários e alunos do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, pelo aprendizado e ajuda dispensada.

A todos os meus familiares, tios, primos e avós, pela confiança.

Profissionalmente, agradeço muito aos engenheiros Ronaldo Buarque e Lucas Brasil, que além de grandes amigos, foram meus grandes incentivadores na área de recursos hídricos. Tive a oportunidade e satisfação em aprender muito com eles.

À toda equipe da Pimenta de Ávila, que considero como uma segunda família.

Aos amigos da turma de mestrado, pela convivência durante esses 2,5 anos.

Aos meus grandes amigos, que não cito nominalmente aqui, pelo companheirismo, amizade e ajuda nos momentos mais difíceis.

Enfim, muito obrigado!

RESUMO

Os danos produzidos por eventos de ruptura de grandes barragens têm, em geral, consequências catastróficas, principalmente quando essas se localizam a montante de regiões urbanizadas. A elaboração de um PAE – Plano de Ações Emergenciais tem a finalidade de evacuação da população ribeirinha instalada a jusante e minimização dos prejuízos associados no caso de ocorrência de ruptura de barragem localizada a montante.

Um PAE deve conter os mapas das áreas potencialmente inundáveis, cuja execução baseia-se na previsão e cálculo de cotas máximas inundadas, velocidades e descargas máximas, obtidas com o uso de modelos de propagação de ondas de cheia ao longo do vale a jusante, causadas pela ruptura de barragens. A execução desse tipo de mapas foi recentemente facilitada com a incorporação de SIG's – Sistemas de Informações Geográficas. Porém, ainda são várias as fontes de incerteza dos mapas produzidos, principalmente relacionadas à determinação do tipo de ruptura e do respectivo hidrograma de cheia, à obtenção dos parâmetros hidráulicos relevantes, à insuficiência de seções topobatimétricas obtidas no campo, à utilização de bases cartográficas de escala inadequadas para o mapeamento e às limitações dos modelos matemáticos de propagação utilizados. Rotineiramente as simulações dessas propagações têm sido realizadas com base na solução das equações de Saint-Venant, como é o caso dos modelos unidimensionais FLDWAV e HEC-RAS. Nesta pesquisa, desenvolvida com recursos da FINEP – Financiadora de Estudos e Projetos, são comparados os resultados desses dois modelos para o caso da ruptura hipotética da barragem da UHE – Usina Hidrelétrica de Funil, localizada no rio Paraíba do Sul, no estado do Rio de Janeiro. Adicionalmente, os resultados dos modelos hidrodinâmicos foram utilizados para o mapeamento das áreas potencialmente inundáveis com a utilização do software ArcView GIS 9.3.

Em ambos modelos e cenários simulados, verificou-se que a vazão de ruptura é bastante atenuada até a seção localizada a 42,4 km do eixo da UHE Funil, e a partir daí o amortecimento da vazão é pouco significativo. Os tempos de chegada do pico da onda de ruptura é inferior a 5 horas nas primeiras seções, até Resende, e cerca de 35 horas no final do trecho modelado, em Três Rios. As profundidades máximas de inundação obtidas nos modelos tem grande variação entre os cenários para o trecho inicial, no entanto, para o trecho final a variação não é significativa.

ABSTRACT

The damage caused by events of rupture of large dams have, in general, catastrophic consequences, especially when these are located upstream of urbanized regions. The development of EAP – Emergence Action Plans have the purpose of evacuation of the population installed downstream and minimization of losses associated in the case of occurrence of the dam break located upstream.

A EAP must contain the maps of flood-prone areas, that their execution is based in the prediction and calculation of maximum flooded elevation, speeds and maximum discharges, obtained with the use of models for the propagation of waves of a flood along the valley downstream, caused the rupture of dams. A great advance in the process is the use of GIS – Geographic Information Systems. However, there are still several sources of uncertainties in obtaining robust flood-prone area maps mainly due to difficulties in the determination of the breach type and the related flood hydrogram, in the estimation of correct hydraulic parameters, in the availability of an adequate number of cross-section profiles obtained in the field, in the availability of cartographic maps with adequate scales and in the limitation of the flood routing mathematical models. It is common the use of Saint-Venant equations to carry out the routing of dam break flood waves, as it is the case of the FLDWAV and HEC-RAS models. In this research, financed by FINEP, the outputs of those models are compared considering the hypothetical rupture of the Funil Dam, located at the Paraíba do Sul river, in the Rio de Janeiro state. In addition, the results of hydrodynamic models are used for the mapping of the flood-prone areas, where was used the software ArcView GIS 9.3.

In both models and scenarios simulated, it was found that the flow of rupture is extremely reduced to the cross-section located 42,4 km from the axis of UHE Funil, and then the propagation of flow is little significant. The times of arrival of the wave peak of rupture is less than 5 hours in the first cross-sections, by Resende, and about 35 hours at the end of the river modeled, in Três Rios. The maximum flood depths obtained in the models vary widely among the scenarios for the initial stretch, however, for the final stretch of the variation isn't significant.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	VI
LISTA DE TABELAS.....	IX
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	X
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 JUSTIFICATIVA.....	2
1.2 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	4
2 OBJETIVOS.....	6
2.1 OBJETIVO GERAL.....	6
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	6
3 REVISÃO DA LITERATURA.....	7
3.1 SEGURANÇA DE BARRAGENS.....	7
3.1.1 <i>Grandes barragens no mundo</i>	7
3.1.2 <i>Análise de risco</i>	8
3.1.3 <i>Classificação de barragens quanto ao risco</i>	12
3.1.4 <i>Legislação sobre segurança de barragens</i>	17
3.1.4.1 Aspectos da legislação no mundo.....	17
3.1.4.2 Aspectos da legislação no Brasil.....	19
3.1.5 <i>PAE – Plano de Ações Emergenciais</i>	20
3.2 RUPTURA DE BARRAGENS.....	23
3.2.1 <i>Impacto da ruptura de barragens</i>	23
3.2.2 <i>Causas de ruptura</i>	24
3.2.2.1 Galgamento (<i>overtopping</i>).....	24
3.2.2.2 Erosão interna (<i>piping</i>).....	25
3.2.2.3 Falhas nas fundações.....	26
3.2.2.4 Efeitos sísmicos e terremotos.....	27
3.2.2.5 Falhas no projeto, na construção ou na operação.....	27
3.2.2.6 Ações de guerra.....	28
3.2.3 <i>Histórico de casos</i>	28
3.2.3.1 Barragem de South Fork – Estados Unidos (1889).....	28
3.2.3.2 Barragem de St. Francis – Estados Unidos (1928).....	28
3.2.3.3 Barragem da Pampulha – Brasil (1954).....	30
3.2.3.4 Barragem Vega de Tera – Espanha (1959).....	31
3.2.3.5 Barragem de Malpasset – França (1959).....	31
3.2.3.6 Barragem de Orós – Brasil (1960).....	33
3.2.3.7 Barragem de Vajont – Itália (1963).....	34
3.2.3.8 Barragem Baldwin Hills – Estados Unidos (1963).....	35
3.2.3.9 Barragem de Buffalo Creek – Estados Unidos (1972).....	36
3.2.3.10 Barragem de Teton – Estados Unidos (1976).....	37
3.2.3.11 Barragens Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira – Brasil (1977).....	38
3.2.3.12 Barragem de Tous – Espanha (1982).....	39
3.2.3.13 Barragem de Quail Creek – Estados Unidos (1988).....	40
3.2.3.14 Barragem de rejeitos da mineração Rio Verde – Brasil (2001).....	41
3.2.3.15 Barragem de rejeitos da indústria de papel Cataguases – Brasil (2003).....	42
3.2.3.16 Barragem de Camará – Brasil (2004).....	43
3.2.3.17 Barragem de rejeitos da mineração Rio Pombo – Brasil (2007).....	44
3.2.3.18 Barragem da PCH Apertadinho – Brasil (2008).....	46
3.2.3.19 Barragem de Situ Ginung – Indonésia (2009).....	47
3.2.3.20 Barragem Algodões I – Brasil (2009).....	48
3.2.4 <i>Dados estatísticos sobre ruptura de barragens</i>	49
3.3 CENÁRIOS DE RUPTURA.....	52
3.4 FORMAÇÃO DA BRECHA.....	53
3.5 DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA.....	56
3.6 MODELAGEM DA ONDA DE RUPTURA.....	61

3.6.1	<i>Modelo FLDWAV</i>	65
3.6.2	<i>Modelo HEC-RAS</i>	67
3.6.3	<i>Equações completas de Saint-Venant</i>	68
3.6.3.1	Solução das equações.....	68
3.6.3.2	Condições de contorno e condições iniciais.....	76
3.6.3.3	Seleção dos incrementos espaciais e temporais.....	79
3.6.3.4	Fluxo misto (subcrítico/supercrítico).....	82
3.6.3.5	Sistema fluvial e fluxo lateral.....	88
3.6.3.6	Seções transversais.....	90
3.6.3.7	Número de Manning.....	91
3.6.3.8	Modelagem bidimensional.....	93
3.7	MAPAS DE INUNDAÇÃO.....	94
3.8	DADOS NECESSÁRIOS PARA UM ESTUDO DE RUPTURA.....	100
3.8.1	<i>Dados topográficos</i>	100
3.8.2	<i>Dados hidrológicos e hidráulicos</i>	103
3.9	APLICAÇÕES DE MODELOS MATEMÁTICOS PARA PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE RUPTURA.....	104
4	METODOLOGIA	106
4.1	DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA.....	106
4.2	PROPAGAÇÃO DA ONDA DE RUPTURA.....	107
4.3	LEVANTAMENTO TOPOBATIMÉTRICO.....	110
4.3.1	<i>Localização das seções transversais</i>	110
4.3.2	<i>Levantamento das seções transversais</i>	111
4.4	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	114
4.5	MAPEAMENTO DE ÁREAS POTENCIALMENTE INUNDÁVEIS.....	115
5	ESTUDO DE CASO: UHE FUNIL - RJ	117
5.1	DESCRIÇÃO GERAL DA BARRAGEM.....	117
5.2	DESCRIÇÃO GERAL DA BACIA E DA ÁREA A JUSANTE DA BARRAGEM.....	122
5.3	CHEIAS NATURAIS DO RIO PARAÍBA DO SUL.....	126
6	RESULTADOS	129
6.1	DETERMINAÇÃO DOS HIDROGRAMAS DE RUPTURA.....	129
6.1.1	<i>Determinação das vazões de pico</i>	129
6.1.2	<i>Determinação dos hidrogramas de ruptura</i>	132
6.2	PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA PROVENIENTE DA RUPTURA.....	135
6.2.1	<i>Seções topobatimétricas levantadas no rio Paraíba do Sul</i>	136
6.2.2	<i>Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS</i>	138
6.2.3	<i>Análise de Sensibilidade</i>	152
6.2.3.1	Tipo de hidrograma de ruptura.....	152
6.2.3.2	Coefficiente de Manning.....	162
6.2.3.3	Vazões de pico.....	164
6.2.3.4	Seções.....	165
6.2.4	<i>Modelagem bidimensional</i>	167
6.3	MAPAS DE INUNDAÇÃO.....	168
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	171
	REFERÊNCIAS	175
	APÊNDICES	186
	APÊNDICE 1 – ENVOLTÓRIAS MÁXIMAS DE INUNDAÇÃO NO RIO PARAÍBA DO SUL (CARTOGRAFIA IBGE) ...	187
	APÊNDICE 2 – MAPAS DE INUNDAÇÃO EM BARRA MANSA.....	188
	ANEXOS	189
	ANEXO 1 – ARRANJO GERAL DA UHE FUNIL.....	190
	ANEXO 2 – SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS LEVANTADAS NO RIO PARAÍBA DO SUL.....	193

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 – GESTÃO OPERACIONAL DO RISCO NAS BARRAGENS E VALES A JUSANTE.....	11
FIGURA 3.2 – FORMAÇÃO DE BRECHA DE RUPTURA POR GALGAMENTO: A) INÍCIO EM UM PONTO MAIS FRACO; B) BRECHA EM FORMA DE “V”; C) APROFUNDAMENTO DA BRECHA; D) AUMENTO LATERAL POR EROSIÃO	25
FIGURA 3.3 – ESTÁGIOS DE DESENVOLVIMENTO DE RUPTURA POR <i>PIPING</i>	26
FIGURA 3.4 – VISTA DA BARRAGEM DE ST. FRANCIS ANTES E DEPOIS DA RUPTURA.....	29
FIGURA 3.5 – VISTA DA BRECHA NO MACIÇO DA BARRAGEM DA PAMPULHA	31
FIGURA 3.6 – VISTA DA BARRAGEM DE MALPASSET ANTES E DEPOIS DA RUPTURA	32
FIGURA 3.7 – VISTA DA BARRAGEM DE ORÓS APÓS O TÉRMINO DE SUA RECONSTRUÇÃO.....	33
FIGURA 3.8 – VISTA DA BARRAGEM DE VAJONT ANTES E DEPOIS DO DESLIZAMENTO DE SOLO	35
FIGURA 3.9 – RUPTURA DA BARRAGEM BALDWIN HILLS, COM VISTA DA BRECHA PARCIALMENTE FORMADA ÀS 15:30 H.....	36
FIGURA 3.10 – VISTA AÉREA DO LOCAL, UM DIA APÓS O ACIDENTE DE BUFFALO CREEK.....	37
FIGURA 3.11 – VISTA DO MACIÇO DA BARRAGEM DE TETON, INDICANDO O INÍCIO E O FINAL DO PROCESSO DE FORMAÇÃO DA BRECHA DE RUPTURA	38
FIGURA 3.12 – VISTA DO BARRAGEM EUCLIDES DA CUNHA, ANTES E DEPOIS DA RUPTURA	39
FIGURA 3.13 – VISTA DA BARRAGEM DE TOUS, ANTES E DEPOIS DA RUPTURA	40
FIGURA 3.14 – VISTA ÁREA DA BARRAGEM DE QUAIL CREEK APÓS A RUPTURA.....	41
FIGURA 3.15 – VISTA DA BARRAGEM DE REJEITOS DA MINERAÇÃO RIO VERDE APÓS A RUPTURA	42
FIGURA 3.16 – VISTA DA BARRAGEM DE REJEITOS DA INDÚSTRIA PAPEL CATAGUASES ANTES E DEPOIS DA RUPTURA	43
FIGURA 3.17 – VISTA DA BARRAGEM DE CAMARÁ APÓS A RUPTURA, COM O ORIFÍCIO QUE PROVOCOU O ESVAZIAMENTO DO RESERVATÓRIO, E A SITUAÇÃO APÓS 11 DIAS	44
FIGURA 3.18 – VISTA DA BARRAGEM DE REJEITOS DA MINERAÇÃO RIO POMBA, APÓS RUPTURA	45
FIGURA 3.19 – VISTA DA ÁREA INUNDADA EM MIRAI.....	46
FIGURA 3.20 – VISTA DA ÁREA APÓS A RUPTURA DA PCH APERTADINHO	47
FIGURA 3.21 – VISTA DA BARRAGEM SITU GINUNG APÓS A RUPTURA	48
FIGURA 3.22 – VISTA DO MACIÇO DA BARRAGEM ALGODÕES I APÓS A RUPTURA.....	49
FIGURA 3.23 – PORCENTAGENS DOS TIPOS DE BARRAGEM NAS RUPTURAS REGISTRADAS	50
FIGURA 3.24 – RELAÇÃO ENTRE PROBABILIDADE DE RUPTURA E IDADE DA BARRAGEM	51
FIGURA 3.25 – VISTA FRONTAL DE UMA BARRAGEM MOSTRANDO O PROCESSO DE FORMAÇÃO DE UMA BRECHA ..55	55
FIGURA 3.26 – RELAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA DE RUPTURA EM FUNÇÃO DE PARÂMETROS DE ALTURA – ALTURA DA BARRAGEM (H_b) E ALTURA DE ÁGUA NA BARRAGEM NO MOMENTO DA RUPTURA (H_w).....	58
FIGURA 3.27 – RELAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA DE RUPTURA EM FUNÇÃO DE PARÂMETROS DE VOLUME – VOLUME TOTAL DO RESERVATÓRIO (S) E VOLUME ARMAZENADO ACIMA DO FUNDO DA BRECHA (V_w)	59
FIGURA 3.28 – RELAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA DE RUPTURA EM FUNÇÃO DO PRODUTO DOS PARÂMETROS DE ALTURA E VOLUME.....	59
FIGURA 3.29 – ESQUEMA DE ONDA COM FRENTE DE CHOQUE.....	70
FIGURA 3.30 – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO ESQUEMA DE PREISSMANN	73
FIGURA 3.31 – CONDIÇÕES DE CONTORNO PARA UM CURSO DE ÁGUA	76
FIGURA 3.32 – FILTRO LPI.....	84
FIGURA 3.33 – RELAÇÃO ENTRE O TEMPO NECESSÁRIO PARA ESQUEMAS NUMÉRICOS IMPLÍCITOS E EXPLÍCITOS ..87	87
FIGURA 3.34 – CÁLCULO MÚLTIPLO: ESQUEMAS IMPLÍCITO E EXPLÍCITO	88
FIGURA 3.35 – ESQUEMA DE UM SISTEMA FLUVIAL MOSTRANDO O CURSO DE ÁGUA PRINCIPAL COM UM TRIBUTÁRIO	89
FIGURA 3.36 – SEÇÃO TRANSVERSAL MOSTRANDO O CANAL E A PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO	90
FIGURA 4.1 – TRECHOS FLUVIAIS DE INTERESSE.....	111
FIGURA 4.2 – ESQUEMA DE LOCAÇÃO DAS SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS.....	112
FIGURA 4.3 – SEÇÃO COM ALINHAMENTO PERPENDICULAR AO ESCOAMENTO.....	112
FIGURA 4.4 – ESQUEMA DE CROQUIS TÍPICOS DAS SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS	113
FIGURA 4.5 – ESQUEMA INDICANDO VÃO CENTRAL DA PONTE	114
FIGURA 5.1 – VISTA DO EIXO E DO RESERVATÓRIO DA UHE FUNIL	118
FIGURA 5.2 – CURVA COTA X ÁREA X VOLUME DO RESERVATÓRIO DA UHE FUNIL.....	121
FIGURA 5.3 – BACIA DO RIO PARAÍBA DO SUL, COM A DIVISÃO DAS SUB-BACIAS E COMITÊS DE BACIAS.....	123
FIGURA 5.4 – CROQUI DA ÁREA DELIMITADA PARA O ESTUDO, A JUSANTE DA UHE FUNIL	125
FIGURA 5.5 – HIDROGRAMAS DA CHEIA DO ANO DE 2000 AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL	128
FIGURA 6.1 – HIDROGRAMA DE RUPTURA DEFLUENTE DO RESERVATÓRIO: CENÁRIO 1 - $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$	133
FIGURA 6.2 – HIDROGRAMA DE RUPTURA DEFLUENTE DO RESERVATÓRIO: CENÁRIO 2 - $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$	134

FIGURA 6.3 – HIDROGRAMA DE RUPTURA DEFLUENTE DO RESERVATÓRIO: CENÁRIO 3 - $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$	134
FIGURA 6.4 – HIDROGRAMA DA CHEIA DO ANO DE 2000: CENÁRIO 4 - $Q_p = 2.674 \text{ m}^3/\text{s}$	135
FIGURA 6.5 – VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$).....	139
FIGURA 6.6 – COTAS MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$).....	139
FIGURA 6.7 – VELOCIDADES MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$).....	140
FIGURA 6.8 – VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$).....	141
FIGURA 6.9 – COTAS MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$).....	141
FIGURA 6.10 – VELOCIDADES MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$).....	142
FIGURA 6.11 – VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$).....	143
FIGURA 6.12 – COTAS MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$).....	143
FIGURA 6.13 – VELOCIDADES MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$).....	144
FIGURA 6.14 – VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 4: CHEIA DE 2000 – $Q_p = 2.674 \text{ m}^3/\text{s}$)	145
FIGURA 6.15 – COTAS MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 4: CHEIA DE 2000 – $Q_p = 2.674 \text{ m}^3/\text{s}$).....	145
FIGURA 6.16 – VELOCIDADES MÁXIMAS ATINGIDAS – COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 4: CHEIA DE 2000 – $Q_p = 2.674 \text{ m}^3/\text{s}$).....	146
FIGURA 6.17 – ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL STB-08, OBTIDA POR MEIO DO HEC-RAS E DO FLDWAV	148
FIGURA 6.18 – RAIO HIDRÁULICO DA SEÇÃO TRANSVERSAL STB-08, OBTIDA POR MEIO DO HEC-RAS E DO FLDWAV	149
FIGURA 6.19 – RESULTADOS OBTIDOS POR MEIO DOS MODELOS HEC-RAS E FLDWAV PARA A SEÇÃO STB-08: HIDROGRAMAS DE CHEIA E PROFUNDIDADES MÁXIMAS ATINGIDAS.....	150
FIGURA 6.20 – CURVA CHAVE COM LOOP DA SEÇÃO STB-08, COM COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DOS MODELOS HEC-RAS E FLDWAV.....	150
FIGURA 6.21 – VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS – SEÇÕES SIMPLIFICADAS E SIMILARES DEFINIDAS COMO PARÂMETROS DE ENTRADA NOS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS (CENÁRIO 1)	151
FIGURA 6.22 – VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 1 – Q_p $= 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$)	156
FIGURA 6.23 – COTAS MÁXIMAS ATINGIDAS AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 1 – Q_p $= 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$)	156
FIGURA 6.24 – VELOCIDADES MÁXIMAS DO CANAL PRINCIPAL ATINGIDAS AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$).....	157
FIGURA 6.25 – HIDROGRAMAS DEFLUENTES DAS SEÇÕES AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$, HIDROGRAMA PARABÓLICO)	157
FIGURA 6.26 – VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 2 – Q_p $= 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$)	158
FIGURA 6.27 – COTAS MÁXIMAS ATINGIDAS AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 2 – $Q_p =$ $53.790 \text{ m}^3/\text{s}$)	158
FIGURA 6.28 – VELOCIDADES MÁXIMAS DO CANAL PRINCIPAL ATINGIDAS AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$).....	159
FIGURA 6.29 – HIDROGRAMAS DEFLUENTES DAS SEÇÕES AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$, HIDROGRAMA PARABÓLICO).....	159
FIGURA 6.30 – VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 3 – $Q_p =$ $100.000 \text{ m}^3/\text{s}$)	160
FIGURA 6.31 – COTAS MÁXIMAS ATINGIDAS AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 3 – $Q_p =$ $100.000 \text{ m}^3/\text{s}$)	160
FIGURA 6.32 – VELOCIDADES MÁXIMAS DO CANAL PRINCIPAL ATINGIDAS AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$).....	161
FIGURA 6.33 – HIDROGRAMAS DEFLUENTES DAS SEÇÕES AO LONGO DO RIO PARAÍBA DO SUL – FLDWAV (CENÁRIO 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$, HIDROGRAMA PARABÓLICO).....	161

FIGURA 6.34 – VAZÕES MÁXIMAS ATINGIDAS – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE (CENÁRIO 1 – FLDWAV).....	163
FIGURA 6.35 – COTAS MÁXIMAS ATINGIDAS – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE (CENÁRIO 1 – FLDWAV).....	163
FIGURA 6.36 – VELOCIDADES MÁXIMAS ATINGIDAS PARA O CANAL PRINCIPAL – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE (CENÁRIO 1 – FLDWAV).....	164
FIGURA 6.37 – VAZÕES DE PICO ATINGIDAS AO LONGO DO TRECHO MODELADO – FLDWAV	165
FIGURA 6.38 – DIFERENÇA ENTRE A SEÇÃO LEVANTADA EM CAMPO E A SEÇÃO LEVANTADA POR MEIO DE CARTOGRAFIA DO IBGE.....	166
FIGURA 6.39 – VAZÕES MÁXIMA ATINGIDAS PARA OS DOIS LEVANTAMENTOS DE SEÇÕES REALIZADOS – FLDWAV (CENÁRIO 1).....	167
FIGURA AX1.1 – PLANTA GERAL.....	190
FIGURA AX1.2 – TOMADA DE ÁGUA, BARRAGEM E CASA DE FORÇA	191
FIGURA AX1.3 – SEÇÃO TRANSVERSAL PELA BARRAGEM	192

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 – DISTRIBUIÇÃO DAS GRANDES BARRAGENS POR PAÍS NO MUNDO	8
TABELA 3.2 – EXEMPLOS DE CLASSIFICAÇÃO DE RISCO A JUSANTE DE BARRAGENS.....	14
TABELA 3.3 – CLASSIFICAÇÃO DA CONSEQUÊNCIA DE RUPTURA DE BARRAGEM NAS ÁREAS A JUSANTE	15
TABELA 3.4 – CRITÉRIOS PARA DEFINIÇÃO DO PORTE DA BARRAGEM E DO RESERVATÓRIO	16
TABELA 3.5 – CRITÉRIO PARA CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS QUANTO AO RISCO, CONFORME DN COPAM Nº 87/2005.....	16
TABELA 3.6 – PARÂMETROS DE FORMAÇÃO DE BRECHA PARA BARRAGENS DE CONCRETO	55
TABELA 3.7 – VARIAÇÃO DOS POSSÍVEIS VALORES PARA AS CARACTERÍSTICAS DA BRECHA.....	56
TABELA 3.8 – EQUAÇÕES EMPÍRICAS PARA DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PICO	57
TABELA 3.9 – HIDROGRAMAS DE RUPTURA.....	60
TABELA 3.10 – MODELOS DE SIMULAÇÃO PARA RUPTURA DE BARRAGENS DISPONÍVEIS MUNDIALMENTE	63
TABELA 3.11 – LIMITAÇÕES DO MODELO FLDWAV	67
TABELA 3.12 – FATORES PARA O CÁLCULO DA VELOCIDADE DA ONDA DE CHEIA (C_w) A PARTIR DA VELOCIDADE MÉDIA (C)	82
TABELA 3.13 – COEFICIENTES DE RUGOSIDADE DE MANNING (N) PARA CANAIS NATURAIS	92
TABELA 3.14 – COEFICIENTES DE RUGOSIDADE DE MANNING (N) PARA CANAIS ARTIFICIAIS	92
TABELA 3.15 – COEFICIENTES DE RUGOSIDADE DE MANNING (N) PARA PLANÍCIES DE INUNDAÇÃO	93
TABELA 3.16 – NÚMERO ESPERADO DE VÍTIMAS (NEV) EM FUNÇÃO DO TEMPO DE AVISO	97
TABELA 3.17 – DEFINIÇÃO DAS CONSEQUÊNCIAS DO RISCO HIDRODINÂMICO (H x V).....	98
TABELA 3.18 – CRITÉRIOS PARA GRADUAÇÃO DO PERIGO DE INUNDAÇÕES PARA SERES HUMANOS.....	99
TABELA 3.19 – CRITÉRIOS PARA GRADUAÇÃO DO PERIGO DE INUNDAÇÕES PARA EDIFICAÇÕES	99
TABELA 3.20 – DISTÂNCIAS RECOMENDADAS ENTRE SEÇÕES TRANSVERSAIS E O COMPRIMENTO TOTAL DO CURSO DE ÁGUA PRINCIPAL, A SEREM CONSIDERADOS PARA A PROPAGAÇÃO DE UMA ONDA DE RUPTURA	102
TABELA 4.1 – CLASSIFICAÇÃO DAS PROFUNDIDADES MÁXIMAS DE INUNDAÇÃO, BASEADA NOS NÍVEIS DE PERIGO PARA SERES HUMANOS	116
TABELA 5.1 – FICHA TÉCNICA DA UHE FUNIL	119
TABELA 5.2 – ÁREAS URBANAS A JUSANTE DA UHE FUNIL	124
TABELA 6.1 – CARACTERÍSTICAS DA UHE FUNIL PARA O CÁLCULO DAS VAZÕES DE PICO.....	129
TABELA 6.2 – VAZÕES DE PICO OBTIDAS A PARTIR DE EQUAÇÕES EMPÍRICAS DA TABELA 3.8.....	130
TABELA 6.3 – TEMPOS DE PICO E DE BASE ADOTADOS PARA OS DOIS TIPOS DE HIDROGRAMA DE RUPTURA.....	132
TABELA 6.4 – NÚMEROS DE MANNING ADOTADOS NAS SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS	136
TABELA 6.5 – LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS LEVANTADAS NO RIO PARAÍBA DO SUL.....	137
TABELA 6.6 – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NO FLDWAV – CENÁRIO 1 ($Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$).....	153
TABELA 6.7 – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NO FLDWAV – CENÁRIO 2 ($Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$)	154
TABELA 6.8 – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NO FLDWAV – CENÁRIO 3 ($Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$)	155
TABELA 6.9 – COEFICIENTES DE RUGOSIDADE UTILIZADOS PARA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	162

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

A	Área ativa de escoamento do canal (m ²)
A ₀	Área inativa de escoamento no canal (área de armazenamento onde a velocidade é desprezível) (m ²)
A _s	Área do reservatório para o NA máximo (m ²)
ABMS	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
ABRH	Associação Brasileira de Recursos Hídricos
ANA	Agência Nacional de Águas
ANPPAS	Associação Nacional de Pós-Graduação e Pesquisa em Ambiente e Sociedade
ASDSO	Association of State Dam Safety Officials
B	Largura superficial ativa da seção transversal (m)
\bar{B}	Largura média da brecha (m)
B _S	Largura do canal principal (m)
B _{SL}	Largura da planície de inundação esquerda (m)
B _{SR}	Largura da planície de inundação direita (m)
B _b	Largura final da brecha (m)
B _d	Largura da barragem (m)
b _s	Largura do fundo da brecha (m)
c	Velocidade média (m/s)
c _w	Velocidade da onda de cheia (m/s)
C _n	Número de Courant
CADAM	Concerted Action on Dambreak Modeling
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CDA	Canadian Dam Association,
CEBEL	Centrais Elétricas Belém S.A.
CEMIG	Companhia Energética de Minas Gerais
CESP	Companhia Energética de São Paulo
CFL	Courant-Friedrich-Lewy
CHEVAP	Companhia Hidrelétrica do Vale do Paraíba
CNSB	Conselho Nacional de Segurança de Barragens
COPAM	Conselho Estadual de Política Ambiental
COPASA	Companhia de Saneamento de Minas Gerais
CSB	Comissão de Segurança de Barragens

CSN	Companhia Siderúrgica Nacional
D	Distância recomendada entre seções (km)
DSO	Dam Safety Office
DEFRA	Department for Environment, Food and Rural Affairs
DHI	Danish Hydraulic Institute
DN	Deliberação Normativa
DXM _i	Intervalo de distância computacional
EHR	Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos
ELETROBRÁS	Centrais Elétricas Brasileiras S.A.
EMGERPI	Empresa de Gestão de Recursos do Piauí
EMRL	Environmental Modeling Research Laboratory
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
ETHZ	Eidgenössische Technische Hochschule Zurich
F _r	Número de Froude
FCTH	Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
FEAM	Fundação Estadual do Meio Ambiente
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FERC	Federal Regulatory Commission
FINEP	Financiadora de Estudos e Projetos
FHWA	Federal Highway Administration
FMEA	Failure Mode and Effect Analysis
FURNAS	Furnas Centrais Elétricas
g	Aceleração da gravidade, igual a 9,81 m/s ²
H	Inundação estática
H _b	Altura final da brecha (m)
H _d	Altura da barragem (m)
h	Espessura da lâmina líquida (m)
h _w	Altura do nível de água no reservatório, no momento da ruptura (m)
h _x	Elevação do fundo do canal na localização x
\bar{h}_1 e \bar{h}_2	Centróides das áreas molhadas nas seções 1 e 2
HEC	Hydrologic Engineering Center
hm ³	hectômetro cúbico
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

ICOLD	International Commission on Large Dams
IME	Instituto Militar de Engenharia
INAG	Instituto Nacional da Água
IWHR	Institute of Water Resources and Hydroelectric Power Research
k	Fator de ponderação, que é calibrado de tal modo que o volume do hidrograma de ruptura seja igual ao volume do reservatório
k_{ce}	Coefficiente de expansão/contração
L	Contribuição de momento da vazão afluyente lateral (m^3/s^2)
L_p	Comprimento do curso de água principal (km)
l	Incremento de distância original
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LPI	Inércia Parcial Local
M	Coefficiente empírico, que varia entre 5 e 40
M'	Fator de ponderação, que varia entre 6 e 40
m	Constante especificada, usualmente $3 \leq m \leq 5$
MD	Margem direita
ME	Margem esquerda
MDST	Modelo Digital das Seções Topobatimétricas
MDT	Modelo Digital do Terreno
MI	Ministério da Integração Nacional
MW	Megawatt
N	Última seção transversal que o tributário faz antes de entrar no rio principal ou com outro tributário
n	Coefficiente de rugosidade de Manning
NID	National Inventory of Dams
NEV	Número Esperado de Vítimas
NOAA	National Oceanic and Atmospheric Administration
NRM	Department of Natural Resources and Mines
NA	Nível de água (m)
NWS	National Weather Service
ORSEP	Organismo Regulador de Seguridad de Presas
OSOA	Ordannance sur la Sécurité des Ouvrages d' Accumulation
P	Perímetro molhado (m)
PAE	Plano de Ações Emergenciais

PCH	Pequena Central Hidrelétrica
PIB	Produto Interno Bruto
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
Q	Vazão (m^3/s)
Q_P	Descarga máxima defluente da barragem em ruptura (m^3/s)
q	Vazão específica lateral ($m^3/s.m$)
R	Raio hidráulico (m)
RAWRDM	Recent Advances in Water Resources Development and Management
RBE	Revista Brasileira de Engenharia
RSB	Regulamento de Segurança de Barragens
S_0	Declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal (m/m)
S_c	Declividade crítica (m/m)
S_e	Coefficiente de perda de carga localizada por expansão ou contração
S_f	Declividade da linha de energia (m/m), equivalente ao termo de perda de carga unitária
S_i	Coefficiente de perda de carga associado à dissipação de viscosidade interna de fluidos não Newtonianos
S_m	Declividade do fundo do canal (m/m)
S_{fx} e S_{fy}	Declividade da linha de energia nas direções x e y (m/m), equivalente ao termo de perda de carga unitária
S_{0x} e S_{0y}	Declividade média da calha fluvial ou do fundo do canal nas direções x e y (m/m)
s_{co} e s_m	Coefficientes de sinuosidade que variam com a elevação da superfície livre na calha fluvial
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
STB	Seção topobatimétrica
t	Variável independente relativa ao tempo (s)
T_b	Tempo de base do hidrograma de ruptura (s)
T_p	Tempo para desenvolvimento da brecha (s)
T_r	Tempo de subida do hidrograma (h)
u	Velocidade média do escoamento na direção x (m/s)
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UHE	Usina Hidrelétrica
UNET	Unsteady Network Model

USACE	United States Army Corps of Engineers
USBR	United States Bureau of Reclamation
V	Volume do reservatório para o NA máximo (m ³)
v	Velocidade média do escoamento na direção y (m/s)
v _x	Velocidade da afluência do tributário (m/s)
v ₁ e v ₂	Velocidade nas seções 1 e 2 (m/s)
W _f	Efeito da resistência do vento na superfície do escoamento (m ² /s ²)
WCD	World Commission on Dams
WWW-YES	World Wide Workshop for Young Environmental Scientists
x	Variável independente relativa à direção do escoamento no eixo x (m)
X _s	Abscissa da seção onde ocorre o choque
Y _{média}	Profundidade média no reservatório no instante da ruptura (m)
y	Variável independente relativa à direção do escoamento no eixo y (m)
z _b	Parâmetro geométrico referente a declividade dos taludes da brecha correspondente a razão entre suas dimensões horizontal e vertical
$\dot{\xi}$	Velocidade de propagação da frente de onda
β	Coefficiente que corrige a distribuição não uniforme da velocidade
σ	Filtro numérico
Ψ	Pode representar qualquer variável (Q, h, A, A ₀ , s _{co} , s _m etc)
ω_t	Ângulo agudo
Δx	Distância entre duas seções transversais (m)
Δt	Intervalo de tempo de cálculo computacional (s)

1 INTRODUÇÃO

As barragens são estruturas construídas em cursos de água e trazem inúmeros benefícios para a sociedade, tais como: geração de energia, abastecimento de água, controle de cheias, irrigação, lazer etc. Impactos ambientais negativos também são associados à construção de barragens. Adicionalmente, embora pequena, a possibilidade de falha de uma barragem é um risco potencial para a população ribeirinha que ocupa o vale a jusante.

Os danos produzidos por eventos de ruptura de grandes barragens têm, em geral, consequências catastróficas, principalmente quando essas se localizam a montante de regiões urbanizadas. Em alguns países exigem-se, sob a forma de lei, que nos projetos de construção de barragens de médio e grande porte sejam incluídos estudos visando a elaboração do Plano de Ações Emergenciais (PAE) para a evacuação da população ribeirinha instalada a jusante e minimização dos prejuízos associados no caso de ocorrência de ruptura de barragem localizada a montante. Um PAE deve conter o mapa da planície de inundação, cuja execução baseia-se na previsão e cálculo de cotas máximas inundadas, velocidades e descargas máximas resultantes da ruptura da barragem em questão, para inúmeras seções transversais do vale localizado a jusante.

No Brasil, o Ministério da Integração Nacional publicou um Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (MI, 2002) que contém normas de construção, operação e manutenção das barragens, além de indicar os procedimentos necessários para casos de emergência, incluindo o desenvolvimento do PAE. Dentre as informações necessárias para sua elaboração destaca-se a necessidade de obtenção de um mapa de inundação.

As rupturas da Barragem de Rejeitos da Mineração Rio Verde, em 2001, e da Barragem de Rejeitos da Indústria de Papel Cataguases, em 2003, tiveram forte influência para que o Governo Federal passasse a atuar de forma mais incisiva em questões relativas à segurança de barragens. Encontra-se em tramitação o Projeto de Lei nº 1181/2003 (BRASIL, 2003), que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB, a qual tem, entre os seus objetivos, o de garantir padrões mínimos de segurança de maneira a reduzir a possibilidade de acidentes, e requer, entre outras informações, o PAE para as barragens classificadas como “danos potenciais altos”.

Segundo Singh (1996), somente no século XX foram registrados no mundo cerca de 200 acidentes graves com barragens com altura superior a 15 metros, que causaram a morte de mais de 8.000 pessoas e deixaram outras milhares desabrigadas. Citam-se como acidentes recentes de maior magnitude, as rupturas da Barragem de Rejeitos da Mineração Rio Pomba Cataguases, em Minas Gerais, em janeiro de 2007, e da Barragem de Situ Ginung, na Indonésia, em março de 2009, que resultou 93 mortes.

No ano de 2005, o Ministério da Ciência e Tecnologia, por intermédio da Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP), divulgou edital para apoio a projetos de pesquisa na área de segurança de barragem (FINEP, 2005). No caso específico desse edital foi aprovado um projeto cujos estudos de caso estão relacionados às rupturas hipotéticas e elaboração de mapas de inundação para a área a jusante de duas grandes barragens, uma localizada no estado do Rio de Janeiro, e a outra localizada no estado do Mato Grosso. Nesta pesquisa é realizada a propagação da onda de cheia causada pela ruptura hipotética da Usina Hidrelétrica de Funil e o mapeamento das áreas potencialmente inundáveis. Essa barragem é operada por FURNAS e localiza-se no rio Paraíba do Sul, no estado do Rio de Janeiro.

1.1 Justificativa

Cenários críticos de inundação a jusante de barragens podem ser decorrentes de: eventos raros que levem ao galgamento e a consequente ruptura da barragem, e a ruptura da barragem por outras razões não diretamente associadas a fenômenos hidrológicos raros. Cenários de ruptura de barragens possuem baixa probabilidade de ocorrência, porém apresentam um elevado potencial de destruição no vale a jusante da barragem. Os impactos econômicos diretos e indiretos, as consequências para o meio ambiente e o risco de perda de vidas humanas podem ser muito significativos. Nesse sentido torna-se relevante desenvolver estudos que possibilitem a melhor caracterização desses cenários, tanto em termos da avaliação do risco propriamente dita, como no que se refere ao conhecimento e à caracterização de suas consequências. Nota-se, portanto, que o problema apresenta um nível elevado de complexidade e possibilita diferentes vertentes complementares de análise. Essas vertentes podem incluir questões relacionadas, entre outras, com: o risco hidrológico (eventos extremos); o risco estrutural da barragem (tipos e mecanismos de ruptura de barragem); a caracterização física das inundações resultantes (áreas inundadas, profundidade de níveis de água, velocidades máximas de escoamento, tempos de percurso da onda de cheia entre a

barragem e áreas de interesse a jusante, duração da inundação); a avaliação e a caracterização de suas consequências em termos de danos físicos diretos ao espaço construído (estradas, pontes, áreas urbanas, zonas industriais), às áreas ocupadas por atividades agrícolas e ao ambiente natural; a avaliação econômica de danos diretos e indiretos resultantes; a elaboração de mapas temáticos de caracterização física das inundações; a elaboração de procedimentos de alerta e de planos de contingência.

Os produtos de estudos dessa natureza são variados e incluem: a elaboração e implantação de sistemas de alerta; a elaboração e implementação de planos de contingência; o zoneamento de área de risco de inundação e orientações de uso e ocupação do solo de forma a reduzir a vulnerabilidade às inundações; a elaboração de mapas temáticos que caracterizem o risco de inundação em termos de variáveis hidráulicas (área inundada, profundidades, velocidades de escoamento, duração da inundação) e de seus impactos. A elaboração de estudos dessa natureza gera, ainda, de forma complementar, considerável desenvolvimento tecnológico em termos de modelagem matemática de escoamentos não-permanentes em regimes bruscamente e gradualmente variados, subcríticos e supercríticos, tendo em conta singularidades bem como diferentes padrões de uso do solo na planície de inundação. Outro desenvolvimento importante refere-se ao mapeamento de variáveis hidráulicas na planície de inundação por meio da transferência de informações entre o modelo hidrodinâmico e Sistemas de Informação Geográfica (SIG).

A modelagem da propagação da onda de cheia devido à ruptura de uma barragem serve como uma ferramenta útil para a classificação do perigo, planejamento de ações de emergência, mapeamento e avaliação de risco (GRAHAM, 1998). Existem diversos modelos hidrodinâmicos para realizar a simulação da ruptura de uma barragem que servem de subsídio para a elaboração dos mapas de inundação a jusante da barragem. Esses mapas são de fundamental importância para o conhecimento das áreas de risco e da implementação do PAE, para alerta e evacuação da população localizada no vale a jusante, na ocorrência da ruptura da barragem.

Atualmente, os modelos FLDWAV e HEC-RAS são os mais aplicados para simular a propagação de ondas causadas por ruptura de barragens. Ambos possuem a mesma base teórica visto que são utilizadas as equações unidimensionais de Saint-Venant. O modelo FLDWAV é um dos mais utilizados no meio técnico e científico e trata-se de um modelo

disponível e já testado por diversos pesquisadores (VISEU, 2006). A partir de 2003, foi incorporado à versão 3.0 do modelo HEC-RAS um módulo que permite a simulação de propagação de ondas causadas por ruptura de barragens; além de ser um software disponibilizado gratuitamente e ter uma boa ferramenta visual e gráfica, o modelo HEC-RAS possui uma interface com softwares de geoprocessamento.

São poucos os estudos internacionais publicados relativos à comparação dos resultados obtidos com o uso desses dois modelos. No Brasil, o modelo HEC-RAS ainda não foi utilizado em estudos de ruptura de barragem. Em pesquisas recentes foram utilizados os modelos SMPDBK (COSTA, 1988), DAMBRK (COLLISCHONN, 1997), FLDWAV (MONTE-MOR, 2004 e BRASIL, 2005) e Cliv PLUS (UEMURA e MARTINS, 2008 e UEMURA, 2009). Além dessas aplicações, somam-se as de Mascarenhas (1990), Aguirre (1997), Prates (1999) e Santos *et al.* (2003), que desenvolveram seus próprios modelos de propagação de ondas de cheia ocasionadas por ruptura de barragens.

Dessa forma, nesta pesquisa, os modelos FLDWAV e HEC-RAS são testados e comparados com base na aplicação da propagação da onda de cheia para o caso da ruptura hipotética da UHE Funil, no Rio Paraíba do Sul, no Rio de Janeiro. Ressalta-se que, com recursos de um projeto de pesquisa que contou com o apoio da Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP), foram levantadas, em 2008/2009, 27 seções topobatimétricas para a realização desta pesquisa.

1.2 Apresentação do trabalho

A dissertação tem enfoque na avaliação e comparação entre os modelos hidrodinâmicos FLDWAV e HEC-RAS, que atualmente têm grande aplicação prática em estudos de propagação de vazões decorrentes de rupturas de barragens. Os capítulos estão organizados na seguinte sequência de assuntos.

No capítulo 1, **Introdução**, é abordado todo o conteúdo desta dissertação, com explicação resumida de cada capítulo.

No capítulo 2, **Objetivos**, são descritos o objetivo geral e os objetivos específicos que nortearam a realização desta pesquisa, com a aplicação da metodologia que é usada em estudos de ruptura hipotética de barragens.

No capítulo 3, **Revisão da Literatura**, apresentam-se alguns dos principais aspectos sobre segurança de barragens, bem como a metodologia utilizada nos estudos de ruptura hipotética de barragens, com o mapeamento das áreas potencialmente inundáveis, que servem de subsídio a elaboração dos PAE's no vale a jusante.

No capítulo 4, **Metodologia**, é apresentada a sequência das etapas aplicadas no estudo de ruptura hipotética de barragem, resumida nos seguintes tópicos: i. determinação do hidrograma de ruptura; ii. propagação do hidrograma de ruptura no vale a jusante; iii. mapeamento das áreas potencialmente inundáveis. Cabe ressaltar que não é abordado na presente pesquisa a avaliação e/ou elaboração do PAE. A metodologia utilizada é recomendada pelo USBR (1987) e pelo Boletim 111 do Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1998) e é aplicada nas pesquisas desenvolvidas no âmbito do EHR-UFMG – Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais. A pesquisa tem enfoque na avaliação e comparação entre os modelos hidráulicos de propagação de vazões em regime não-permanente, FLDWAV e HEC-RAS, que têm grande aplicação prática em estudos de ruptura de barragens.

No capítulo 5, **Estudo de Caso**, é detalhada a descrição da Usina Hidrelétrica de Funil, que é a barragem utilizada para a aplicação da presente metodologia do estudo de ruptura. É contemplada a caracterização da barragem, que se localiza no rio Paraíba do Sul, no município de Itatiaia – RJ, e da área a jusante da estrutura, onde existem importantes centros urbanos, tais como as cidades de Resende, Barra Mansa, Volta Redonda e Barra do Pirai.

No capítulo 6, **Resultados**, são apresentados os resultados da aplicação da metodologia, com a determinação de vários cenários de ruptura da barragem, a propagação da onda de ruptura a partir dos modelos hidráulicos FLDWAV e HEC-RAS, e o mapeamento das áreas potencialmente inundáveis. São confrontados os resultados dos dois modelos, com análises sobre os principais resultados obtidos.

No capítulo 7, **Conclusões e Recomendações**, são descritas as análises conclusivas dos resultados da dissertação, com as recomendações para as próximas pesquisas.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Esta pesquisa tem como objetivo geral comparar os resultados da aplicação dos modelos unidimensionais FLDWAV e HEC-RAS na propagação da onda de cheia causada pela ruptura hipotética de uma barragem de concreto com disponibilidade de dados topobatimétricos do vale a jusante.

2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa são os seguintes:

- Avaliar diferentes cenários de ruptura de uma barragem de concreto, associando um hidrograma de ruptura para cada caso;
- Comparar os resultados dos modelos unidimensionais FLDWAV e HEC-RAS, com base nos valores obtidos de: vazões máximas, cotas máximas atingidas, velocidades máximas e tempos de chegada para as diversas seções transversais levantadas no curso de água;
- Efetuar uma análise de sensibilidade para diferentes parâmetros de modelagem, tais como: coeficiente de Manning, tipo de hidrograma de ruptura, vazão de pico e seções levantadas a partir de cartas topográficas versus seções levantadas em campo;
- Obter o mapeamento das áreas potencialmente inundáveis a jusante de uma barragem de concreto para diferentes cenários de ruptura; e
- Gerar um mapa de inundação detalhado para uma área urbana localizada a jusante de uma barragem de concreto considerando a profundidade máxima da inundação em função da ameaça potencial à vida humana.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 *Segurança de barragens*

3.1.1 **Grandes barragens no mundo**

A história indica que as barragens são vitais para o desenvolvimento da sociedade humana há mais de 5.000 anos, como evidenciado nos berços da civilização, na Babilônia, Egito, Índia, Pérsia e extremo oriente (JANSEN, 1980). Durante os séculos seguintes, inúmeras barragens foram construídas, porém a maioria das que existem hoje foi construída no século XX.

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

A Tabela 3.1, publicada pela Word Commission on Dams (WCD) a partir da compilação de dados do ICOLD e outras fontes, apresenta a distribuição de grandes barragens por país no mundo. Esses dados não representam a totalidade de barragens existentes em cada país, uma vez que parte dos registros é voluntária. Assim, as listas podem estar subnotificadas e incompletas, além de não incluírem as pequenas barragens. O Brasil possui, atualmente, mais de 600 grandes barragens. Estima-se que existam no país cerca de 300.000 barragens de todos os tipos e tamanhos (MENESCAL *et al.*, 2005b).

Tabela 3.1 – Distribuição das grandes barragens por país no mundo

País	Registro mundial de barragens (ICOLD, 1998)	Outras fontes	Porcentagem do total de barragens
1 China	1855	22000	46,2
2 Estados Unidos	6375	6575	13,8
3 Índia	4011	4291	9,0
4 Japão	1077	2675	5,6
5 Espanha	1187	1196	2,5
6 Canadá	793	793	1,7
7 Coreia do Sul	765	765	1,6
8 Turquia	625	625	1,3
9 Brasil	594	594	1,2
10 França	569	569	1,2
11 África do Sul	539	539	1,1
12 México	537	537	1,1
13 Itália	524	524	1,1
14 Reino Unido	517	517	1,1
15 Austrália	486	486	1,0
16 Noruega	335	335	0,7
17 Alemanha	311	311	0,7
18 Albânia	306	306	0,6
19 Romênia	246	246	0,5
20 Zimbábue	213	213	0,4
Outros	3558	3558	7,5
Total	25423	47655	100,0

FONTE: WCD, 2000

3.1.2 Análise de risco

A segurança é um dos deveres básicos da Engenharia e deve constituir o objetivo principal no projeto, construção e operação das obras, em especial nas barragens. Mesmo o projeto e construção sendo adequados, existe um risco remanescente a ser controlado através da avaliação de segurança das estruturas, definida como o estabelecimento de mecanismos e procedimentos que permitam a detecção prévia das situações de risco e as medidas para mitigá-las (BALBI, 2008). Segundo Viseu e Martins (1997), deve-se ressaltar que não é possível atingir um nível de segurança de 100%.

Segundo o CBDB (1999), o risco é definido como a probabilidade e severidade de um efeito adverso para a saúde, para a propriedade ou para o meio ambiente, sendo estimado por

expectativas matemáticas das consequências de um evento adverso. Pode-se ainda pensar em risco como sendo a relação entre a probabilidade da realização de um evento e a provável magnitude de sua ocorrência (CASTRO, 1999).

A avaliação de risco é o processo de decidir se os riscos existentes são toleráveis e se as medidas de controle de risco apresentadas são adequadas. Caso contrário, se medidas alternativas de controle de risco são necessárias. O propósito de uma avaliação de risco é o de obter subsídios para tomada de decisões, considerando a aceitabilidade das medidas de controle de risco existentes ou adotar medidas adicionais de controle (MONTE-MOR, 2004).

Aos danos provocados por uma eventual ruptura de barragem está associado o risco “potencial” que o vale a jusante está sujeito. Contudo, o risco “efetivo” a que o vale a jusante está sujeito deve levar em consideração a probabilidade de ocorrer um evento que coloque em risco a segurança estrutural da barragem, a probabilidade do acidente efetivamente ocorrer e as consequências da cheia de ruptura (VISEU, 2006). O Risco Efetivo (R_{efetivo}) pode então ser avaliado pela seguinte expressão:

$$R_{\text{efetivo}} = P_1[\text{ocorrer um evento}] \times P_2[\text{ocorrer a ruptura}] \times \text{Consequências} \quad (3.1)$$

O primeiro fator está associado às condições de solicitação a que a barragem pode estar sujeita, tais como: as de origem hidrológica, sísmica, eventos a montante (deslizamentos de terra e ruptura de outras barragens), atos de sabotagem, terrorismo ou vandalismo. O segundo fator se refere ao comportamento da barragem em resposta àquela solicitação que, como o primeiro, é fruto de incertezas relativas ao conhecimento dos processos físicos e do comportamento futuro do meio e da barragem. As consequências dependem de três fatores: grau de perigo, vulnerabilidade e exposição. Viseu (2006) conceitua esses fatores como sendo a porcentagem do valor exposto ao risco (indivíduos, bens materiais e ambientais) que pode ser efetivamente perdida, em função do perigo oferecido, da capacidade de resistência dos bens e pessoas e da resposta dos indivíduos e da sociedade nas zonas a jusante.

Apesar das perdas econômicas geradas pela interrupção da operação da barragem, é no vale a jusante onde estão concentradas as principais consequências de uma possível ruptura de barragem.

O gerenciamento do risco abrange processos de avaliação e mitigação, e busca assegurar que um certo nível de risco relacionado a acidentes com barragens e cheias de ruptura seja controlado e socialmente aceitável. A Figura 3.1 apresenta esquematicamente o processo contínuo de gerenciamento de risco no vale a jusante e na barragem, o qual compreende as fases de avaliação e de mitigação do risco.

A avaliação do risco, traduzida pela equação 3.1, corresponde aos riscos associados à barragem que devem ser gerenciados internamente através de procedimentos de segurança de barragens e de redução de riscos, e riscos no vale a jusante que requerem procedimentos externos.

Segundo Balbi (2008), para a barragem deve-se adotar um plano de segurança que visa identificar e caracterizar situações que ameacem as suas estruturas e, quando o risco é considerado inaceitável, promover a sua reabilitação através da adoção de medidas estruturais ou não. No vale a jusante, dados os riscos a que está sujeito, pode-se reduzir o risco investindo no preparo, ou seja, é feito essencialmente por meio da implementação de medidas não estruturais como o planejamento das ações de resposta, os sistemas de comunicação, alerta e aviso, treinamentos, e a preparação de mapas de zoneamento de risco para planejamento e ordenamento do uso e ocupação do solo.

Para que a avaliação de risco seja válida, é necessário que seja realizada por especialistas técnicos com o comprometimento dos gestores que têm autonomia para tomada de decisões (LADEIRA, 2007).

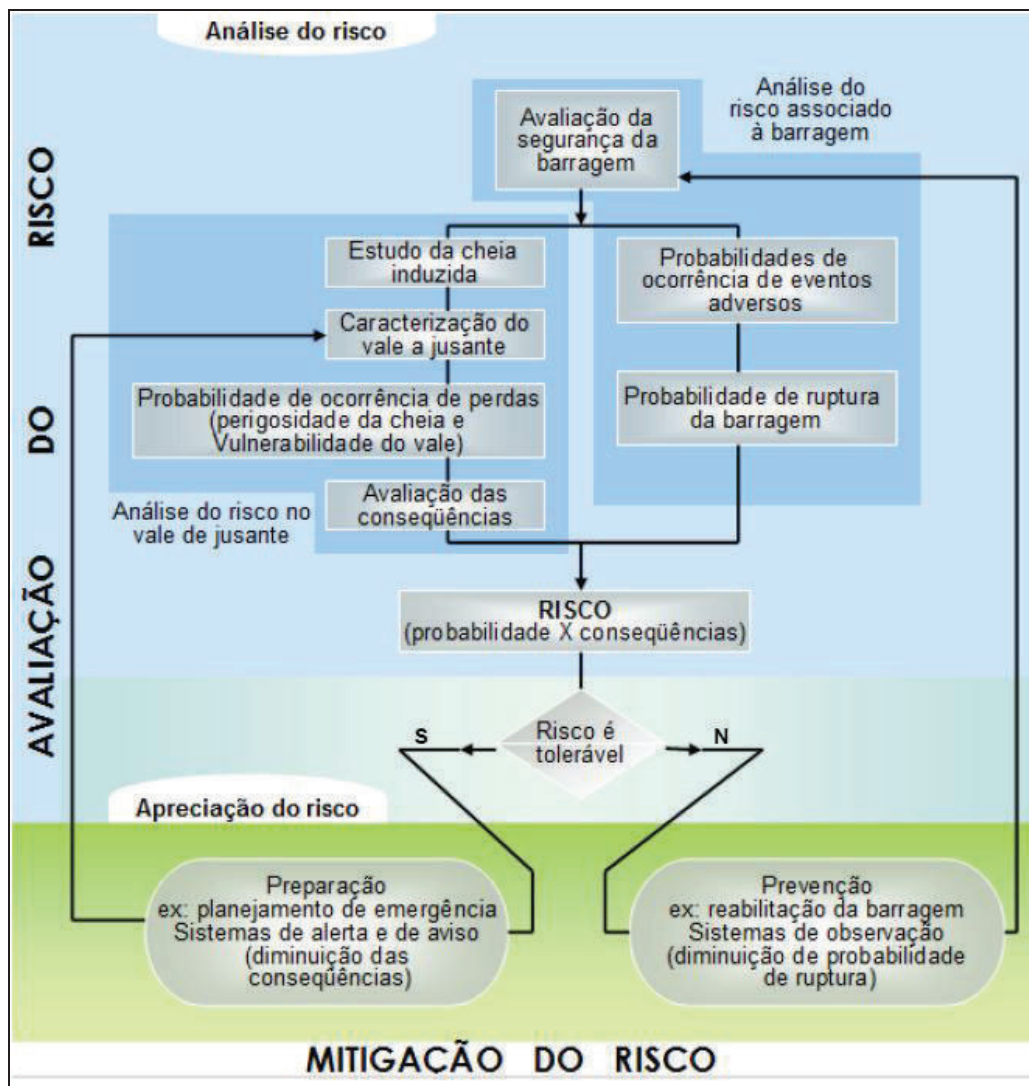


Figura 3.1 – Gestão operacional do risco nas barragens e vales a jusante

Fonte: VISEU, 2006

Nesse sentido, a análise de risco é uma ferramenta que apóia a engenharia no gerenciamento de segurança de barragens. Por exemplo, na Austrália, a avaliação de risco tem sido desenvolvida, desde a década de 1990, com o uso da norma AS/NZS 4360:2004 e está fundamentada na ênfase da gestão de ações que procuram conhecer aspectos intervenientes de atividades em um contexto no qual o risco precisa ser entendido, gerenciado e, por vezes, evitado (CICCO, 2005).

Os projetos de barragens inserem uma série de fatores e variáveis que dificultam a implementação de análise de riscos quantitativos. Quanto às análises qualitativas e semiquantitativas, essas têm tido recente aplicação na engenharia de barragens. Uma das metodologias mais utilizadas no Brasil, principalmente em barragens de rejeitos, é a da FMEA – *Failure Mode and Effect Analysis* (Análise dos Modos de Falha e seus Efeitos).

O método FMEA foi desenvolvido em 1940, inicialmente para ser aplicado na indústria de armamento dos Estados Unidos. Atualmente, tem grande aplicação em diversas áreas científicas, como é o caso das indústrias química, petrolífera e nuclear. Esse método é adequado ao estudo das falhas e respectivas consequências, passível de ser aplicado a materiais, a equipamentos ou a sistemas mais complexos (LADEIRA, 2007).

A análise de risco, aplicando o método do FMEA em engenharia de barragens, é desenvolvida em grupo, composto por experiências diversificadas em várias disciplinas: geologia, geotecnia, hidrologia, hidráulica, estruturas, meio ambiente, gestão institucional etc. Além das especialidades distintas, o grupo deve ser composto de pessoas de áreas diferentes na implantação do empreendimento como: projeto, construção, operação etc.

Para a elaboração do FMEA, é feita a lista de modos de falhas possíveis de ocorrer na barragem, fazendo-se a avaliação de cada um dos modos, do ponto de vista de sua probabilidade, efeitos, consequências e respectiva severidade de consequências. Para cada modo de falha o grupo classifica as probabilidades de ocorrência em classes: desprezível, baixa, moderada, alta e esperada. A severidade das consequências também é avaliada pelo grupo, classificando-as em desprezível, baixa, moderada, alta e extrema. A combinação da probabilidade e da severidade é lançada em uma matriz de risco para cada modo de falha.

A principal vantagem do método do FMEA é a sistematização e o caráter metódico de análise de vários subsistemas, respectivos estados de funcionamento, modos de falha e sequência de efeitos, que permitem uma reflexão fundamentada sobre os meios de detecção e prevenção e de eliminação dos efeitos (LADEIRA, 2007).

3.1.3 Classificação de barragens quanto ao risco

Menescal *et al.* (2005a) indicam que a classificação de risco de uma estrutura hidráulica permite que sejam identificadas e priorizadas as ações que mantenham, dentro de níveis aceitáveis, a segurança de uma barragem.

Almeida (1999) apresenta uma sugestão dos principais critérios a serem considerados para a classificação de risco de uma barragem:

- Sismicidade;

- Probabilidade de escorregamento de taludes;
- Probabilidade de cheias superiores à de projeto;
- Tipo de gestão do reservatório (uso múltiplo, por exemplo);
- Existência de ações agressivas (clima, água etc);
- Critérios utilizados para o dimensionamento estrutural;
- Qualidade das fundações;
- Confiabilidade dos órgãos de segurança;
- Qualidade da manutenção do aproveitamento hidráulico;
- Volume do reservatório;
- Ocupação do vale a jusante;
- Altura da barragem;
- Tipo da barragem;
- Documentação existente referente ao projeto e à construção da barragem;
- Existência de instrumentação; e
- Existência de erosões localizadas.

Menescal *et al.* (2005a) ressaltam que uma das dificuldades encontradas em uma avaliação de risco de uma barragem é associar probabilidades para cada cenário adotado. Viseu e Martins (1997) ressaltam que a obtenção de um índice global de risco a partir de um grande número de fatores é complexa, quer por exigir muitos dados, quer por exigir uma ponderação quantitativa de muitos fatores. E por isso não deixa de ser subjetiva. Assim, os mesmos autores sugerem uma classificação igualmente subjetiva, mas muito mais simples e que pode ser obtida com mais facilidade, com base na listagem a seguir:

- Qualidade, em termos globais, do projeto;
- Qualidade, em termos globais, da manutenção;
- Tipo de barragem;
- Altura da barragem;

- Volume do reservatório;
- Sismicidade; e
- População a jusante que pode ser atingida por uma onda de inundação.

Segundo Almeida *et al.* (2003) *apud* Brasil (2005), os novos guias e manuais de segurança de barragens apresentam requisitos para a classificação de barragens quanto às consequências que elas podem trazer para o vale a jusante no caso de ruptura da estrutura. Como exemplo cita-se a classificação de risco a jusante adotada nos Estados Unidos, em Portugal e na Espanha. Essas legislações classificam o risco em três níveis, como mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Exemplos de classificação de risco a jusante de barragens

	Estados Unidos USBR (1988)	Portugal (1990)	Espanha (1996)
Risco baixo (Classe C)	O colapso da barragem irá causar perdas econômicas mínimas , com nenhuma vida humana em risco	O colapso da barragem irá causar pequenos danos materiais e nenhuma perda humana	O colapso da barragem pode ocasionar danos moderados ao meio ambiente e à propriedade; pode ocasionar a perda de poucas vidas humanas
Risco significativo (Classe B)	O colapso da barragem irá causar perdas econômicas apreciáveis , com menos de 6 vidas humanas em risco	O colapso da barragem irá causar danos materiais moderados e poucas perdas humanas	O colapso da barragem pode ocasionar danos importantes ao meio ambiente e à propriedade; pode afetar um número reduzido de habitações
Risco elevado (Classe A)	O colapso da barragem irá causar perdas econômicas excessivas , com mais de 6 vidas humanas em risco	O colapso da barragem irá causar danos materiais severos e um grande número de perdas humanas	O colapso da barragem pode ocasionar danos severos em áreas urbanas ou serviços essenciais, ao meio ambiente e à propriedade

Fonte: ALMEIDA *et al.*, 2003 *apud* BRASIL, 2005

Almeida *et al.* (2003) *apud* Brasil (2005) afirmam que para as classificações adotadas em Portugal ou na Espanha, é suficiente ter um número considerável de vidas humanas em perigo para classificar uma barragem como uma estrutura com um risco elevado. Entretanto, para a África do Sul e para o Reino Unido, as legislações são mais precisas e indicam que para uma classificação de risco elevado é preciso ter mais de 10 vidas humanas em perigo.

Em 1999, a Comissão Regional de Segurança de Barragens do núcleo regional de São Paulo publicou um guia básico de segurança de barragens introduzindo os conceitos de classificação de um empreendimento hidráulico quanto ao seu risco potencial, considerando os seguintes fatores: populações a jusante; danos materiais; danos ao meio ambiente e danos à infraestrutura (CBDB, 1999). Esse guia deve ser utilizado para barragens que se enquadrem nos seguintes itens:

- Tenham altura superior a 15 metros, do ponto mais baixo da fundação à crista;
- Tenham altura entre 10 e 15 metros, do ponto mais baixo da fundação à crista, caso seja preenchida pelo menos uma das seguintes condições:
 - A crista tenha, no mínimo, 500 metros de comprimento; e
 - A capacidade total de acumulação do reservatório seja igual ou maior que 1 hm³.
- Apresentem potencial de provocar danos em caso de ruptura ou acidentes.

O Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (MI, 2002) apresenta uma classificação em função da consequência de danos que a ruptura de uma barragem pode ocasionar nas áreas a jusante, como mostrado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Classificação da consequência de ruptura de barragem nas áreas a jusante

Consequência da ruptura	Perda de vidas	Danos econômicos, sociais e ambientais
Muito alta	Significativa	Excessivos
Alta	Alguma	Substanciais
Baixa	Nenhuma	Moderados
Muito baixa	Nenhuma	Mínimos

Fonte: MI, 2002

O manual ainda propõe um sistema de classificação alternativo baseado em uma matriz de potencial de risco, que leva em consideração a segurança estrutural da barragem, a importância estratégica e riscos para populações a jusante.

No estado de Minas Gerais, a Deliberação Normativa COPAM nº 62/2002 (MINAS GERAIS, 2002), complementada e alterada pela DN COPAM nº 87/2005 (MINAS GERAIS, 2005), dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração.

A Tabela 3.4 apresenta os critérios para definição do porte da barragem e do reservatório, de acordo com o Art. 1º da DN COPAM nº 87/2005 (MINAS GERAIS, 2005).

Tabela 3.4 – Critérios para definição do porte da barragem e do reservatório

Porte da barragem	Altura da barragem H (m)	Porte do reservatório	Volume do reservatório Vr (m³)
Pequeno	$H < 15$	Pequeno	$V_r < 500.000$
Médio	$15 < H < 30$	Médio	$500.000 < V_r < 5.000.000$
Grande	$H > 30$	Grande	$V_r > 5.000.000$

Fonte: DN COPAM nº 87/2005 (MINAS GERAIS, 2005)

A DN COPAM nº 87/2005 (MINAS GERAIS, 2005) utiliza os seguintes critérios para classificar uma barragem de acordo com o risco potencial de dano ambiental que a sua ruptura pode causar:

- Dois critérios técnicos: altura da barragem e volume do reservatório; e
- Três critérios ambientais: presença de ocupação humana, interesse ambiental e instalações a jusante da barragem.

Cada um desses critérios recebe uma pontuação (V), como mostra a Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Critério para classificação de barragens quanto ao risco, conforme DN COPAM nº 87/2005

Altura da barragem H (m)	Volume do reservatório Vr (x 10⁶ m³)	Ocupação humana a jusante	Interesse ambiental a jusante	Instalações na área de jusante
$H < 15$ V = 0	$V_r < 0,5$ V = 0	Inexistente V = 0	Pouco significativo V = 0	Inexistente V = 0
$15 < H < 30$ V = 1	$0,5 < V_r < 5$ V = 1	Eventual V = 2	Significativo V = 1	Baixa concentração V = 1
$H > 30$ V = 2	$V_r > 5$ V = 2	Existente V = 3	Elevado V = 3	Alta concentração V = 2
-	-	Grande V = 4	-	-

Fonte: DN COPAM nº 87/2005 (MINAS GERAIS, 2005)

Considerando o somatório dos valores dos cinco parâmetros (Tabela 3.5), as barragens são classificadas nas seguintes categorias de dano ambiental:

- I. Baixo Potencial (Classe I): quando o somatório for menor ou igual a 2;
- II. Médio Potencial (Classe II): quando o somatório for maior que 2 e menor ou igual a 4; e
- III. Alto Potencial (Classe III): quando o somatório for maior que 4.

Verifica-se que os critérios ambientais para a classificação das barragens, apresentados na Tabela 3.5, têm um caráter bastante qualitativo e subjetivo, reforçando o que ocorre nas demais classificações de danos potenciais nas áreas a jusante de barragens.

3.1.4 Legislação sobre segurança de barragens

A legislação relativa às barragens de qualquer país, geralmente, leva em consideração o controle e a segurança de suas estruturas e ao planejamento de emergência em caso de uma possível ruptura (Plano de Ações Emergenciais).

3.1.4.1 Aspectos da legislação no mundo

Na **França**, em consequência da ruptura da barragem de Malpasset em 1959, passou-se a considerar a possibilidade teórica de ocorrerem falhas associadas a uma barragem e risco das populações existentes nos vales a jusante. Assim, criou-se um regulamento de segurança em 1966, que foi reforçado por um decreto em 1968, tornando obrigatória a preparação de planos de emergência e de resgate das populações a jusante (BRASIL, 2005). Segundo Benoist (1989), passou a ser obrigatória a elaboração de planos de emergência para todas as barragens com mais de 20 metros de altura e reservatório com capacidade superior a 15 hm³. Tornou-se obrigatória também a elaboração de mapas de inundação indicando as áreas potencialmente inundáveis por uma eventual onda de ruptura.

Nos **Estados Unidos**, no ano de 2002, a legislação passou a considerar ataques terroristas contra as barragens. Segundo FEMA (2004), os governos estaduais regulam 95% das cerca de 79.500 barragens listadas no Inventário Nacional de Barragens (NID). Os planos de emergência contemplam o treinamento e atualização, além da divulgação. As autoridades são muito envolvidas no desenvolvimento e aprovação dos planos, assim como as comunidades em risco.

Em **Portugal**, no ano de 1990, foi publicado o decreto de lei nº 11/90 criando um regulamento de segurança de barragens (RSB). Esse regulamento define critérios para o

controle de segurança e estipula medidas de proteção civil para a população localizada a jusante de uma barragem. Esse mesmo decreto criou a Comissão de Segurança de Barragens (CSB), na qual estão presentes entidades e órgãos responsáveis pela regulamentação e controle de barragens, quais sejam (PORTUGAL, 1990):

- Instituto Nacional da Água (INAG), que é a autoridade que aprova projetos, supervisiona operação e construção de barragens;
- LNEC, que conduz pesquisas e estudos particulares para a autoridade e proprietários; e
- Departamento Nacional de Defesa Civil, que trabalha na elaboração dos PAE's.

Na **Espanha**, o “*Reglamento tecnico sobre seguridad de presas y embalses*” (ESPAÑA, 1996) está sendo revisto pelo Ministério do Meio Ambiente, que exerce a função de Autoridade e é responsável pela fiscalização da segurança das barragens, pela aprovação das Normas de Exploração e dos Planos de Emergência, mas atualmente se aplica apenas em barragens de propriedade do Estado. Há um plano nacional para adequar as barragens de propriedade estatal às regulamentações técnicas. Foi iniciado, ainda, um programa para implantação dos sistemas de alerta e aviso à população, conforme previsto nos planos de emergência (BALBI, 2008).

No **Reino Unido**, no ano de 1996, foi divulgado o “*Engineering guide to emergency planning for UK reservoirs*” pelo Department for Environment, Food and Rural Affairs (DEFRA, 2006). Esse guia apresenta procedimentos detalhados para a elaboração de planos de emergência, estimativa de danos e segurança dos reservatórios.

Na **Itália**, a partir da década de 80 do século passado, a legislação obrigou os responsáveis pelas barragens a efetuarem estudos relativos às áreas potencialmente inundáveis a jusante, por efeito de descargas e de hipotéticos colapsos estruturais, inclusive considerando o sistema de alarme e sinalização de perigo, em caso de ruptura (ITÁLIA, 1986).

Na **Suíça**, a supervisão das barragens é função da confederação (*Authority of High Surveillance*). A defesa civil é consultada para a definição dos sistemas de alarme (DELLIOU, 2001). Os planos de emergência são necessários a barragens que tenham altura maior que 10 metros ou altura maior que 5 metros e volume do reservatório superior a 50.000

m³. Para reservatórios com mais de 2 hm³ é obrigatória a instalação de dispositivos de alarme de cheias nas áreas a jusante da barragem (SUÍÇA, 1998).

Na **Argentina**, a regulamentação para a elaboração dos planos de emergência está inserida nos contratos de concessão de cada barragem. O ORSEP é o Organismo Regulador de Segurança de Barragens, descentralizado do Estado Nacional, e é responsável pelas concessões das grandes barragens. O ORSEP faz o vínculo entre as barragens e a defesa civil e, além de funcionar como fiscalizador da segurança de barragens, se responsabiliza por integrar as ações das autoridades de defesa civil com os planos elaborados pelas concessionárias (BALBI, 2008).

3.1.4.2 Aspectos da legislação no Brasil

Diferente de diversos outros países que possuem grandes barragens, o Brasil ainda não possui uma legislação específica sobre segurança de barragens. Entretanto, no ano de 2002, foi publicado pelo Ministério da Integração Nacional (MI) o “Manual de Segurança de Inspeção de Barragens” (MI, 2002), no qual são indicados procedimentos necessários para os casos de emergência, incluindo o desenvolvimento do plano de ações emergenciais.

Recentemente no Brasil, têm ocorrido vários acidentes ambientais com ruptura de barragens de rejeitos e mesmo em barragens com reservatórios de água. Esses incidentes tiveram forte influência para que o Governo Federal passasse a atuar de forma mais incisiva em questões relativas à segurança de barragens (BRASIL *et al.*, 2006). Encontra-se em tramitação na Câmara dos Deputados o Projeto de Lei nº 1181/2003 (BRASIL, 2003), que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), cria o Conselho Nacional de Segurança de Barragens (CNSB) e o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), de acordo com a Comissão de Minas e Energia. Quando em vigor, se aplicará a barragens que se enquadrem na categoria estabelecida de risco potencial.

Em seu Art. 6º, esse projeto de lei estabelece a classificação por categoria de risco em função das seguintes variáveis:

- I. As características físicas da barragem;
- II. O estado de conservação da obra;
- III. A probabilidade de ocorrência de ruptura;

IV. As consequências da ruptura, contemplando aspectos sociais, econômicos e ambientais.

No parágrafo único, define as categorias de risco: alto, médio e baixo, deixando abertura para o órgão fiscalizador estabelecer graduação para cada categoria.

O Art. 7º, em seu parágrafo único, determina que o projeto construtivo deve detalhar informações em função da categoria de risco da barragem, devendo conter desenhos, especificações construtivas, estudos hidrológicos, hidráulicos e geológicos.

Em seu Art. 9º, parágrafo III, que trata do plano de segurança da barragem, define que o órgão fiscalizador poderá determinar a elaboração do Plano de Ações Emergenciais (PAE) em função da categoria de risco. Esse plano se torna exigência quando a barragem é classificada de alto risco.

Uma inspeção de segurança especial deve ser realizada por equipe multidisciplinar de especialistas, em função da categoria de risco da barragem, nas fases de construção, primeiro enchimento e vertimento, operação e desativação. Os procedimentos de instrumentação e de monitoramento deverão ser estabelecidos pelo órgão fiscalizador em função da categoria de risco da barragem.

O Art. 16º, parágrafo VI, determina que o responsável pela barragem deva manter serviço especializado em segurança de barragens, quando ela for classificada nas categorias de médio e alto risco.

3.1.5 PAE – Plano de Ações Emergenciais

Os prejuízos econômicos, ambientais e perda de vidas humanas, decorrentes de eventos induzidos por acidentes de barragens, são os principais motivos pelos quais a sociedade tem desenvolvido sistemas e métodos de prevenção com o objetivo de controlar e mitigar os danos provocados. A elaboração do PAE para barragens tem como objetivo a consolidação dos procedimentos para o gerenciamento do risco e as respostas a situações de emergência.

Segundo o CBDB (1999), o PAE é um plano que descreve as ações a serem tomadas pelo proprietário e pelo operador da barragem, no caso de um evento de emergência, devendo-se delegar a indivíduos as responsabilidades para cada ação a ser tomada.

O planejamento e a execução das ações de emergência e resgate, geralmente, são organizados e conduzidos por agências de defesa civil. Entretanto, para o ICOLD, os responsáveis pelas barragens deverão disponibilizar serviços e informações para que as agências de defesa civil possam preparar o plano de resgate, como também adotar todas as ações possíveis para evitar e minimizar os impactos de um evento de ruptura de barragem (ICOLD, 1998).

O *Bureau of Reclamation* dos Estados Unidos (USBR) trabalha, para suas barragens, com o conceito de Sistema de Alerta Antecipado, e o define como consistindo de cinco fases, onde as três primeiras sob responsabilidade do operador e do proprietário da barragem e as duas seguintes sob responsabilidade das autoridades de proteção da população (USBR, 1995):

- Detecção;
- Tomada de Decisão;
- Notificação;
- Alerta e Alarme; e
- Evacuação.

Os planos de emergência devem ser organizados de forma a facilitar o acesso às informações e a agilizar os processos de notificações e tomada de decisões. Viseu e Almeida (2000) recomendam que um PAE seja organizado em duas partes: a primeira deve abordar a caracterização da barragem, do vale a jusante e da cheia de ruptura, mapas de inundação e identificação dos aspectos mais vulneráveis do vale a jusante; e a segunda deve caracterizar os procedimentos a seguir em caso de acidente.

A seguir é apresentada a estrutura proposta por FEMA (2004), nos Estados Unidos, para a formatação de um PAE.

Capa/Página de rosto

Índice:

I. Fluxograma de Notificação

II. Propósito/Âmbito

III. Descrição da Barragem

IV. Detecção, Avaliação e Classificação de Emergências

V. Responsabilidades Gerais sob o PAE

A. Responsabilidades do Proprietário da Barragem

B. Responsabilidades pela Notificação

C. Responsabilidades pela Evacuação

D. Responsabilidades pelo Término e Continuação dos Trabalhos

E. Responsabilidades do Coordenador do PAE

VI. Prontidão

VII. Mapas de Inundação

VIII. Apêndices

A. Investigação e Análise das Cheias de Ruptura

B. Planos para Treinamento, Exercícios, Atualização e Divulgação do PAE

C. Características Específicas do Local

D. Aprovações do PAE

Segundo Maijala (2001), o período do tempo entre a ruptura da barragem e a notificação da ruptura e o começo da operação de resgate é o fator mais importante que afeta o aviso, a evacuação e o resgate da população a jusante. Os casos históricos de ruptura mostram que, antes das barragens romperem, elas quase sempre fornecem sinais de que algo está errado, permitindo que um sistema de aviso e alerta possa desempenhar um papel importante na administração dos riscos a jusante da barragem (VISEU e RAMOS, 1999).

Viseu (2006) define o tempo de responsabilidade, onde considera que o trecho que é atingido pela onda de ruptura, com o tempo de chegada de até 30 minutos é considerado a área crítica, e o plano é de responsabilidade do proprietário da barragem. Já no restante do trecho, a responsabilidade é da Defesa Civil.

Segundo Monte-Mor (2004), os sinais de avisos públicos são melhores adaptados para as áreas urbanas, considerando que o alarme pode ser dado rapidamente e uma grande população poderá ser alcançada. Contudo, os dispositivos auxiliares do sistema de alerta (como telefones, carros de som, fax e rádio) podem ser utilizados para confirmar o aviso dado e advertir a população que se encontra em lugares fechados ou isolados. O problema dos sinais de avisos públicos é o fator de credibilidade, sendo que esse dependerá da confiança que os

destinatários conferem ao sistema, sendo função da percepção de que o mesmo funcionará quando deve e não ocasionará, em geral, falsos alarmes (MAIJALA, 2001).

Segundo Maijala (2001) uma das partes essenciais de um PAE é o momento no qual a população entra em ação quando recebe o aviso de emergência. Dessa forma, as autoridades de resgate e a Defesa Civil devem convencer a população do perigo e aconselhá-las a agir de acordo com as orientações pré-estabelecidas no PAE.

Ressalta-se que uma das principais etapas para elaboração de um PAE constitui da avaliação do risco potencial da barragem, por meio da elaboração dos mapas das áreas potencialmente inundáveis, cuja execução baseia-se na previsão e cálculo de cotas máximas inundadas, velocidades e descargas máximas resultantes da ruptura hipotética da barragem em questão, para inúmeras seções transversais consideradas no vale a jusante.

3.2 Ruptura de barragens

3.2.1 Impacto da ruptura de barragens

Rupturas de barragens são eventos que possuem baixa probabilidade de ocorrência, porém apresentam elevado potencial de destruição no vale a jusante. Segundo Collischonn (1997), os danos em acidentes dessa natureza incluem:

- Prejuízos materiais diretos, que abrangem a perda da própria barragem e das propriedades atingidas na área inundada a jusante, tais como residências, automóveis, edifícios comerciais, prédios, equipamentos industriais, estoque de produtos, estradas, pontes e ferrovias;
- Interrupção de atividades, que abrangem os processos de manufatura, serviços, atividades recreacionais, fornecimento de água, transportes, atividades agrícolas e geração de energia;
- Operações de emergência, que abrangem as operações de busca e resgate, assistência médica no local, evacuação e custo de hospedagem temporária dos desabrigados;
- Impactos para o meio ambiente, que abrangem a alteração do habitat, a destruição da fauna e flora, modificações morfológicas dos cursos de água, desmatamento e deterioração visual; e
- Risco de perda de vidas humanas, que recai diretamente na segurança da população.

3.2.2 Causas de ruptura

A ruptura de uma barragem é um fenômeno que pode ser induzido por causas naturais ou provocado pela ação humana, podendo ser causado por um fator isolado ou pela combinação de mais de um (MASCARENHAS, 1990).

Segundo Collischonn (1997), o tipo de barragem é importante no que diz respeito às causas da ruptura. Barragens de concreto são mais suscetíveis a problemas na fundação ou na estrutura, vindo a ocorrer colapsos quase instantâneos. Barragens de terra são sensíveis ao galgamento, em cheias maiores que as de projeto, quando o vertedouro não é suficiente, e a água verte sobre a crista da barragem. Nesses casos, inicia-se a erosão do talude de jusante da barragem e ocorre a conseqüente formação de uma brecha de forma regressiva. Os problemas de infiltração e entupimento do sistema de drenagem interno da barragem também são importantes em barragens de terra, gerando brechas que se iniciam como pontos de vazamento e crescem a partir do ponto de surgimento (*piping*). Barragens de gravidade de concreto podem gerar brechas instantâneas, mas apenas parciais, nas quais um bloco da construção é retirado.

Uma descrição resumida das causas prováveis nesses tipos de acidentes é apresentada a seguir.

3.2.2.1 Galgamento (*overtopping*)

O galgamento resulta da incapacidade do vertedouro da barragem extravasar totalmente a cheia afluyente ao reservatório. Esse comportamento pressupõe a passagem de uma parcela da vazão afluyente sobre a barragem, em partes não projetadas para verter água, desencadeando um processo de ruptura do maciço da barragem. Esse problema é particularmente perigoso para barragens constituídas de material solto, como as barragens de terra.

Segundo Collischonn (1997), o galgamento pode ser causado por:

- Má operação do reservatório durante a cheia;
- Ocasão de uma cheia extraordinária, para a qual o vertedouro seja incapaz de verter essa cheia afluyente;

- Formação de uma onda dentro do reservatório, de origem sísmica ou provocada pelo deslizamento de uma grande quantidade de terra de encostas.

Se o tempo e a intensidade do galgamento são suficientes, inicia-se uma brecha em ponto qualquer mais fraco na crista da barragem, e essa brecha cresce com o tempo, por erosão, em uma velocidade que depende do material da barragem e das características do reservatório (COLLISCHONN, 1997). A Figura 3.2 apresenta a formação de uma brecha por galgamento.

As barragens de concreto suportam, sem a ocorrência de ruptura, determinado limite de tempo após o galgamento. As barragens de concreto em arco podem apresentar erosões em suas fundações associadas ao galgamento. Nesse caso, a segurança parece residir mais na capacidade das fundações resistirem ao impacto do galgamento do que a da estrutura da própria barragem (JANSEN, 1980 *apud* MASCARENHAS, 1990).

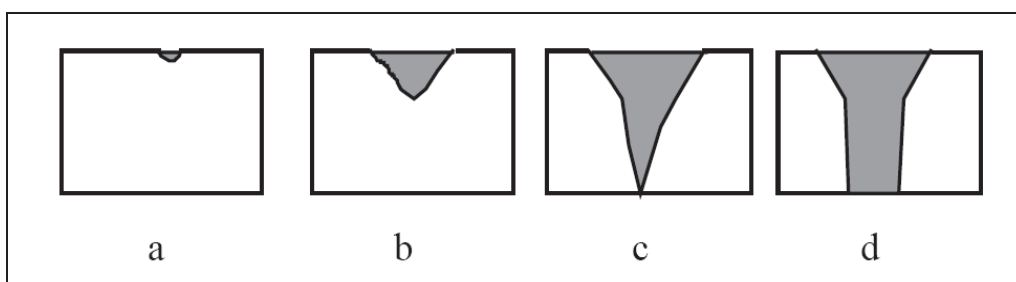


Figura 3.2 – Formação de brecha de ruptura por galgamento: a) início em um ponto mais fraco; b) brecha em forma de “V”; c) aprofundamento da brecha; d) aumento lateral por erosão

Fonte: JOHNSON e ILLES, 1976 *apud* COLLISCHONN, 1997

3.2.2.2 Erosão interna (*piping*)

A erosão interna é um processo de formação de um tubo de escoamento preferencial, denominado entubamento (*piping*), que pode ocorrer em barragens de terra. A falha por *piping* é um fenômeno que ocorre por erosão regressiva, onde há formação de um tubo, originado do carreamento de partículas, de jusante para montante no maciço de terra compactada em uma barragem. Esse tubo tende a aumentar progressivamente seu diâmetro à medida que a água percola pelo solo compactado, conduzindo ao colapso da estrutura (LADEIRA, 2007).

Fatores determinantes como o grau de compactação do solo, o adequado dimensionamento do sistema de drenagem interna do maciço e o monitoramento de parâmetros geotécnicos são

importantes para evitar o processo de formação de *piping* em barragens de terra (LADEIRA, 2007).

A Figura 3.3 mostra o mecanismo de progresso do *piping*, passando à formação de entubamento concentrado no maciço até o progresso e o alargamento na forma de brecha, com consequente ruptura da barragem.

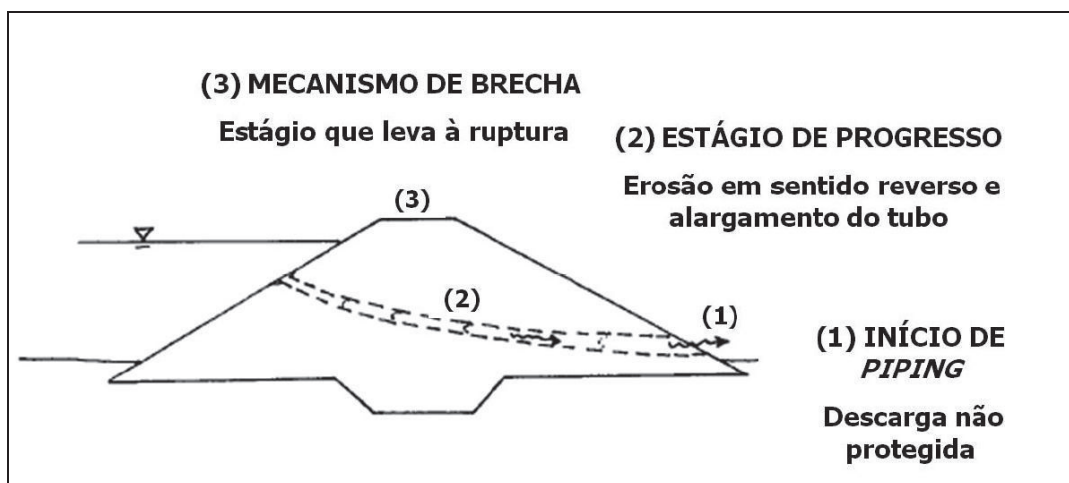


Figura 3.3 – Estágios de desenvolvimento de ruptura por *piping*

Fonte: FOSTER *et al.*, 1998 *apud* LADEIRA, 2007

3.2.2.3 Falhas nas fundações

O terreno sobre o qual a barragem está e a ligação da barragem ao terreno podem deslizar sob o efeito das acomodações geológicas que resultam do enchimento do reservatório ou da saturação do material da fundação por infiltração. Outra ameaça às fundações são as cheias extraordinárias que causam o galgamento, quando a água que passa sobre a barragem provoca a erosão da base da estrutura (COLLISCHONN, 1997).

As características da deformação dos materiais constituintes das fundações da barragem são de difícil previsão e a avaliação dos efeitos da construção não muito criteriosa torna-se incerta com respeito ao deslizamento das fundações. Em geral, fundações com resistência não satisfatória a tensões ou que apresentem ligações compostas de materiais como argila, por exemplo, são vulneráveis ao deslizamento. A utilização de materiais impermeáveis em juntas de ligação pode também contribuir no deslizamento, se a infiltração por meio desses materiais não for monitorada para controle (MASCARENHAS, 1990).

3.2.2.4 Efeitos sísmicos e terremotos

Apesar dos fenômenos sísmicos serem até hoje objeto de pesquisas sobre o assunto, sabe-se que os terremotos são compostos de distribuições harmônicas sobre uma vasta faixa de frequência. Percebe-se que a análise detalhada da influência desses fenômenos sobre as estruturas de uma barragem ainda possui um grande campo associado a estudos e pesquisas (MASCARENHAS, 1990).

O primeiro enchimento de um reservatório de grande porte pode provocar efeitos sísmicos de ordem não natural, que são imprevisíveis. De acordo com JANSEN (1980) *apud* MASCARENHAS (1990), vários fatores podem contribuir para tais efeitos, quais sejam: o peso excessivo de água no reservatório, a redução na resistência a tensões na camada rochosa profunda devido às pressões intersticiais. Essas pressões intersticiais intensificadas levarão à diminuição do atrito, reduzindo assim as tensões normais nos planos de fratura. O conseqüente movimento provocado por esses fatores pode, em certos casos, induzir efeitos sísmicos não naturais, comprometendo a segurança da barragem ou causar a sua ruptura.

Segundo BRANCO e ROCHA (1977), em várias partes do mundo a formação de grandes reservatórios artificiais causou terremotos de intensidades leves e médias em locais considerados livres de atividades sísmicas.

3.2.2.5 Falhas no projeto, na construção ou na operação

Uma barragem é uma obra de engenharia que exige para a sua segurança critérios bastantes cuidadosos durante as fases de projeto, construção e operação, devido à complexidade de funcionamento e risco potencial da estrutura.

Dentre as causas das falhas dessa natureza, destacam-se: projetos de vertedouros com capacidade inferior às cheias de grande magnitude, falhas de procedimentos de sondagens, utilização de materiais de má qualidade e/ou durabilidade na obra, inadequação de execução de drenagens, ancoragens, compactação, limpezas e tratamento de fundação, desobediência às regras de manutenção ou sua interpretação errônea, descontinuidades e/ou a não manutenção planejada, mal uso e/ou falta de manutenção do vertedouro, falhas na instalação e registro da instrumentação (ANDRIOLO, 2008).

3.2.2.6 Ações de guerra

Durante as guerras, as barragens são pontos estratégicos, pelo seu significado econômico para um país, bem como pelo potencial destrutivo de uma inundação resultante de uma ruptura. A formação da brecha depende da intensidade e da localização da explosão com a qual a barragem é atingida. Durante a II Guerra Mundial os países aliados desenvolveram armas especiais para implodir barragens. As implosões mais conhecidas são as das barragens de Moehne e de Eder, na Alemanha (COLLISCHONN, 1997). A incidência de acidentes provocados por esse fator depende da região onde situa-se a barragem e de questões políticas envolvidas.

3.2.3 **Histórico de casos**

Dentre os diversos casos de ruptura ocorridos ao longo da história, pretende-se apresentar neste item alguns casos famosos de ruptura, envolvendo barragens de diferentes tipos e características.

Os casos estão em ordem cronológica, com destaque para aqueles ocorridos recentemente no Brasil, como o da barragem de rejeitos da Mineração Rio Verde em 2001 e o da barragem de rejeitos da Mineração Rio Pomba em 2007. Indica-se também, como fato recente, a ruptura de uma barragem na Indonésia em março de 2009, que deixou 93 mortos.

3.2.3.1 Barragem de South Fork – Estados Unidos (1889)

A barragem de South Fork, situada 14 km a montante da cidade de Johnstown, no estado americano da Pennsylvania, rompeu-se de forma brusca no dia 31 de maio de 1889 e liberou uma grande onda de cheia através do vale do rio Conemaugh (COLLISCHONN, 1997).

A cidade de Johnstown sofreu danos extremamente catastróficos, e cerca de 2.200 pessoas morreram. No momento da ruptura, a cidade já apresentava alturas de inundação da ordem de 3 metros, o que dificulta a análise isolada dos danos diretamente provocados pelo acidente. Foi verificada na barragem a formação de uma brecha em seu enrocamento com aproximadamente 128 metros de largura e 22 metros de altura (MASCARENHAS, 1990)

3.2.3.2 Barragem de St. Francis – Estados Unidos (1928)

A barragem de St. Francis era de concreto em arco, com altura de 59 metros. Localizada 72 km ao norte da cidade de Los Angeles nos Estados Unidos, foi construída por volta dos anos

de 1924 a 1926 pelo Departamento de Água e Energia dessa cidade. O enchimento do reservatório começou em 1926 e atingiu seu máximo (46,9 hm³) em 5 de março de 1928. Por volta da meia noite do dia 12 de março de 1928, a barragem rompeu resultando em uma onda de cheia que matou mais de 400 pessoas (OUTLAND, 1977). A Figura 3.4 mostra a vista da barragem, antes e após a ruptura.



Figura 3.4 – Vista da barragem de St. Francis antes e depois da ruptura

Fonte: ROGER, 2006 *apud* BALBI, 2008

A ruptura da barragem ocorreu de forma súbita e, em pouco mais de 1 hora, o volume praticamente total do reservatório foi liberado para jusante. Pelo menos seis cidades foram atingidas gravemente ao longo do vale San Francisquito. A onda propagou-se por mais de 86 km até o oceano Pacífico e atingiu sua altura máxima de 38 metros a cerca de 1,6 km da barragem. A vazão de pico imediatamente a jusante da barragem foi estimada como sendo superior a 14.000 m³/s (JANSEN, 1980).

A causa do acidente foi atribuída ao deslizamento da ombreira esquerda, cuja fundação não suportou a força exercida pela barragem e pela água, devido às características geológicas do local. Dias antes da ruptura, foram detectadas trincas, vazamento pela estrutura e surgências pela fundação (JANSEN, 1980).

3.2.3.3 Barragem da Pampulha – Brasil (1954)

A barragem da Pampulha, localizada na cidade de Belo Horizonte, em Minas Gerais, foi inaugurada no ano de 1941 e tinha inicialmente o propósito de abastecimento de água (ICOLD, 1995).

A barragem foi construída em duas fases. A primeira, de 1936 a 1938, até a altura de 11,5 metros, e a segunda, em 1941, quando atingiu 16,5 metros de altura, 330 metros de comprimento e 18 hm³ de volume de reservatório. Consistia de uma barragem de terra e seção uniforme com uma placa de concreto armado recobrimdo o talude de montante e funcionando como elemento de vedação (VARGAS *et al.*, 1955).

Segundo Vargas *et al.* (1955) indicaram, no dia 16 de maio de 1954, observou-se uma surgência de água com artesianismo no pé do talude jusante da barragem. Na tarde do dia seguinte, o furo de onde emergia a água apresentava um diâmetro de quase 2 metros. No dia 20 de maio, às 11:30 horas, teve início a ruptura da barragem, quando houve subsidência de sua parte central, quebra da placa de concreto e formação de um canal em forma de “S” ligando o ponto onde havia a fenda com o ponto onde se notava a surgência, conforme mostra a Figura 3.5. O estudo concluiu que a ruptura se deu por erosão interna (*piping*) iniciada entre a fratura na laje de concreto e o talude de jusante.

Foi inundada toda a área do atual aeroporto da Pampulha e grande parte da cidade de Belo Horizonte ficou sem abastecimento de água, sendo necessário construir um sistema de abastecimento de emergência, captando água diretamente do córrego Ressaca, um dos afluentes do reservatório da Pampulha. Na ocasião, houve apenas danos materiais (VIANNA, 1997). A barragem somente seria reinaugurada no ano de 1958.

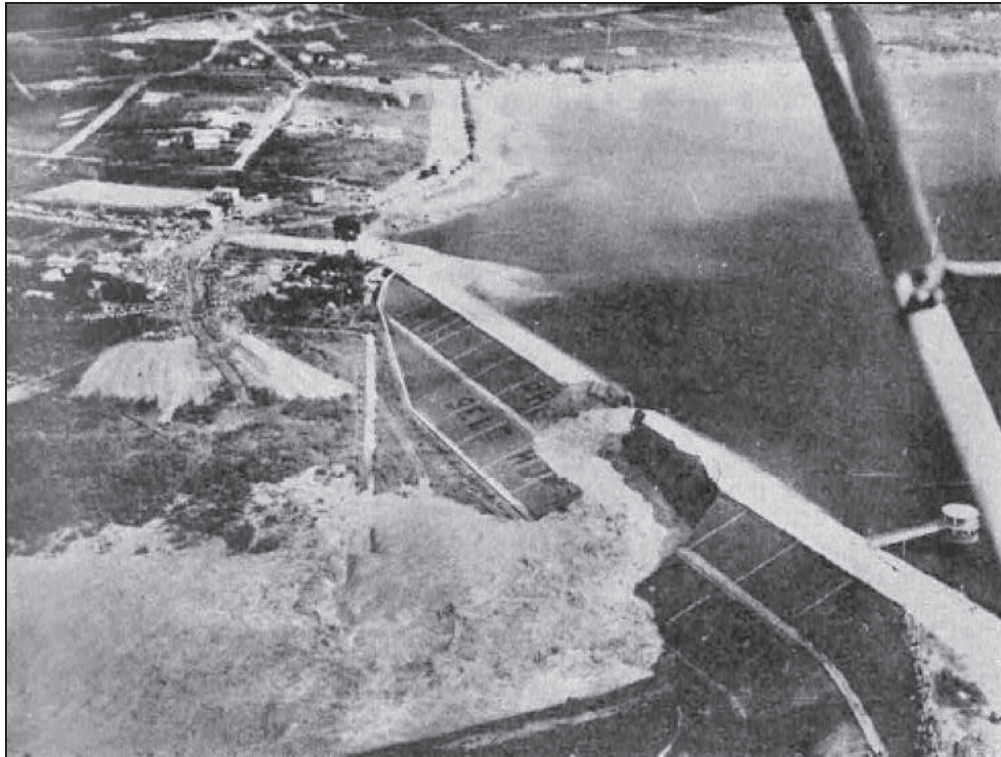


Figura 3.5 – Vista da brecha no maciço da barragem da Pampulha

Fonte: VARGAS *et al.*, 1955

3.2.3.4 Barragem Vega de Tera – Espanha (1959)

A barragem Vega de Tera possuía uma estrutura de contrafortes com altura de 34 metros e rompeu no dia 10 de janeiro de 1959, causando a morte de 144 pessoas na região noroeste da Espanha. Intensas chuvas que se precipitaram sobre a região provocaram o aumento do nível de água, produzindo o galgamento da barragem, o que ocasionou a sua ruptura. A maior parte do reservatório de 8 hm³ vazou em um período de 20 minutos (JANSEN, 1980).

3.2.3.5 Barragem de Malpasset – França (1959)

A barragem de Malpasset foi construída no distrito de Cannes, junto ao rio Le Reyan, ao sul da França, com o intuito de fornecer água para consumo humano e para a irrigação. A sua construção começou no ano de 1941, com o término ocorrendo somente em 1954. A estrutura da barragem era de concreto em arco, com 66 metros de altura e 223 metros de comprimento, com uma capacidade máxima de armazenamento de 51 hm³ (MARY, 1968).

No dia 2 de dezembro de 1959, pouco depois das 9 horas da noite, a barragem rompeu por galgamento, sendo que a onda de cheia resultante, além de provocar uma destruição total ao longo dos 11 km do curso do rio Le Reyan até o Mar Mediterrâneo, proporcionou o saldo

negativo de 421 mortes (MASCARENHAS, 1990). A Figura 3.6 mostra a vista da barragem, antes e após a ruptura.

Não houve testemunha da ruptura da barragem, porém as marcas deixadas pela passagem da cheia levaram a concluir que a ruptura ocorreu de forma instantânea e completa (ICOLD, 1974).

A 1,5 km a jusante, um trecho de 800 metros de ferrovia e uma ponte foram destruídas. Em algumas áreas, marcas de cheia mostraram que a linha de água se elevou a mais de 20 metros acima da calha principal do rio Le Reyan. Investigações posteriores ao acidente mostraram que a falha da barragem ocorreu a partir de sua fundação, devido à natureza geológica da área. Um evento de chuva de grande magnitude, ocorrido alguns dias antes da ruptura, aumentou o nível do reservatório em mais de 5 metros, o que aumentou o empuxo no corpo da barragem (GOUTAL, 1999).

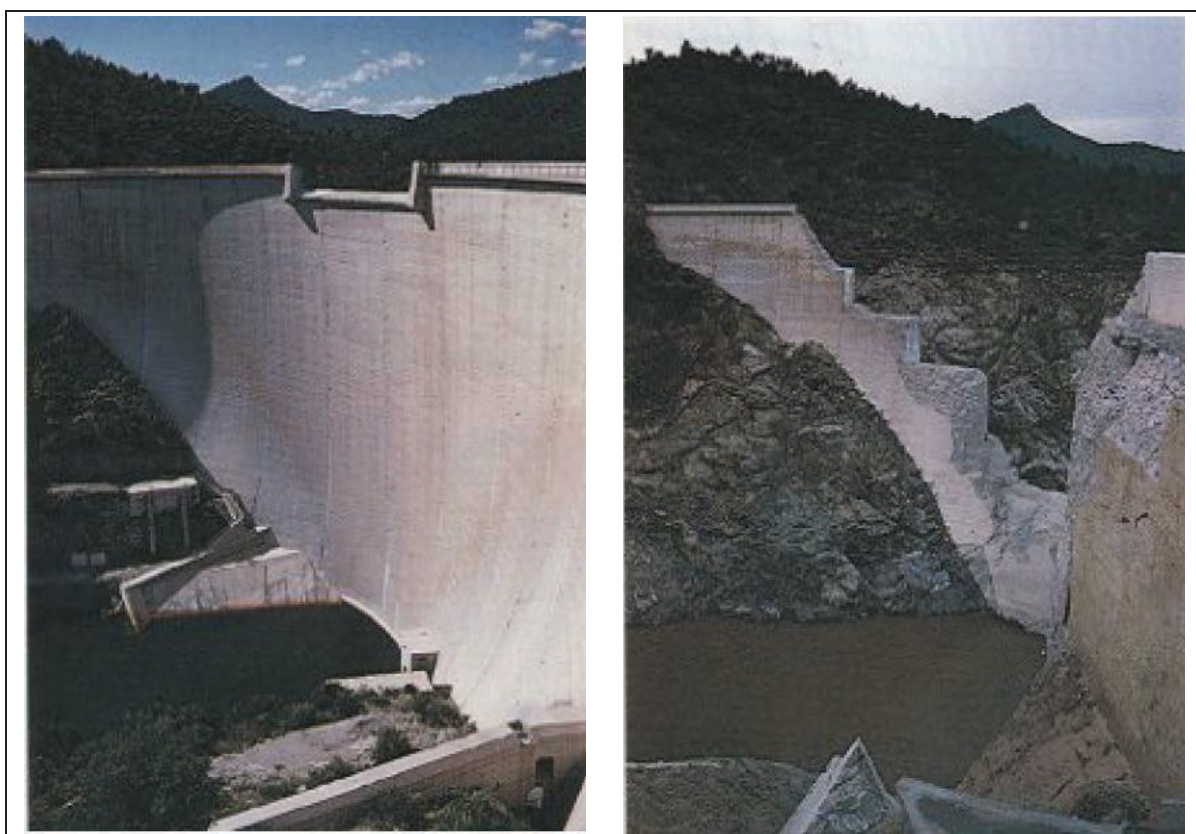


Figura 3.6 – Vista da barragem de Malpasset antes e depois da ruptura

Fonte: BALBI, 2008

3.2.3.6 Barragem de Orós – Brasil (1960)

A barragem de Orós era uma estrutura de terra e enrocamento construída no rio Jaguaribe, próximo à cidade de Orós, no estado do Ceará (CBDB, 1982). Em março de 1960, antes do término de sua construção, um evento raro de precipitação atingiu a área de drenagem da barragem, onde foram computados mais de 600 mm de chuva em menos de um semana (SINGH, 1996). No dia 25 de março, devido à reduzida capacidade de extravasamento da barragem, uma lâmina de 30 centímetros de água galgou a crista da mesma. Uma brecha de 200 metros de comprimento e 35 metros de altura foi formada. A vazão de pico foi estimada em 9.600 m³/s. Cerca de 90% do reservatório foi esvaziado. O término completo da barragem ocorreu no ano de 1962 e o volume máximo do reservatório é de 5.204 hm³. A Figura 3.7 mostra uma vista geral da barragem de Orós, após o término de sua construção.

A frente da onda de cheia atingiu o oceano Atlântico, 340 km adiante, entre 4 e 7 dias depois da ruptura da barragem (ICOLD, 1974).



Figura 3.7 – Vista da barragem de Orós após o término de sua reconstrução

Fonte: CBDB, 1982

A evacuação de mais de 100.000 pessoas no vale do Jaguaribe foi iniciada no dia 22 de março pelo exército. A cidade de Jaguaribe, localizada 75 km a jusante da barragem, foi atingida em aproximadamente 12 horas depois do início da ruptura. O número de vítimas atribuído a esse

acidente varia significativamente, sendo que algumas fontes apresentam números da ordem de 1.000 mortos (JANSEN, 1980 *apud* BALBI, 2008).

3.2.3.7 Barragem de Vajont – Itália (1963)

Localizada a 100 km ao norte da cidade de Veneza, o projeto da barragem de Vajont teve o intuito de fornecer energia elétrica para as cidades de Milão, Turin e Modena, ao norte da Itália. Sua construção durou três anos e foi finalizada no ano de 1959. A estrutura da barragem é de concreto e em arco, possuindo uma altura total de 267 metros, sendo considerada uma das mais altas do mundo (SINGH, 1996).

O incidente envolvendo a barragem de Vajont não pode ser caracterizado como um evento de ruptura, pois a estrutura da mesma não entrou em colapso durante o evento crítico ocorrido no ano de 1963. Entretanto, o número de mortes ocorridas, devido à onda de cheia formada, pode ser descrito como um dos piores eventos de inundação ocorridos na Itália durante o século XX (DOOGE, 2004).

No dia 9 de novembro de 1963, uma massa de 260 hm³ de solo deslizou do lado esquerdo da montanha Toc para dentro do reservatório da barragem de Vajont. Esse deslocamento bloqueou o vale a montante do reservatório, numa extensão aproximada de 400 m. Neste momento, um volume de água de 50 hm³ foi elevado a mais de 26 metros acima do nível de água normal, em direção à ombreira direita, atingindo algumas edificações da vila de Casso. Uma onda para montante (mais de 700 metros) foi propagada em direção à vila de Erto, ocasionando a morte de 60 pessoas neste local. Outra onda propagou-se para jusante, galgando a crista da barragem. Essa massa de água alcançou uma altura máxima de 70 metros, atingindo em poucos minutos as cidades de Longarone, Castellavazzo, Pirago, Rivalta, Villanova e Faè, matando mais de 2.500 pessoas (HENDRON e PATTON, 1985). Em Longarone, que se localiza a menos de 2 km de distância do local do acidente, mais de 1.260 pessoas perderam a vida, o que correspondia a 94% de seus habitantes. A Figura 3.8 mostra uma vista da barragem antes e após o acidente.



Figura 3.8 – Vista da barragem de Vajont antes e depois do deslizamento de solo
Fonte: HENDRON e PATTON, 1985

3.2.3.8 Barragem Baldwin Hills – Estados Unidos (1963)

A barragem Baldwin Hills foi construída para o abastecimento de água de Los Angeles, no estado americano da Califórnia, entre os anos de 1947 e 1951, e tinha 12 anos quando rompeu, em 14 de dezembro de 1963. O reservatório tinha volume de 0,98 hm³, e era delimitado por diques de terra compactada em três de seus lados, com o quarto lado sendo fechado pelo maciço da barragem, de 71 m de altura e 198 m de comprimento (JANSEN, 1980).

O início do processo de ruptura foi repentino, e ocorreu após um significativo deslocamento atribuído à fraqueza de sua fundação, e não a sismos no local. A brecha iniciou-se pela infiltração de água pelo maciço, seguida de erosão tubular regressiva (*piping*) e, em quatro horas, já estava completamente desenvolvida. As consequências desastrosas dessa ruptura foram minimizadas porque o reservatório foi esvaziado tão logo o operador percebeu os primeiros indícios de infiltração. Cinco pessoas morreram, 41 casas foram destruídas e outras 986 danificadas (JANSEN, 1980).

A Figura 3.9 apresenta a brecha fotografada às 15:30 h, quando ainda não havia ocorrido o colapso da parte superior da barragem e a brecha tinha ainda a forma de um orifício.



Figura 3.9 – Ruptura da barragem Baldwin Hills, com vista da brecha parcialmente formada às 15:30 h

Fonte: ICOLD, 1974

3.2.3.9 Barragem de Buffalo Creek – Estados Unidos (1972)

A barragem de contenção de rejeitos da empresa Buffalo Mining Company, na Virgínia do Oeste, Estados Unidos, localizava-se no fundo do desfiladeiro de Middle Creek, um dos formadores do rio Buffalo. No dia 26 de fevereiro de 1972, a barragem rompeu depois de alguns dias de chuva. A ruptura do dique, de 540 metros de comprimento, liberou um volume de 0,6 hm³ em apenas 15 minutos. Grande quantidade de lama e rejeitos foi liberada com a água. A onda desceu o vale destruindo cerca de 500 casas, matando aproximadamente 120 pessoas e provocando prejuízos de aproximadamente 50 milhões de dólares (COLLISCHONN, 1997).

O caso de Buffalo Creek gerou um intenso debate na justiça em que os sobreviventes e o próprio Estado processavam a empresa, que particularmente mostrou descaso com a situação dos diques de contenção de rejeitos da mineração, exatamente nos dias que antecederam a tragédia, e depois atribuíram o caso a uma fatalidade. O acidente custou à empresa cerca de 15 milhões de dólares em causas judiciais (MOKHIBER, 1995 *apud* COLLISCHONN, 1997).

A ruptura foi razoavelmente documentada por meio de depoimentos de testemunhas e marcas da enchente, o que permitiu obter os dados necessários para simulações visando restituir os fatos e aprimorar modelos. Uma brecha de 90 metros formou-se no dique, de forma mais ou menos retangular, e de 13 metros de altura. O tempo de formação da brecha foi estimado em 5

minutos. A onda atingiu o vale em 27 km, até a confluência dos rios Buffalo e Guyandotte. (FREAD, 1991). A Figura 3.10 mostra uma vista aérea do local, um dia após o acidente.



Figura 3.10 – Vista aérea do local, um dia após o acidente de Buffalo Creek

Fonte: DAVIES *et al.*, 1972

3.2.3.10 Barragem de Teton – Estados Unidos (1976)

A barragem de Teton, de propriedade do Bureau of Reclamation dos Estados Unidos, localizava-se no rio Teton, no estado de Idaho, nos Estados Unidos. Foi construída nos anos de 1972 a 1975 com o objetivo de irrigar 450 km² e gerar 16 MW de eletricidade. A barragem era de terra, altura máxima de 93 metros e capacidade total de armazenamento do reservatório de 308 hm³ (SINGH, 1996).

No primeiro enchimento do reservatório, no dia 5 de junho de 1976, o talude de terra da barragem rompeu. A brecha formada na barragem de terra chegou a dimensões máximas de 46 metros de largura por 79 metros de altura (SINGH, 1996). A falha no talude da barragem foi se agravando devido ao carreamento de partículas do maciço de terra pelo fluxo descontrolado de jusante para montante (*piping*), como mostra a Figura 3.11.

O tempo de esvaziamento do reservatório foi de aproximadamente 4 horas. A vazão de pico defluente da brecha foi de 66.000 m³/s. A onda de cheia gerada causou a morte de 11 pessoas,

deixando mais de 25.000 desabrigados e milhões de dólares em prejuízo material (BRASIL, 2005).



Figura 3.11 – Vista do maciço da barragem de Teton, indicando o início e o final do processo de formação da brecha de ruptura

Fonte: FEMA, 2001

3.2.3.11 Barragens Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira – Brasil (1977)

As barragens de terra e enrocamento Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira (Limoeiro), de propriedade da CESP, foram construídas respectivamente nos anos de 1958 e 1966, no rio Pardo, no estado de São Paulo, e podem ser citadas como exemplo de ruptura em cascata. Os reservatórios de Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira tinham volumes de 13,6 hm³ e 25,9 hm³, e alturas de 53,0 metros e 35,0 metros, respectivamente (CBDB, 1982).

Depois de três semanas de chuva, culminando com cerca de 230 mm em 24 horas, no dia 20 de janeiro de 1977, uma cheia próxima à de projeto (cerca de 2.400 m³/s) atingiu a barragem de Euclides da Cunha, situada mais a montante. Um problema no controle das comportas do vertedouro impediu a liberação de vazão e o nível de água no reservatório subiu até ocorrer o galgamento. Uma lâmina de 1,2 metro passou por cima da barragem em um período de 4 horas. A erosão formou uma brecha no lado direito do talude e teve dimensões máximas de 131 metros de largura e 53 metros de altura. A onda atingiu, em poucos minutos, a barragem de Armando Salles de Oliveira, localizada 10 km a jusante, e atingiu 1,30 metro acima da crista desta barragem. O galgamento formou uma brecha de 168 metros de largura e 35 metros de altura em apenas 2 horas. A vazão de pico foi estimada em 7.000 m³/s (SINGH e SCARLATOS, 1988).

Um dos relatos estima em 4.000 o número de casas atingidas, sem provocar mortes (DOUBLE, 1977 *apud* COLLISCHONN, 1997).

A Figura 3.12 mostra a barragem Euclides da Cunha, antes e depois da ruptura.

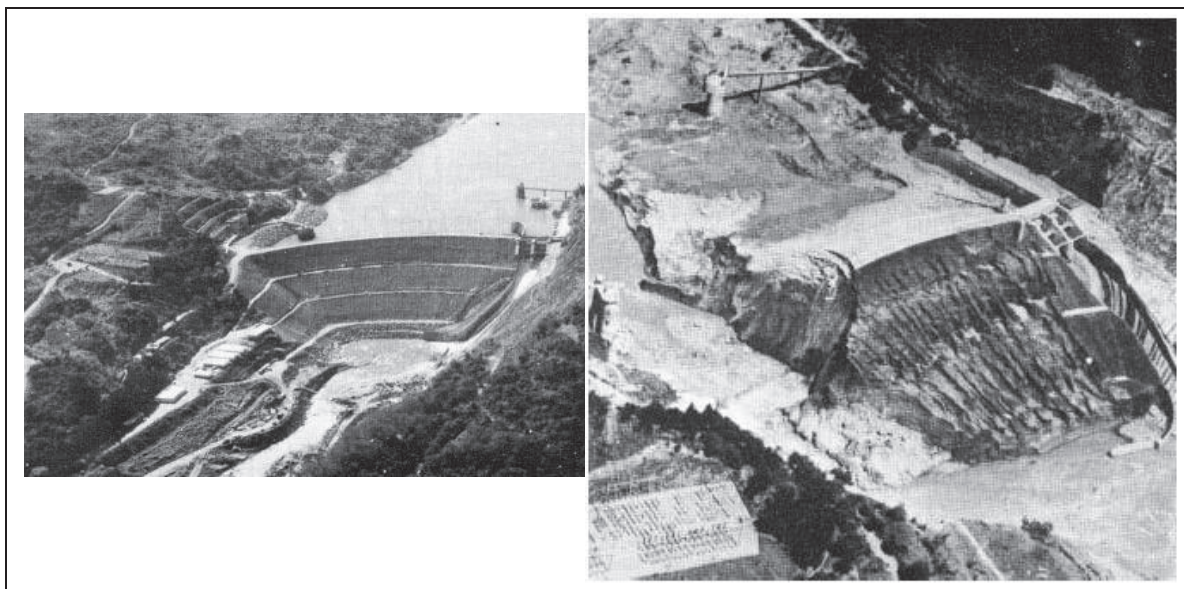


Figura 3.12 – Vista do barragem Euclides da Cunha, antes e depois da ruptura
Fonte: CBDB, 1982

3.2.3.12 Barragem de Tous – Espanha (1982)

A barragem de Tous era composta por uma parte de terra e outra de concreto gravidade, com altura máxima de 50 metros. Em 20 de outubro de 1982, a barragem rompeu após uma grande inundação que afetava toda a bacia do rio Júcar desde o dia anterior. Por uma série de falhas e imprevistos, as comportas dos extravasores, com capacidade para 7.000 m³/s, não puderam ser abertas até que fosse tarde demais, o que dificultou ainda mais o amortecimento da cheia que chegou a 9.000 m³/s. As águas começaram a galgar a barragem, que rompeu às 19:15 horas, produzindo uma onda de cheia de 16.000 m³/s, arrasando as comarcas de Ribera Alta e Ribera Baja. Os mortos superaram o número de 30 (BERMEJO, 2006 *apud* BALBI, 2008).

A Figura 3.13 mostra a barragem de Tous, antes e depois da ruptura.

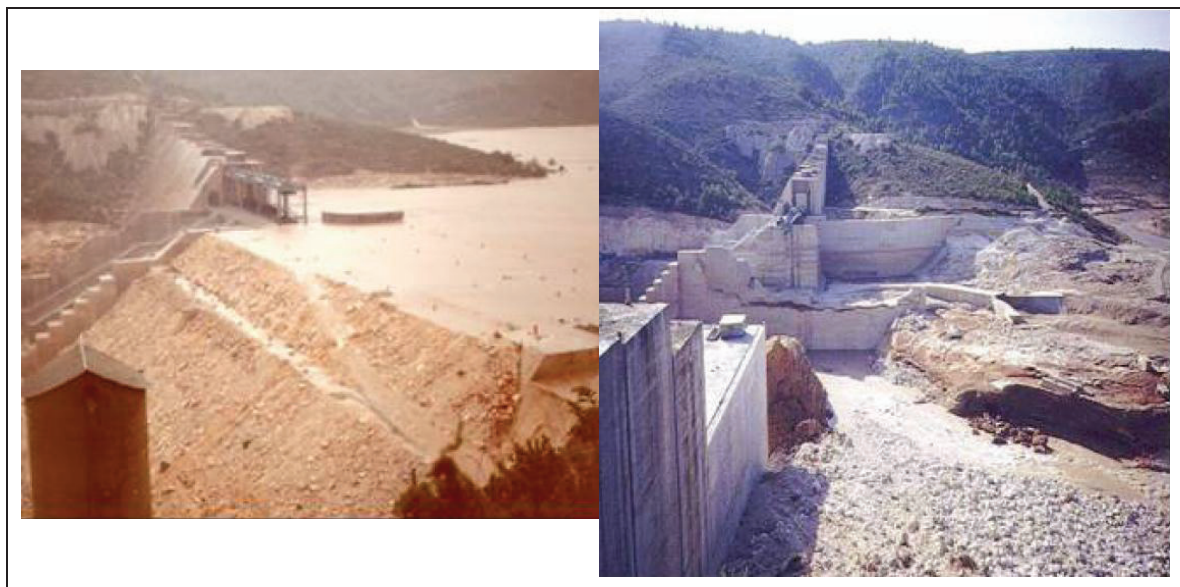


Figura 3.13 – Vista da barragem de Tous, antes e depois da ruptura

Fonte: DE CEA, 2006 *apud* BALBI, 2008

3.2.3.13 Barragem de Quail Creek – Estados Unidos (1988)

Entre 31 de dezembro de 1988 e 1º de janeiro de 1989, um dos diques formadores do reservatório de Quail Creek, no estado de Utah, nos Estados Unidos, rompeu, liberando cerca de 30 hm³. A cheia resultante provocou prejuízos diversos a várias comunidades do vale do rio Virgin (TRIESTE, 1992 *apud* COLLISCHONN, 1997).

A brecha do dique de terra de 23 metros de altura iniciou-se por entubamento (*piping*) e desenvolveu-se de modo que, em 12 horas, o colapso se tornou inevitável. A largura inicial da brecha foi de 30 metros e a altura de 23 metros no momento do colapso. Em 2 horas, a largura da brecha cresceu para 61 metros no topo. A vazão de pico liberada foi estimada em 2.332 m³/s. Cerca de 50 casas, 100 apartamentos, diversas pontes, um gasoduto e uma pequena barragem foram atingidos. Muitos animais, como cavalos e gado, foram mortos, e prédios em fazendas foram destruídos. A evacuação da área pode ser realizada de maneira eficaz, evitando perda de vidas humanas (TRIESTE, 1992 *apud* COLLISCHONN, 1997).

A Figura 3.14 mostra uma vista do local da barragem de Quail Creek após a ruptura.



Figura 3.14 – Vista área da barragem de Quail Creek após a ruptura

Fonte: BIEK, 1999

3.2.3.14 Barragem de rejeitos da mineração Rio Verde – Brasil (2001)

A barragem de contenção de rejeitos da mineração Rio Verde localizava-se no distrito de São Sebastião das Águas Claras (Macacos), município de Nova Lima, Minas Gerais. A disposição de rejeitos teve início ocupando uma antiga cava da mineração, que após totalmente preenchida foi alteada por mais 20 metros. No dia 22 de junho de 2001 o talude da barragem rompeu, formando uma onda de cheia que se estendeu por mais de 6 km a jusante, matando 5 trabalhadores da mineração (BRASIL, 2005).

A vegetação a jusante foi coberta por vários metros de lama. Postes da rede elétrica foram atingidos e uma adutora da água da COPASA, que era responsável pelo abastecimento de água de cerca de 100.000 pessoas em Belo Horizonte, rompeu-se. Além disso, a estrada que liga a BR-040 ao distrito de São Sebastião das Águas Claras foi interditada após o acidente, devido à lama e aos rejeitos de minério que se acumularam no local (BRASIL, 2005). Por se tratar de uma barragem de rejeitos de lavagem de minério de ferro, não houve contaminação com substâncias tóxicas, pois a lama era formada basicamente de finos de hematita e argilas.

A Figura 3.15 mostra a vista da barragem de rejeitos da mineração Rio Verde após a ruptura.



Figura 3.15 – Vista da barragem de rejeitos da mineração Rio Verde após a ruptura
Fonte: ÁVILA, 2008

3.2.3.15 Barragem de rejeitos da indústria de papel Cataguases – Brasil (2003)

A barragem de rejeitos da Indústria Papel Cataguases, localizada no município de Cataguases, Minas Gerais, rompeu no dia 29 de março de 2003. A ruptura despejou no córrego do Cágado, afluente do rio Pomba, cerca de 0,4 hm³ de seiva de eucalipto, conhecida como lixívia (FLORESTAL CATAGUASES, 2008).

A lixívia liberada pelo colapso do reservatório contaminou os rios Pomba e Paraíba do Sul e atingiu várias propriedades rurais. Apesar de não haver ocorrido vítimas associadas a esse desastre, o fornecimento de água foi interrompido em oito municípios dos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro, fazendo com que mais de 500.000 pessoas ficassem sem água por quase duas semanas (BRASIL, 2005). A Figura 3.16 mostra a barragem antes e depois da ruptura.



Figura 3.16 – Vista da barragem de rejeitos da Indústria Papel Cataguases antes e depois da ruptura

Fonte: MENESCAL *et al.*, 2005b

3.2.3.16 Barragem de Camará – Brasil (2004)

A barragem de Camará foi construída entre os anos de 2000 e 2002, em concreto compactado com rolo, com altura de 50 metros e comprimento da crista de 296 metros. O seu reservatório tinha capacidade de 26,5 hm³. Localizava-se na Paraíba, a cerca de 150 km da capital João Pessoa (BALBI, 2008).

No dia 17 de Junho de 2004, a barragem apresentou problemas na rocha de fundação da ombreira esquerda, abrindo um orifício que propiciou o esvaziamento de seu reservatório. Onze dias depois, a parte remanescente sobre o orifício também ruiu. A Figura 3.17 indica o local de abertura no corpo da barragem. No momento da ruptura, o reservatório liberou para jusante cerca de 17 hm³ (MENESCAL *et al.*, 2005b *apud* BALBI, 2008).

A água liberada pela barragem causou danos por cerca de 20 km a jusante. A onda de cheia gerada provocou 6 mortes, mais de 3.000 desabrigados e destruiu centenas de casas nas cidades de Mulungu e Alagoa Grande. O centro urbano de Alagoa Grande ficou isolado, sem energia e comunicação (VALENCIO, 2006). Foram atingidos também, mas com menor intensidade, os municípios de Araçagi, Alagoinha, Mamanguape e Rio Tinto.



Figura 3.17 – Vista da barragem de Camará após a ruptura, com o orifício que provocou o esvaziamento do reservatório, e a situação após 11 dias

Fonte: BARBOSA *et al.*, 2004

3.2.3.17 Barragem de rejeitos da mineração Rio Pomba – Brasil (2007)

A barragem de São Francisco, de propriedade da Mineração Rio Pomba Cataguases, localizava-se no município de Mirai, Minas Gerais, no córrego Bom Jardim, que é afluente do rio Muriaé. A barragem foi construída em aterro compactado, de solo argilo-arenoso, e tinha a finalidade de contenção de rejeitos provenientes da lavagem de bauxita.

Para descarga do fluxo normal, proveniente da água não reaproveitada dos rejeitos e das cheias, a barragem possuía um vertedouro, denominado “tulipa”, que se constituía de uma galeria horizontal conectada à torre inclinada. Essa estrutura provocou um acidente, com vazamento de lama, em março de 2006, pela abertura de uma brecha entre placas submersas, situadas na base da torre inclinada, após ter sido executado um alteamento do nível de água do reservatório. Após esse acidente, foi prevista a construção de um vertedouro de soleira livre (FEAM, 2007).

No dia 10 de janeiro de 2007, às 3:30 horas, ocorreu um novo acidente com a barragem de rejeitos, com a ruptura do maciço, despejando mais de 2 hm³ de argila e água no vale a jusante. A precipitação que causou o colapso da barragem foi de 121,3 mm em cerca de 4 horas. A causa provável da ruptura foi a erosão das paredes do vertedouro de emergência, localizado na ombreira direita. Esse vertedouro não possuía o revestimento adequado à

passagem do fluxo de água e, como consequência, a sua parede lateral de terra erodiu até provocar a ruptura da barragem (FEAM, 2007). A Figura 3.18 mostra o local do acidente.



Figura 3.18 – Vista da barragem de rejeitos da mineração Rio Pomba, após ruptura
Fonte: MENESCAL, 2007

Em Miraí, o município mais afetado, 765 moradores foram desalojados. Mas de 300 residências foram atingidas pelos rejeitos que, embora não fossem tóxicos, afetaram o abastecimento de água de inúmeras cidades a jusante, nos estados de Minas Gerais e Rio de Janeiro. Não houve registro de vítimas fatais decorrentes do acidente (BALBI, 2008). A Figura 3.19 mostra áreas inundadas em Miraí.



Figura 3.19 – Vista da área inundada em Miraflores

Fonte: ÁVILA, 2008

3.2.3.18 Barragem da PCH Apertadinho – Brasil (2008)

A barragem da Pequena Central Hidrelétrica Apertadinho, de propriedade da CEBEL – Centrais Elétricas Belém S.A., localizava-se a 30 km da cidade de Vilhena, Rondônia, no rio Comemoração, próximo à confluência com o rio Pimenta Bueno, que pertence a bacia do rio Madeira. A PCH tinha potência instalada de 30 MW, a barragem principal era de terra, com altura de 43 metros, comprimento da crista de 440 metros e volume máximo do reservatório igual a 31,74 hm³ (GALLWAY, 2008).

No dia 9 de janeiro de 2008, a PCH Apertadinho, que ainda estava em fase final de construção, rompeu, com a formação de uma brecha com cerca de 60 metros na ombreira direita da barragem, despejando cerca de 3 hm³ de água no rio Comemoração. Parte da água liberada pela ruptura ficou retida no reservatório da usina Rondon II, localizada 60 km a jusante. Não houve vítimas fatais, no entanto houve grande impacto ambiental na área a jusante, com destruição de 50 km de mata e assoreamento do rio, além de prejuízo material. As possíveis causas da ruptura seriam falhas durante as obras de construção da barragem. (CANALENERGIA, 2008). A Figura 3.20 mostra uma vista do local após a ruptura da PCH Apertadinho.



Figura 3.20 – Vista da área após a ruptura da PCH Apertadinho

Fonte: ABMS, 2008

3.2.3.19 Barragem de Situ Ginung – Indonésia (2009)

A barragem de Situ Ginung localizava-se em Ciputat, na região de Tangerang, cidade industrial localizada 20 km a sudoeste de Jacarta, capital da Indonésia. A barragem foi construída no rio Pesangrahan, em 1933, quando a Indonésia ainda vivia sob domínio holandês, tinha 10 metros de altura e volume de cerca de 2 hm³ (TERRA, 2009).

No dia 27 de março de 2009, a barragem de Situ Ginung rompeu, provavelmente por não suportar a quantidade de água causada por fortes e contínuas chuvas, associada à má conservação da barragem. Além das mortes (93 pessoas) e dos desaparecidos, mais de 400 casas ficaram submersas pelas águas. Cinco mil pessoas ficaram desabrigadas e cerca de 100 foram feridas por ondas de mais de 3 metros de altura que se formaram com a ruptura da barragem (TERRA, 2009). A Figura 3.21 mostra uma vista da barragem após a ruptura.

A maioria dos mortos estava nas áreas afetadas mais distantes da barragem. E os que moravam mais perto escutaram as sirenes de alarme e conseguiram fugir do local com mais facilidade (DIÁRIO CATARINENSE, 2009).



Figura 3.21 – Vista da barragem Situ Ginung após a ruptura

Fonte: GLOBO, 2009

3.2.3.20 Barragem Algodões I – Brasil (2009)

A barragem Algodões I localiza-se no rio Pirangi, município de Cocal, no estado do Piauí. A barragem é de responsabilidade da Empresa de Gestão de Recursos do Piauí (EMGERPI). Foi construída em 2001 com a finalidade de abastecimento de água e irrigação, e tinha volume acumulado de cerca de 51 hm³ (ZERO HORA, 2009).

No dia 27 de maio de 2009, por volta das 16 horas, a barragem Algodões I rompeu, liberando uma onda de cheia no rio Pirangi que aumentou o nível do rio em 5 metros e atingiu 11 povoados e os municípios de Cocal e Buriti dos Lopes, onde o rio deságua no rio Parnaíba. Segundo a Defesa Civil, mais de 2.900 pessoas foram afetadas, deixando 80 feridos e 11 mortos (O TEMPO, 2009). A Figura 3.22 mostra uma vista da barragem após a ruptura.



Figura 3.22 – Vista do maciço da barragem Algodões I após a ruptura

Fonte: CIDADE VERDE, 2009

3.2.4 Dados estatísticos sobre ruptura de barragens

O ICOLD apresentou em seu Boletim 99 (ICOLD, 1995) os resultados de um estudo de 179 casos históricos de ruptura de barragem e constatou que:

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

O Boletim 99 (ICOLD, 1995) apresenta ainda as seguintes conclusões:

- A porcentagem de rupturas de barragem diminuiu nas últimas 4 décadas (2,2% de falhas para barragens construídas até 1950 e 0,5% para barragens construídas após 1951);
- A maior parte dos casos de ruptura relatados ocorreu em barragens com menos de 10 metros de altura;
- O maior número de falhas (70%) ocorreu em barragens mais novas, ou seja, as falhas em geral ocorreram nos primeiros 10 anos de vida do empreendimento, em especial no primeiro ano;

- As barragens construídas nos anos de 1910 a 1920 apresentam percentualmente os maiores números de casos de ruptura;
- Para barragens de concreto, problemas envolvendo as fundações são os casos mais frequentes de ruptura;
- Para barragens de terra, o galgamento apresenta 49% dos casos de ruptura, seguido por erosão interna (*piping*), com 28%, e erosão interna das fundações, com 17%;
- Para outros tipos de barragem a causa mais frequente de ruptura é por galgamento, com 43% dos casos, e erosão interna das fundações, com 29%;
- A incapacidade de extravasão dos vertedouros durante a passagem de cheias extremas é a causa primária de ruptura em 22% dos casos analisados; e
- Um número maior de casos de ruptura está relacionado a barragens de terra e enrocamento, com 65% dos casos, quando comparado às barragens de concreto, com 7%.

Segundo Franzini e McCan (1988) *apud* Collischonn (1997), estatisticamente as rupturas segundo o tipo de barragem são distribuídos da forma apresentada na Figura 3.23, onde verifica-se que o maior número de rupturas é em barragens de terra (63%).

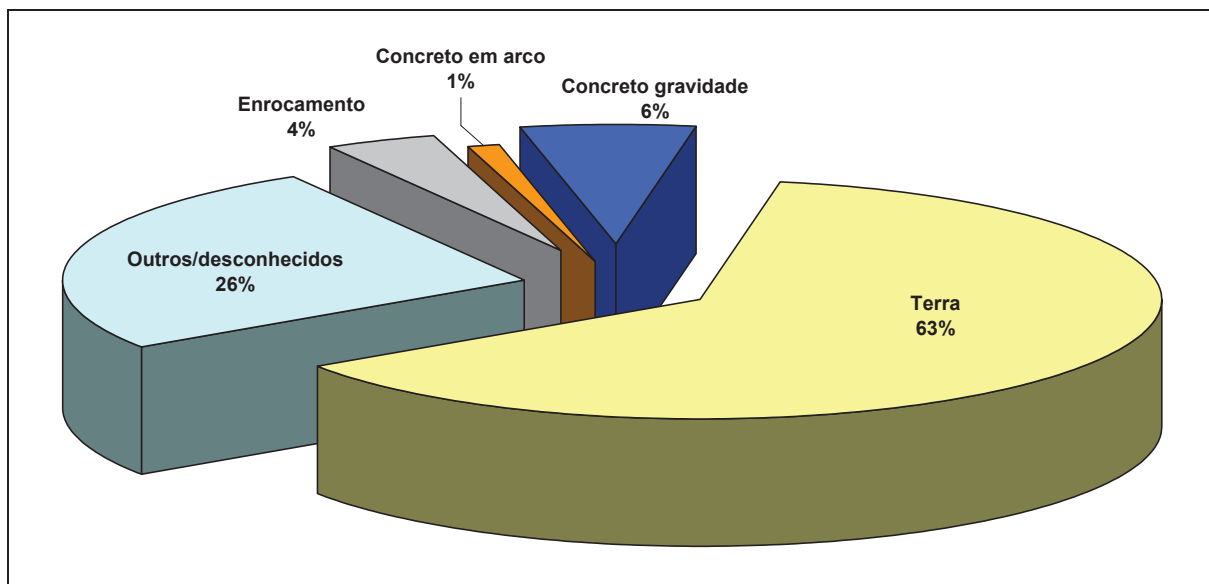


Figura 3.23 – Porcentagens dos tipos de barragem nas rupturas registradas

Fonte: FRANZINI e MCCAN, 1988 *apud* COLLISCHONN, 1997

A análise de frequência histórica vem sendo utilizada até hoje para estimar probabilidades de falha para barragens. Muitos levantamentos de ruptura de barragens foram publicados desde a

década de 50. Nenhum deles pode ser considerado completo, porém juntos representam a melhor informação disponível (BAECHER *et al.*, 1980).

Baecher *et al.* (1980) estimam o valor de 1×10^{-4} como a probabilidade de ruptura de barragens por ano para barragens de médio e grande porte nos Estados Unidos. Esse valor está baseado em um análise com barragens construídas após o ano de 1940.

Com o passar dos anos, e com os avanços tecnológicos da engenharia nos processos de projeto, construção e operação de barragens, espera-se a redução da probabilidade de falha de barragens. Marengo (1996) indica que a probabilidade de falha de barragens nos dias atuais é de 1×10^{-5} , portanto já inferior ao valor mencionado por Baecher *et al.* (1980).

De Cea (2006) apresenta o gráfico da Figura 3.24 correlacionando a probabilidade de ruptura à idade da barragem. Verifica-se que no início da vida útil da barragem, a probabilidade de falha é alta e está associada, principalmente ao primeiro enchimento do reservatório. Depois desse período, o risco diminui, mas após cerca de 30 anos de operação, a probabilidade de ruptura volta a crescer, devido ao envelhecimento da estrutura, o qual exige, mais obras de reabilitação.

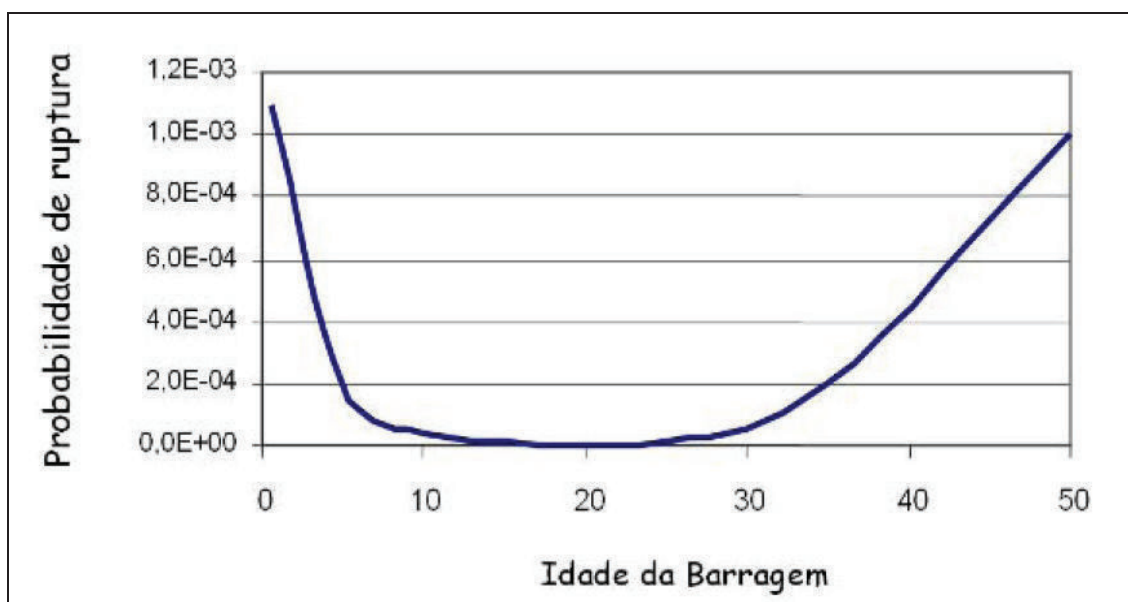


Figura 3.24 – Relação entre probabilidade de ruptura e idade da barragem

Fonte: DE CEA, 2006 *apud* BALBI, 2008

3.3 Cenários de ruptura

Um cenário de ruptura é uma combinação única de circunstâncias de um ambiente, tais como: evento iniciador, velocidade do vento, nível de água no reservatório, posicionamento das comportas, modo de ruptura, onda de cheia provocada pela ruptura e fatores que determinam a presença de pessoas no vale a jusante da barragem no momento da ruptura (BALBI, 2008).

Verifica-se que, para cada barragem, pode-se construir um número elevado de cenários. É necessário estabelecer um conjunto de cenários que viabilize o estudo e seja representativo das situações potencialmente mais graves a atingir o vale de jusante.

Viseu e Martins (1997) recomendam que sejam estabelecidos três cenários, sendo dois de ruptura hipotética da barragem e um de operação sob condições extremas, associados a uma cheia natural. Pode-se utilizar, ainda, mais um cenário de ruptura, no qual se considera a onda de cheia associada somente à ruptura da barragem ou “ruptura em dia seco” (NRM, 2002).

Brasil (2005) recomenda quatro cenários representativos para um estudo de ruptura, que são:

- **Cenário 1 ou cenário extremo de ruptura:** É o cenário que define a envoltória máxima para as áreas de risco a jusante, devendo ser utilizado para o estabelecimento do sistema de aviso e alerta e do plano de emergência;
- **Cenário 2 ou cenário de ruptura mais provável:** Este cenário ajusta-se melhor a uma situação real. Pode ser utilizado para fins de uso e ocupação do solo a jusante;
- **Cenário 3 ou cenário considerando somente a ruptura:** A onda de cheia é proveniente somente da ruptura da barragem e o hidrograma natural afluente ao reservatório é desconsiderado; e
- **Cenário 4 ou cenário de operação sob condições extremas:** Este cenário considera um evento de cheia que leva o sistema extravasor da barragem a um funcionamento em condições críticas, sem entretanto ocorrer o colapso da estrutura.

O ICOLD (1998) sugere uma metodologia para estudos de ruptura de barragens em quatro etapas, quais sejam:

- 1) Definição e simulação do evento de ruptura da barragem, com a elaboração do hidrograma de ruptura;

- 2) Propagação da onda de ruptura no vale a jusante da barragem por meio de modelos físicos e matemáticos;
- 3) Elaboração de mapas das áreas potencialmente inundáveis; e
- 4) Análise de risco e elaboração dos planos de emergência.

3.4 Formação da brecha

O processo de ruptura e formação da brecha é de grande influência para a magnitude, duração e forma do hidrograma de saída da barragem. Os tipos de barragem interferem significativamente nessas características e, segundo Fread e Lewis (1998), os reais mecanismos de ruptura de uma barragem não são bem entendidos, tanto para barragens de concreto quanto para as de terra. Os modelos de formação de brecha existentes podem ser divididos em: modelos baseados em equações empíricas, modelos físicos ou semi-físicos, modelos estocásticos e modelos paramétricos (ALMEIDA *et al.*, 2003).

Os principais parâmetros no processo de formação da brecha em uma barragem, de concreto ou de terra, são: a forma, a profundidade, largura final, tempo de formação e a taxa de crescimento da brecha. O processo de ruptura pode ser dividido em três componentes: localização da brecha, tempo/taxa de desenvolvimento da brecha, e predição do fluxo através da brecha (MONTE-MOR, 2004).

Chauhan *et al.* (2004) ressaltam que o tamanho e o tempo de formação da brecha dependem da forma da barragem, do tipo da estrutura, da topografia do local de implantação do empreendimento, das características de fundação do barramento, das propriedades do material de construção utilizado na obra, da carga existente no reservatório e do volume armazenado no momento da ruptura, o que explica as dificuldades de previsão da forma e das dimensões da brecha no decorrer da ruptura.

As limitações e incertezas no processo de formação da brecha afetam significativamente a definição da taxa de escoamento da água e o potencial de inundação a jusante (MORRIS e GALLAND, 2000).

Para uma barragem de concreto pode-se considerar a ruptura total e instantânea da barragem como uma ocorrência dominante. Já para uma estrutura de terra, o mais adequado é considerar

uma ruptura progressiva causada pela passagem de água sobre a crista da barragem ou pela erosão interna (*piping*) do maciço da mesma (ICOLD, 1995).

Segundo Morris e Galland (2000), para barragens que possuem uma estrutura em concreto, fica claro que o processo de ruptura será relativamente mais rápido em relação à formação de uma brecha em uma barragem de terra. Para barragens de concreto em arco, por exemplo, a tendência é que ocorra um colapso completo. Já para barragens de concreto em gravidade ou em contra-forte, o tamanho da brecha fica limitado a alguns blocos monolíticos. Segundo MacDonald e Langridge-Monopolis (1984), uma aproximação típica para barragens em concreto em arco é assumir o tempo de formação total da brecha na ordem de 10 minutos e as dimensões da brecha próximas às dimensões máximas da estrutura. O guia de segurança de barragens do Departamento de Ecologia do Estado de Washington, Estados Unidos (DEPARTMENT OF ECOLOGY, 1995), recomenda que, para barragens de concreto tipo contraforte ou arco, o tempo de ruptura deve variar entre 0 e 6 minutos. Por sua vez, a Eletrobrás (ELETROBRÁS, 2003), em seu manual de critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas, indica que para uma barragem de concreto em contraforte, o tempo de ruptura pode ser assumido entre 6 e 18 minutos. Collischonn e Tucci (1997) afirmam 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 áreas muito próximas da barragem.

Para barragens de terra, existem modelos específicos para modelagem da formação da brecha de ruptura. Dentre eles, cita-se o modelo BREACH (Fread, 1985), que faz correlações entre parâmetros hidráulicos, morfológicos e geotécnicos.

Para as barragens de concreto, não existe uma metodologia específica para prever o crescimento da brecha ao longo da estrutura da barragem. Na Tabela 3.6 é apresentada uma proposta para parâmetros de formação de brecha em barragens de concreto, que é utilizada no Reino Unido (DOE, 1991 *apud* Morris e Galland, 2000).

Tabela 3.6 – Parâmetros de formação de brecha para barragens de concreto

Tipo de barragem	Comprimento médio da brecha (m)	Tempo de ruptura (horas)
Arco concreto	$0,8 B_d < B_b < 1,0 B_d$	Instantâneo
Múltiplo arco ou contraforte	$0,6 B_d < B_b < 0,8 B_d$	Instantâneo
Arco gravidade	$0,5 B_d < B_b < 0,8 B_d$	Instantâneo
Gravidade	$B_b < 0,5 B_d$	0,2

Onde:

B_b - Comprimento médio da brecha (m)

B_d - Comprimento da crista da barragem (m)

O termo ruptura instantânea pode ser compreendido como uma ruptura rápida, considerando um período de até 30 segundos

Fonte: DOE, 1991 *apud* MORRIS e GALLAND, 2000

Prever se um colapso de uma barragem de terra vai ocorrer por galgamento ou por *piping* é considerado um processo difícil. A forma mais frequente das brechas, segundo dados históricos, é a trapezoidal (FROEHLICH e TUFAIL, 2004). A Figura 3.25 indica o processo de formação da brecha e as variáveis geométricas envolvidas.

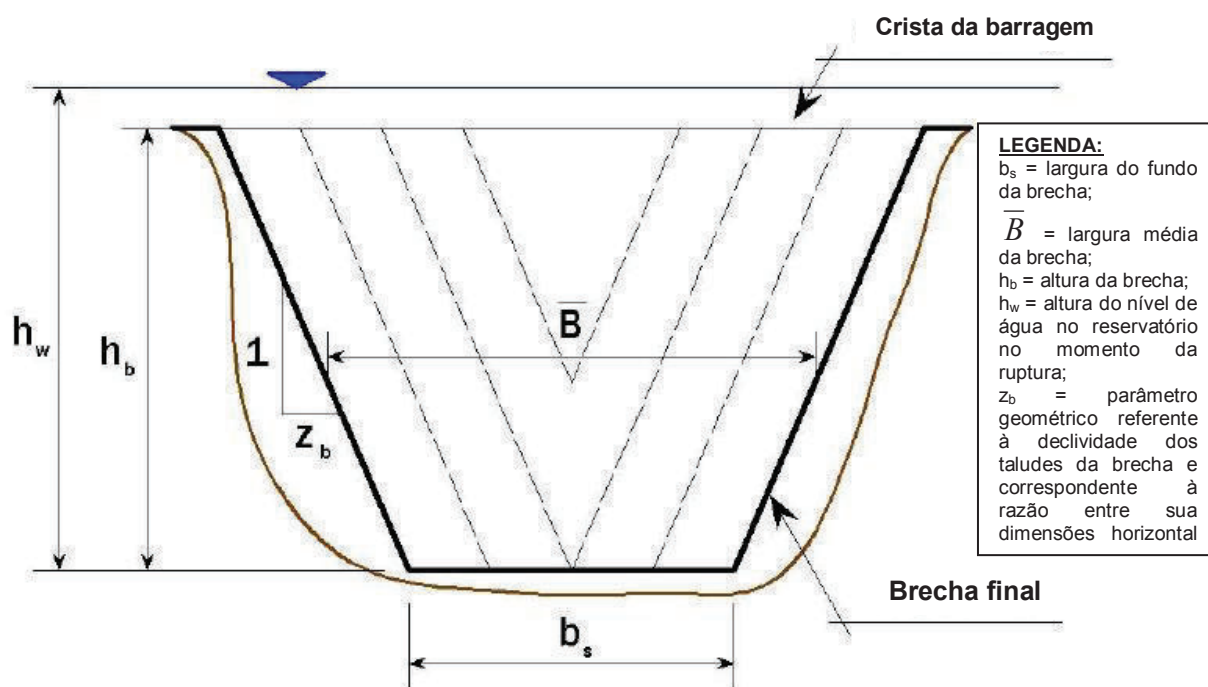


Figura 3.25 – Vista frontal de uma barragem mostrando o processo de formação de uma brecha

Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

De maneira simplificada, pode-se utilizar uma formação da brecha a partir de casos históricos similares ao caso estudado ou formulações mais robustas que consideram o desenvolvimento da brecha com base em princípios da hidráulica, do transporte de sedimentos e da mecânica dos solos (WAHL, 2001).

A Tabela 3.7 apresenta alguns parâmetros propostos para determinar as características de formação da brecha.

Tabela 3.7 – Variação dos possíveis valores para as características da brecha

Tipo de barragem	Comprimento da brecha B_b	Componente horizontal da declividade dos taludes da brecha (H) H:1V	Tempo de ruptura t_r (horas)	Referência
Concreto gravidade	blocos monolíticos	Vertical	0,1 a 0,5	USACE (1980)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,3	FERC (1988)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,2	Fread (2006)
	Usualmente < 0,5 L	Vertical	0,1 a 0,3	ELETROBRÁS (2003)
Concreto em arco	L	Declividade do vale	< 0,1	USACE (1980)
	L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	FERC (1988)
	0,8 L a L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	Fread (2006)
	L	Entre 0 e a declividade do vale	< 0,1	ELETROBRÁS (2003)
Terra / Enrocamento	(0,5 a 3,0) x H	Entre 0 e 1	0,5 a 4,0	USACE (1980)
	(1,0 a 5,0) x H	Entre 0 e 1	0,1 a 1,0	FERC (1988)
	(2,0 a 5,0) x H	Entre 0 e 1	0,1 a 1,0	Fread (2006)
	(2,0 a 4,0) x H	Entre 0,25 e 1	0,1 a 1,0	ELETROBRÁS (2003)

Onde:

H - altura da barragem (m)

L - Comprimento da crista da barragem (m)

Fonte: USACE, 1980 *apud* GEE e BRUNNER, 2007

3.5 Determinação do hidrograma de ruptura

Para simular o evento de ruptura, é necessário primeiramente determinar a vazão de pico e elaborar o hidrograma da vazão defluente no momento da ruptura. As características principais a serem determinadas referem-se à forma da brecha e o tempo de formação da mesma.

Por meio de formulações matemáticas deduzidas de modo empírico, pode-se determinar a vazão de pico defluente devido à ruptura, em função das características da barragem (altura,

comprimento da crista, volume do reservatório etc) e da brecha de ruptura (largura, altura e tempo de formação). A Tabela 3.8 apresenta equações empíricas utilizadas para a determinação da vazão de pico.

Tabela 3.8 – Equações empíricas para determinação da vazão de pico

Autores	Vazão de pico	Característica
Lou (1981) <i>apud</i> Mascarenhas (1990)	$Q_p = 7,683H_d^{1,909}$ (3.2)	Equação baseada na análise de 19 diferentes casos de ruptura de natureza diversa
Hagen (1982)	$Q_p = 1,205(H_d V)^{0,48}$ (3.3)	Equação baseada em observações de valores relativos a casos já ocorridos de ruptura
Saint-Venant (-) <i>apud</i> USACE (1997)	$Q_p = \frac{8}{27} B_d \sqrt{g} Y_{\text{médio}}^{\frac{3}{2}}$ (3.4)	Equação desenvolvida por Saint Venant para o caso de remoção instantânea e total do barramento
Schoklistch (1917) <i>apud</i> ICOLD (1998)	$Q_p = \frac{8}{27} \left(\frac{B_d}{B_b} \right)^{1/2} B_b \sqrt{g} Y_{\text{médio}}^{\frac{3}{2}}$ (3.5)	Equação considerando a situação em que a ruptura ocorre em parte da crista de uma barragem
USBR (1982) <i>apud</i> USBR (1987)	$Q_p = 19H_d^{1,85}$ (3.6)	Equação baseada em dados coletados de vazões de pico históricas e da profundidade da lâmina de água no reservatório no momento da ruptura
Singh (1996)	$Q_p = 1,7B_b H_b^{\frac{3}{2}}$ (3.7)	De acordo com Singh (1996), o escoamento que passa pela brecha pode ser assumido como análogo ao escoamento que passa por um vertedouro retangular de soleira espessa
Wetmore e Fread (1981) <i>apud</i> French (1985)	$Q_p = 1,7B_b \left\{ \frac{1,94 \frac{A_s}{B_b}}{T_p + \left[\frac{1,94 A_s}{(B_b \sqrt{H_d})} \right]} \right\}^3$ (3.8)	Equação considerando a formação de uma brecha retangular, desenvolvendo-se em um intervalo de tempo (t)

onde: Q_p - descarga máxima defluente da barragem em ruptura (m^3/s); V - volume do reservatório para o NA máximo (m^3); A_s - área do reservatório para o NA máximo (m^2); B_d - largura da barragem (m); H_d - altura da barragem (m); B_b - largura final da brecha (m); H_b - altura final da brecha (m); $Y_{\text{médio}}$ - profundidade média no reservatório no instante da ruptura (m); T_p - tempo para desenvolvimento da brecha (s); g - aceleração da gravidade, igual a $9,81 m/s^2$.

Os valores obtidos por essas formulações empíricas constituem-se em estimativas do que pode ocorrer em um caso real de ruptura de barragem. Contudo, no momento de escolha dessa ou daquela equação para o cálculo da vazão de pico, devem ser consideradas tanto a natureza

do problema em estudo, como também o critério de segurança a ser adotado para cada caso de aplicação (MASCARENHAS, 1990).

Salienta-se que valores discrepantes de estimativas de vazões de pico associadas à ruptura de barragens são encontradas na literatura. Por exemplo, Wahl (1988), com base em estudos de caso, apresenta relações gráficas entre as vazões máximas de ruptura e:

- a) a altura da barragem e a profundidade de água no momento da ruptura (Figura 3.26);
- b) o volume total do reservatório e o volume armazenado acima do fundo da brecha (Figura 3.27); e
- c) o produto de variáveis de altura e de volume (Figura 3.28).

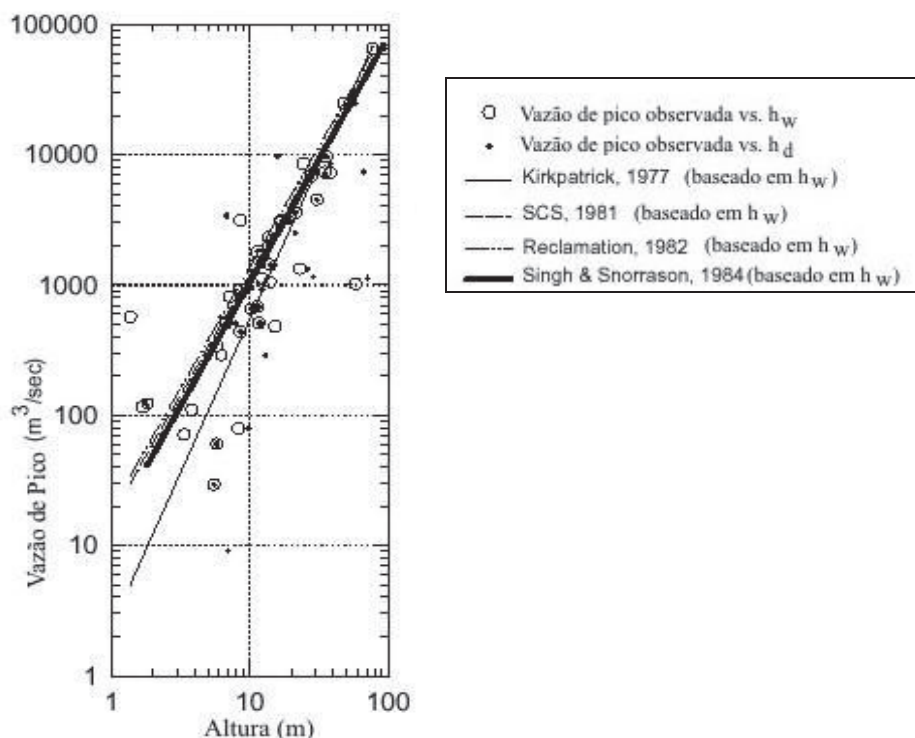


Figura 3.26 – Relação da vazão máxima de ruptura em função de parâmetros de altura – altura da barragem (h_d) e altura de água na barragem no momento da ruptura (h_w)
Fonte: WAHL, 1998

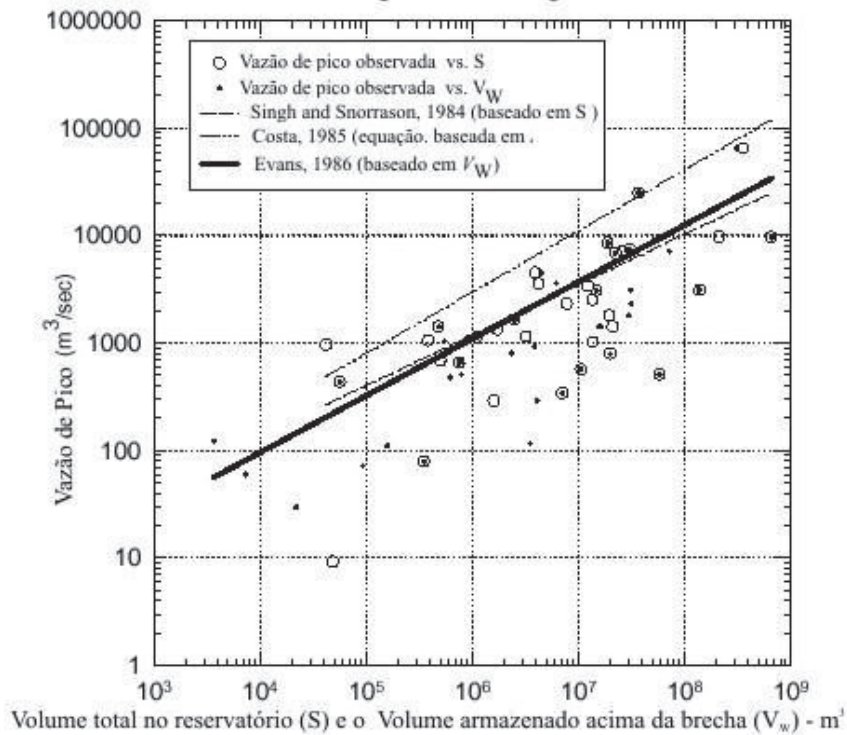


Figura 3.27 – Relação da vazão máxima de ruptura em função de parâmetros de volume – volume total do reservatório (S) e volume armazenado acima do fundo da brecha (V_w)
 Fonte: WAHL, 1998

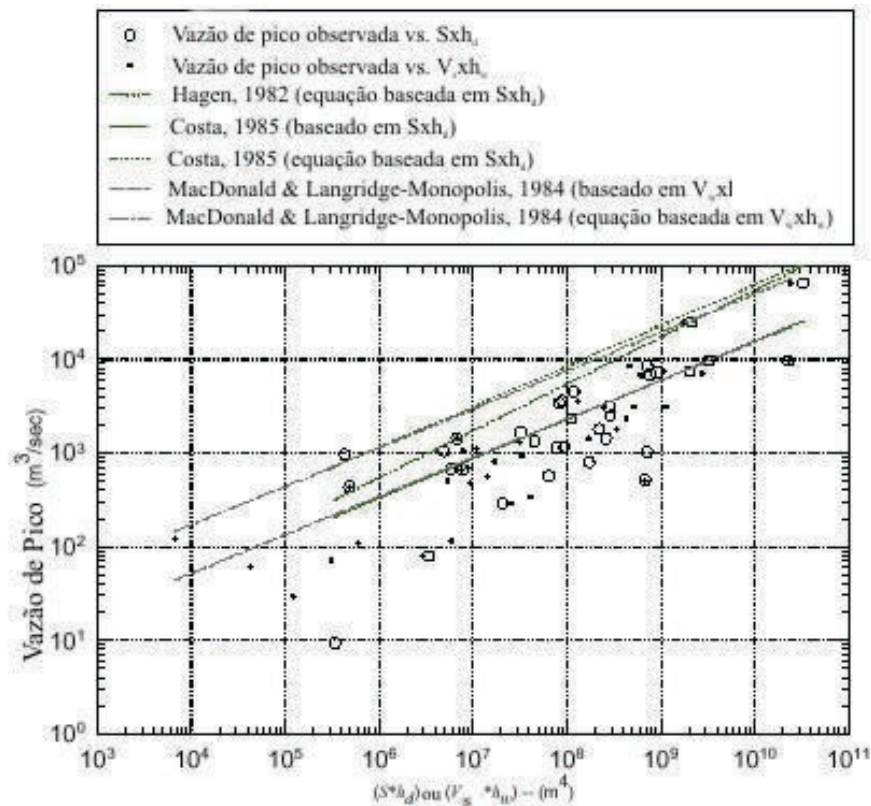
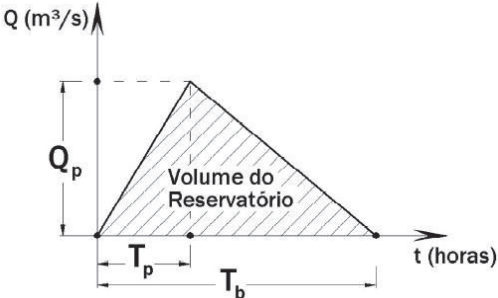
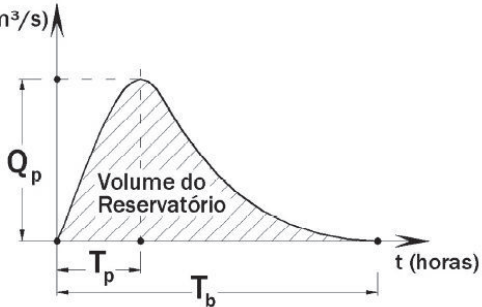


Figura 3.28 – Relação da vazão máxima de ruptura em função do produto dos parâmetros de altura e volume

Fonte: WAHL, 1998

Para representar o tempo de esvaziamento do reservatório, tipos simplificados de hidrograma podem ser usados, como o hidrograma triangular simplificado (MASCARENHAS, 1990) e o hidrograma parabólico (BARFIELD *et al.*, 1981 *apud* WALTHER, 2000). Esses hidrogramas de ruptura são apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Hidrogramas de ruptura

Autores	Hidrograma
Hidrograma triangular simplificado (MASCARENHAS, 1990)	 $Q_p = \frac{2V}{T_b} \quad (3.9)$ $Q(t) = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right), \text{ para } 0 \leq t \leq T_p \quad (3.10)$ $Q(t) = Q_p - Q_p \left(\frac{t - T_p}{T_b - T_p} \right), \text{ para } t \geq T_p \quad (3.11)$
Hidrograma com decaimento parabólico (BARFIELD <i>et al.</i> , 1981 <i>apud</i> WALTHER, 2000)	 $Q(t) = Q_p \left[\left(\frac{t}{T_p} \right) e^{\left(1 - \frac{t}{T_p} \right)^k} \right] \quad (3.12)$

onde: Q_p - vazão de pico defluente da ruptura da barragem (m^3/s); V - volume do reservatório da barragem no momento da ruptura (m^3); T_p - tempo de pico do hidrograma (s); T_b - tempo de base do hidrograma (s); t - variável independente relativa ao tempo (s); k - fator de ponderação, que é calibrado de tal modo que o volume do hidrograma de ruptura seja igual ao volume do reservatório (valores entre 0,01 a 0,5)

Percebe-se o grau de variabilidade nos dados referentes aos estudos de caso utilizados, quando as vazões máximas de ruptura são relacionados a parâmetros de altura da barragem e de volume do reservatório (ou a combinação desses parâmetros). Nota-se, ainda, que essas vazões variam em pelo menos uma ordem de grandeza na maioria dos dados disponíveis.

3.6 Modelagem da onda de ruptura

O escoamento resultante da ruptura de uma barragem envolve fenômenos hidráulicos muito complexos e de difícil caracterização matemática, pois esse tipo de escoamento é tipicamente tridimensional, com grande variação das grandezas hidráulicas no tempo e no espaço (MONTE-MOR, 2004).

O objetivo de se utilizar um modelo hidrodinâmico de propagação de um hidrograma de ruptura é simular o movimento da onda de cheia ao longo do vale a jusante da barragem. As informações fundamentais necessárias em qualquer ponto de interesse na área de inundação são (MORRIS, 2000):

- O tempo de chegada da onda de ruptura;
- O tempo de chegada do nível de água máximo atingido;
- As profundidades e velocidades da onda de ruptura, para diferentes seções de interesse do vale a jusante; e
- A duração da inundação.

Existem diversos modelos de simulação do escoamento provocado pela ruptura de uma barragem no vale a jusante, sendo que os mesmos divergem na sua aplicabilidade, precisão, robustez, estabilidade e complexidade. O resultado obtido na simulação pode ser influenciado por diversos fatores, tais como: hipóteses adotadas, esquemas numéricos de resolução, condições de simulação (iniciais e de contorno) e dados de entrada (VISEU e RAMOS, 1999).

Os modelos para simulação do escoamento podem ser classificados em cinco tipos, por ordem crescente de precisão:

- Modelos simplificados;
- Modelos hidrológicos;

- Modelos hidrodinâmicos unidimensionais (1D);
- Modelos hidrodinâmicos bidimensionais (2D); e
- Modelos físicos tridimensionais (3D).

Segundo Morris e Galland (2000), os modelos hidrodinâmicos unidimensionais (1D) são os indicados para a maioria dos casos práticos, pois possuem uma interface mais simples de utilização e apresentam uma boa precisão de resultados.

Em vales de características topográficas e de ocupação pouco complexas, nos quais o escoamento na planície de inundação segue a mesma direção daquela imposta pelo leito principal do curso de água, a simulação unidimensional do escoamento resulta em uma aproximação adequada do fenômeno físico (VISEU *et al.*, 1999). Em caso distintos desses, em locais com amplas planícies de inundação e áreas urbanizadas, a simulação unidimensional deixa de ser válida, por ser impossível definir um eixo de escoamento, e torna-se necessário adotar a simulação bidimensional do escoamento.

Os modelos hidrodinâmicos bidimensionais (2D) apresentam melhores resultados para áreas com planícies de inundação preponderantes, tributários, cursos de água com transições bruscas e locais com presença de pontes ou outras estruturas hidráulicas. Entretanto, esses modelos são geralmente aplicados para pequenas áreas de interesse, pois requerem uma maior capacidade de memória computacional para as simulações e uma melhor representação da topografia do local (MORRIS e GALLAND, 2000).

Cunge *et al.* (1980) relatam que, dentre as características citadas, o principal critério que orienta a decisão por uma representação unidimensional ou bidimensional é a natureza da planície de inundação. A modelagem bidimensional é a mais adequada se as características do vale a jusante, ou de áreas específicas, foram tais que o escoamento não apresente uma direção preferencial de escoamento.

Atualmente, há inúmeros modelos de simulação disponíveis para ruptura de barragens. A Tabela 3.10 apresenta alguns dos modelos mais conhecidos.

Tabela 3.10 – Modelos de simulação para ruptura de barragens disponíveis mundialmente

	Modelo	Organização / Suporte
1D	HEC-RAS	USACE
	MIKE 11	DHI
	DAMBRK	NWS
	SMPDBK	NWS
	FLDWAV	NWS
	Hydro 1D	Mott MacDonald
	InfoWorks RS	Wallingford Software
	ISIS	Wallingford Software
	BOSS DAMBRK	Boss International
	SOBEK	WL/Delft Hydraulics
	DBK 1	IWHR, China
	Cliv PLUS	EPUSP
	HAESTED DAMBRK	HAESTED METHODS
	LATIS	Tams
	TVDDAM	Royal Institute of Technology
	RUBAR 3	Cemagref
	CASTOR	Cemagref
	SOBEK	Delft Hydraulics
	DYNET - ANUFLOOD	ANU - Reiter Ltd
	RECAS	ENEL Centro di Ricerca Idraulica
STREAM	ENEL Centro di Ricerca Idraulica	
FLORIS	ETHZ	
RUPTURE	EDF - Ladoratoire National Hydraulique	
DAMBRK-UK	Binnie & Partners	
2D	MIKE 21	DHI
	JFLOW	Jeremy Benn Associates
	Hydro 2D	Mott MacDonald
	DIVAST	Cardiff University
	DelftFLS	Delft Hydraulics
	SMS	USACE, EMRL e FHWA
	DBK 2	IWHR, China
	FLOOD 2D	ENEL Centro di Ricerca Idraulica
	2D-MB	ETHZ
	RUBAR 20	Cemagref
	DYX. 10	Consulting Engineers Reiter Ltd
	TELEMAC-2D	EDF - Ladoratoire National Hydraulique
3D	MIKE 3	DHI
	Hydro 3D	Mott MacDonald
	Delft 3D	Delft Hydraulics
	FLUENT	FLUENT
	TRIVAST	Cardiff University
	TELEMAC-3D	EDF - Ladoratoire National Hydraulique

Segundo Rubís (2006), o modelo mais utilizado para a simulação de ruptura de barragens é o NWS DAMBRK, que possui uma versão mais atualizada, o NWS FLDWAV. Atualmente, o HEC-RAS vem tendo um grande emprego em casos práticos, já que sua versão mais atual possui um módulo que permite a simulação de ruptura e a modelagem de escoamento não-permanente. Ambos os modelos são gratuitos e possuem a mesma base teórica, ou seja, resolvem as equações completas de Saint-Venant.

O escoamento resultante da ruptura de uma barragem envolve fenômenos de difícil caracterização matemática e de grande variação das grandezas hidráulicas no tempo e no espaço. Assim, a utilização de um modelo hidrodinâmico de propagação de um hidrograma de ruptura objetiva simular o movimento da onda de cheia ao longo do vale a jusante da barragem. Essa simulação possibilita determinar as profundidades, as velocidades e o tempo de chegada do pico do nível de água, permitindo estimar o dano potencial e a duração da inundação.

Dentre as ferramentas existentes para a modelagem de propagação de cheia em condições de ruptura de barragens, para o desenvolvimento desta pesquisa, foram selecionados dois modelos que vêm tendo grande emprego em casos práticos, quais sejam:

- o modelo FLDWAV, o qual substitui os modelos NWS DAMBRK e DWOPER, todos desenvolvidos pelo National Weather Service (NWS). O Software FLDAT (*NWS Flood Wave Analysis Tool*) realiza o pré e o pós-processamento de dados para o modelo FLDWAV, e o NWS FLDGRAF desenvolve a visualização gráfica dos resultados gerados pelo modelo; e
- o modelo HEC-RAS, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center do U. S. Army Corps of Engineers dos Estados Unidos (USACE), em sua versão 3.1.3.

Esses modelos hidrodinâmicos permitem o cálculo do escoamento não-permanente, possuem a mesma base teórica e usam as técnicas numéricas baseadas na solução das equações completas unidimensionais de Saint-Venant, por meio de métodos implícitos de diferenças finitas. A escolha desses modelos se justifica pelo fato de serem atualmente os modelos mais utilizados em estudos práticos, além de serem disponibilizados gratuitamente.

3.6.1 Modelo FLDWAV

O NWS FLDWAV é um modelo unidimensional de cálculo de propagação de cheia para a simulação de fluxo não-permanente, desenvolvido pelo National Weather Service (NWS), substituindo os modelos NWS DAMBRK e DWOPER.

O DAMBRK (*Dam Break Flood Forecasting Model*) é um modelo usado para prever em tempo real uma cheia natural e/ou aquela resultante da ruptura de uma barragem. Suas principais limitações são o confinamento da análise de fluxo por meio de um curso de água simples e a fixação das ordens do programa computacional tanto para o número de passos de tempo quanto para o número de seções transversais, limitando o comprimento do trecho do rio que pode ser simulado.

O DOWPER (*The Dynamic Wave Operational Model*) é um modelo com aplicações vastas em rios com características físicas variáveis como: geometria irregular, parâmetros de rugosidade variáveis, afluências laterais, armazenamento, perdas localizadas, efeitos do vento e operação de barragens e eclusas. Suas principais limitações incluem a incapacidade de interpolar automaticamente seções transversais quando necessário, controlar fluxos supercríticos ou regimes de fluxo misto, e modelar rupturas de barragens e controle de vazão em reservatórios.

Os modelos NWS DAMBRK e DWOPER, embora possam ser considerados robustos, possuem limitações que impedem sua flexibilidade. Desta forma, o modelo NWS FLDWAV foi desenvolvido para permitir a utilização das capacidades combinadas desses modelos e também permitir a simulação de novas características hidráulicas.

O NWS FLDWAV é um modelo hidrodinâmico capaz de determinar as elevações de nível de água e descarga em locais específicos ao longo de um curso de água, sujeito a escoamento não-permanente. O modelo é baseado nas equações completas de Saint-Venant, que permite representar junto com as equações de contorno, a variação rápida do fluxo em estruturas como barragens, pontes e diques. A resolução dessas equações é feita pelo método das diferenças finitas, utilizando o esquema implícito de quatro pontos.

Neste modelo, o escoamento pode ocorrer em um único curso de água ou em um sistema de cursos de água interligados, incluindo aqueles nos quais os efeitos de sinuosidade são

consideráveis. O fluxo pode variar de newtoniano (água) para não newtoniano (lama/escombros, rejeitos de mineração) e também pode mudar livremente, no tempo e no espaço, de subcrítico para supercrítico ou vice-versa. Para isso, é utilizada uma técnica denominada Inércia Parcial Local (LPI), que adiciona um fator de inércia na equação da quantidade de movimento durante o processo de simulação.

O modelo FLDWAV possui como sua componente essencial um algoritmo de cálculo computacional hidráulico que possibilita a determinação da extensão e do tempo de ocorrência de uma inundação no rio, quando nesse se verificam hidrogramas de fluxo não-permanente. O hidrograma calculado é modificado ao longo do trecho simulado devido a diversos fatores, tais como: o efeito do armazenamento das planícies de inundação, a resistência da rugosidade do canal ao fluxo, as componentes da aceleração da onda de cheia, a perda/ganho de fluxo, a contração e/ou expansão do canal, e as estruturas de controle de fluxo (SYLVESTRE e SYLVESTRE, 2002). Essas modificações na onda de inundação são manifestadas como: atenuações na magnitude do pico da inundação, na sua extensão ou na dispersão temporal do volume da onda de inundação; e mudanças na celeridade (velocidade de propagação) ou no tempo de viagem da onda de inundação.

As informações necessárias para executar o FLDWAV são descritas a seguir:

- Condição de contorno de montante (hidrograma de montante);
- Condição de contorno de jusante (cotograma ou curva chave de escoamento permanente);
- Seções transversais ao longo do curso de água (seções topobatimétricas);
- Informações sobre as estruturas hidráulicas (barragens, pontes, diques); e
- Coeficientes de rugosidade das seções.

Com essas informações, o FLDWAV encontra simultaneamente os valores de profundidade (y) e vazão (Q) em cada seção escolhida, ao longo do curso de água, para cada intervalo de tempo durante o período estipulado para a simulação. No entanto, segundo Fread e Lewis (1998), o modelo possui limitações, incluindo as descritas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Limitações do modelo FLDWAV

Limitação	Descrição
Equações que regem o modelo	As equações que regem o FLDWAV para o cálculo do hidrograma (fluxo não-permanente) são as equações unidimensionais de Saint-Venant. Entretanto, podem existir locais onde o fluxo possui características bidimensionais, isto é, a velocidade de fluxo e a elevação do nível de água variam também na direção perpendicular à direção x. Negligenciar a natureza bidimensional do fluxo pode ser um fator limitante para representar situações onde o escoamento expande e achata na planície de inundação.
Perda de volume	Há incertezas associadas às perdas devido à infiltração e ao armazenamento que podem ocorrer no trecho simulado. Embora possam ser consideradas significativas, são usualmente negligenciadas.
Inundação devido à ruptura da barragem	As incertezas associadas aos parâmetros da brecha causam variações no perfil da elevação do pico da cheia e no seu tempo de viagem. Nessas inundações, há o transporte de grandes quantidades de escombros, os quais podem obstruir e/ou contrair uma seção transversal. Em seções como pontes, esses escombros podem restringir parcialmente ou completamente o fluxo.
Incertezas no número de Manning	As incertezas relativas à seleção do número de Manning podem ser bastante significativas para inundações associadas à ruptura de barragens devido à grande magnitude do fluxo da cheia, que atinge partes da planície que podem ter sido inundadas alguma vez ou nunca terem sido. O efeito do transporte de escombros também pode alterar o número de Manning.
Suposição do leito	As altas velocidades do fluxo associadas às inundações devido à ruptura de uma barragem podem causar uma significativa degradação no canal aluvial. Observa-se que no modelo FLDWAV essa ampliação na seção transversal do canal é negligenciada.

Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

3.6.2 Modelo HEC-RAS

O HEC-RAS é um modelo hidráulico desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center (HEC) do *U. S. Army Corps of Engineers* (USACE). A primeira versão do HEC-RAS foi lançada em 1990 e o primeiro modelo para simulação de escoamento permanente, chamado de HEC-2, foi apresentado em 1966 (USACE, 2002). Com o aperfeiçoamento computacional, o software HEC-2 foi convertido para o ambiente Windows, baseado no software HEC-RAS, com melhores ferramentas para modelagem hidráulica, além de uma interface gráfica com o usuário.

O modelo HEC-RAS era inicialmente usado para simulação de perfis de linhas de água para escoamentos unidimensionais de fluxo permanente. Desde o ano de 2000, a partir da versão 3.0, foi incorporado ao HEC-RAS um módulo que permite a modelagem de escoamento não-permanente (SNEAD, 2000).

O HEC-RAS fornece ao usuário a opção de modelagem com escoamento permanente ou não-permanente. A opção de escoamento não-permanente é simulada a partir do algoritmo UNET (Unsteady NETwork model) do software. Os resultados do algoritmo UNET são então importados de volta para o HEC-RAS para visualização das simulações.

Por meio do software HEC-GeoRAS, o HEC-RAS trabalha com o software de geoprocessamento ArcView, onde os resultados do modelo hidráulico são lidos e apresentados em Modelo Digital do Terreno (MDT), permitindo a criação dos mapas de inundação. Cabe destacar que a interface com o HEC-GeoRAS ainda não é amplamente aplicada, uma vez que apresenta problemas de compatibilidade em determinados casos.

No modelo HEC-RAS o fluxo pode ser calculado em regimes subcríticos, supercríticos e misto, onde poderão ocorrer mudanças do regime supercrítico para subcrítico, ou vice-versa. Para isso, é utilizada a técnica LPI (Inércia Parcial Local), que possibilita ao modelo reduzir a instabilidade numérica frente a uma descontinuidade de fluxo, à custa de uma perda de precisão dos resultados verificados (RUBÍS, 2006).

As informações necessárias para executar o modelo HEC-RAS, bem como suas limitações, são basicamente as mesmas do modelo FLDWAV, conforme apresentado no item 3.6.1.

3.6.3 Equações completas de Saint-Venant

3.6.3.1 Solução das equações

As equações que governam os modelos hidrodinâmicos FLDWAV e HEC-RAS são as equações unidimensionais originais de fluxo não-permanente em leitos fluviais, desenvolvidas por Adhémar Jean Claude Barre de Saint-Venant, cientista francês do século XIX. Elas foram publicadas em 1870 nos Anais da Academia Francesa de Ciências (FERREIRA e LEAL, 1998).

As equações de Saint-Venant não foram usadas inicialmente, devido à complexidade de resolução das equações diferenciais e derivadas parciais componentes do sistema. Nas aplicações reais, a solução pode ser obtida por aproximações sucessivas ou por métodos de transformação em equações características que resultam em sistemas de equações diferenciais ordinárias. Mesmo assim, todas as soluções eram extremamente laboriosas, permanecendo a

modelagem hidrodinâmica sem uso prático, até que foram desenvolvidos procedimentos gráficos simplificados durante a II Guerra Mundial, quando os americanos desenvolveram métodos de análise de ruptura de barragens que pudessem ser causados por eventuais bombardeios da força aérea alemã. Dessa forma, a partir de 1945, os métodos gráficos passaram a ter aplicação generalizada nos Estados Unidos, mas a solução dos problemas práticos pelo método numérico de aproximações sucessivas era extremamente tediosa. As equações de Saint-Venant passaram a ser efetivamente aplicadas de forma generalizada a partir do advento da computação, no decorrer da década de 60, podendo-se atribuir ao U. S. Army Corps of Engineers (USACE) as primeiras utilizações em casos práticos de análise de trânsito de ondas de cheias em calhas fluviais (OLIVEIRA, 2005).

Para o caso da modelagem de uma onda de cheia proveniente de ruptura de barragem, as equações de Saint-Venant não podem ser aplicadas na região onde ocorre o fenômeno da onda de choque. Segundo Mascarenhas (1990), esse fenômeno é descrito pela variação brusca da vazão e da profundidade do nível de água, e fisicamente corresponde a criação de uma região com fortes acelerações verticais, invalidando a hipótese de distribuição hidrostática de pressões. Nesse caso forma-se uma descontinuidade no escoamento na qual várias hipóteses para a dedução das equações de Saint-Venant perdem a sua validade. Para modelar essa região do choque podem ser aplicadas três abordagens (MASCARENHAS e VIEIRA DA SILVA, 1996):

- **Método da pseudoviscosidade:** cria um artifício numérico introduzindo um termo dissipativo para representar a perda de energia provocada pelo choque;
- **Método baseado nas soluções fracas das equações de Saint-Venant:** considera o sistema fluido baseado em leis conservativas e utiliza esquemas numéricos do tipo difusivo; e
- **Método do ajuste do choque (*shock fitting*):** a onda de choque é tratada a partir da aplicação das equações de Hugoniot-Rankine (CUNGE *et al.*, 1980), as quais representam uma condição de contorno interna que unem os trechos, onde são válidas as equações de Saint-Venant.

A Figura 3.29 mostra uma ilustração da propagação de onda com formação de choque. Segundo Vieira da Silva e Mascarenhas (1987), a aplicação dos princípios de conservação na seção do choque conduz às equações de Hugoniot-Rankine. Tais equações são as seguintes:

$$\dot{\xi} = \frac{A_1 v_1 - A_2 v_2}{A_1 - A_2} = \frac{dX_s}{dt} \quad (3.13)$$

$$v_1 = v_2 - (A_1 - A_2) \sqrt{\left[\frac{g}{A_1 - A_2} \left(\frac{A_1 \bar{h}_1 - A_2 \bar{h}_2}{A_1 - A_2} \right) \right]} \quad (3.14)$$

onde:

$\dot{\xi}$ = velocidade de propagação da frente de onda;

X_s = abscissa da seção onde ocorre o choque;

A_1, A_2 = áreas molhadas nas seções 1 e 2;

v_1, v_2 = velocidades nas seções 1 e 2;

\bar{h}_1, \bar{h}_2 = centróides das áreas molhadas nas seções 1 e 2.

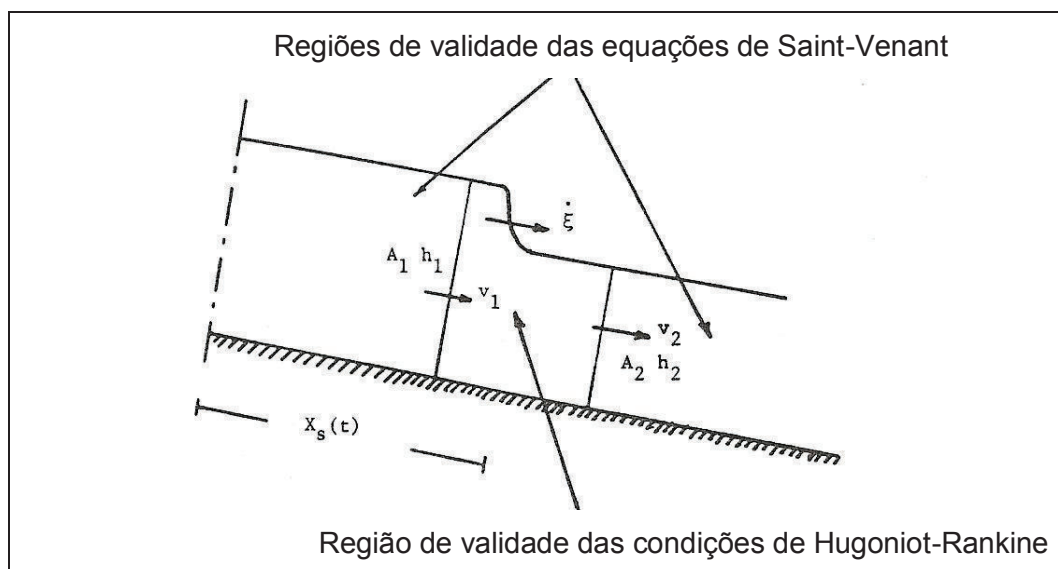


Figura 3.29 – Esquema de onda com frente de choque

Fonte: VIEIRA DA SILVA e MASCARENHAS, 1987

Segundo Fread e Lewis (1998), as equações de Saint-Venant, na sua forma conservativa, com a adição dos termos para efeitos de expansão/contração, sinuosidade do canal e fluidos não Newtonianos, podem ser expressas por meio da equação da conservação de massa:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial s_{co}(A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (3.15)$$

e da equação da conservação do momento:

$$\frac{\partial(s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f B = 0 \quad (3.16)$$

onde:

Q = vazão (m³/s);

s_{co} e s_m = coeficientes de sinuosidade que variam com h;

A = área ativa de escoamento do canal (m²);

A₀ = área inativa de escoamento no canal (área de armazenamento onde a velocidade é desprezível) (m²);

t = variável independente relativa ao tempo (s);

x = variável independente relativa à direção longitudinal do escoamento (m);

q = vazão específica lateral (m³/s.m);

β = coeficiente que corrige a distribuição não-uniforme da velocidade;

h = elevação da superfície livre na calha fluvial (m);

g = aceleração da gravidade, igual a 9,81 m/s²;

S_f = declividade da linha de energia (m/m), que equivale ao termo de perda de carga unitária por atrito;

S_e = coeficiente de perda de carga localizada por expansão ou contração;

S_i = coeficiente de perda de carga associado à dissipação de viscosidade interna de fluidos não Newtonianos;

L = contribuição de momento da vazão afluyente lateral (m^3/s^2);

W_f = efeito da resistência do vento na superfície do escoamento (m^2/s^2); e

B = largura superficial ativa da seção transversal (m).

As equações de Saint-Venant (Equações 3.15 e 3.16) constituem um sistema não linear de equações diferenciais parciais com duas variáveis independentes, x e t , e duas variáveis dependentes, h e Q ; os termos restantes são funções de x , t , h e Q ou são constantes. Essas equações não apresentam solução analítica, exceto nos casos em que a geometria do canal e as condições de contorno não são complexas, e suas propriedades não lineares são desconsideradas ou são linearizadas (CUNGE *et al.*, 1980).

As Equações 3.15 e 3.16 podem ser resolvidas tanto por técnicas explícitas com implícitas de diferenças finitas. Os métodos explícitos, embora simples na sua aplicação, são restritos pela estabilidade numérica, devido à adoção de um pequeno valor para o intervalo de tempo de cálculo computacional. Técnicas implícitas de diferenças finitas, contudo, não possuem restrição no tamanho do intervalo de tempo, devido à estabilidade numérica. Segundo Lee e Froehlich (1987), a vantagem principal do método dos elementos finitos é a habilidade de modelar problemas que apresentem regiões irregulares ou que não possuem formas bem definidas.

Um procedimento para resolver as equações unidimensionais de escoamento não-permanente é o esquema de quatro pontos ponderados de Preissmann, também conhecido como “esquema caixa”. Apresenta vantagens, tais como o uso de intervalos não uniformes de discretização no tempo e no espaço, e de propriedades de estabilidade/convergência que podem ser convenientemente controladas. Na ponderação do esquema implícito de quatro pontos de diferenças finitas, a região espaço-tempo contínuo (x,t) , no qual as soluções de h e Q são obtidas, é representada por uma rede retangular de pontos discretos, conforme mostrado na Figura 3.30.

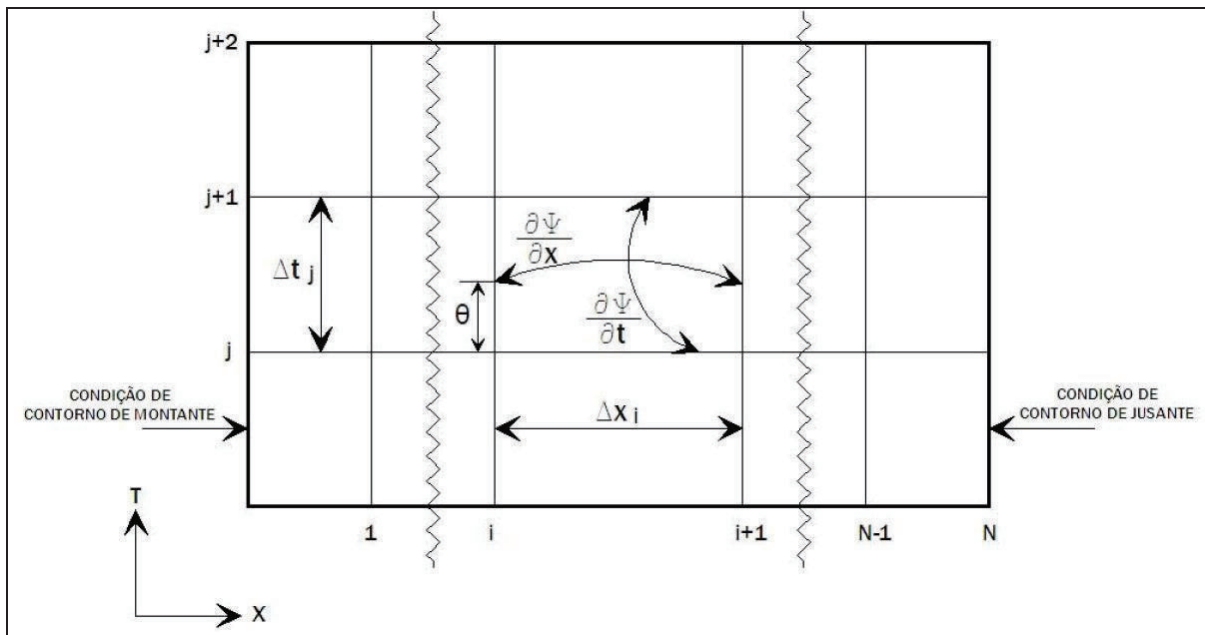


Figura 3.30 – Representação gráfica do esquema de Preissmann

Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

Os pontos na rede são determinados pela interseção das linhas paralelas aos eixos x e t . As retas paralelas ao eixo t representam a localização das seções transversais, sendo espaçadas por um intervalo Δx_i . As retas paralelas ao eixo x representam as linhas de tempo, sendo espaçadas por um intervalo Δt_j . Cada ponto na rede retangular pode ser identificado por um subscrito (i), que designa a posição x , e um sobrescrito (j), que designa a linha de tempo.

As derivadas no tempo podem ser aproximadas por um quociente de diferenças prévias centrado entre os pontos i e $i+1$ ao longo do eixo x :

$$\frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\Psi_i^{j+1} + \Psi_{i+1}^{j+1} - \Psi_i^j - \Psi_{i+1}^j}{2\Delta t_j} \quad (3.17)$$

Onde:

Ψ = pode representar qualquer variável (Q , h , A , A_0 , S_{co} , S_m etc).

As derivadas espaciais podem ser aproximadas por um quociente de diferenças prévias entre duas linhas adjacentes de tempo por um fator de ponderação θ e $(1-\theta)$:

$$\frac{\partial \Psi}{\partial x} = \theta \left[\frac{\Psi_i^{j+1} - \Psi_{i+1}^{j+1}}{\Delta x_i} \right] + (1-\theta) \left[\frac{\Psi_i^j - \Psi_{i+1}^j}{\Delta x_i} \right] \quad (3.18)$$

Qualquer variável pode ser aproximada no nível de tempo no qual as derivadas espaciais são avaliadas usando o mesmo fator de ponderação:

$$\Psi = \theta \left[\frac{\Psi_i^{j+1} - \Psi_{i+1}^{j+1}}{2} \right] + (1 - \theta) \left[\frac{\Psi_i^j - \Psi_{i+1}^j}{2} \right] \quad (3.19)$$

Análises de estabilidade executadas por Fread (1974) e Liggett e Cunge (1975) demonstram que o esquema implícito é incondicionalmente estável (teoricamente) para $0,5 < \theta < 1,0$, condicionalmente estável para $\theta = 0,5$, e instável para $\theta < 0,5$.

Quando os operadores de diferenças finitas, definidos nas Equações 3.17, 3.18 e 3.19, são utilizados para substituir as derivadas e variáveis nas Equações 3.15 e 3.16, as seguintes equações implícitas de diferenças finitas ponderadas de quatro pontos são obtidas:

$$\theta \left[\frac{Q_i^{j+1} - Q_{i+1}^{j+1}}{\Delta x_i} \right] - \theta q_i^{j+1} + (1 - \theta) \left[\frac{Q_i^j - Q_{i+1}^j}{\Delta x_i} \right] - (1 - \theta) q_i^j + \left[\frac{s_{coi}^{j+1} (A + A_0)_{i+1}^{j+1} + s_{coi}^{j+1} (A + A_0)_{i+1}^j - s_{coi}^j (A + A_0)_i^j - s_{coi}^j (A + A_0)_{i+1}^j}{2\Delta t_i} \right] = 0 \quad (3.20)$$

$$\left[\frac{(s_m Q)_i^{j+1} + (s_m Q)_{i+1}^{j+1} - (s_m Q)_i^j - (s_m Q)_{i+1}^j}{2\Delta t_j} \right] + \theta \left[\frac{(\beta Q^2 / A)_i^{j+1} - (\beta Q^2 / A)_{i+1}^{j+1}}{\Delta x_i} + g \bar{A}^{j+1} \left(\frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta x_i} + \bar{S}_f^{j+1} + S_e^{j+1} + \bar{S}_i^{j+1} \right) + L_i^{j+1} + (W_f \bar{B})_i^{j+1} \right] + (1 - \theta) \left[\frac{(\beta Q^2 / A)_i^j - (\beta Q^2 / A)_{i+1}^j}{\Delta x_i} + g \bar{A}^j \left(\frac{h_{i+1}^j - h_i^j}{\Delta x_i} + \bar{S}_f^j + S_e^j + \bar{S}_i^j \right) + L_i^j + (W_f \bar{B})_i^j \right] = 0 \quad (3.21)$$

onde:

$$\bar{A} = \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \quad (3.22)$$

$$\bar{S}_f = \frac{\bar{Q} \bar{Q} n_i^2}{2,208 R^{4/3} \bar{A}^2} \quad (3.23)$$

$$\bar{Q} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \quad (3.24)$$

$$\bar{R} = \frac{\bar{A}}{\bar{B}} \text{ ou } \bar{R} = \frac{\bar{A}}{\bar{P}} \quad (3.25)$$

$$\bar{B} = \frac{B_i + B_{i+1}}{2} \quad (3.26)$$

$$\bar{P} = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} \quad (3.27)$$

onde:

R = raio hidráulico (m);

P_i = perímetro molhado (m).

Os termos associados à linha do tempo j são conhecidos para cada condição inicial ou nos cálculos computacionais iniciais. Essas condições iniciais referem-se aos valores de h_i^j e Q_i^j para cada nó ao longo do eixo x na primeira linha de tempo (j = 1).

As Equações 3.20 e 3.21 não podem ser resolvidas de maneira direta ou explícita, já que há quatro variáveis desconhecidas (Q_i^{j+1} , h_i^{j+1} , Q_{i+1}^{j+1} , h_{i+1}^{j+1}) e somente duas equações. Entretanto, aplicando-se as Equações 3.18 e 3.19 a cada um dos (N-1) nós da grade retangular mostrada na Figura 3.30, entre as condições de contorno de montante e jusante, um total de (2N-2) equações, com 2N incógnitas são obtidas, sendo N o número total de nós ou seções transversais. Completam o sistema a ser determinado as condições de contorno de montante e de jusante, resultando em 2N equações, para 2N incógnitas.

O processo de solução iterativa do sistema não-linear inicia-se pela escolha de valores de teste para as 2N variáveis. Substituindo-os no sistema de equações não-lineares, resulta em um vetor de resíduos. O método de Newton-Raphson fornece um meio para corrigir os valores iniciais das variáveis até que os resíduos sejam reduzidos a um nível de tolerância aceitável, próximo de zero. Isso é normalmente realizado em uma ou duas repetições, pelo uso de extrapolação linear para os primeiros valores teste.

Um sistema de $2N \times 2N$ equações lineares relaciona os resíduos com os valores das incógnitas e um sistema linear cuja matriz de coeficientes tem uma estrutura em banda é obtido, permitindo que o sistema seja resolvido por um algoritmo de eliminação de Gauss.

Quando o escoamento é supercrítico para todo o trecho estudado, a técnica de solução pode ser simplificada. Ao invés de se ter uma solução com $2N \times 2N$ equações, para escoamento supercrítico a solução pode ser encontrada para um sistema com 2×2 equações. As variáveis h e Q para a primeira seção de montante são determinadas com a aplicação das duas equações de contorno. Assim, progressivamente de montante para jusante, as Equações 3.18 e 3.19 são utilizadas para se obter h_{i+1} e Q_{i+1} para cada ponto. Para o caso onde exista a alternância entre escoamento subcrítico e supercrítico no espaço e no tempo, outras técnicas têm que ser aplicadas.

3.6.3.2 Condições de contorno e condições iniciais

Para se obter a solução das equações unidimensionais de Saint-Venant é necessário especificar as condições de contorno de montante e jusante. A montante, pode-se especificar tanto o hidrograma quanto o cotograma de entrada. A jusante, a condição de contorno depende das características da respectiva seção. A Figura 3.31 apresenta as condições de contorno aplicáveis para um curso de água.

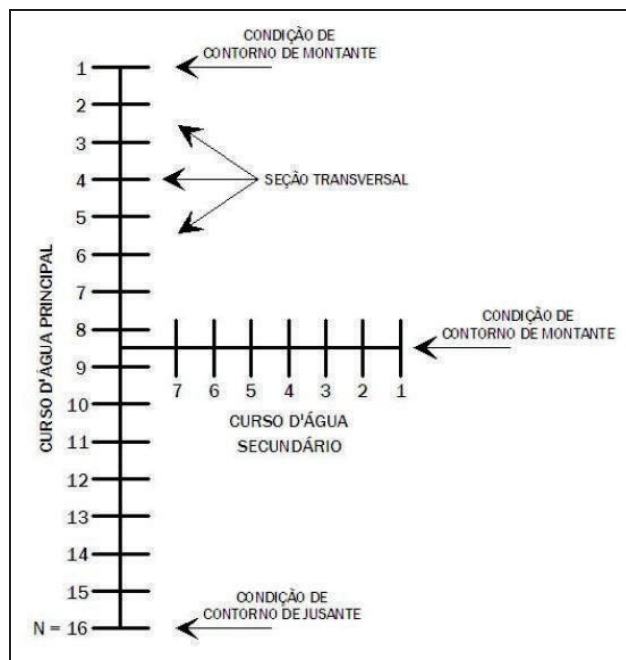


Figura 3.31 – Condições de contorno para um curso de água

Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

As condições de contorno de jusante que podem ser especificadas no modelo FLDWAV são as seguintes:

1) Curva chave de escoamento permanente:

$$Q_N^{j+1} = Q(h) \quad (3.28)$$

Em que $Q(h)$ representa a relação de Q e h da seção.

2) Curva chave com *loop* ou dinâmica usando a equação de Manning com um termo de declividade de energia dinâmica (S), que pode ser calculado por uma das seguintes opções (FREAD e LEWIS, 1998):

$$Q_N^{j+1} = \frac{1}{n_N} A_N^{j+1} (R_N^{j+1})^{2/3} S_{N-1}^{1/2} \quad (3.29)$$

onde:

$$S_{N-1} = \frac{h_{N-1} - h_N}{\Delta x_{N-1}} + \frac{(Q'_N - Q_N)}{0,5g(A_N + A_{N-1})\Delta t} + \frac{(Q_{N-1}^2 / A_{N-1} - Q_N^2 / A_N)}{0,5g(A_N + A_{N-1})\Delta x_{N-1}} \quad (3.30)$$

ou

$$S_{N-1} = \frac{\bar{Q}\bar{Q}n_N^2}{2,208\bar{R}^{\frac{4}{3}}\bar{A}} \quad (3.31)$$

onde:

Q'_N = vazão no tempo $j+1$ (todos os outros termos da equação estão no tempo j);

\bar{A} , \bar{Q} e \bar{R} = valores médios de área, vazão e raio hidráulico, respectivamente, calculados para o trecho (N-1).

3) Curva chave de escoamento permanente obtida com o uso da equação de Manning, mas observando-se que o valor da variável S é especificado como a declividade do fundo do canal na proximidade da seção transversal de ordem N .

4) Curva chave de fluxo crítico que ocorre em uma queda de água ou no início de uma pequena correnteza íngreme:

$$Q_N^{j+1} = \left[g(A_N^{j+1})^3 / B_N^{j+1} \right]^{0,5} \quad (3.32)$$

5) Série temporal de elevações do nível de água:

$$h_N^{j+1} = h(t) \quad (3.33)$$

Em que $h(t)$ representa a série temporal de elevações do nível de água em cada passo de tempo (t) na seção transversal de ordem N .

6) Série temporal de vazões:

$$Q_N^{j+1} = Q(t) \quad (3.34)$$

Em que $Q(t)$ representa a série temporal de vazões em cada passo de tempo (t) na seção transversal de ordem N .

Já para o modelo HEC-RAS, são quatro condições de contorno de jusante que podem ser especificadas, quais sejam (USACE, 2002):

- 1) Série temporal de elevações do nível de água;
- 2) Série temporal de vazões (se os dados registrados são disponíveis e o modelo está sendo calibrado para um evento de inundação específico);
- 3) Curva chave de escoamento permanente;
- 4) Curva chave de escoamento permanente obtida com o uso da equação de Manning, onde o valor da variável S é especificado como a declividade do fundo do canal na proximidade da seção transversal de ordem N .

As condições iniciais para as variáveis Q e h devem ser conhecidas para o tempo $t = 0$, em todas as seções transversais ($i = 1, 2, 3, \dots N$).

3.6.3.3 Seleção dos incrementos espaciais e temporais

Para que a modelagem da onda de cheia seja bem sucedida, faz-se necessário escolher valores adequados para os incrementos espaciais (Δx_i) e temporais (Δt_j) usados na solução computacional das equações de Saint-Venant (3.20 e 3.21). A seleção adequada desses incrementos evita erros e dificuldades computacionais. Quando o parâmetro Δx_i é muito grande, o erro de truncamento entre a solução verdadeira da equação diferencial e a solução aproximada da equação de diferenças finitas pode fazer com que os resultados obtidos para vazão (Q_i) e elevação do nível de água (h_i) sejam irreais. Da mesma maneira, ao se escolher um valor desproporcional para Δt_j na discretização do hidrograma de entrada, o mesmo não será representado apropriadamente, fazendo com que possam ocorrer erros de dispersão e atenuação e o pico do hidrograma pode ser ignorado. Por outro lado, ao especificar valores muito pequenos para Δx_i e Δt_j , muita memória computacional é requerida pra processar a simulação. A seguir são apresentados os critérios estabelecidos por Fred e Lewis (1998) para evitar esses extremos.

Três critérios são recomendados para selecionar o incremento espacial (Δx_i) de cálculo computacional:

O primeiro critério é relacionado à contração/expansão das seções transversais do canal. O incremento de distância DXM_i deve ser tal que a razão entre as áreas de duas seções obedece a seguinte relação:

$$0,635 < \frac{A_{i+1}}{A_i} < 1,576 \quad (3.35)$$

onde A_{i+1} e A_i são as áreas das seções adjacentes.

Caso esse critério não seja satisfeito, o incremento original é corrigido para:

$$DXM_i = \frac{l}{\left(1 + 2 \frac{|A_i - A_{i+1}|}{\hat{A}}\right)} \quad (3.36)$$

onde:

DXM_i = intervalo de distância de cálculo computacional;

l = incremento de distância original; e

$\hat{A} = A_{i+1}$ se $A_i > A_{i+1}$ (contração) ou $\hat{A} = A_i$ se $A_{i+1} > A_i$ (expansão).

O segundo critério está relacionado às características do hidrograma que será propagado. Por esse sistema, DXM_i deve obedecer a seguinte relação:

$$DXM_i \leq \frac{c_w T_r}{M} \quad (3.37)$$

onde:

c_w = velocidade da onda de cheia (km/h), que é normalmente maior que a velocidade média (c);

T_r = tempo de subida do hidrograma calculado (h); e

M = coeficiente empírico que varia entre 5 e 40. O FLDWAV e o HEC-RAS assumem como padrão o valor de M igual a 20.

O terceiro critério é relacionado às mudanças na declividade do fundo do canal (S_m). Para regiões que possuem uma variação brusca de declividade, o incremento de distância DXM_i deve ser reduzido. A equação de Samuel (3.38) apresenta esse critério de seleção (USACE, 2002):

$$DXM_i \leq \frac{0,15h}{S_m} \quad (3.38)$$

onde:

S_m = declividade do fundo do canal.

Para o incremento temporal (Δt_j), pode-se descrever dois critérios de seleção.

Para o primeiro critério, o incremento temporal deve ser igual à razão entre o tempo de subida do hidrograma (T_r) e um fator de ponderação (M'), ou seja:

$$\Delta t_j = \frac{T_r}{M'} \quad (3.39)$$

onde:

M' = fator de ponderação, que varia entre 6 e 40. O FLDWAV e o HEC-RAS assumem como padrão o valor de M' igual a 20.

Para o segundo critério, o incremento espacial (Δx_j) deve ser satisfeito para a condição de Courant (USACE, 2002), ou seja:

$$C_n = c_w \frac{\Delta t_j}{\Delta x_i} \leq 1,0 \quad (3.40)$$

Então:

$$\Delta t_j \leq \frac{\Delta x_i}{c_w} \quad (3.41)$$

onde:

C_n = número de Courant. O valor igual a 1,0 é o recomendado.

Para a maioria dos rios, a velocidade da onda de cheia pode ser calculada como:

$$c_w = \frac{\partial Q}{\partial A} \quad (3.42)$$

Entretanto, uma aproximação para calcular a velocidade da onda de cheia é multiplicar a velocidade média por um fator (USACE, 2002). Fatores de vários tipos de canais são apresentados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Fatores para o cálculo da velocidade da onda de cheia (c_w) a partir da velocidade média (c)

Forma do canal	Taxa c_w / c
Retangular largo	1,67
Parabólico largo	1,44
Triangular	1,33
Canal natural	1,50

Fonte: USACE, 2002

3.6.3.4 Fluxo misto (subcrítico/supercrítico)

O FLDWAV e o HEC-RAS são modelos de cálculo de fluxo generalizado, que podem ser aplicados tanto para regimes subcrítico, supercrítico ou misto. O fluxo misto pode alterar livremente no tempo e espaço ao longo do canal, de subcrítico para supercrítico ou vice-versa. Para uma onda de cheia induzida por ruptura de barragem, essa situação é deparada com frequência.

No modelo FLDWAV, o método implícito de quatro pontos não pode ser aplicado para essas transições de escoamento, sendo necessário dividir os trechos que possuem o mesmo regime de escoamento. A transição entre esses trechos é feita a partir de uma condição de contorno interna. O número de Froude pode ser usado para determinar o regime de escoamento, entretanto o FLDWAV utiliza como primeira estimativa a seguinte relação:

$$S_c = \frac{7700n^2}{R^{1/3}} \quad (3.43)$$

onde:

S_c = declividade crítica;

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

R = raio hidráulico, estimado pela razão entre a área e a largura superficial da seção transversal.

A declividade crítica é comparada com a declividade do trecho; se a primeira for maior, o escoamento é subcrítico; caso contrário, é supercrítico.

Para situações onde o fluxo misto possa existir, três técnicas podem ser selecionadas (FREAD e LEWIS, 1998):

1) Técnica de Inércia Parcial Local (LPI)

A técnica LPI aplica-se em transição de regimes de escoamento, de subcrítico para supercrítico ou vice-versa, que ocorre para mudanças bruscas de declividade e/ou restrições hidráulicas (pontes). Quando fluxos não-permanentes são modelados, a solução das equações completas de Saint-Venant, utilizando o esquema numérico implícito, tende a ser numericamente mais instável para fluxos mistos próximos do número de Froude crítico ($Fr = 1$).

A aplicação da técnica de escoamento difuso elimina os dois termos inerciais da equação de momento (os dois primeiros termos), produzindo estabilidade numérica na solução para fluxos nos quais o escoamento é crítico ($Fr = 1$). Para tirar vantagem da estabilidade do método difuso e obter precisão do método dinâmico, a técnica LPI utiliza-se do acréscimo de um filtro numérico (σ), dado pela Equação 3.45, para modificar a extensão da contribuição dos termos inerciais na equação da conservação da quantidade de movimento, dada pela Equação 3.44, como também para levar em conta a variação de suas propriedades de onda dinâmica para onda difusiva.

A equação de quantidade de movimento modificada é apresentada a seguir:

$$\sigma \left[\frac{\partial(s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} \right] + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f B = 0 \quad (3.44)$$

O filtro numérico utilizado é expresso por:

$$\sigma \begin{cases} 1,0 - Fr^m & (Fr \leq 1,0 \rightarrow m \geq 1) \\ 0 & (Fr \geq 1,0) \end{cases} \quad (3.45)$$

onde:

m = constante especificada, que muda a forma curva (Figura 3.32). Essa constante pode variar entre 1 e 128. O valor adotado pelo HEC-RAS é 10 (USACE, 2002).

A Figura 3.32 mostra a variação de σ com o número de Froude (Fr) e com o fator m . Utilizando o filtro σ , os modelos FLDWAV e HEC-RAS mudam automaticamente o modelo dinâmico para um modelo difusivo.

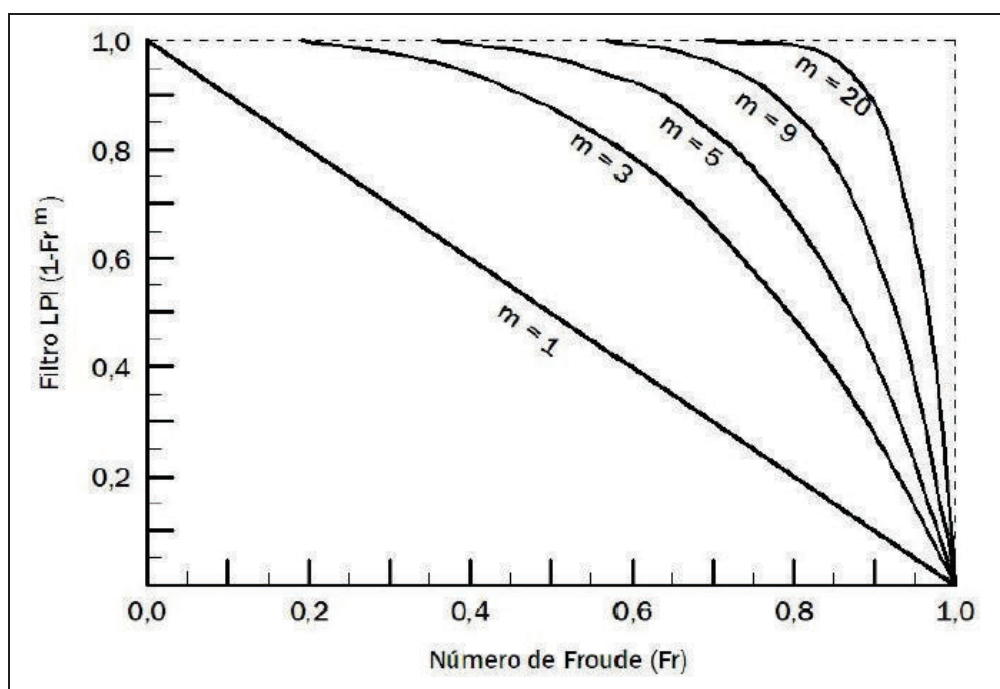


Figura 3.32 – Filtro LPI

Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

2) Algoritmo de fluxo misto

O segundo método utiliza um procedimento algorítmico que subdivide automaticamente os trechos de cálculo em sub-trechos, nos quais ocorrem somente fluxos subcríticos ou supercríticos. Os locais de transição (onde o fluxo muda de subcrítico para supercrítico ou vice-versa) são tratados como condições de contorno, evitando a aplicação das equações de Saint-Venant nos trechos com fluxo de transição.

O algoritmo de fluxo misto consiste de duas componentes, uma para obter as condições iniciais de vazão e elevação do nível de água em $t = 0$ e a outra que funciona durante a solução do fluxo não-permanente. Esse algoritmo aumenta o tempo de cálculo computacional em aproximadamente 20%.

Pequenos valores de incrementos espaciais (Δx_i) são necessários nas proximidades dos trechos de transição, entre fluxo subcrítico e supercrítico, e permitem localizar melhor a

região de ocorrência de ressalto hidráulico. Essa particularidade é necessária tanto a montante quanto a jusante da seção de fluxo crítico, para evitar dificuldades numéricas.

3) Características baseadas no cálculo explícito de montante

Para os primeiros incrementos temporais, no esquema implícito de quatro pontos, com o uso da técnica de fluxo misto descrita anteriormente, algumas dificuldades podem ser encontradas na solução das equações de Saint-Venant, pois o colapso de uma barragem induz as ondas de cheias a se moverem em fluxo misto de supercrítico a subcrítico. Uma das técnicas desenvolvidas no modelo FLDWAV, para simular fluxos mistos, é uma característica baseada no esquema numérico explícito de montante.

Para construir o esquema explícito, as equações de Saint-Venant são transformadas na sua forma conservativa de massa e de quantidade de movimento, de acordo com as seguintes expressões:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial s_{co}(A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (3.46)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} + P_1 \right)}{\partial x} + gA(S_f + S_e) - P_2 + L + W_f B = 0 \quad (3.47)$$

onde:

$$P_1 = g \int_{h_x}^h A(x, \xi) d\xi \quad (3.48)$$

$$P_2 = g \int_{h_x}^h \frac{\partial A(x, \xi)}{\partial x} d\xi \quad (3.49)$$

e:

h_x = elevação do fundo do canal na localização x ;

ξ = variável utilizada para integração.

O princípio de um esquema explícito de montante é usar, unilateralmente, as aproximações de diferenças finitas nas derivadas espaciais, de acordo com as velocidades locais características em função do tempo.

Ao contrário dos esquemas implícitos, a estabilidade de muitos esquemas explícitos é restringida pela condição de estabilidade numérica de Courant-Friedrich-Lewy (CFL). Para os esquemas de montante apresentados, as condições CFL podem ser escritas como:

$$\Delta t \leq C_n \min \left(\frac{\Delta x}{v+c} \right)_i \quad (C_n \leq 1,0) \quad (3.50)$$

onde:

$\left(\frac{\Delta x}{v+c} \right)_i$ representa os valores mínimos dessa relação para todos os incrementos espaciais (Δx_i).

Para canais prismáticos devem ser adotados grandes valores para C_n (0,9 – 1,0) e para canais com geometria irregular o valor de C_n tem que ser reduzido para um valor entre 0,5 e 0,8.

Por causa da estabilidade numérica necessária, os esquemas explícitos limitam o intervalo de tempo para a condição de Courant, necessitando de um intervalo de tempo computacional menor que o esquema implícito, que é incondicionalmente estável. Entretanto, a adoção de intervalos de tempo menores causa um aumento do tempo de cálculo computacional de simulação. Na Figura 3.33, a relação entre os tempos necessários para os esquemas explícito e implícito é mostrada como uma função do tempo de subida (T_r) do hidrograma calculado. Percebe-se que os esquemas explícitos necessitam de maior tempo de cálculo computacional na modelagem de uma onda de cheia quando comparados aos esquemas implícitos.

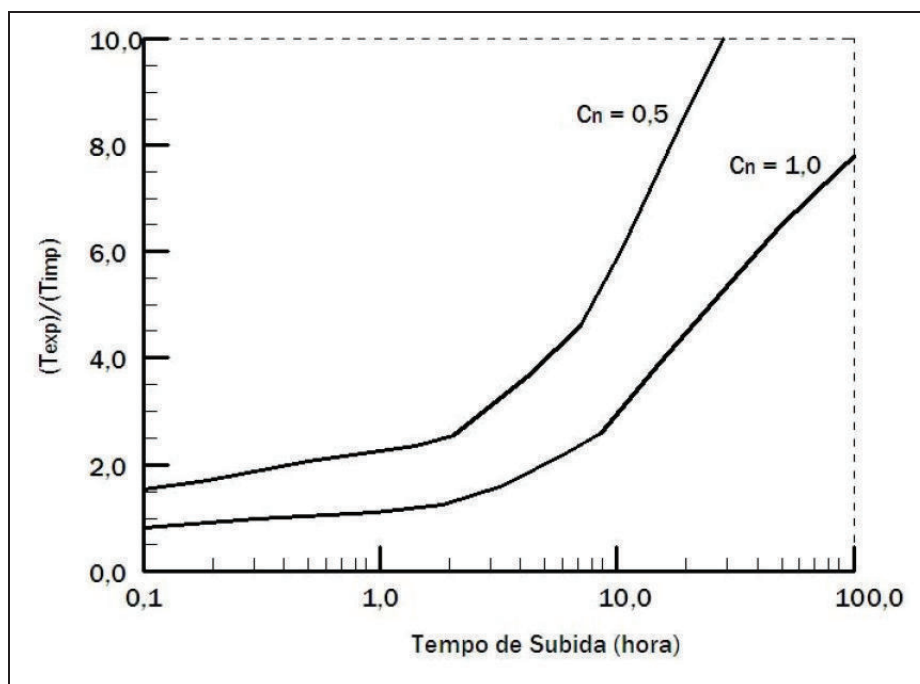


Figura 3.33 – Relação entre o tempo necessário para esquemas numéricos implícitos e explícitos

Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

O modelo FLDWAV permite que a simulação seja feita com um cálculo dinâmico múltiplo, alternando a aplicação dos esquemas implícito e explícito para qualquer sub-trecho dentro do trecho a ser calculado. A montante, o algoritmo explícito, quando combinado com o esquema implícito de quatro pontos, possibilita que somente partes de um sistema inteiro do rio sejam modeladas, utilizando-se da vantagem de precisão e estabilidade do modelo explícito para ondas bruscas ou fluxos quase críticos.

A Figura 3.34 é uma ilustração esquemática das múltiplas capacidades de cálculo do modelo FLDWAV. O esquema explícito é usado para sub-trechos de x_a a x_b , e o esquema implícito de quatro pontos é usado para um sub-trecho de x_b a x_c .

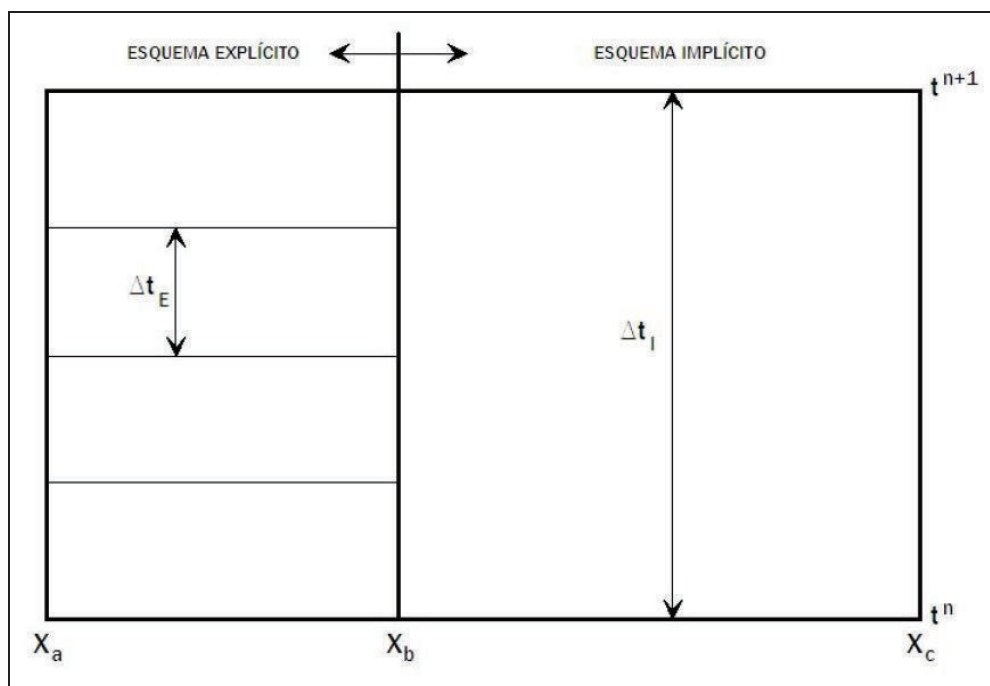


Figura 3.34 – Cálculo múltiplo: esquemas implícito e explícito

Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

3.6.3.5 Sistema fluvial e fluxo lateral

A contribuição do escoamento de um afluente para o curso de água principal pode ser adicionada ao fluxo principal como fluxo lateral (q) nas Equações 3.15 e 3.20. Cada fluxo dos tributários depende das condições de montante, das afluições laterais ao longo do seu trecho e dos níveis de água na confluência, que são obtidos durante a simulação do rio principal. Um exemplo de um sistema fluvial com o curso de água principal e um afluente encontra-se ilustrado na Figura 3.35.

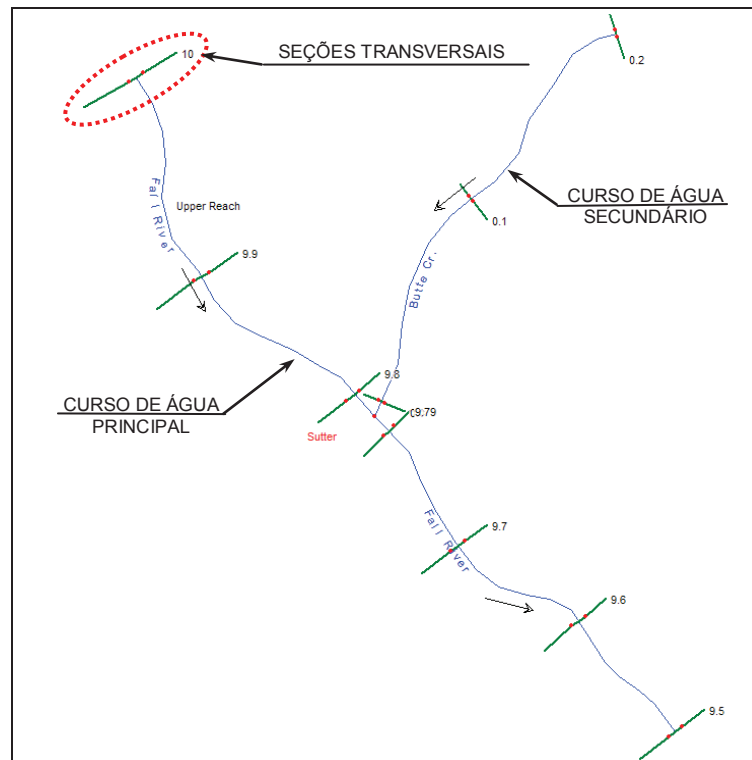


Figura 3.35 – Esquema de um sistema fluvial mostrando o curso de água principal com um tributário

Fonte: USACE, 2002

A medição e localização das seções transversais no sistema fluvial é realizada de jusante para montante no modelo HEC-RAS. E o modelo FLDWAV tem uma opção que permite a escolha de localização das seções, tanto de jusante para montante, quanto de montante para jusante.

O parâmetro ω_t indica o ângulo agudo da confluência do curso de água secundário (tributário) com o curso de água principal. Isso possibilita que seja incluído o efeito de momento da afluência do tributário por meio do termo $L = -qv_x$, como usado nas equações 3.16 e 3.21. As velocidades das afluências do tributários, em m/s, são dadas por:

$$v_x = (Q/A)_N \cos \omega_t \quad (3.51)$$

onde:

N = última seção transversal que o tributário faz antes de entrar no rio principal ou com outro tributário.

O fluxo total do tributário é uma função temporal conhecida. Assim, a vazão $Q(t)$ é especificada como uma série temporal, distribuída ao longo de um sub-trecho Δx_i , ou seja, $q(t) = Q(t)/\Delta x_i$. Nesse caso, os efeitos de remanso calculado nos tributários são ignorados.

3.6.3.6 Seções transversais

Os modelos FLDWAV e HEC-RAS representam as seções transversais, localizadas em pontos selecionados ao longo do canal, dividindo-as em duas regiões, a saber, canal principal e planície de inundação (esquerda e direita). Pode-se ainda delimitar, na seção transversal, a área na qual efetivamente ocorre o escoamento e onde a velocidade na direção x não é desprezada, denominada seção ativa. A área ativa da seção transversal é representada pelo termo A nas equações de Saint-Venant (Equações 3.15 e 3.16), podendo ter uma forma regular ou irregular.

Como indicado na Figura 3.36, no modelo FLDWAV cada seção pode ser descrita por uma tabela contendo os valores da largura (B_i) e das respectivas elevações (h_i). Geralmente são necessários de 4 a 12 valores para descrever com precisão a seção transversal. Uma vez escolhido o número de valores que será usado para representar uma seção transversal, todas as outras seções deverão ser representadas com esse mesmo número de pontos.

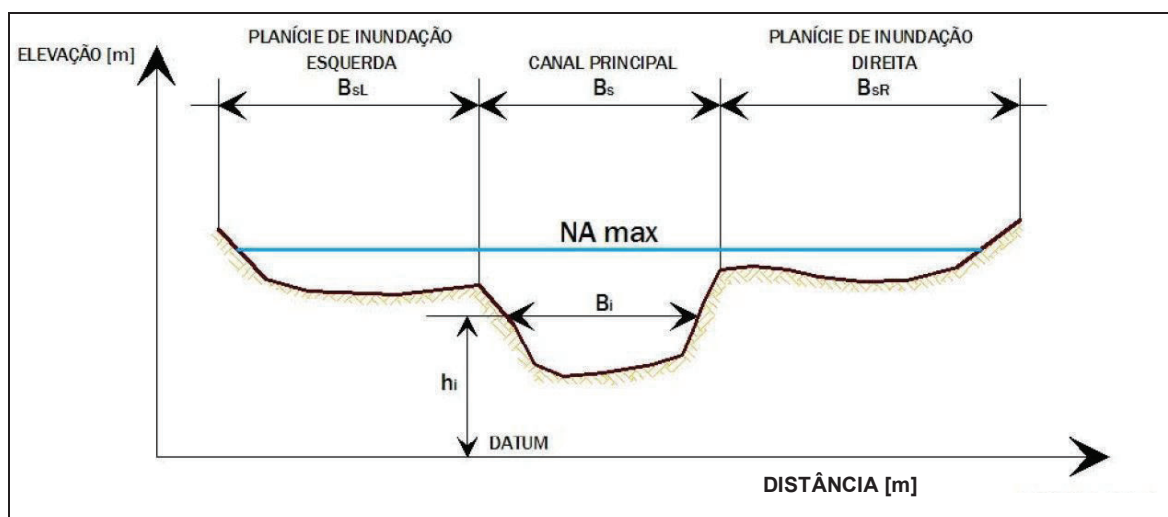


Figura 3.36 – Seção transversal mostrando o canal e a planície de inundação
Fonte: FREAD e LEWIS, 1998

No modelo HEC-RAS, a entrada de dados para descrever cada seção é realizada por meio de uma tabela contendo os pontos de distância horizontal acumulada e das respectivas elevações (dados x-y), com início dos pontos da esquerda para direita, com respectiva vista para jusante.

O modelo aceita até 500 pontos para descrever cada seção transversal. O número de pontos definido para representar uma seção transversal pode ser diferente para descrever as demais seções.

Podem existir partes da seção transversal onde a velocidade do fluxo, na direção x , é desprezível em relação à velocidade na área ativa. Essa parte onde o fluxo não é transportado é chamada de área inativa ou de armazenamento do canal, sendo representada pelo termo A_0 na equação de conservação de massa de Saint-Venant (Equação 3.15). O uso prudente dessa habilidade de volume morto do canal permite que as equações de unidimensionais de Saint-Venant adquiram, para certas aplicações, a capacidade de equações bidimensionais.

As áreas de armazenamento externas ao canal principal podem ser usadas eficientemente para representar lagoas ou tributários que se conectam ao curso de água, servindo somente como zonas de armazenamento. Esse também é o caso de planícies de inundação separadas do rio por um dique paralelo. Também podem ser usadas para simular uma planície de inundação fortemente arborizada, com um armazenamento temporário de uma parte da vazão do curso de água.

As seções transversais são designadas por meio de um parâmetro de distância, o qual é medido ao longo do caminho principal do curso de água. Um canal ou rio sinuoso, com meandros ou com planícies de inundação, fornece um caminho de fluxo mais longo, e o seu efeito deve ser simulado por meio dos fatores de sinuosidade (s_{co} e s_m), utilizados nas equações de Saint-Venant (Equações 3.15, 3.16, 3.20 e 3.21). O fator de sinuosidade pode ser especificado para cada seção transversal. Seções transversais adicionais podem ser geradas entre duas seções adjacentes por meio de uma interpolação linear.

3.6.3.7 Número de Manning

O número de Manning é usado para descrever a resistência ao fluxo devido à rugosidade do canal, podendo ser especificado para cada seção transversal ou para cada trecho fluvial. Em cada seção, um valor diferente de rugosidade pode ser associado para o canal principal e para as planícies de inundação, podendo variar também em função do nível de água ou da vazão.

As Tabelas 3.13 e 3.14 apresentam valores de coeficiente de rugosidade (n) para canais naturais e artificiais, respectivamente. A Tabela 3.15 apresenta valores de coeficiente de rugosidade (n) para planícies de inundação em áreas não urbanizadas.

Tabela 3.13 – Coeficientes de rugosidade de Manning (n) para canais naturais

Tipo de Canal	Tamanho médio das partículas do leito (mm)	Coeficiente de Manning (n)	
		Benson e Dalrymple (1967) <i>apud</i> Jarrett (1985)	Chow (1959)
Leito móvel	0,2 até 0,4	0,012 até 0,020	-
	0,4 até 0,6	0,020 até 0,023	-
	0,6 até 1,0	0,023 até 0,026	-
Terra firme	-	0,025 até 0,032	0,020
Areia grossa	1,0 até 2,0	0,025 até 0,032	-
Leito estável	Cascalho	2,0 até 64,0	-
	Pedra arredondada	64,0 até 256,0	-
	Seixo	> 256,0	-

Fonte: BRASIL, 2005

Tabela 3.14 – Coeficientes de rugosidade de Manning (n) para canais artificiais

Tipo de Canal e Descrição		Coeficiente de Manning (n)			
		Mínimo	Médio	Máximo	
Canais construídos	Em concreto	Com acabamento	0,011	0,015	0,016
		Sem acabamento	0,014	0,017	0,020
	Com leito em cascalho	Margens em concreto	0,017	0,020	0,025
		Margens em pedra, gabião ou enrocamento	0,023	0,033	0,036
	Revestimento com espécies vegetais		0,030	-	0,050
Canais escavados ou dragados		Limpo	0,018	0,022	0,025
	Em terra, reto e uniforme	Seção uniforme, com cascalho, limpo	0,022	0,025	0,030
		Gramado, com algumas plantas rasteiras	0,022	0,027	0,033
		Sem vegetação	0,023	0,025	0,030
		Gramado, com algumas plantas rasteiras	0,025	0,030	0,033
	Em terra, curvilíneo, fluxo lento	Com muitas plantas rasteiras ou aquáticas	0,030	0,035	0,040
		Leito em solo e margens em enrocamento	0,028	0,030	0,035
		Leito em cascalho e margens com plantas	0,025	0,035	0,040
	Leito com seixos e margens em solo	0,030	0,040	0,050	

Fonte: ALDRIDGE e GARRET, 1973 *apud* JARRETT, 1985

Tabela 3.15 – Coeficientes de rugosidade de Manning (n) para planícies de inundação

Tipo de planície de inundação		Coeficiente de Manning (n)		
		Mínimo	Médio	Máximo
Pastagem	Gramma baixa	0,025	0,030	0,035
	Gramma alta	0,030	0,035	0,050
Áreas Cultivas	Nenhum cultivo	0,020	0,030	0,040
	Colheita desenvolvida	0,030	0,040	0,050
Mato	Esparso, com muitas plantas rasteiras	0,035	0,050	0,070
	Ralo	0,040	0,060	0,080
	Mediano a denso	0,070	0,100	0,160
Árvores	Grande porte (salgueiro, mangueira etc)	0,110	0,150	0,200
	Terreno limpo, com tocos e com algumas plantas rasteiras	0,030	0,040	0,050
	Terreno limpo, com tocos e com muitas plantas rasteiras	0,050	0,060	0,080
	Fileira densa, com nível de inundação abaixo dos galhos	0,080	0,100	0,120
	Fileira densa, com nível de inundação acima dos galhos	0,100	0,120	0,160

Fonte: CHOW, 1959

3.6.3.8 Modelagem bidimensional

Para uma abordagem bidimensional, as equações de conservação de massa e de quantidade de movimento podem ser escritas da seguinte forma (CHAUDHRY, 1993):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} + h \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \rightarrow \text{Conservação da Massa} \quad (3.52)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_{0x} - S_{fx}) \rightarrow \text{Conservação da Quantidade de Movimento} \quad (3.53)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} = g(S_{0y} - S_{fy}) \rightarrow \text{Conservação da Quantidade de Movimento} \quad (3.54)$$

onde:

t = variável independente relativa ao tempo (s);

x = variável independente relativa à direção do escoamento no eixo x (m);

y = variável independente relativa à direção do escoamento no eixo y (m);

u = velocidade média do escoamento na direção x (m/s);

v = velocidade média do escoamento na direção y (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

h = espessura da lâmina líquida (m);

S_{0x} e S_{0y} = declividades médias da calha fluvial ou do fundo do canal nas direções x e y , respectivamente (m/m); e

S_{fx} e S_{fy} = declividades das linhas de energia nas direções x e y , respectivamente (m/m), equivalente ao termo de perda de carga unitária por atrito.

Os três primeiros termos das equações 3.53 e 3.54 referem-se à inércia do sistema, enquanto os outros termos correspondem à pressão, à gravidade e ao atrito, respectivamente.

3.7 Mapas de inundação

Após a modelagem da onda de inundação gerada pela ruptura da barragem, a saída numérica pode ser associada à cartografia do vale a jusante, de maneira a delimitar as áreas susceptíveis de serem inundadas. Segundo Viseu e Martins (1997), um mapeamento dessas áreas constitui uma carta de riscos que servirá de base à definição de estratégias de proteção a tomar.

O mapeamento das áreas potencialmente inundáveis a jusante da barragem têm importância fundamental na elaboração do PAE – Plano de Ações Emergenciais. Tais mapas fornecem uma descrição detalhada da área de inundação, tendo como escopo subsidiar a classificação da barragem quanto ao risco potencial e representar uma estimativa consistente das consequências de uma possível ruptura da barragem.

O principal objetivo dos mapas de inundação é mostrar a extensão e o tempo esperado de uma cheia proveniente da ruptura de uma barragem, auxiliando o gerenciamento das ações de emergência por parte das autoridades e proprietários da barragem. Esses mapas devem fornecer informações suficientes para que as autoridades do vale a jusante possam preparar os

sistemas de alerta e os planos de emergência, além de melhorar a gestão do uso e ocupação do solo e determinar as áreas prioritárias de evacuação (BALBI, 2008).

Alguns dos países que dispõem de mapas de inundação os consideram tão confidenciais que não permitem seu uso pelos serviços de emergência (SMITH, 1998 *apud* MCCULLY, 1996). Isso ocorre, em alguns casos, face à preocupação dos mapas serem usados em tempos de guerra. Em outros, porque as autoridades responsáveis não querem admitir que as barragens sejam potencialmente ameaçadoras para as populações que vivem a jusante. Observa-se ainda que questões econômicas podem advir da divulgação de mapas de inundação, principalmente relacionadas aos preços de terras potencialmente inundáveis e aos prêmios das apólices de seguros.

Segundo Morris e Galland (2000), não deve ser subestimada a importância da precisão da modelagem e da escala de mapeamento, pois o mapeamento é necessariamente o produto final de um estudo de ruptura hipotética de barragem e é uma das poucas informações passadas aos serviços de emergência, tais como a defesa civil. Desta forma, os mesmos autores recomendam os seguintes valores para a escala do mapeamento:

- Área urbana $\leq 1:10.000$; e
- Área rural $\leq 1:25.000$.

Assim, a maior parte dos países utiliza a escala 1:25.000, que é uma escala razoável e pode ser útil na estimativa do número de edificações, rodovias, ferrovias e da ocupação do solo ao longo do vale a jusante. Entretanto existem países que adotam como padrão escalas menores que a 1:25.000 e outros, que possuem zonas vastas quase desérticas, a escala 1:50.000 (VISEU e RAMOS, 1999).

Segundo Cunge *et al.* (1980), de forma ideal os limites máximo para o intervalo entre curvas de nível e mínimo para a escala de mapas, capazes de permitir a adequada obtenção de informações topográficas necessárias à modelagem, são, respectivamente, 1 m e 1:10.000. Entretanto, para a maioria das áreas esse tipo de mapa raramente existe. Assim, levantamentos topográficos complementares e fotogrametria aérea podem ser necessários de forma a assegurar a qualidade da representação do curso de água e seu vale no modelo numérico.

Uma dificuldade inerente na elaboração dos mapas de inundação refere-se à obtenção de bases cartográficas que conte com mapas georreferenciados em escalas inferiores a 1:25.000. No Brasil, o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) disponibiliza gratuitamente a base cartográfica de todo o território nacional. No entanto, dependendo da região, os mapas estão com escalas que variam de 1:25.000, 1:50.000 e 1:100.000, com curvas de nível espaçadas em intervalos de 10 m, 20 m e 50 m, respectivamente.

Deve-se ressaltar que a descrição incompleta ou com poucos detalhes da área a ser modelada pode afetar significativamente os volumes escoados e conseqüentemente a modelagem da onda de ruptura. Deve-se procurar equilibrar a representação da conformação do vale a jusante de maneira a representar locais com zonas de armazenamento e áreas que apresentem mudança de declividade ou da forma da seção transversal. A não consideração de locais onde exista um efeito de armazenamento em áreas laterais pode levar a resultados superestimados com relação ao nível de água máximo atingido e ao tempo de chegada da onda de inundação (BRASIL, 2005).

O vale a jusante sofre impactos da cheia induzida de formas distintas e o zoneamento de risco consiste em classificar as áreas potencialmente inundáveis em função do impacto, do grau de perigo e da vulnerabilidade a que estão expostas. As medidas da Defesa Civil são estabelecidas considerando esses riscos, assim como os estudos de estimativa de danos. As principais características hidrodinâmicas envolvidas nesse zoneamento são (ALMEIDA, 2001 *apud* BALBI, 2008):

- Áreas atingidas, que determinam quais elementos em risco serão afetados, como a existência de aglomerados populacionais, estruturas etc.;
- Cotas máximas dos níveis de água ou alturas máximas atingidas, que têm maior influência no total de danos;
- Instantes de chegada da frente da onda de cheia, que têm importância nos tempos de alerta e evacuação;
- Instantes de chegada da altura máxima de água;
- Valor máximo do produto da velocidade (V) pela altura (H) de água ($V \times H$, em m^3/s), que corresponde ao perigo que a água oferece às pessoas e edificações;
- Velocidade máxima do escoamento, que pode caracterizar a capacidade destrutiva; e

- Duração das submersões, para avaliação dos custos materiais e o tempo de recuperação.

Segundo Balbi (2008), os três parâmetros principais fornecidos pelos estudos de propagação necessários aos mapeamentos das zonas de risco são: tempos de chegada da onda de cheia, profundidades de água e velocidades do fluxo.

Grau de perigo em função do tempo de chegada da onda

O tempo de chegada da onda de cheia é associado ao tempo de chegada da cota máxima ou vazão máxima. O tempo entre a identificação da emergência e a chegada da onda nos locais habitados a jusante é o primeiro parâmetro para classificação das áreas de risco de inundações provenientes da ruptura de barragem. O tempo eficaz de aviso, o qual permite que as pessoas e as organizações preparem a mobilização de meios e a evacuação das zonas mais sensíveis, talvez seja o fator mais importante na mitigação dos efeitos das inundações ao longo do vale (PLATE, 1998 *apud* BALBI, 2008). A Tabela 3.16 apresenta o critério adotado pelo USBR em 1999 para estimativa de perdas de vidas em função do tempo de alerta.

Tabela 3.16 – Número esperado de vítimas (NEV) em função do tempo de aviso

Tempo de aviso	Perda de Vidas	Número esperado de vítimas (NEV)
0 a 15 minutos	Significante	NEV = 50% no número de pessoas em risco
15 a 90 minutos	Potencialmente significativa	NEV = (número de pessoas em risco) ^{0,6}
Mais que 90 minutos	Perda de vidas virtualmente eliminada	NEV = 0,0002 x número de pessoas em risco

Fonte: USBR, 1999

Grau de perigo em função da profundidade e da velocidade

A importância de uma submersão se deve à capacidade da cheia provocar danos às pessoas, às edificações e aos bens materiais. Os principais parâmetros para se classificar os danos são: a área atingida, a profundidade da cheia (H) e sua velocidade de propagação (V). A ameaça provocada por esses fatores combinados corresponde ao Risco Hidrodinâmico, dado em m²/s (BALBI, 2008):

$$\text{Risco Hidrodinâmico} = H \times V \quad (3.55)$$

onde:

H = profundidade (m); e

V = velocidade do fluxo (m/s).

Almeida (1999), citando casos reais de inundação, indica que, para profundidades maiores que 3,5 metros, as pessoas atingidas não sobrevivem; para profundidades maiores que 2 metros, 5% da população atingida não sobrevive; para profundidades menores que 2 metros, existe grande probabilidade de sobrevivência. O autor considera ainda que a regra empírica para o fator H x V de sobrevivência é menor que 1 m²/s.

Diversos estudos foram realizados a fim de estabelecer valores para os quais as cheias provocam danos. Em um desses projetos, chamado RescDam (SYNAVEN, 2000), foram realizadas simulações com pessoas e modelos físicos de edificações para tentar obter o grau de perigo de uma inundação. Alguns dos parâmetros são mostrados na Tabela 3.17.

Tabela 3.17 – Definição das consequências do Risco Hidrodinâmico (H x V)

Fator H x V (m ² /s)	Conseqüências
< 0,5	Crianças e deficientes são arrastados
0,5 – 1	Adultos são arrastados
1 – 3	Danos de submersão em edifícios e estruturais em casas fracas
3 – 7	Danos estruturais em edifícios e possível colapso
> 7	Colapso de certos edifícios

Fonte: SYNAVEN, 2000

Conforme mostra a Tabela 3.17, o valor de 0,5 m²/s corresponde ao limite máximo que crianças e deficientes suportam sem serem arrastados, enquanto que valores até 1 m²/s correspondem ao mesmo limite para um adulto.

As Tabelas 3.18 e 3.19 apresentam os critérios adotados por Viseu (2006), para graduação do risco em função da profundidade e da velocidade.

Tabela 3.18 – Critérios para graduação do perigo de inundações para seres humanos

Nível	Classe	Inundação estática (H)	Inundação dinâmica (H x V)
Reduzido	Verde	$H < 1 \text{ m}$	$(H \times V) < 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$
Médio	Amarela	$1 \text{ m} < H < 3 \text{ m}$	$0,5 \text{ m}^2/\text{s} < (H \times V) < 0,75 \text{ m}^2/\text{s}$
Importante	Laranja	$3 \text{ m} < H < 6 \text{ m}$	$0,75 \text{ m}^2/\text{s} < (H \times V) < 1 \text{ m}^2/\text{s}$
Muito importante	Vermelha	$H > 6 \text{ m}$	$(H \times V) > 1 \text{ m}^2/\text{s}$

Fonte: VISEU, 2006

Tabela 3.19 – Critérios para graduação do perigo de inundações para edificações

Nível	Classe	Inundação dinâmica (H x V)	Velocidade (v)
Reduzido	Verde	$H \times V < 3 \text{ m}^2/\text{s}$	$v < 2 \text{ m/s}$
Médio	Amarela	$3 \text{ m}^2/\text{s} < H \times V < 5 \text{ m}^2/\text{s}$	$2 \text{ m/s} < v < 4 \text{ m/s}$
Importante	Laranja	$5 \text{ m}^2/\text{s} < H \times V < 7 \text{ m}^2/\text{s}$	$4 \text{ m/s} < v < 5,5 \text{ m/s}$
Muito importante	Vermelha	$H \times V > 7 \text{ m}^2/\text{s}$	$v > 5,5 \text{ m/s}$

Fonte: VISEU, 2006

A utilização prática das saídas dos modelos numéricos é diretamente ligada ao modo como são apresentados esses resultados. Com o desenvolvimento das ferramentas computacionais de geoprocessamento e dos Sistemas de Informações Geográficas (SIG's) existe uma união considerável dos modelos numéricos, da cartografia da área de estudo e sistemas especialistas para prover uma série de ferramentas que satisfaçam as necessidades efetivas dos usuários finais (BRASIL, 2005).

O uso dos Sistemas de Informações Geográficas tem se difundido nos últimos anos, oferecendo muitas vantagens para a apresentação dos mapas de inundação e a análise dos resultados obtidos em uma modelagem de ruptura hipotética de barragem. Algumas das vantagens oferecidas incluem (MORRIS e GALLAND, 2000):

- Criação de um modelo digital do terreno (MDT);
- Fácil representação dos planos de inundação da ruptura da barragem para comparação da análise de sensibilidade;
- Fácil manipulação dos dados para a produção de mapas;

- Armazenamento de dados de segurança relativos aos mapas de inundação e análise de ruptura, para eventual atualização; e
- Criação de aplicações multimídia com o objetivo de auxiliar os planos de emergência.

Existem diversos programas de geoprocessamento disponíveis no mercado, como o ArcGis (ArcInfo e ArcView) da ESRI, o MapInfo, o Geomedia (Intergraph), o MicroStation Geographics, o CIVIL 3D, entre outros. São programas muito úteis na elaboração de mapas de inundação. As atuais tecnologias de Sistemas de Informações Geográficas (SIG's) auxiliam esses trabalhos, permitindo uma apresentação virtual e com mais qualidade dos dados a serem divulgados e analisados.

Alguns programas são capazes de ler os resultados dos modelos de propagação hidráulica e apresentá-los em Modelos Digitais do Terreno (MDT), facilitando o trabalho de mapeamento. Esse é o caso do modelo hidráulico HEC-RAS combinado ao software de geoprocessamento ArcView, por meio da ferramenta HEC-GeoRAS.

3.8 Dados necessários para um estudo de ruptura

Os dados necessários para um estudo de ruptura hipotética de barragem, com a modelagem da onda de cheia e o mapeamento das áreas potencialmente inundáveis, dividem-se em (CUNGE *et al.*, 1980):

- Dados topográficos: descrevem a geometria do sistema de cursos de água modelado, por meio de levantamento de seções topobatimétricas do vale a jusante, dados de configuração das margens (tipo de cobertura vegetal e uso do solo), cartografia existente, imagens de satélite, entre outros; e
- Dados hidrológicos e hidráulicos: são constituídos por fluviogramas e hidrogramas, dados de medições de vazão e velocidade, registros de cheias naturais, estudo de vazões extremas, curvas cota-descarga, curva cota-área-volume do reservatório, levantamento de marcas de cheia e áreas inundadas, entre outros.

3.8.1 Dados topográficos

As informações topográficas exigidas por um modelo numérico de ruptura podem ser classificadas em dados qualitativos e quantitativos.

O levantamento de dados qualitativos envolve a identificação de elementos do curso de água que influem sobre a forma e as características da cheia, tais como diques naturais e artificiais, aterros de estradas e de encabeçamento de pontes, obstáculos presentes na planície de inundação, eixos preferenciais de escoamento, trechos de estreitamento ou de alargamento abrupto etc. Com base nessas informações são definidos o modelo topológico e os pontos computacionais. As principais fontes de informação para o levantamento de dados qualitativos são mapas, fotografias aéreas, imagens de satélite, fotografias de áreas inundadas, relatos de inundações e visitas de campo (BRASIL, 2005).

Dados quantitativos são aqueles necessários à representação do curso de água e das planícies de inundação no modelo hidráulico, cujo uso exige, em geral, as seguintes informações (CUNGE *et al.*, 1980):

- Direções preferenciais de escoamento, presença e altura de diques, entre outros fatores;
- Celeridade da onda, o que depende das características geométricas da seção transversal; e
- Capacidade de armazenamento do sistema.

Desta forma, três tipos de dados topográficos devem ser obtidos:

- Perfis longitudinais do curso de água;
- Seções transversais do curso de água, indicando a presença de planícies de inundação (zonas de armazenamento); e
- Delimitação de áreas rurais e urbanas, quando for este o caso.

As seções transversais do curso de água, para levantamento dos dados topográficos quantitativos, devem ser divididas em três zonas (CUNGE *et al.*, 1980):

- Leito principal, que conduz as vazões de estiagem e pequenas vazões de cheia;
- Leito maior, que conduz vazões de cheia mantendo a direção preferencial do escoamento definida pelo leito principal; e
- Planície de inundação, onde não se pode identificar uma direção preferencial de escoamento.

Geralmente, a geometria do vale pode ser obtida a partir da topografia levantada para os estudos preliminares de construção da barragem ou em cartografia oficial disponibilizada pelo IBGE. Podem ser utilizadas imagens aéreas e de satélites reconstituídas com apoio de campo, modelos digitais do terreno, dados obtidos por equipamentos a laser ou obtenção de perfis por meio de topografia clássica (BALBI, 2008).

CUNGE *et al.* (1980) sugerem que as seções transversais devem ser levantadas em intervalos regulares de 200 a 500 metros, observando a variação da geometria do curso de água principal e a presença de singularidades. Levantamentos semelhantes devem ser feitos sobre os tributários inseridos no modelo, numa extensão em que são potencialmente influenciados pelo curso de água principal.

Na Tabela 3.20 são apresentadas algumas recomendações propostas pelo Departamento de Minas e Recursos Naturais do Estado de Queensland (NRM), Austrália, para a escolha do espaçamento de seções transversais e o comprimento de curso de água a ser considerado a jusante da barragem (NRM, 2002).

Tabela 3.20 – Distâncias recomendadas entre seções transversais e o comprimento total do curso de água principal, a serem considerados para a propagação de uma onda de ruptura

Volume do reservatório - V (hm³)	Distância recomendada entre seções - D (km)	Comprimento do curso de água principal a ser considerado – L_p (km)
20,0	D > 1	L _p > 60
2,0	0,5 < D < 1	L _p > 20
0,2	D < 0,5	L _p > 5

Fonte: NRM, 2002

No Canadá, o guia de segurança de barragens define que a população que vive a mais de 3 horas de propagação da onda está em uma zona considerada fora de risco. Na Finlândia, a legislação especifica que o cálculo da onda deve ser feito nos primeiros 50 km a jusante (ALMEIDA *et al.*, 2003).

USBR (1999) sugere que os estudos de modelagem e mapeamento se concentrem nos primeiros 30 km a jusante da barragem analisada, por considerar que a vulnerabilidade das pessoas em risco diminui muito a partir dessa distância. Isso acontece primeiro, porque as

áreas mais a jusante são mais e melhor alertadas e, segundo, porque a capacidade da onda de causar danos vai diminuindo com a sua dissipação nas planícies de inundação.

3.8.2 Dados hidrológicos e hidráulicos

Os dados hidráulicos requeridos para o modelo hidráulico são aqueles utilizados para definir as condições de contorno e a capacidade de transporte do curso de água, denominado de condutância (BRASIL, 2005).

Usualmente, as condições de contorno são definidas por hidrogramas ou fluviogramas, a montante, e por relações cota-descarga (curva chave), a jusante. Cunge *et al.* (1980) ressaltam que relações cota-descarga que pressupõem escoamento permanente são biunívocas e introduzem perturbações para montante sobre a simulação do escoamento não-permanente. Assim, fluviogramas relativos à seção localizada mais a jusante, no modelo, quando disponíveis, podem ser úteis para o estabelecimento das condições de contorno de jusante.

Registros de vazão e dos níveis de água podem reconstituir perfis de linha de água “observados”, que servem como base para a estimativa das condutâncias e dos coeficientes de rugosidade, ao longo do curso de água modelado (BRASIL, 2005).

Com relação à estimativa dos coeficientes de rugosidade do curso de água modelado, percebe-se que a seleção desses valores passa por incertezas maiores, na medida que os coeficientes devem ser escolhidos para as planícies de inundação. Uma onda de ruptura tem a capacidade de inundar áreas urbanas e zonas com vegetação densa (CUNGE *et al.*, 1980). Para áreas rurais, a presença de árvores, arbustos e capinzais na planícies deve ser avaliada de forma a pesar a influência para o escoamento da rugosidade desses elementos. Em particular, para áreas urbanas torna-se importante avaliar locais com obstruções específicas, como edifícios ou paredes que se interpõem ao fluxo, gerando uma perda de quantidade de movimento. Morris e Galland (2000) sugerem que, para áreas urbanas, valores elevados de rugosidade (entre 0,05 e 0,20) podem ser considerados.

3.9 Aplicações de modelos matemáticos para propagação de ondas de ruptura

Na literatura internacional são várias as aplicações de modelos matemáticos de propagação de ondas associadas à ruptura de barragens (SINGH, 1996; VISEU, 2006). No Brasil, essas aplicações se resumem aos estudos de caso listados a seguir:

- Costa (1988) utilizou o modelo SMPDBK para propagar a onda de ruptura da barragem Três Marias em Minas Gerais, com a utilização de 7 (sete) seções transversais ao longo do rio São Francisco;
- Mascarenhas (1990) realizou três estudos de ruptura hipotética de barragens utilizando modelagem explícita (barragem de Antas, situada em Minas Gerais, e barragem de Funil, situada no rio Paraíba do Sul) e implícita (barragem de Serra da Mesa, situada no rio Tocantins);
- Collischonn (1997) comparou os resultados dos modelos SMPDBK e DAMBRK tendo como estudo de caso a ruptura hipotética da barragem de Ernestina, no Rio Grande do Sul; foram utilizadas seções transversais do rio Jacuí obtidas a partir de cartas topográficas;
- Aguirre (1997) aplicou um modelo baseado na solução das equações de Saint-Venant por meio de um esquema implícito de diferenças finitas para simular a propagação da onda de cheia causada pela ruptura hipotética da barragem de Serra da Mesa, localizada no rio Tocantins;
- Prates (1999) utilizou as equações de Saint Venant considerando a técnica da pseudo-viscosidade e um esquema explícito de diferenças finitas para simular a propagação da onda de cheia associada à ruptura hipotética da barragem de Funil, localizada no rio Paraíba do Sul;
- Santos *et al.* (2003) desenvolveram um modelo para a solução das equações de Saint-Venant utilizando um esquema numérico implícito de diferenças finitas e o aplicaram na simulação de diversos cenários de ruptura na cascata de reservatórios do rio Paranapanema;
- Monte-Mor (2004) utilizou o modelo FLDWAV para simular a ruptura hipotética da barragem Ninho de Águia, no rio Santo Antônio, em Minas Gerais, com seções transversais do trecho de jusante obtidas por meio de mapas topográficos. Foram gerados mapas de inundação com o uso de ferramenta SIG;

- Brasil (2005) utilizou modelagens unidimensional e bidimensional para a propagação da onda de cheia decorrente da ruptura hipotética da barragem Rio de Pedras, localizada no rio das Velhas, em Minas Gerais. Foram levantadas em campo 100 seções topobatimétricas ao longo do trecho simulado. Para a modelagem unidimensional foi utilizado o modelo FLDWAV e para a modelagem bidimensional, o modelo FESWMS, que apresentou certas restrições com relação à convergência; e
- Uemura (2009), utilizou o modelo Cliv PLUS para simular a ruptura hipotética da barragem Guarapiranga, localizada na região metropolitana da cidade de São Paulo.

Há uma preocupação em validar os resultados de modelagens matemáticas de propagação de ondas causadas por rupturas de barragens, seja utilizando dados de eventos reais (SINGH, 1996) ou de modelagens físicas (VISEU, 2006). Notadamente, tais comparações são difíceis de serem realizadas face à dificuldade de obtenção de dados de eventos dessa natureza e à complexa modelagem do fenômeno em laboratório. A pertinência do uso de modelos matemáticos é subsidiada por resultados promissores de algumas aplicações com comparações com resultados reais das rupturas das barragens de Buffalo Creek e Teton (SINGH, 1996) e das barragens de Malpasset e Tous (IMPACT, 2005).

A CDA – Canadian Dam Association, por exemplo, em seu congresso anual realizado em outubro de 2005, inclui um estudo (ZHOU *et al.*, 2005) cujo o objetivo era comparar o modelo HEC-RAS com os modelos FLDWAV e DAMBRK, e avaliar as vantagens e desvantagens de cada um. Segundo o mesmo estudo, ainda que os modelos FLDWAV e HEC-RAS tenham a mesma base teórica (solução das equações de Saint-Venant) e utilizem as mesmas técnicas numéricas para a maioria dos casos, o primeiro é um modelo que usa automaticamente um menor passo de tempo quando o esquema numérico não converge, enquanto que o segundo usa um passo de tempo fixo para toda a simulação. Dessa forma, justificam os mesmos autores, é mais fácil a convergência de simulação do FLDWAV em relação ao HEC-RAS. Assim, nesta pesquisa, de forma pioneira no Brasil, os modelos FLDWAV e HEC-RAS são testados e comparados com base na aplicação da propagação da onda de cheia para o caso da ruptura hipotética da UHE Funil, no Rio Paraíba do Sul, no Rio de Janeiro em uma tentativa de contribuir para o progresso técnico e científico de modelagens matemáticas para a propagação de ondas de cheia decorrentes de rupturas hipotéticas de barragens.

4 METODOLOGIA

De acordo com o USBR (1987), com o Boletim 111 do Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1998) e com as pesquisas desenvolvidas no âmbito do EHR-UFMG – Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais (MONTE-MOR, 2004; MONTE-MOR e PALMIER, 2004; BRASIL, 2005; BRASIL *et al.*, 2005a; BRASIL *et al.*, 2005b; BRASIL *et al.*, 2005c; BRASIL *et al.*, 2005d; BRASIL *et al.*, 2006; PALMIER *et al.*, 2007; LAURIANO *et al.*, 2008a; LAURIANO *et al.*, 2008b; LAURIANO *et al.*, 2008c; BALBI, 2008), uma metodologia de estudo de ruptura hipotética de barragem pode ser descrita em quatro etapas, a saber:

- Determinação do hidrograma de ruptura;
- Propagação da onda de ruptura;
- Mapeamento das áreas potencialmente inundáveis; e
- Elaboração do Plano de Ações Emergenciais (PAE).

Cabe ressaltar que a presente pesquisa não irá abordar a avaliação e/ou elaboração do PAE.

4.1 **Determinação do hidrograma de ruptura**

Conforme mencionado no item 3.4, o processo de ruptura e formação da brecha é de grande influência para a magnitude, duração e forma do hidrograma de saída da barragem. A hipótese de ruptura completa e instantânea é o enfoque mais antigo e o que representa a pior situação possível. Essa hipótese é utilizada quando se trata de barragens de concreto em arco, ou quando se deseja o cenário mais conservador sob o ponto de vista da segurança. Em grandes barragens de terra ou de concreto em gravidade essa hipótese não é realista. Para estas são desenvolvidas modelagens que consideram o tipo de material e de estrutura, embora o mecanismo de falha e de evolução da brecha não sejam ainda bem conhecidos. Ou seja, barragens de concreto em arco tendem a romper em menos tempo e completamente, já barragens de terra rompem mais lentamente e a ruptura pode não ser completa. Benoist (1989) sugere que para barragens de concreto em arco, caso da barragem escolhida nesta pesquisa, a ruptura é completa. Nos casos históricos de rupturas de barragens de concreto em arco citados no item 3.2, as barragens de St. Francis, nos Estados Unidos, e de Malpasset, na França, menciona-se que suas rupturas ocorreram de forma súbita e completa.

Por meio de formulações matemáticas deduzidas de modo empírico, pode-se determinar a vazão de pico defluente devido à ruptura, em função das características da barragem (altura, comprimento da crista, volume do reservatório etc) e da brecha de ruptura (largura, altura e tempo de formação). A Tabela 3.8, no item 3.5, apresenta equações empíricas utilizadas para a determinação da vazão de pico.

Para representar o tempo de esvaziamento do reservatório, tipos simplificados de hidrograma podem ser usados, como o hidrograma triangular simplificado (MASCARENHAS, 1990) e o hidrograma parabólico (BARFIELD *et al.*, 1981 *apud* WALTHER, 2000). Esses hidrogramas de ruptura são apresentados na Tabela 3.8, no item 3.5.

Morris e Galland (2000) mostram que as diferentes abordagens existentes na determinação das vazões de pico e do hidrograma de ruptura podem afetar a taxa de escoamento da água e o potencial de inundação das áreas a jusante. Verifica-se, assim, que, para cada barragem, pode ser construído um número elevado de cenários. Devido às incertezas de formação da brecha e do hidrograma de ruptura, optou-se por trabalhar com diferentes cenários de ruptura.

4.2 Propagação da onda de ruptura

Dentre os diversos modelos de simulação do escoamento provocado pela ruptura de uma barragem no vale a jusante, foram escolhidos para esta pesquisa os modelos FLDWAV e HEC-RAS, uma vez que vêm sendo exaustivamente utilizados em pesquisas e engenharia consultiva e pelo fato de que são escassas as comparações entre seus resultados.

Tal escolha foi feita mesmo considerando as limitações desses modelos em tratar a propagação de uma onda de ruptura, pois os mesmos não isolam a onda de choque que pode ocorrer devido ao colapso de uma barragem, nem utiliza outras equações que não as de Saint-Venant na região do choque (PASINATO e TUCCI, 1992). Notadamente, tal abordagem é uma limitação dos modelos e pode gerar resultados não confiáveis para determinadas situações.

Para o estudo de caso desta pesquisa, no trecho de jusante há locais com amplas planícies de inundação, áreas urbanizadas e diversas pontes e outras estruturas hidráulicas. Assim, seria recomendável a comparação dos resultados obtidos com modelos uni e bidimensionais. De fato, procurou-se utilizar, também, o modelo numérico MIKE 21, desenvolvido pelo DHI

Water & Environment, que realiza a propagação em regime não- permanente e gradualmente variado, simulando em formulação bidimensional sistemas fluviais complexos, lagos, estuários e sistemas costeiros. Infelizmente, as simulações realizadas apresentaram problemas de convergência, o que impediu a obtenção de resultados.

A aplicação das equações de Saint-Venant implica na adoção das seguintes hipóteses simplificadoras:

- Distribuição hidrostática de pressões;
- Perda de carga estimada pela equação de Manning;
- escoamento unidimensional;
- Pequena declividade do fundo do canal;
- Fluido incompressível e homogêneo (densidade constante); e
- Perfil uniforme de velocidade na seção transversal do canal.

A utilização de modelos hidrodinâmicos unidimensionais (1D) escolhidos requer as seguintes informações:

- Condições de contorno associadas às características da barragem e das causas da ruptura, descrição do hidrograma defluente e da vazão de pico na seção da barragem;
- Condições iniciais na barragem e ao longo do curso de água a jusante;
- Descrição da conformação topográfica do vale a jusante (definição das seções transversais), que influencia diretamente na propagação da onda de ruptura;
- Definição dos valores para os incrementos espaciais (Δx) e temporais (Δt) usados na solução computacional das equações de Saint-Venant;
- Definição da rugosidade do leito e das planícies de inundação para cada seção transversal do vale a jusante;
- Definição de estruturas de controle hidráulico (naturais ou artificiais), soleiras, expansões, pontes, diques laterais; e
- Definição das contribuições laterais (escolha de tributários relevantes na área de estudo) e associação de hidrogramas de cheia para cada uma delas.

A condição de contorno de montante definida para os dois modelos unidimensionais foi o hidrograma de ruptura defluente da barragem (foram considerados diferentes cenários de ruptura com base em diferentes vazões de pico e forma do hidrograma). Para a condição de contorno de jusante do modelo FLDWAV foi utilizada a curva chave com *loop*, usando a equação de Manning com um termo de declividade de energia dinâmica, e para o modelo HEC-RAS, a curva chave de escoamento permanente.

As condições iniciais para as variáveis Q e h para o tempo $t = 0$, em todas as seções transversais, foram assumidas como aquelas equivalentes a de um regime de escoamento permanente e uniforme com vazão igual à vazão de base do hidrograma de ruptura.

Em simulações iniciais, foram consideradas seções transversais obtidas a partir de cartas topográficas do IBGE (escala 1:50.000 e curvas de nível a cada 20 metros). Posteriormente, foram utilizadas seções topobatimétricas obtidas de levantamento de campo, conforme especificações descritas no item a seguir.

Para Δx assumiu-se o valor de 50 metros para ambos os modelos, e para Δt , o valor de 0,01 hora para o FLDWAV e de 30 segundos para o HEC-RAS, em função da interface de entrada dos dados de cada software.

Os valores do coeficiente de Manning foram adotados a partir da comparação das características da área de estudo com valores sugeridos na prática da engenharia hidráulica.

A contribuição do escoamento de afluentes para o curso de água principal não foi considerada, porque a cheia resultante da ruptura da barragem no curso de água principal é muito maior que as vazões naturais que ocorrem nesses afluentes.

A modelagem da ruptura de uma barragem exige que muitas suposições sejam adotadas, o que ocorre frequentemente, face à falta de dados quantitativos para a análise do problema estudado. As características que podem levar a erros na simulação da onda de cheia incluem (MORRIS e GALLAND, 2000):

- Determinação do mecanismo de ruptura e formação da brecha;
- Processo de esvaziamento do reservatório durante a ruptura;
- Descrição da topografia da área a jusante e do caminho preferencial do escoamento;

- Escolha dos coeficientes de rugosidade das diversas áreas do vale;
- Simplificações adotadas para a modelagem em áreas urbanas e planícies de inundação;
- Interação com as singularidades presentes ao longo da área (pontes, diques, transições); e
- Efeitos dos escombros e sedimentos.

Morris e Galland (2000) afirmam que ainda é limitada a capacidade técnica para se determinar com exatidão todas as variáveis associadas à ruptura de uma barragem. Dessa forma, uma análise da influência dos diferentes parâmetros nos resultados da modelagem foi realizada.

4.3 Levantamento topobatimétrico

Sylvestre e Sylvestre (2002) recomendam a obtenção de seções transversais ao longo do curso de água de modo a caracterizar adequadamente sua topografia (singularidades, planícies de inundação etc). A descrição dos tipos de cobertura vegetal e usos do solo, no vale a jusante da barragem, é importante para a escolha dos coeficientes de rugosidade das planícies de inundação e do leito do rio.

Levantamentos topobatimétricos têm custo relativamente elevado, o que dificulta a realização de estudos de ruptura com disponibilidade de seções transversais que caracterizem de forma adequada o trecho de jusante da barragem, qual seja, seções transversais com intervalos regulares de até 5.000 metros. Para a presente pesquisa, foi possível contratar uma empresa de topografia para realizar serviços de levantamentos de seções topobatimétricas. Notadamente, havia uma restrição de custos que foi fator limitante para escolha das seções. As especificações do levantamento realizado são descritas nos dois subitens apresentados a seguir.

4.3.1 Localização das seções transversais

A escolha da localização das seções transversais é realizada seguindo os seguintes critérios:

- Trecho retilíneo, com margens simétricas e sem alargamentos ou estreitamentos bruscos de seção;

- Uniformidade na configuração e cobertura vegetal ao longo das planícies de inundação nas margens esquerda e direita;
- Em longos trechos retilíneos, posicionar as seções no terço de jusante;
- Na identificação de um controle hidráulico no trecho retilíneo, posicionar a seção do extremo de jusante sobre a singularidade; e
- As pontes com encontros simétricos e localizadas em trechos retilíneos apresentam um controle hidráulico bem delineado.

A Figura 4.1 apresenta, de forma esquemática, os principais critérios para a seleção do trecho fluvial de interesse.

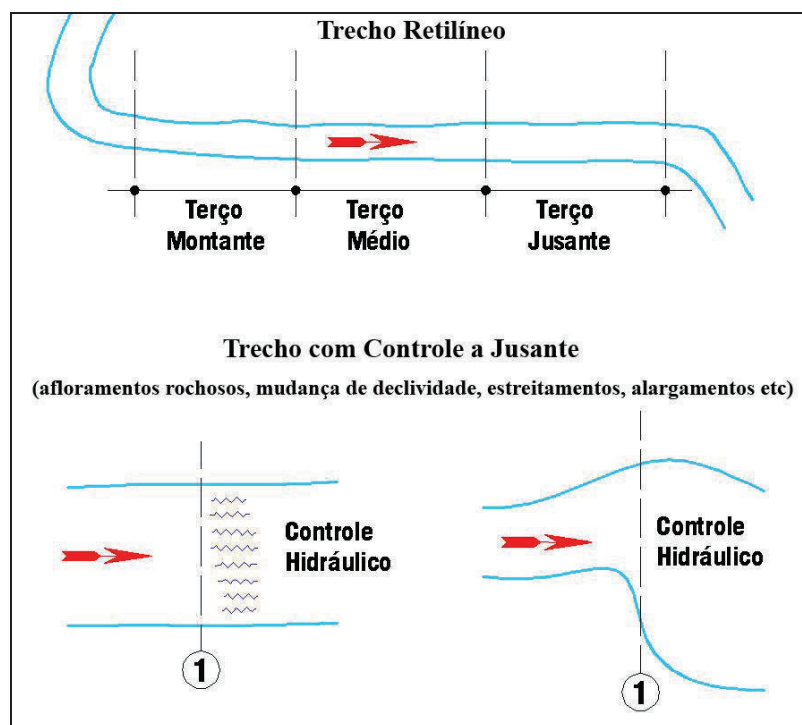


Figura 4.1 – Trechos fluviais de interesse

Fonte: CEMIG, 1997 *apud* BRASIL, 2005

4.3.2 Levantamento das seções transversais

Na Figura 4.2 apresenta-se o esquema de locação das seções topobatimétricas no trecho fluvial selecionado, o qual deve seguir os critérios básicos:

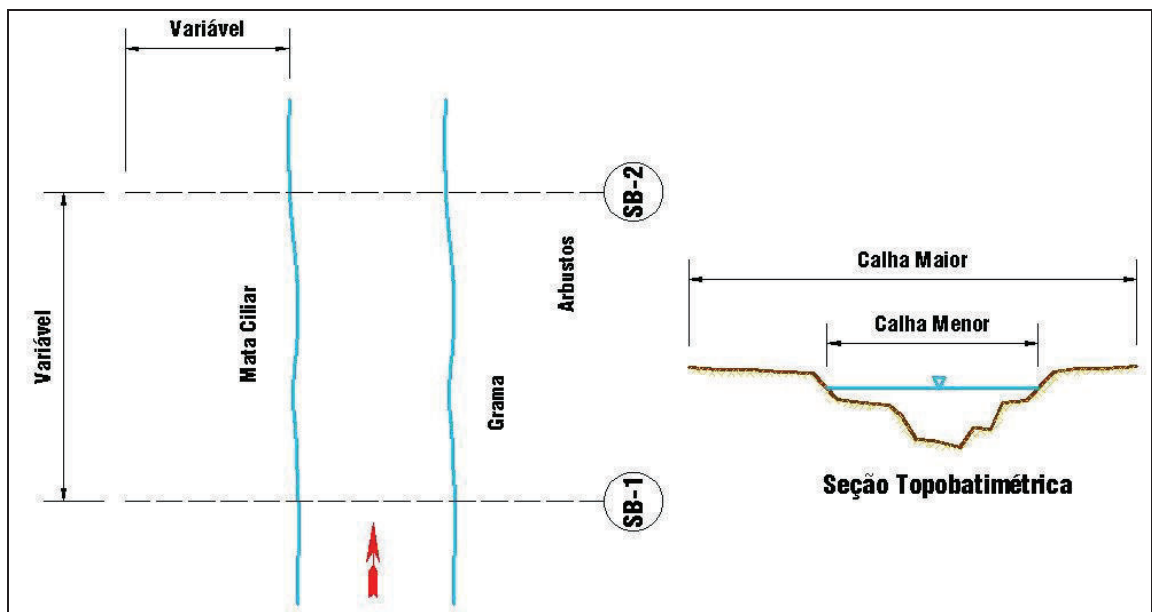


Figura 4.2 – Esquema de localização das seções topobatimétricas

Fonte: CEMIG, 1997

- Na data do levantamento, em cada seção deverá ser registrado o nível de água ao longo de toda a extensão do curso de água;
- Nos locais com presença de marcas de cheia, essas devem ser levantadas de modo a permitir o mapeamento da linha de inundação máxima naquele trecho; e
- As seções deverão ter o alinhamento perpendicular ao escoamento, podendo ser constituídas por linhas quebradas (poligonal), dependendo da configuração da planície de inundação em relação à calha menor do rio (Figura 4.3);

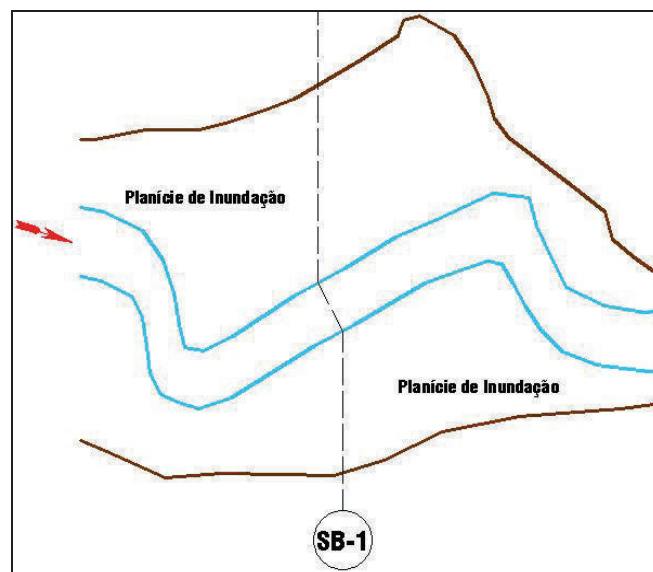


Figura 4.3 – Seção com alinhamento perpendicular ao escoamento

Fonte: CUNGE *et al.*, 1980 *apud* BRASIL, 2005

- No caso de pontes que não estejam alinhadas perpendicularmente ao escoamento, deve-se local o ângulo no qual elas estão dispostas em relação ao mesmo;
- O número de pontos a serem levantados em cada seção deverá ser tal que permita a aproximação de todos os contornos e singularidades, buscando a maior aproximação possível com a realidade do campo;
- Os pontos de mudança da cobertura vegetal, de limite entre as calhas menor e maior ou qualquer outra singularidade julgada relevante (cercas, moitas de bambus, edificações, diques naturais e artificiais, como aterros de rodovias e ferrovias) deverão ser destacados com base em observações na caderneta de campo; e
- Cada seção deverá ter um croqui esquemático, indicando as características da vegetação das margens e a natureza do leito maior e menor, segundo o exemplo da Figura 4.4.

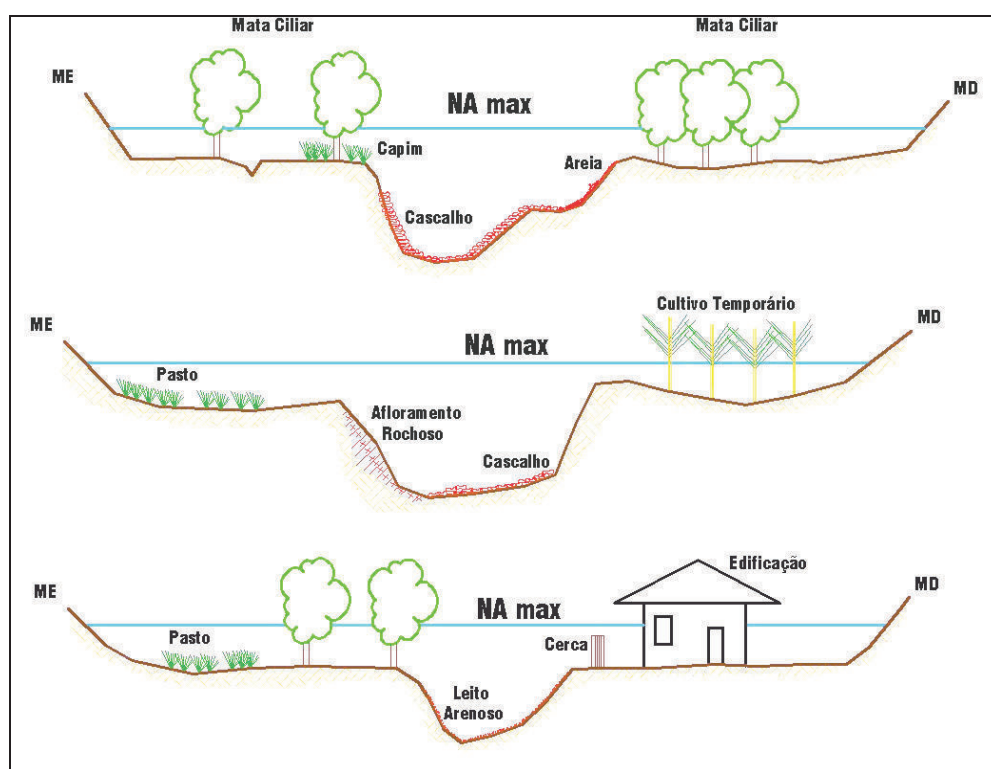


Figura 4.4 – Esquema de croquis típicos das seções topobatimétricas

Fonte: CEMIG, 1997 *apud* BRASIL, 2005

A existência de uma ponte no trecho selecionado pode representar uma condição de controle hidráulico. Nesses casos, as seções deverão ser levantadas logo a montante da ponte. O vão central da ponte deverá conter também as informações mostradas no esquema da Figura 4.5.

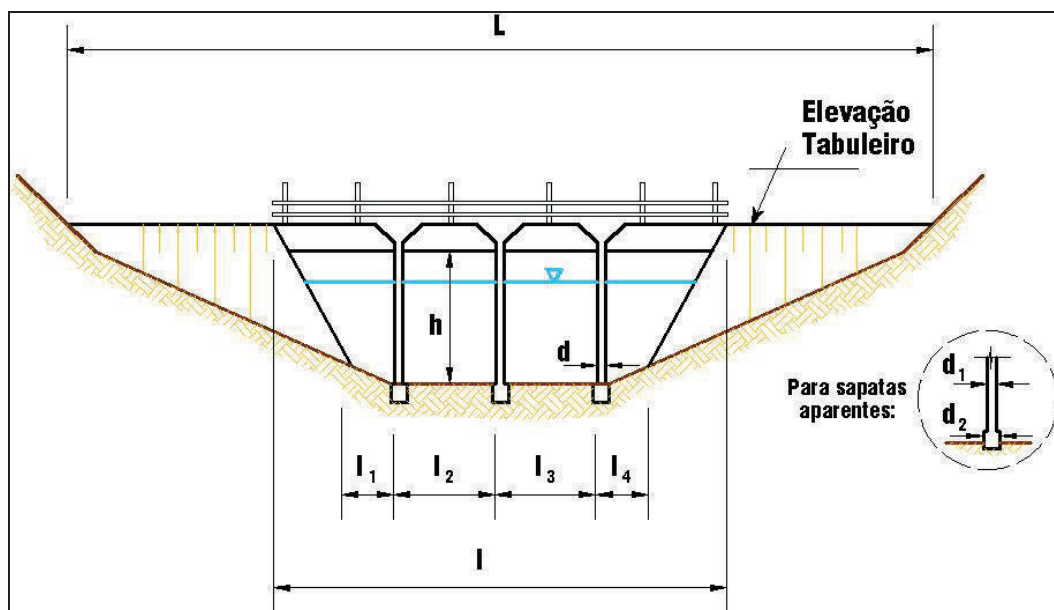


Figura 4.5 – Esquema indicando vão central da ponte

Fonte: CEMIG, 1997 *apud* BRASIL, 2005

4.4 Comparação dos resultados

Nesta pesquisa, os modelos FLDWAV e HEC-RAS são testados e comparados na aplicação da propagação da onda de cheia no caso da ruptura hipotética da UHE Funil, no Rio Paraíba do Sul, no Rio de Janeiro. Os modelos são avaliados no vale a jusante da barragem, num trecho de curso de água de aproximadamente 220 km, representado por 27 seções topobatimétricas levantadas em campo.

Na comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS, são avaliados os resultados relativos a vazões, cotas, velocidades máximas atingidas e tempos de chegada da onda de cheia nas diferentes seções, considerando cenários distintos de ruptura da barragem. Adicionalmente, são analisados os resultados entre os dois modelos referentes à:

- Entrada diferenciada de seções transversais entre os próprios modelos, já que o HEC-RAS detalha toda a calha do rio a partir de pares de pontos com elevação x distância transversal e o FLDWAV representa a seção de forma mais simplificada, com pares de valores referentes à elevação x largura da seção;
- Entrada de seções com geometria similar em ambos os modelos; e
- Curva chave com *loop* (vazão x elevação) em uma dada seção transversal.

Depois da comparação dos resultados dos modelos FLDWAV e HEC-RAS, é realizada uma análise do modelo FLDWAV com base na variação de alguns parâmetros que contribuem para a incerteza dos resultados. Os parâmetros definidos para análise foram:

- Tipo de hidrograma de ruptura (triangular e com decaimento parabólico);
- Coeficiente de Manning para valores usuais, mínimos e máximos;
- Vazão de pico para diferentes cenários; e
- Seções transversais, obtidas por meio de cartas topográficas e levantadas em campo.

4.5 Mapeamento de áreas potencialmente inundáveis

A partir das saídas fornecidas pelos modelos numéricos FLDWAV e HEC-RAS, pode-se utilizar ferramentas de geoprocessamento de maneira a associar os dados advindos da propagação da onda de cheia à cartografia da área objeto de estudo. A utilização de um software de geoprocessamento permite criar o Modelo Digital do Terreno (MDT) e a representação do plano de inundação da onda de cheia provocada pela ruptura da barragem, que corresponde ao Modelo Digital das Seções Topobatimétricas (MDST). A comparação entre esses dois elementos possibilita a criação de mapas de inundação para as áreas de interesse.

O MDT é um termo usado para fazer referência a uma imagem raster que armazena dados de elevações da superfície do terreno e ainda pode conter informações sobre drenagens, divisores de água, taludes e outros dados. A sua construção é feita com a utilização de rotinas de interpolação, a partir de pontos topográficos discretos ou curvas de nível. O MDT consiste em uma matriz ordenada de números que representam a distribuição espacial das elevações, tendo como referência um datum arbitrário sobre a superfície terrestre.

A partir de mapas digitalizados e georreferenciados, é possível produzir um arquivo de vetores que representa as curvas de nível do terreno, como base para a geração do MDT. Da mesma maneira, os planos de inundação são criados a partir da interpolação das seções topobatimétricas (MDST), os quais têm, como informação para cada seção, as cotas máximas de inundação provenientes da modelagem hidráulica. A relação entre o MDT e o MDST consiste na divisão da imagem raster que representa a superfície do terreno, com suas cotas altimétricas, pela imagem do plano de inundação, com as respectivas cotas. Quando a imagem


raster apresenta valores superiores ao valor 1, significa que a superfície do terreno está mais elevada que o plano de inundação. Por outro lado, se os valores forem inferiores a 1, significa que as cotas do plano de inundação são maiores que as do terreno.

A imagem resultante dessa operação pode ser reclassificada para melhor representar a envoltória máxima de inundação. Essa reclassificação foi feita obedecendo-se os seguintes critérios:

- Para as células (pixel) com valor menor ou igual a 1, atribui-se o valor igual a 1, pois o terreno encontra-se na planície de inundação; e
- Para as células (pixel) com valor maior que 1, atribui-se o valor igual a 0, pois o terreno está acima da área de inundação.

Os mapas de inundação são representados considerando a profundidade máxima da inundação e sua classificação (Tabela 4.1) é definida em função da ameaça potencial à vida humana (BALBI, 2008).

Tabela 4.1 – Classificação das profundidades máximas de inundação, baseada nos níveis de perigo para seres humanos

Nível	Classe	Inundação estática (H)
Reduzido	Azul claro	$H < 1 \text{ m}$
Médio		$1 \text{ m} < H < 3 \text{ m}$
Importante		$3 \text{ m} < H < 6 \text{ m}$
Muito importante	Azul escuro	$H > 6 \text{ m}$

Fonte: BALBI, 2008

Para a elaboração dos mapas de inundação, com a criação do MDT e do MDST, foi utilizado o software de geoprocessamento ArcView GIS, em sua versão 9.3, desenvolvido pela ERSI. O método de krigagem (*kriging*) é um dos métodos utilizados por esse software como rotina de interpolação para a geração do MDT e do MDST.

5 ESTUDO DE CASO: UHE FUNIL - RJ

5.1 *Descrição geral da barragem*

Segundo CBDB (1982), a Usina Hidrelétrica (UHE) Funil apresenta uma arquitetura diferente das demais usinas de FURNAS, com uma barragem do tipo abóbada de concreto, com dupla curvatura, única no Brasil e com altura máxima de 85 m, que foi construída no rio Paraíba do Sul, no local conhecido como Salto do Funil, no município de Itatiaia, estado do Rio de Janeiro. Sua construção já vinha sendo planejada desde 1930, com o objetivo de permitir a eletrificação de uma estrada de ferro ligando as cidades do Rio de Janeiro, de São Paulo e de Belo Horizonte. O projeto foi postergado e, somente em 1961, foi iniciada a sua construção pela CHEVAP (Companhia Hidrelétrica do Vale do Paraíba). Em 1965, a Usina de Funil foi absorvida pela ELETROBRÁS que, dois anos mais tarde, designou FURNAS para concluir a construção da obra e colocar a usina em funcionamento. Sua operação teve início em 1969 e, um ano e meio depois, a usina já fornecia ao sistema elétrico de FUNAS sua capacidade total de 216 MW.

Apesar de possuir uma potência instalada relativamente pequena, a UHE Funil é considerada de grande importância por estar localizada próxima a grandes centros consumidores da região sudeste do Brasil, garantindo confiabilidade do suprimento de energia elétrica aos estados do Rio de Janeiro, São Paulo e Espírito Santo e adequando a tensão nessa região, onde estão instaladas grandes indústrias, como a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), em Volta Redonda.

Outro aspecto mencionado como de grande importância dessa usina está relacionado à capacidade de regularização das vazões do rio Paraíba do Sul pela barragem de Funil, com potenciais vantagens na redução da frequência e da intensidade de cheias nas cidades localizadas a jusante.

As Figura 5.1 mostra uma vista da UHE Funil e na Tabela 5.1 é apresentada a Ficha Técnica do empreendimento, obtida junto a equipe técnica de FURNAS. No Apêndice 1, apresenta-se também o arranjo geral da barragem.

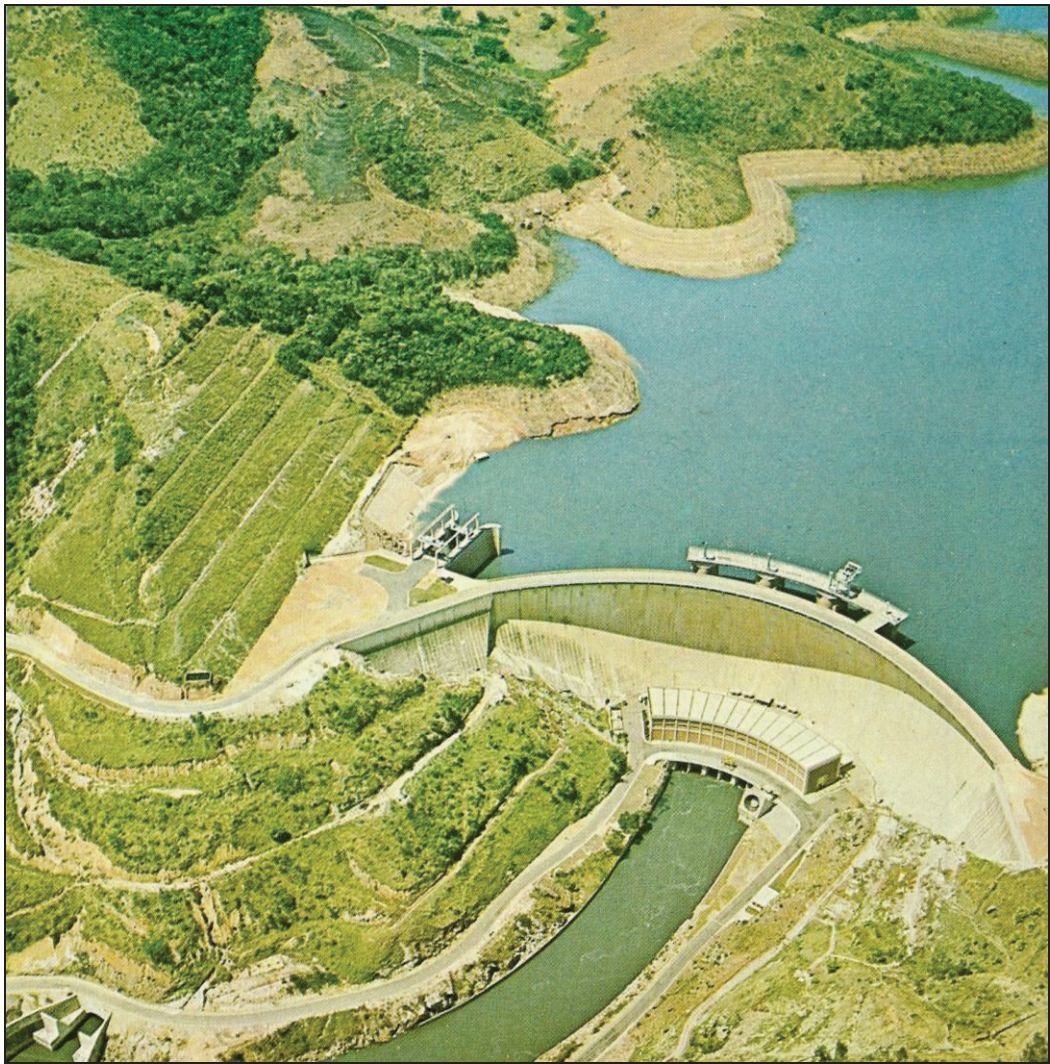


Figura 5.1 – Vista do eixo e do reservatório da UHE Funil

Fonte: CBDB, 1982

Tabela 5.1 – Ficha Técnica da UHE Funil

Localização		
Rio	Paraíba do Sul	
Coordenadas geográficas	22° 32' 00"S e 44° 34' 00"W	
Área de drenagem	16.900 km ²	
Município	Itatiaia - RJ	
Dados da barragem		
Tipo / material	Abóboda de concreto com dupla curvatura	
Volume total de concreto	286.000 m ³	
Comprimento de coroamento	385,0 m	
Altura máxima sobre fundações	85,0 m	
Largura no coroamento	4,0 m	
Largura na base da fundação	30,3 m	
Cota no coroamento	468,0 m	
Níveis de NA a jusante		
Cota máxima de operação	401,0 m	
Cota média de operação	397,1 m	
Cota mínima de operação	393,2 m	
Vazões características		
Máxima registrada	1.543,0 m ³ /s	
Mínima registrada	50,0 m ³ /s	
Média anual	232,0 m ³ /s	
Regularizada	138,0 m ³ /s	
Máxima de projeto	4.900,0 m ³ /s	
Reservatório		
Área do reservatório na cota 466,5 m	39,73 km ²	
Cota máxima maximorum	466,5 m	
Cota mínima útil	444,0 m	
Borda livre	1,5 m	
Volume total acumulado na cota 466,5 m	888,3 hm ³	
Volume útil	605,7 hm ³	
Volume morto	282,6 hm ³	
Vertedouros de superfície em túnel	Margem direita	Margem esquerda
Número de vãos	1	2
Comprimento total	87,4 m	31,5 m
Cota da soleira	450,5 m	453,5 m
Largura dos vãos (comportas)	11,5 m	13,5 m
Altura dos vãos (comportas)	16,5 m	14,2 m
Descarga de fundo		
Tipo	Jato cônico	
Cota de afogamento	418,0 m	
Cota de soleira	400,0 m	
Diâmetro interno	4,50 m	
Capacidade de descarga	210,0 m ³ /s	
Tomada de água		
Quantidade	3	
Tipo	Lagarta (4,50 m x 6,25 m)	
Unidades geradoras		
Quantidade	3	
Potência Nominal	216,0 MW	
Turbinas		
Quantidade	3	
Tipo	Francis, de eixo vertical	
Engolimento máximo	401,0 m ³ /s	

A Figura 5.2 apresenta a curva cota x área x volume do reservatório da UHE Funil, fornecida pela equipe técnica de FURNAS.

Em função da cota limite de inundação e da capacidade de acumulação do reservatório da barragem de Funil, surgiu a necessidade de fechar-se, mediante uma barragem auxiliar de terra, certa sela topográfica do terreno ao longo da margem esquerda do rio Paraíba do Sul, de modo a evitar a inundação de mais de 6 km da Rodovia Presidente Dutra e de aproximadamente 13 km da Estrada de Ferro Central do Brasil. Essa barragem, denominada de Nhangapi, trata-se de uma estrutura de terra compactada, de seção homogênea, com a cota do coroamento de 468 m, comprimento da crista da ordem de 2.700 m e altura máxima de 48 m (CHEVAP, 1962).

Mascarenhas (1990) realizou um estudo de ruptura hipotética da UHE Funil, com a propagação da onda de ruptura no rio Paraíba do Sul, onde foi utilizado um modelo matemático desenvolvido pelo próprio autor, por meio da aplicação do método explícito de diferenças finitas. Na ocasião, o hidrograma de ruptura da barragem foi estimado com vazão de pico igual a 18.550 m³/s e o trecho propagação ao longo do rio Paraíba do Sul foi delimitado até o município de Barra do Piraí, com utilização de 5 seções transversais espaçadas a cada 20 km.

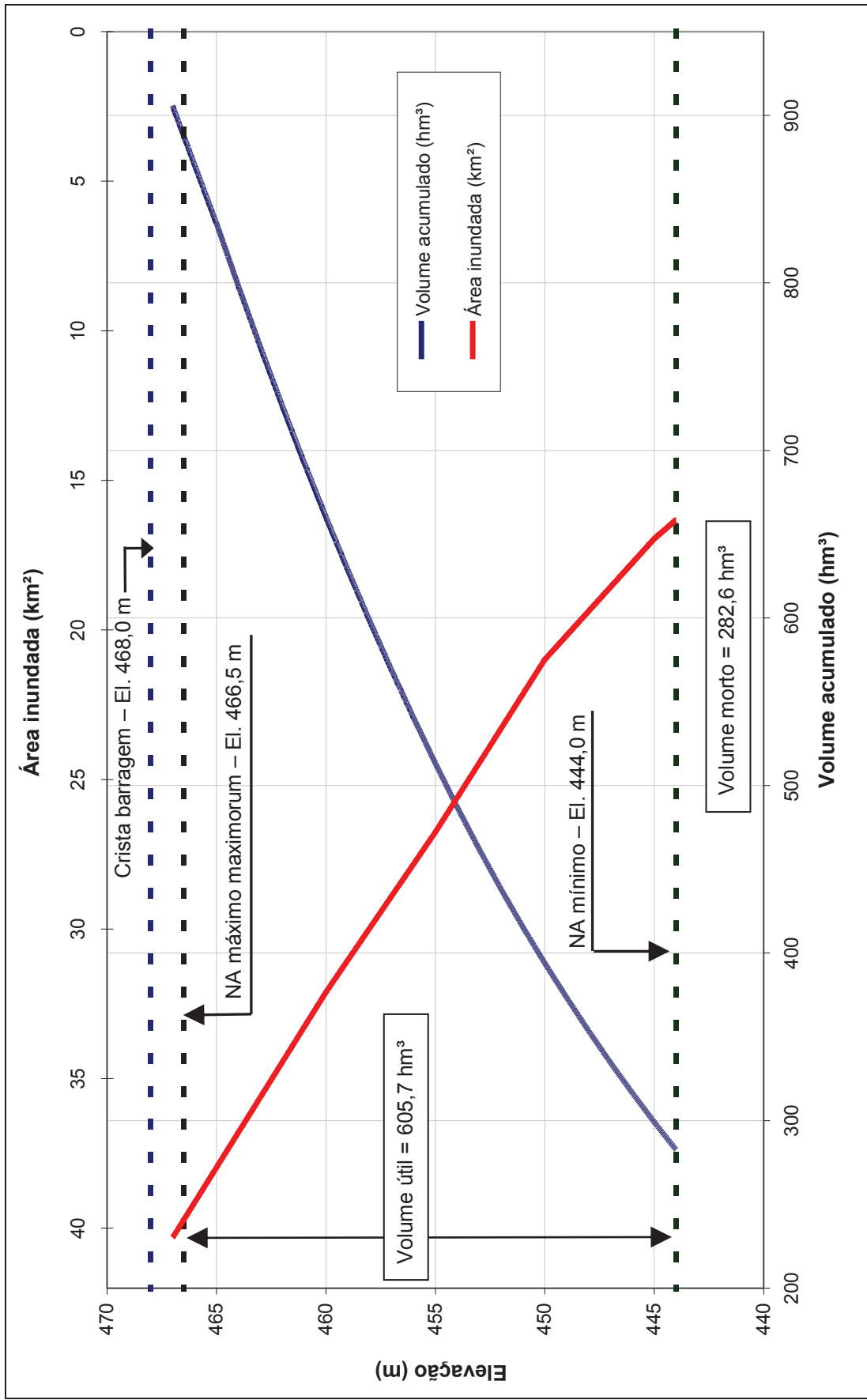


Figura 5.2 – Curva cota x área x volume do reservatório da UHE Funil

5.2 Descrição geral da bacia e da área a jusante da barragem

A bacia do rio Paraíba do Sul encontra-se compreendida entre os paralelos 20°26' e 23°38' sul e os meridianos 41°00' e 46°30' oeste. Ao norte, seu divisor de águas se faz entre as bacias dos rios Grande e Doce por intermédio da serra da Mantiqueira, e ao sul, a serra do Mar separa a bacia de pequenos rios que fluem para o oceano Atlântico. A bacia pertence aos estados de São Paulo, Minas Gerais e Rio de Janeiro, ocupando 55.400 km², sendo densamente povoada, com cerca de 15 milhões de pessoas em aproximadamente 180 municípios, sendo essa região urbanizada responsável por quase 10% do PIB nacional, com cerca de 7.000 indústrias diversificadas e 6.000 pequenas e médias empresas (MARENGO e ALVES, 2005). A Figura 5.3 mostra a bacia do rio Paraíba do Sul, com o seu arranjo institucional interno.

O rio Paraíba do Sul é formado pela confluência dos rios Paraitinga e Paraibuna, na cidade de Paraibuna, no estado de São Paulo. Começa seu percurso de leste para oeste: na altura de Guararema é barrado pelas serras e então inverte seu curso em quase 180°, seguindo de oeste para leste. O rio desemboca no oceano Atlântico na cidade de São João da Barra, Rio de Janeiro, totalizando 1.180 km de extensão (SOUZA JÚNIOR, 2004).

O maior usuário da bacia do rio Paraíba do Sul é o Sistema Light, que, mediante um sistema de transposição de água entre bacias, retira aproximadamente dois terços (160 m³/s) da vazão média do rio Paraíba do Sul no seu trecho médio, na barragem Santa Cecília em Barra do Piraí. A transposição é destinada à geração de energia elétrica no Complexo Hidrelétrico de Lajes e cria uma oferta hídrica relevante na bacia receptora do rio Guandu, que se constitui no principal manancial de abastecimento de água da Região Metropolitana do Rio de Janeiro (BRAGA *et al.*, 2008).

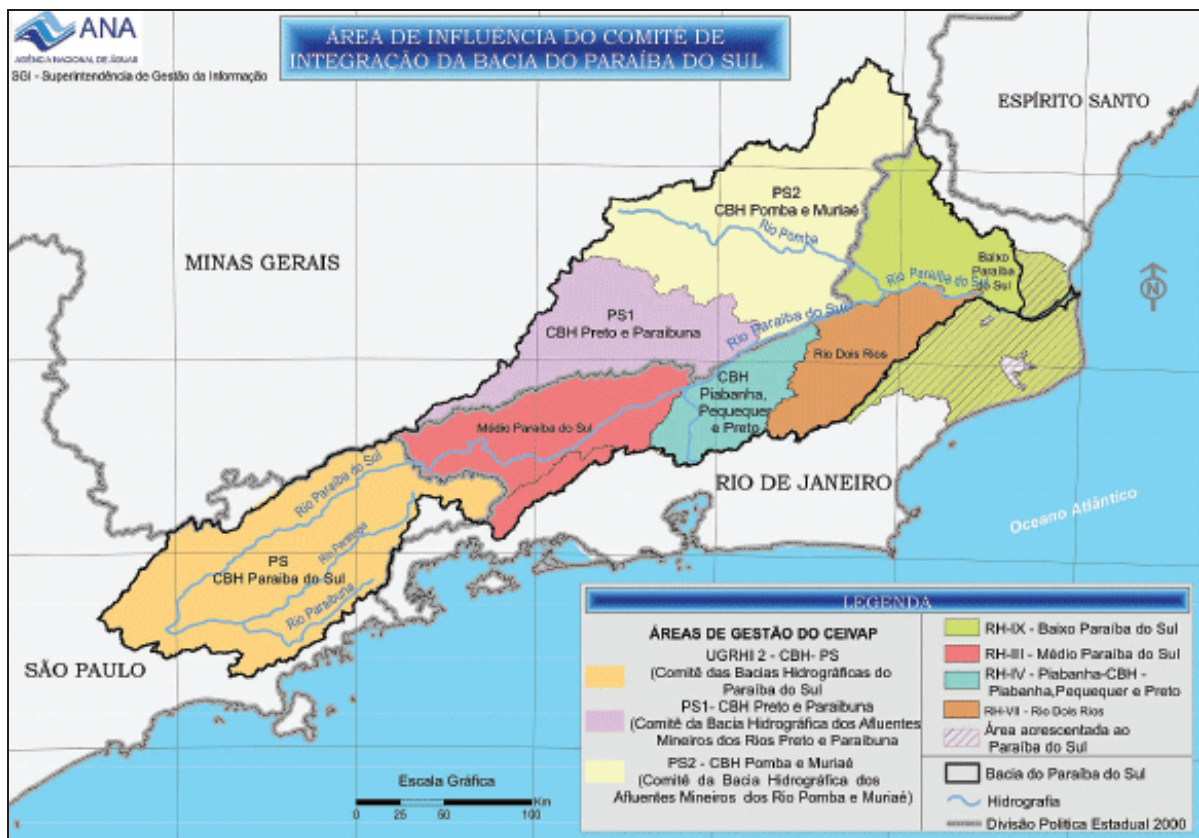


Figura 5.3 – Bacia do rio Paraíba do Sul, com a divisão das sub-bacias e comitês de bacias
Fonte: ANA, 2004

A área de estudo, delimitada para esta pesquisa, está compreendida entre a UHE Funil e o município de Três Rios, na região do médio Paraíba, e foi definida em função do local da confluência dos rios Paraíba do Sul, Piabanha e Paraíbauna, da limitação dos recursos financeiros para o levantamento de campo e da influência pouco significativa da ruptura da barragem de Funil no final do trecho. Esse trecho o rio Paraíba do Sul possui uma extensão total de 220,5 km e é caracterizado por ocupações rurais e importantes áreas urbanas, tais como as cidades de Itatiaia, Resende, Barra Mansa, Volta Redonda, Barra do Piraí, Paraíba do Sul e Três Rios. A Tabela 5.2 apresenta o levantamento de todas as áreas urbanas na área de estudo e a sua distância em relação ao eixo da barragem de Funil.

No mês de março de 2008, foram realizadas visitas de campo, nos quais se percorreu a área de estudo do rio Paraíba do Sul. Essas visitas tiveram como objetivo caracterizar a região e definir a localização das seções transversais que foram utilizadas para descrever o rio Paraíba do Sul, a jusante da UHE Funil. Foram definidas e levantadas 27 seções topobatimétricas no rio Paraíba do Sul, conforme especificações técnicas para esse levantamento (EHR-UFMG, 2008). O Apêndice 2 apresenta o levantamento realizado pela empresa HIDROGEST

ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA das seções topobatimétricas, bem como o mapa de localização dessas seções ao longo do rio Paraíba do Sul.

Tabela 5.2 – Áreas urbanas a jusante da UHE Funil

Área urbana ⁽¹⁾	Distância em relação à UHE Funil (km)
Itatiaia	4,1
Resende	12,4
Quatis	50,3
Porto Real	52,5
Floriano	55,5
Barra Mansa	69,2
Volta Redonda	77,9
Pinheral	101,5
Vargem Alegre	111,9
Barra do Pirai	122,5
Barão de Juparanã	148,8
Sebastião Lacerda	165,5
Andrade Pinto	191,1
Paraíba do Sul	206,5
Três Rios	216,8

⁽¹⁾ início da área urbana

A Figura 5.4 apresenta a área de estudo, com as principais áreas urbanas a jusante da UHE Funil, no rio Paraíba do Sul.

O trecho a jusante da UHE Funil até Floriano é caracterizado por uma ampla planície de inundação, grandes curvas e declividades bem suaves da calha principal do rio. O trecho seguinte, até o início da área urbana de Barra Mansa, é caracterizado por um vale bem encaixado e pela afluência pela margem direita do rio Bananal. Após os municípios de Barra Mansa e Volta Redonda, cujas áreas urbanas se iniciam nas margens do rio Paraíba do Sul e afluentes, há um trecho até a barragem Santa Cecília, em Barra do Pirai, de margens pouco ocupadas e declividades do curso principal em torno de 0,0005 m/m, e o trecho restante, até a cidade de Três Rios, é caracterizado por um vale bem encaixado do rio, presença de afloramentos rochosos, formando pequenas ilhas ao longo do curso de água, leito meandrante e declividade superior ao trecho anterior.

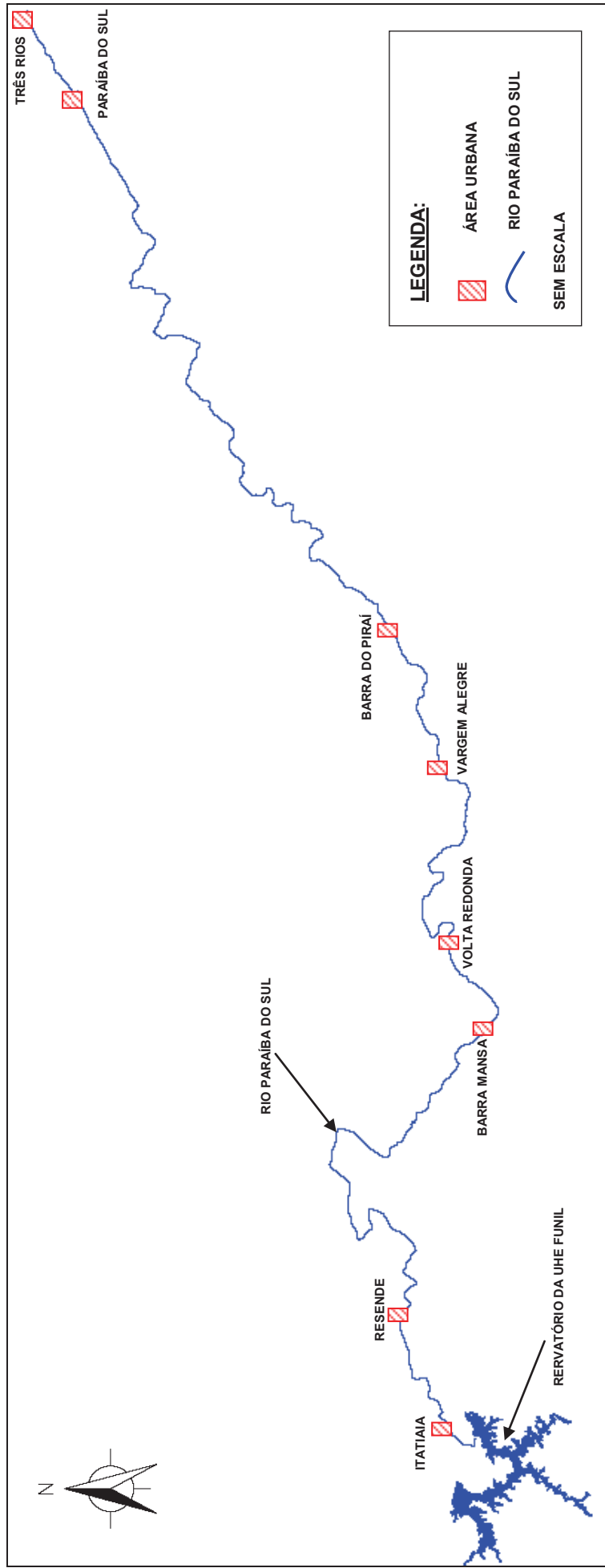


Figura 5.4 – Croqui da área delimitada para o estudo, a jusante da UHE Funil

5.3 Cheias naturais do rio Paraíba do Sul

Além da geração de energia, o controle de cheias no rio Paraíba do Sul é um outro benefício da construção da UHE Funil. Segundo Oliveira (2005), a barragem teria contribuído de forma significativa para a laminação de grandes cheias naturais observadas no rio Paraíba do Sul, tal como a cheia de janeiro de 2000, visto que, nesse caso, a UHE Funil serviu de anteparo para as vazões oriundas do trecho paulista desse rio.

Segundo Oliveira (2005), conforme informações da operação da UHE Funil, a afluência máxima ao reservatório ocorreu no dia 3 de janeiro de 2000 e correspondeu ao valor de 2.674 m³/s, estabelecendo o recorde registrado nos 30 anos de operação da usina. No período inicial da cheia, nos dias 1º e 2 de janeiro, a vazão média turbinada ficou em aproximadamente 200 m³/s. No pico da cheia, nos dias 3 e 4 de janeiro, a usina parou de gerar por um período superior a 20 horas, liberando para jusante apenas 16 m³/s, vazão necessária para assegurar a energia de manutenção da usina. Operações de vertimento só foram reiniciadas em 5 de janeiro, quando praticamente já não chovia na parte fluminense da bacia e o nível do rio já havia abaixado consideravelmente. O pico de vazão liberada para jusante foi de 817 m³/s em 8 de janeiro, quando o volume armazenado no reservatório atingia 98% de sua capacidade total.

A cheia de 2000 no rio Paraíba do Sul provocou inundações na maior parte dos centros urbanos ribeirinhos do trecho fluminense da bacia, em cidades como Resende, Barra Mansa, Volta Redonda e Barra do Piraí, e no trecho paulista, nos centros urbanos de Queluz, Cruzeiro, Lavrinhas, dentre outros. A magnitude do evento gerou grandes transtornos aos habitantes das cidades, traduzidos pela perda de vidas humanas e expressivos prejuízos materiais, além do considerável aumento dos registros de ocorrências de doenças de veiculação hídrica.

A grande cheia foi originada por chuvas muito intensas nas bacias de diversos cursos de água de médio e pequeno porte que afluem ao rio Paraíba do Sul no trecho considerado. As principais contribuições foram provenientes das bacias dos rios Bananal, Barra Mansa, Pirapetinga, Sesmaria, Bonito e Lambari. Os níveis das inundações em algumas bacias desses rios superaram os observados na cheia de 1997.

Um dos municípios mais atingidos no trecho fluminense foi Barra Mansa. O nível do rio Paraíba do Sul na estação fluviométrica dessa cidade ultrapassou o limite máximo da régua

(6,0 m), afetando cerca de 100.000 pessoas (60% da população), interrompendo os serviços de transporte, energia elétrica, comunicação e abastecimento de água. O nível de alerta corresponde ao valor de 4,54 m na régua. As inundações atingiram diversos bairros atravessados pelo rio Paraíba do Sul e pelos rios Bananal, Bocaininha e Barra Mansa, inclusive o centro comercial da cidade (OLIVEIRA, 2005).

A cidade de Volta Redonda foi menos atingida do que Barra Mansa. Isso se deveu ao fato de apenas precipitações de fraca intensidade terem atingido as bacias dos afluentes da margem direita do rio Paraíba do Sul, os ribeirões Brandão e Cachoeirinha. Esses dois cursos de água têm sido, nos últimos anos, os maiores responsáveis pelas grandes inundações no centro comercial e bairro contíguos, como o bairro de Vila Santa Cecília.

Em Itatiaia, o transbordamento do ribeirão Água Branca foi responsável pela paralisação da Rodovia Presidente Dutra, por duas vezes, durante esse evento extraordinário.

Segundo informação da prefeitura de Barra do Piraí, em decorrência do aumento considerável da população ribeirinha nos últimos anos, a vazão de restrição ao longo do estirão urbano situa-se, atualmente, em torno de 700 m³/s (OLIVEIRA, 2005).

Durante a cheia de 2000, as cidades de Itatiaia e de Resende não apresentaram problemas relevantes no que tange a inundações em áreas urbanas, o que pode ser explicado pela maior proximidade desses centros em relação à UHE Funil, que tem enorme capacidade de absorção das cheias provenientes do trecho paulista e de reduzir sua efluência no período das cheias.

A Figura 5.5 apresenta os hidrogramas da cheia de janeiro de 2000, ao longo do rio Paraíba do Sul, obtidos a partir dos registros de vazões máximas diárias nas estações fluviométricas que se situam nas áreas urbanas das cidades atingidas pela cheia, a jusante da UHE Funil.

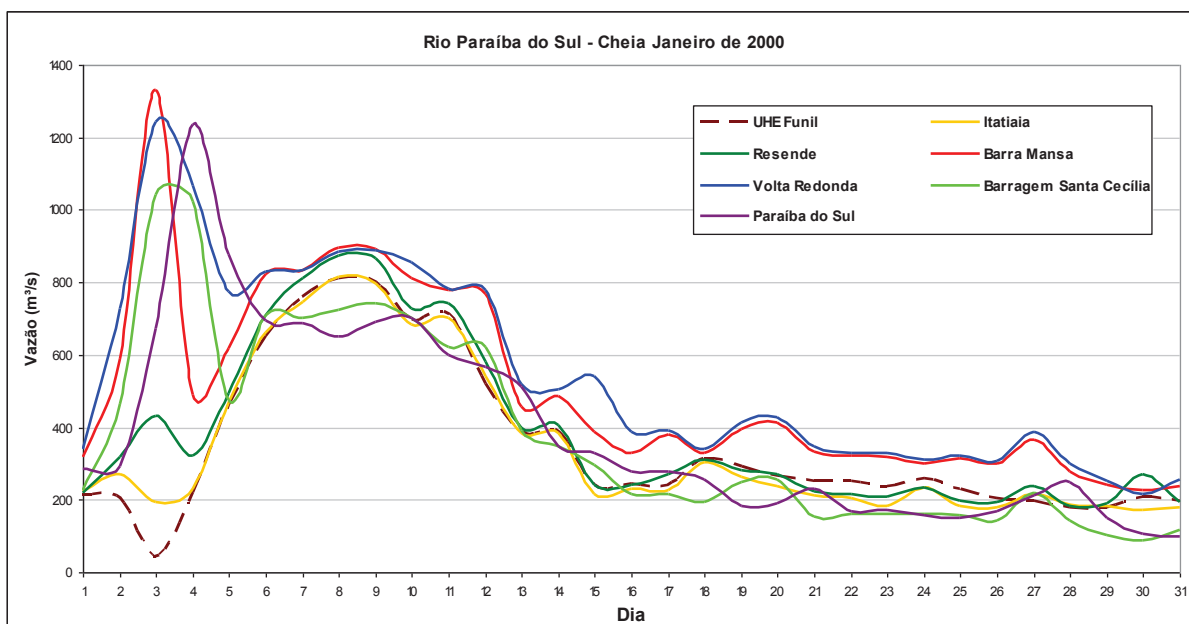


Figura 5.5 – Hidrogramas da cheia do ano de 2000 ao longo do rio Paraíba do Sul

Uma vez que o reservatório de Funil tem contribuído para o amortecimento das cheias naturais do rio Paraíba do Sul, problemas recorrentes de inundações têm sido reportados, por exemplo, nas cidades de Itatiaia e Barra Mansa, principalmente devido às cheias observadas em afluentes do rio Paraíba do Sul. Ainda assim, os valores dessas cheias dos afluentes não possuem valores relevantes frente à magnitude de um hipotético evento de ruptura da barragem de Funil.

6 RESULTADOS

6.1 Determinação dos hidrogramas de ruptura

6.1.1 Determinação das vazões de pico

Para o cálculo das vazões máximas de ruptura, a partir das equações empíricas da Tabela 3.8, foram consideradas as características da UHE Funil descritas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Características da UHE Funil para o cálculo das vazões de pico

B_d - largura da crista da barragem	385,0 m
H_d - altura da barragem	85,0 m
V - volume útil do reservatório	$605,7 \times 10^6 \text{ m}^3$
A_s - área do reservatório	39,73 km²
B_b - largura final da brecha (0,8 x B_d)	308,0 m
H_b - altura final da brecha (0,8 x H_d)	68,0 m
t_p - tempo para o desenvolvimento da brecha, para o caso de barragem de concreto e arco	0,1 h
$Y_{\text{média}}$ - profundidade média no reservatório ($1/3 \times H_d$)	28,3 m

Assumiu-se a largura final da brecha (B_b) como sendo de 80% do comprimento total da crista da barragem, de acordo com a Tabela 3.6. A altura final da brecha foi considerada igual a 80% da altura da barragem. A profundidade média do reservatório ($Y_{\text{média}}$) foi encontrada admitindo-se que o volume do mesmo se aproxima ao de uma pirâmide. Assim, o valor da profundidade média é igual a um terço do valor da altura da barragem. O tempo para desenvolvimento da brecha, igual a 0,1 hora, foi obtido a partir da Tabela 3.7, para o caso de barragens de concreto e arco. O volume foi considerado igual ao volume útil do reservatório, até a elevação 466,50 m.

A partir de equações empíricas apresentadas na Tabela 3.8 e com os dados referentes à UHE Funil, da Tabela 6.1, foram obtidos os respectivos valores de vazão de pico, mostrados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Vazões de pico obtidas a partir de equações empíricas da Tabela 3.8

Equação empírica	Vazão pico - Q_p (m ³ /s)
Lou (3.2)	37.050
Hagen (3.3)	166.952
Saint-Venant (3.4)	53.790
Schoklistch (3.5)	48.111
USBR (3.6)	70.498
Singh (3.7)	293.605
Wetmore e Fread (3.8)	394.422

Pela Tabela 6.2, percebe-se que os valores obtidos para a vazão de pico proveniente da ruptura da UHE Funil são bastante discrepantes, variando de 37.050 m³/s a 394.422 m³/s, apesar do volume do hidrograma de ruptura defluente (volume do reservatório) ser o mesmo para todas as formulações. Verifica-se que as equações de Saint-Venant (3.4) e de Schoklistch (3.5) apresentam valores de vazão pico bem próximos, embora a de Schoklistch seja baseada em uma ruptura parcial do barramento e a de Saint-Venant em uma ruptura total e instantânea do barramento. As equações de Hagen (3.3), de Singh (3.7) e de Wetmore e Fread (3.8) apresentam valores de vazão de pico bastante elevados, com valores superiores a 100.000 m³/s. De acordo com as Figuras 3.26, 3.27 e 3.28 (WAHL, 1998), que apresentam relações gráficas de vazões de ruptura, baseadas em estudos de casos ocorridos, em função da altura da barragem, do volume total do reservatório e do produto dos parâmetros de altura e volume, a vazão máxima de ruptura não ultrapassa o valor de 100.000 m³/s para o caso da UHE Funil. Isso comprova o grau de incerteza dos métodos e das equações empíricas que são utilizadas na determinação das vazões de ruptura de uma barragem, como na discrepância na vazão de pico de 394.422 m³/s (equação 3.8), que possui um tempo de esvaziamento do reservatório de apenas 1 hora.

A hipótese de ruptura completa e instantânea é o enfoque mais antigo e o que representa a pior situação possível. Essa hipótese é utilizada quando se trata de barragens de concreto em arco, ou quando se deseja o cenário mais conservador sob o ponto de vista da segurança. Benoist (1989) sugere que para uma barragem de concreto em arco, como é o caso das barragens de St. Francis e Malpasset (item 3.2.3) e o caso da UHE Funil, a ruptura da estrutura é completa.

Assumindo-se que o sistema extravasor da barragem de Funil foi projetado e construído para a vazão de projeto (4.900 m³/s), uma provável causa de falha dessa barragem seria a ruptura

estrutural por problemas na fundação e nas ombreiras ou a ruptura em virtude de sismo natural ou induzido.

Os valores de vazões de pico obtidos pelas equações empíricas (Tabela 6.2) constituem-se em estimativas do que pode ocorrer em um caso real. Contudo, no momento de escolha dessa ou daquela equação para o cálculo da vazão máxima de ruptura, devem ser consideradas tanto a natureza do problema em estudo, como também o critério de segurança a ser adotado para cada caso de aplicação (MASCARENHAS, 1990).

Admite-se que a equação de Saint-Venant (3.4), que é baseada em uma remoção instantânea e total do barramento, seria a mais indicada para o caso da UHE Funil, uma vez que se trata de uma barragem de concreto em arco, e pela Tabela 3.7 é assumido que a falha desse tipo de barragem é completa e ocorre em poucos minutos.

Devido à indefinição associada à grande variação dos valores encontrados para as vazões de pico na condição de ruptura da UHE Funil, optou-se pela concepção de cenários de ruptura, com a utilização de valores representativos de vazões, como realizado por Monte-Mor (2004) e Brasil (2005). De acordo com o item 3.3, foram definidos 3 cenários de ruptura da barragem e um cenário que considera um evento de cheia, sem ocorrer o colapso da barragem, a saber:

- **Cenário 1:** Vazão de ruptura de 37.050 m³/s, definida como valor mínimo obtido a partir das equações empíricas (Tabela 6.2);
- **Cenário 2:** Vazão de ruptura de 53.790 m³/s, definida como o valor obtido da equação de Saint-Venant (3.4), já que essa formulação seria a mais indicada para o tipo da barragem de Funil (concreto em arco), uma vez que a mesma é baseada em remoção instantânea e total do barramento;
- **Cenário 3:** Vazão de ruptura de 100.000 m³/s, definida como o valor máximo, conforme as relações gráficas de Wahl (1998);
- **Cenário 4:** Vazão de pico de 2.674 m³/s, definida como a vazão máxima afluente ao reservatório de Funil, na cheia de 2000. Essa cheia corresponde ao recorde registrado nos 30 anos de operação da usina. A consideração deste cenário tem como objetivo a modelagem de um cenário de operação extrema da barragem, sem ruptura.

6.1.2 Determinação dos hidrogramas de ruptura

A partir das formulações da Tabela 3.9 e com os valores das vazões de pico definidos para os diferentes cenários, foram determinados os hidrogramas de ruptura utilizados na propagação da onda de ruptura.

A área de cada hidrograma representa o volume total do reservatório no momento da ruptura. Para o caso da UHE Funil, o volume correspondente à cota máxima maximorum (El. 466,50 m) da barragem é igual a $605,7 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Para cada um dos cenários de ruptura definidos (1, 2 e 3) foram atribuídos os Hidrogramas: triangular simplificado (MASCARENHAS, 1990) e com decaimento parabólico (BARFIELD *et al.*, 1981 *apud* WALTHER, 2000). De acordo com a Tabela 3.7 assumiu-se para o caso da UHE Funil, que é uma barragem de concreto em arco, um tempo de ruptura de igual a 360 segundos (0,1 hora). A Tabela 6.3 apresenta os tempos de pico e de base, para os dois diferentes hidrogramas de ruptura, associados às vazões de pico de $37.050 \text{ m}^3/\text{s}$, $53.790 \text{ m}^3/\text{s}$ e $100.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabela 6.3 – Tempos de pico e de base adotados para os dois tipos de hidrograma de ruptura

Tipo de hidrograma	Vazão de pico (m^3/s)	Tempo de pico (h)	Tempo de base (h)
Triangular simplificado	37.050	0,1	9,1
	53.790	0,1	6,3
	100.000	0,1	3,4
Decaimento parabólico	37.050	0,1	21,7
	53.790	0,1	15,7
	100.000	0,1	8,9

Os tempos de base apresentados na Tabela 6.3 indicam o tempo de esvaziamento do reservatório. Como o volume defluente do reservatório é o mesmo para todos os cenários de vazões de pico obtidos hidrogramas com tempos de base pequenos, indicando esvaziamento rápido do reservatório. Isso faz com que a defluência do volume do reservatório pela brecha formada, para valores de vazão de pico muito elevados, seja cada vez mais irreal.

As Figuras 6.1, 6.2 e 6.3 apresentam os hidrogramas de ruptura defluentes do reservatório para as vazões de pico de $37.050 \text{ m}^3/\text{s}$, $53.790 \text{ m}^3/\text{s}$ e $100.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (Cenários 1, 2 e 3, respectivamente). E a Figura 6.4 apresenta o hidrograma proveniente da cheia de 2000, com a

vazão de pico de 2.674 m³/s (Cenário 4). Assumiu-se, para os hidrogramas de ruptura dos cenários 1, 2 e 3, a vazão de base de 232 m³/s, que corresponde à vazão média anual.

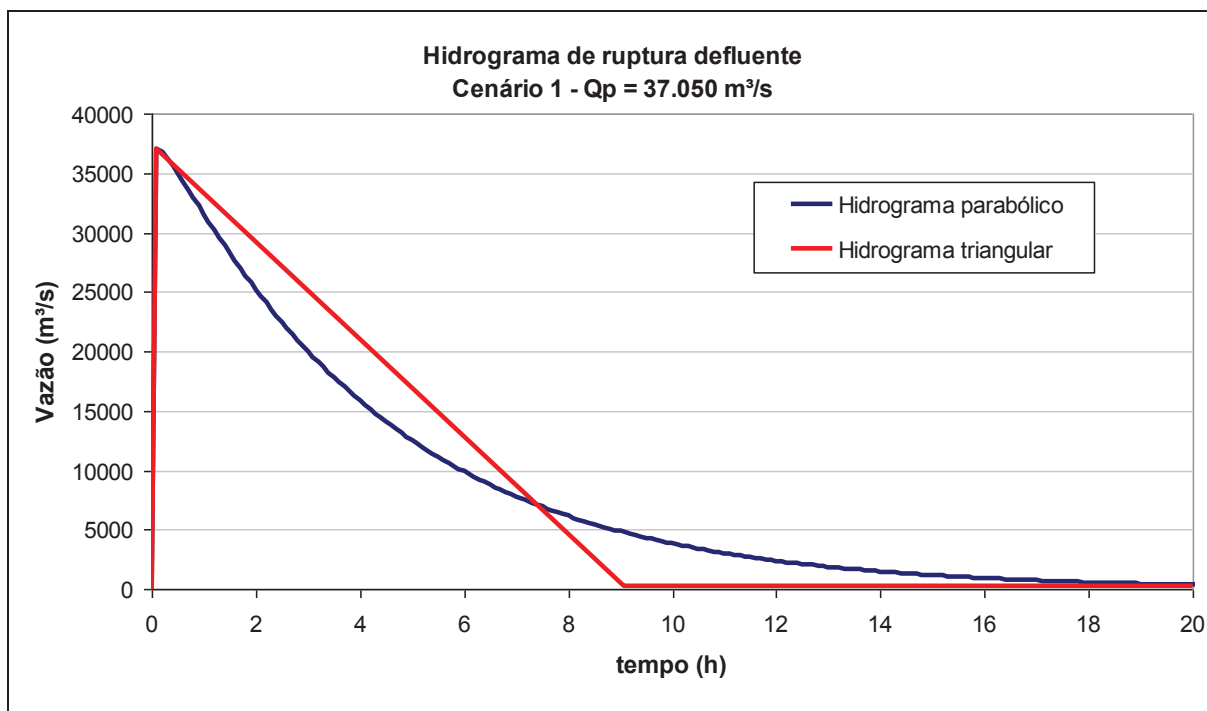


Figura 6.1 – Hidrograma de ruptura defluente do reservatório: Cenário 1 - Q_p = 37.050 m³/s

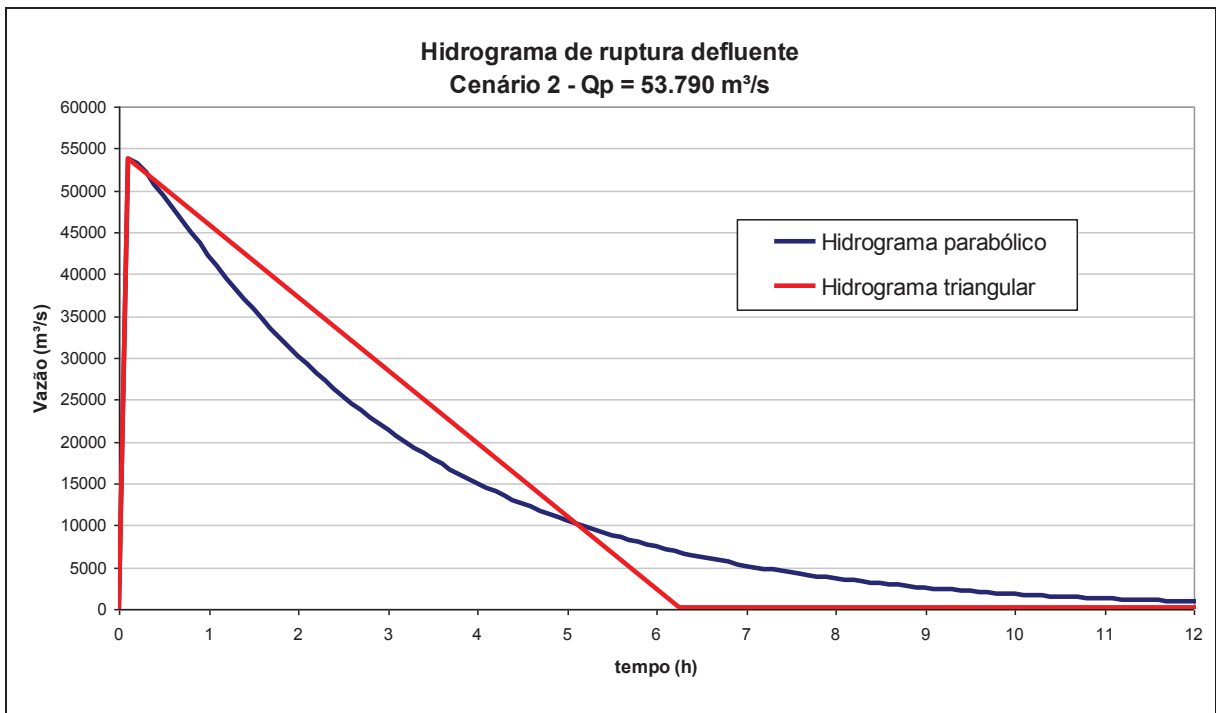


Figura 6.2 – Hidrograma de ruptura defluente do reservatório: Cenário 2 - $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$

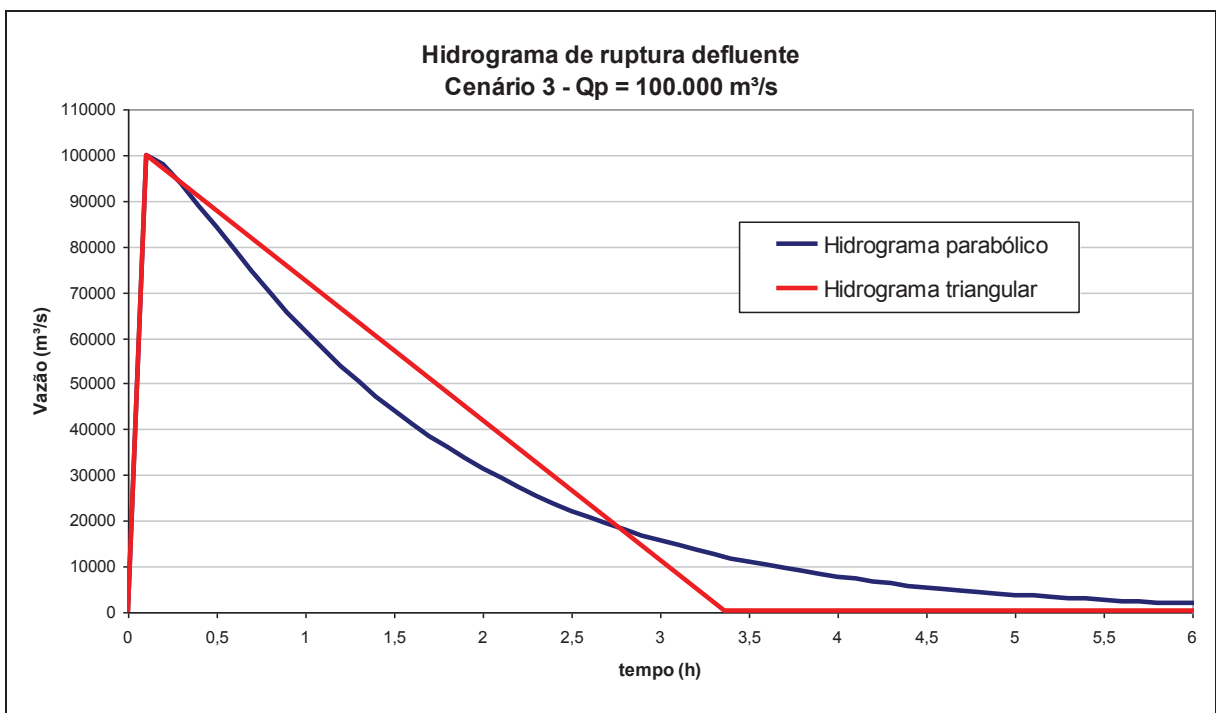


Figura 6.3 – Hidrograma de ruptura defluente do reservatório: Cenário 3 - $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$

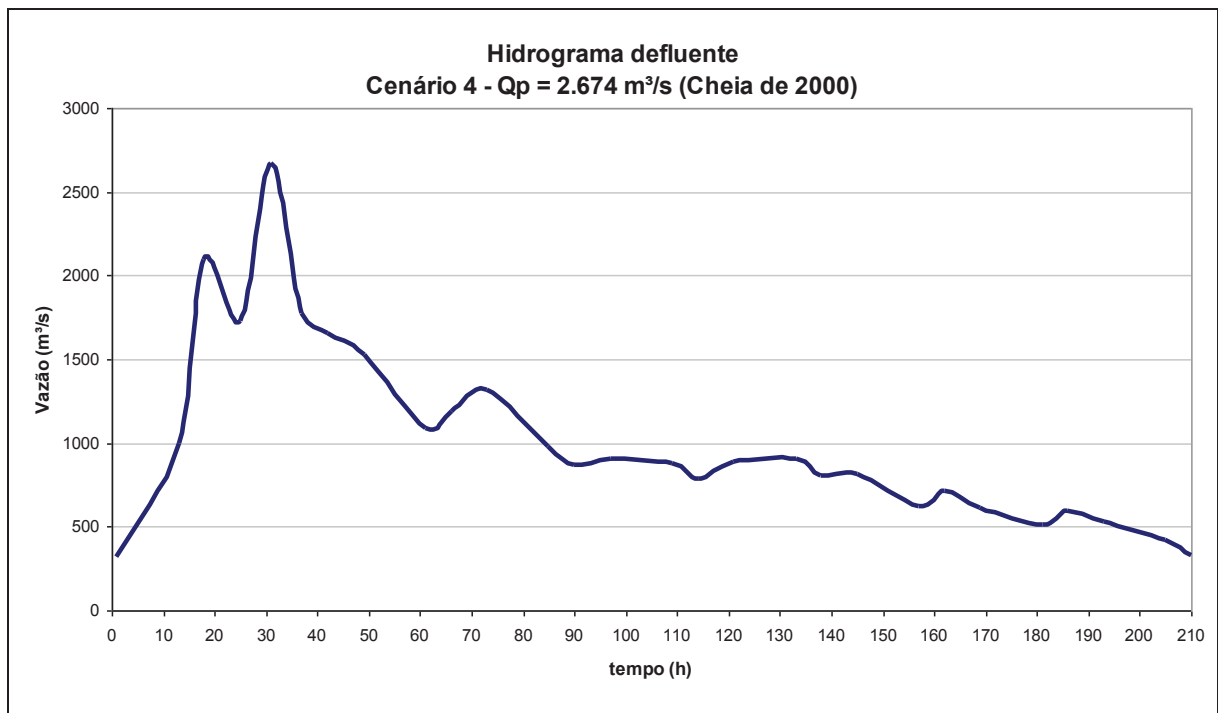


Figura 6.4 – Hidrograma da cheia do ano de 2000: Cenário 4 - Qp = 2.674 m³/s

Verifica-se que o hidrograma com decaimento parabólico representa o tempo de esvaziamento do reservatório de forma mais gradual que o hidrograma triangular simplificado, o que indica uma melhor caracterização do esvaziamento do reservatório. Apesar disso, na determinação do hidrograma de ruptura, deve-se considerar que existem diferentes variáveis envolvidas no processo de formação da brecha e que essas variáveis não são bem conhecidas.

6.2 Propagação da onda de cheia proveniente da ruptura

Para a propagação da onda de ruptura com a aplicação dos modelos unidimensionais FLDWAV e HEC-RAS, foram utilizados os 4 valores de vazão de pico definidos anteriormente, 37.050 m³/s, 53.790 m³/s, 100.000 m³/s e 2.674 m³/s. Para os três primeiros valores, foram associados os dois tipos de hidrogramas de ruptura mencionados, quais sejam, o triangular simplificado e o parabólico. Para essas simulações, a onda de ruptura foi propagada ao longo do rio Paraíba do Sul até o município de Três Rios, totalizando 220,5 km de curso de água. Nesse trecho foram utilizadas as 27 seções topobatimétricas levantadas em campo.

Os coeficientes de rugosidade adotados estão apresentados na Tabela 6.4. Eles foram definidos a partir da análise da área de estudo, durante visita de campo em março de 2009.

Tabela 6.4 – Números de Manning adotados nas seções topobatimétricas

Área	Número de Manning
Canal principal	0,035
Planície de inundação esquerda	0,100
Planície de inundação direita	0,100

Neste estudo não foram considerados os contribuintes do rio Paraíba do Sul (rios Bananal, Pirapetinga e Turvo) ao longo do trecho propagado, devido à pequena vazão de contribuição frente ao hidrograma de ruptura da barragem. Também não foi considerada a interferência da barragem de Santa Cecília nos estudos de propagação, já que se trata de uma barragem de nível de água para a captação da LIGHT e não haveria grande influência dessa barragem frente à magnitude dos eventos de ruptura de Funil.

6.2.1 Seções topobatimétricas levantadas no rio Paraíba do Sul

O levantamento de seções topobatimétricas ao longo do vale do curso de água a jusante da barragem tem o intuito de modelar a geometria da calha fluvial e da planície de inundação adjacente, registrando ainda as características de rugosidade do leito e o tipo de vegetação predominante nas margens, bem como a possível presença de singularidades no trecho em questão, necessários à aplicação de modelos hidrodinâmicos para a simulação de propagação de ondas de cheias na área a jusante da barragem.

No mês de março de 2009 foi concluído pela empresa HIDROGEST ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA o levantamento de 27 seções topobatimétricas ao longo do rio Paraíba do Sul, no trecho compreendido entre o eixo da barragem de Funil e o município de Três Rios, totalizando 220,5 km de curso de água. O custo total do levantamento de campo foi orçado em R\$50.000,00, ou seja, um valor médio de R\$1.850,00 por seção. Essas seções foram utilizadas nos estudos de propagação da onda de ruptura, a partir dos modelos FLDWAV e HEC-RAS (ver itens a seguir).

As localizações das seções topobatimétricas levantadas em campo são apresentadas na Tabela 6.5. O Apêndice 2 apresenta o levantamento realizado das seções topobatimétricas, bem como o mapa de localização dessas seções ao longo do rio Paraíba do Sul.

Tabela 6.5 – Localização das seções topobatimétricas levantadas no rio Paraíba do Sul

Seção	Localização em relação ao eixo da barragem (km)		Elevação do leito do canal (m)	Declividade		Coordenadas geográficas UTM - Fuso 23 K (DATUM SAD 69)			Referência
	Parcial	Acumulada		(m/m)	(%)	Norte	Leste		
STB-01	0,00	0,00	389,87	-	-	7.508.693	544.215	Imediatamente a jusante da UHE Funil	
STB-02	1,75	1,75	388,36	0,0086	0,086	7.509.790	543.530		
STB-03	1,80	3,55	386,43	0,00107	0,107	7.511.054	544.808	Montante da cidade de Itatiaia	
STB-ITA	1,35	4,90	386,18	0,00019	0,019	7.511.716	545.928	Itatiaia	
STB-04	3,15	8,05	385,58	0,00019	0,019	7.513.034	548.087		
STB-05	4,00	12,05	384,80	0,00019	0,019	7.514.923	550.567	Ponte a montante de Resende	
STB-RES	6,85	18,90	383,47	0,00019	0,019	7.515.400	557.058	Resende	
STB-06	6,45	25,35	382,24	0,00019	0,019	7.515.303	561.695		
STB-07	4,55	29,90	379,18	0,00067	0,067	7.516.828	564.787	Ponte na Rodovia Presidente Dutra	
STB-08	12,50	42,40	377,84	0,00011	0,011	7.521.017	568.954		
STB-09	9,25	51,65	376,84	0,00011	0,011	7.520.082	573.775	Quatis	
STB-10	3,60	55,25	374,97	0,00052	0,052	7.517.185	572.014	Ponte em Floriano	
STB-11	13,15	68,40	368,22	0,00051	0,051	7.510.616	581.596	Ponte em arco em Barra Mansa	
STB-BM	4,90	73,30	366,70	0,00031	0,031	7.507.472	584.857	Barra Mansa	
STB-12	5,40	78,70	365,11	0,00029	0,029	7.508.683	588.935	Ponte em Volta Redonda	
STB-VR	6,05	84,75	361,89	0,00053	0,053	7.511.419	593.536	Volta Redonda	
STB-13	7,55	92,30	360,25	0,00022	0,022	7.513.957	596.436	Ponte na BR-393	
STB-14	9,70	102,00	356,00	0,00044	0,044	7.510.790	602.632	Pinheral	
STB-VA	9,95	111,95	352,77	0,00032	0,032	7.511.755	610.070	Vargem Alegre	
STB-15	11,35	123,30	348,37	0,00039	0,039	7.513.724	619.845	Barragem Santa Cecília	
STB-BP	5,45	128,75	343,75	0,00085	0,085	7.516.811	623.793	Barra do Pirai	
STB-16	5,00	133,75	340,18	0,00071	0,071	7.519.764	627.450	Ponte na BR-393	
STB-17	14,05	147,80	325,89	0,00102	0,102	7.526.749	635.168	Ponte e linha férrea (Juparanã)	
STB-18	18,65	166,45	306,88	0,00102	0,102	7.534.856	645.724	Ponte em Sebastião Lacerda	
STB-19	27,45	193,90	283,70	0,00084	0,084	7.540.639	662.651	Ponte em Andrade Pinto (estrada de terra)	
STB-PS	17,00	210,90	262,86	0,00123	0,123	7.548.216	676.706	Paraíba do Sul	
STB-TR	9,60	220,50	250,78	0,00126	0,126	7.552.778	684.843	Três Rios	

6.2.2 Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS

Conforme detalhado anteriormente, foram adotados 3 cenários de ruptura da UHE Funil, para diferentes vazões de pico, a saber: 37.050 m³/s, 53.790 m³/s e 100.000 m³/s. Adicionalmente foi avaliado um quarto cenário, que envolve a propagação de um significativo evento de cheia natural do rio Paraíba do Sul, que foi verificado no ano de 2000, com vazão de pico de 2.674 m³/s. Neste item são apresentados os resultados da comparação dos modelos FLDWAV e HEC-RAS, com a propagação do hidrograma de ruptura com decaimento parabólico, já que o mesmo indica uma melhor caracterização do esvaziamento do reservatório.

Por meio dos modelos hidrodinâmicos FLDWAV e HEC-RAS foram realizadas as simulações da propagação da onda de cheia para os 4 cenários descritos anteriormente (item 6.1). Adotou-se como intervalo de tempo computacional (Δt) o valor de 0,01 hora para o FLDWAV e 30 segundos para o HEC-RAS, e como intervalo de distância computacional (Δx) o valor de 50 metros (espaçamento de interpolação linear), para os dois modelos.

Os intervalos computacionais Δx e Δt foram definidos de modo que fossem atendidos os critérios recomendados nas Equações 3.36 a 3.39, e a condição de Courant (Equação 3.40). Ademais, foi realizada uma otimização do tempo computacional despendido nas simulações, já que menores intervalos computacionais implicam em maior tempo para as simulações dos modelos. Nesta pesquisa foi utilizado um *notebook* com processador TURION 64-X2 – 2.12 GHz e memória de 3072 Mb, que gerou um tempo computacional variável entre 40 minutos e 100 minutos para cada simulação.

As Figuras 6.5 a 6.16 apresentam as vazões, cotas e velocidades máximas atingidas nas diferentes seções considerando os cenários de ruptura 1, 2, 3 e 4.

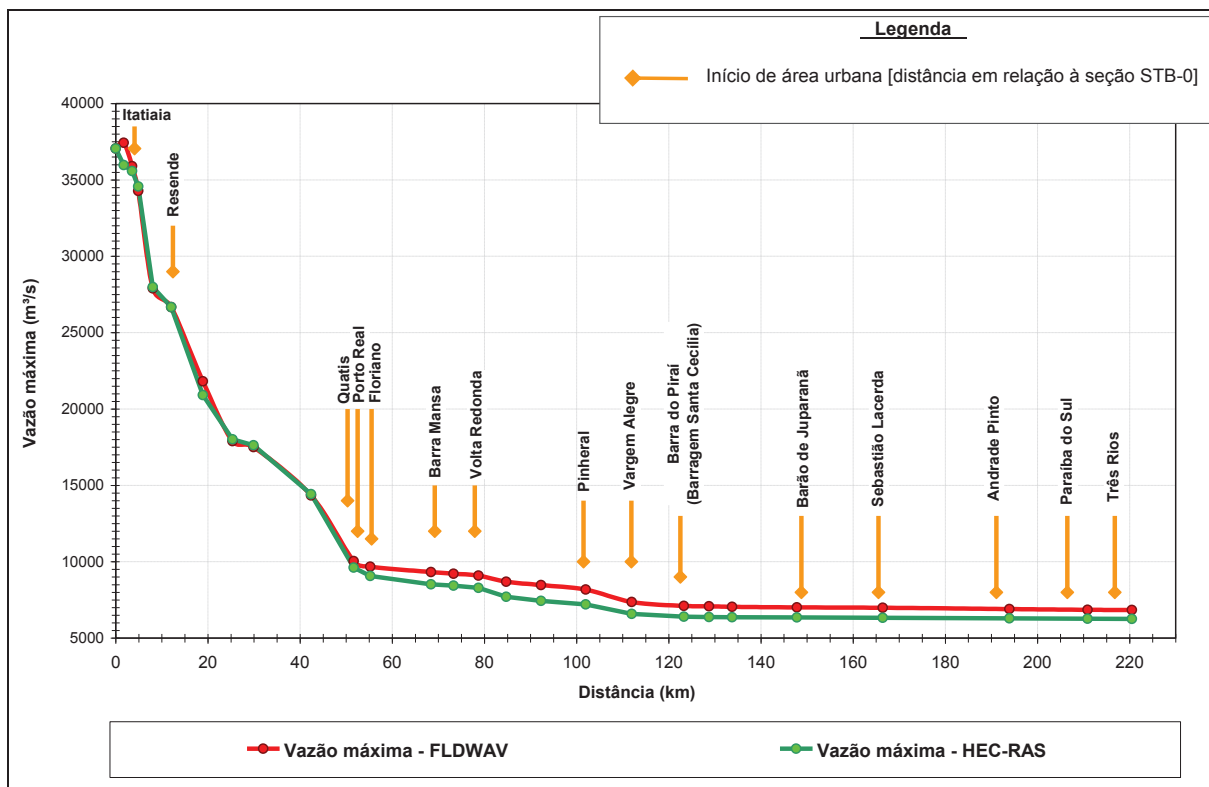


Figura 6.5 – Vazões máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

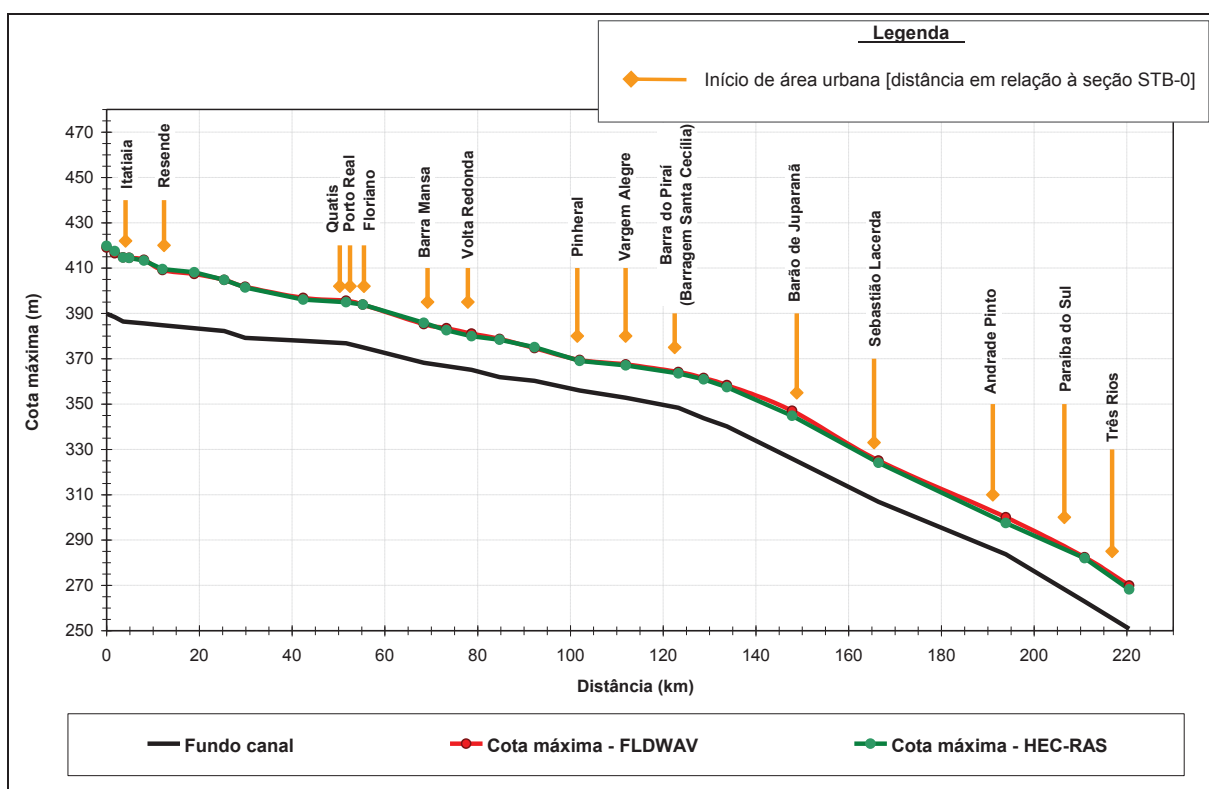


Figura 6.6 – Cotas máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

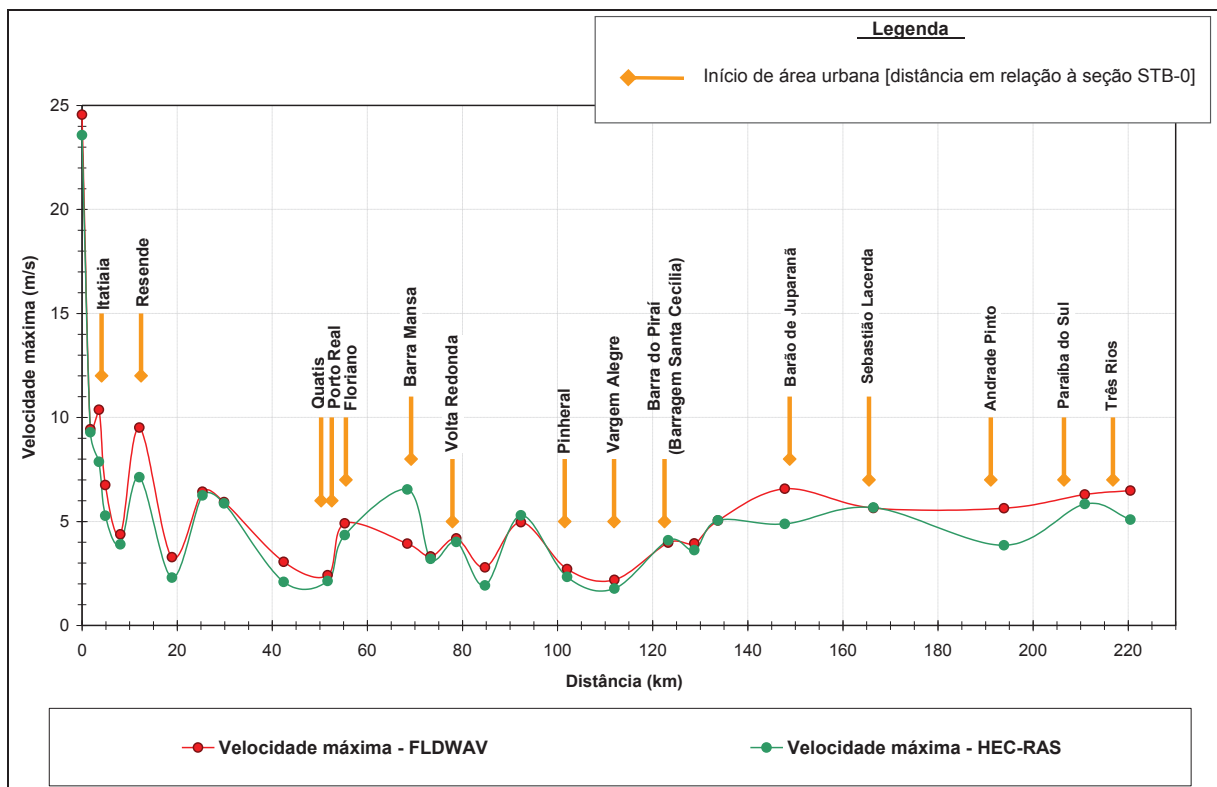


Figura 6.7 – Velocidades máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

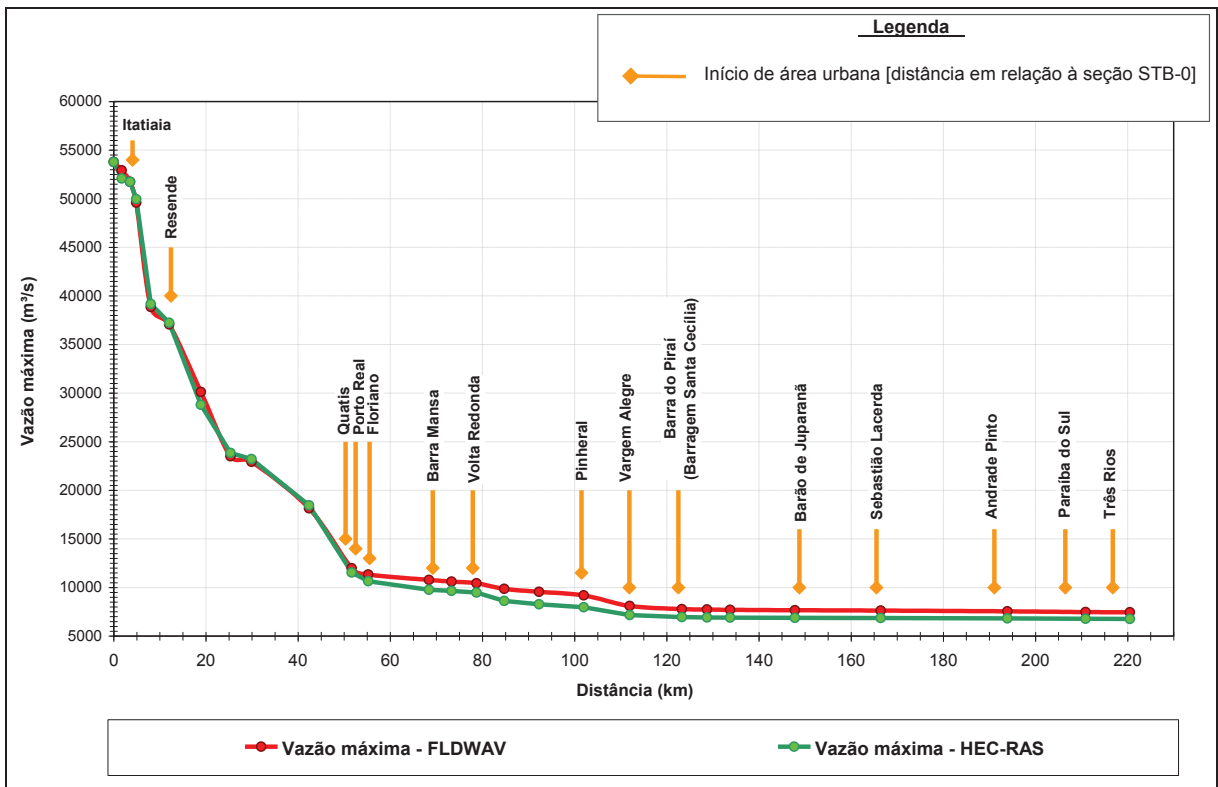


Figura 6.8 – Vazões máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$)

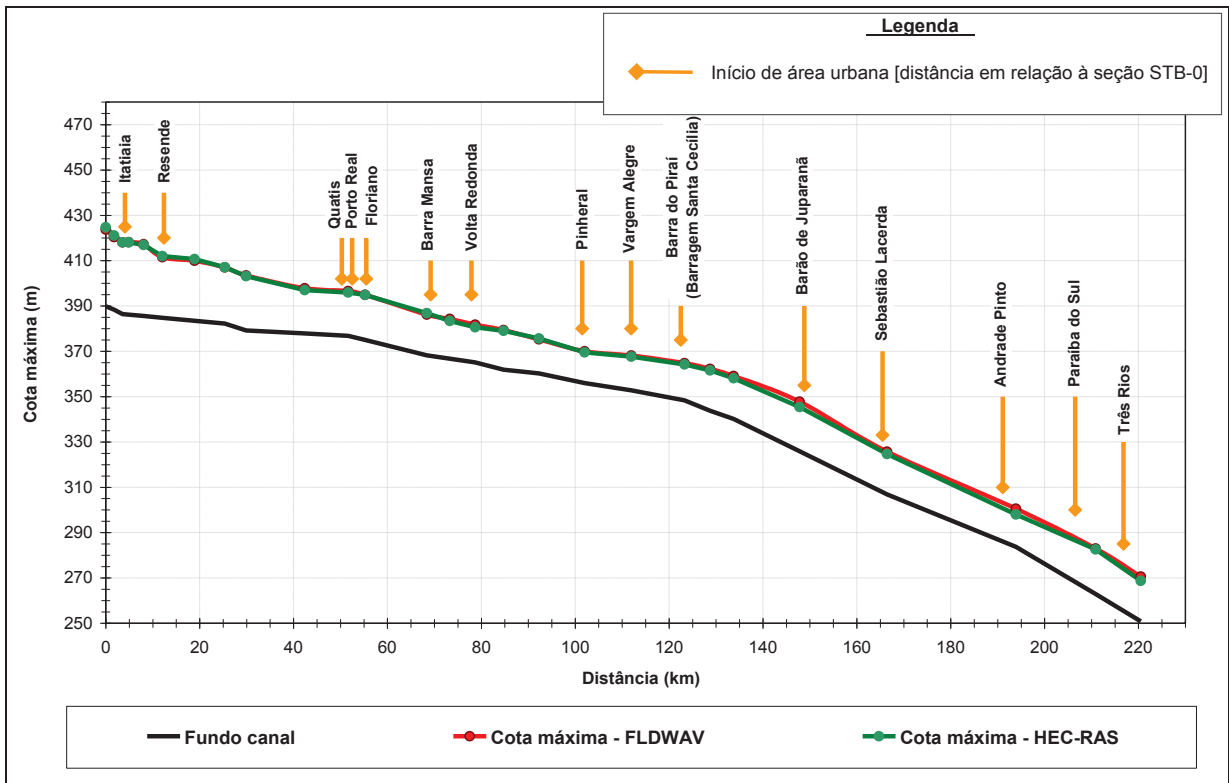


Figura 6.9 – Cotas máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$)

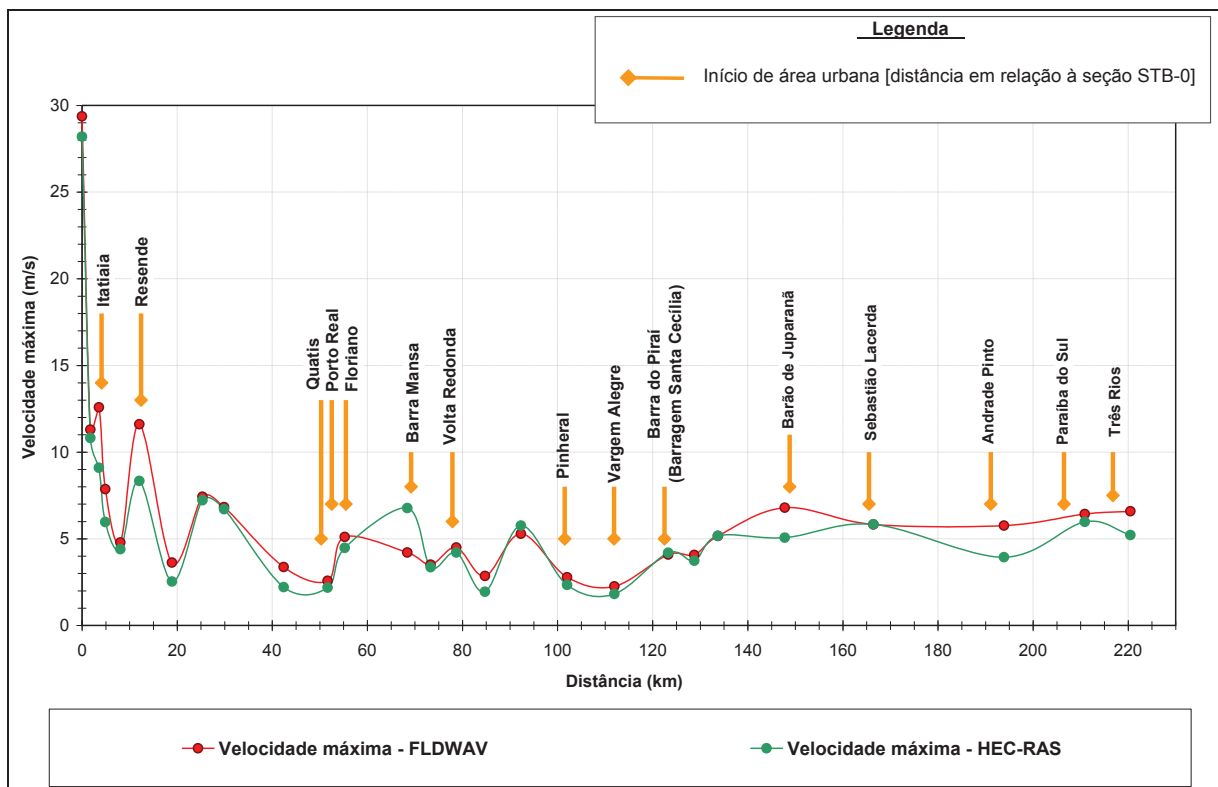


Figura 6.10 – Velocidades máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$)

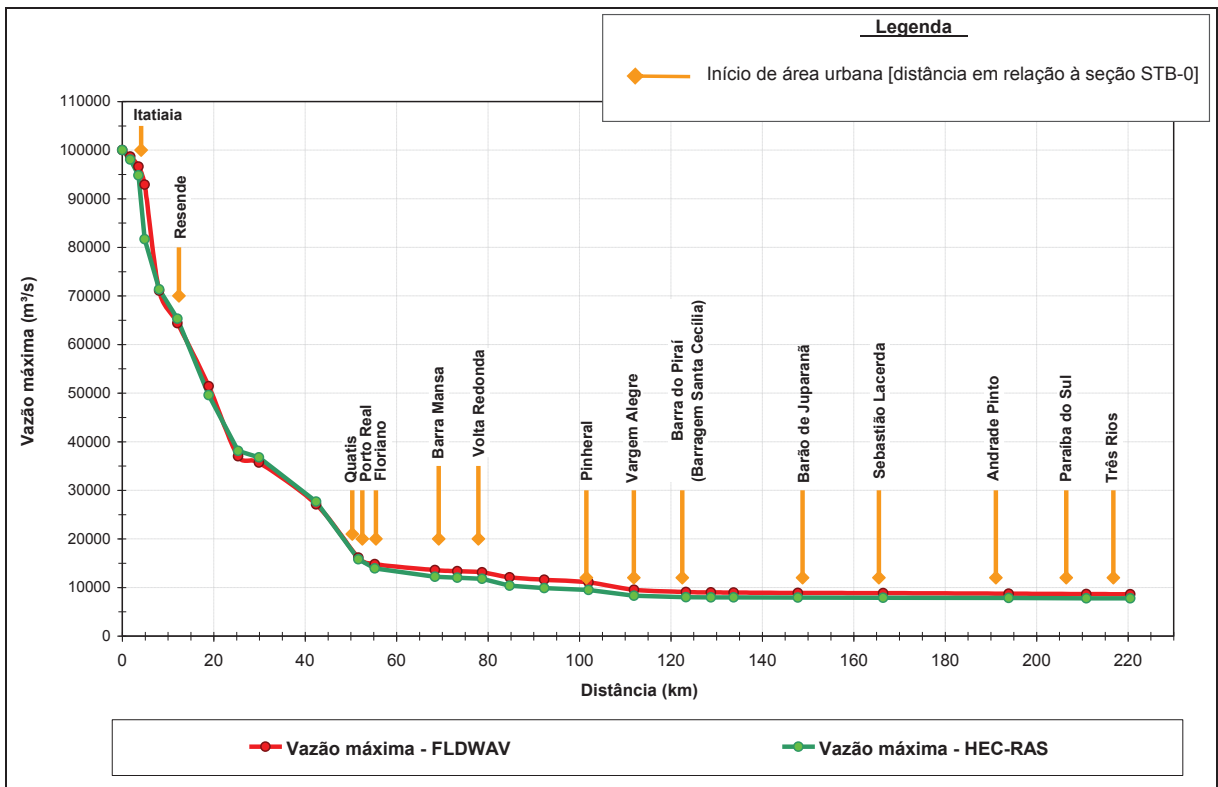


Figura 6.11 – Vazões máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$)

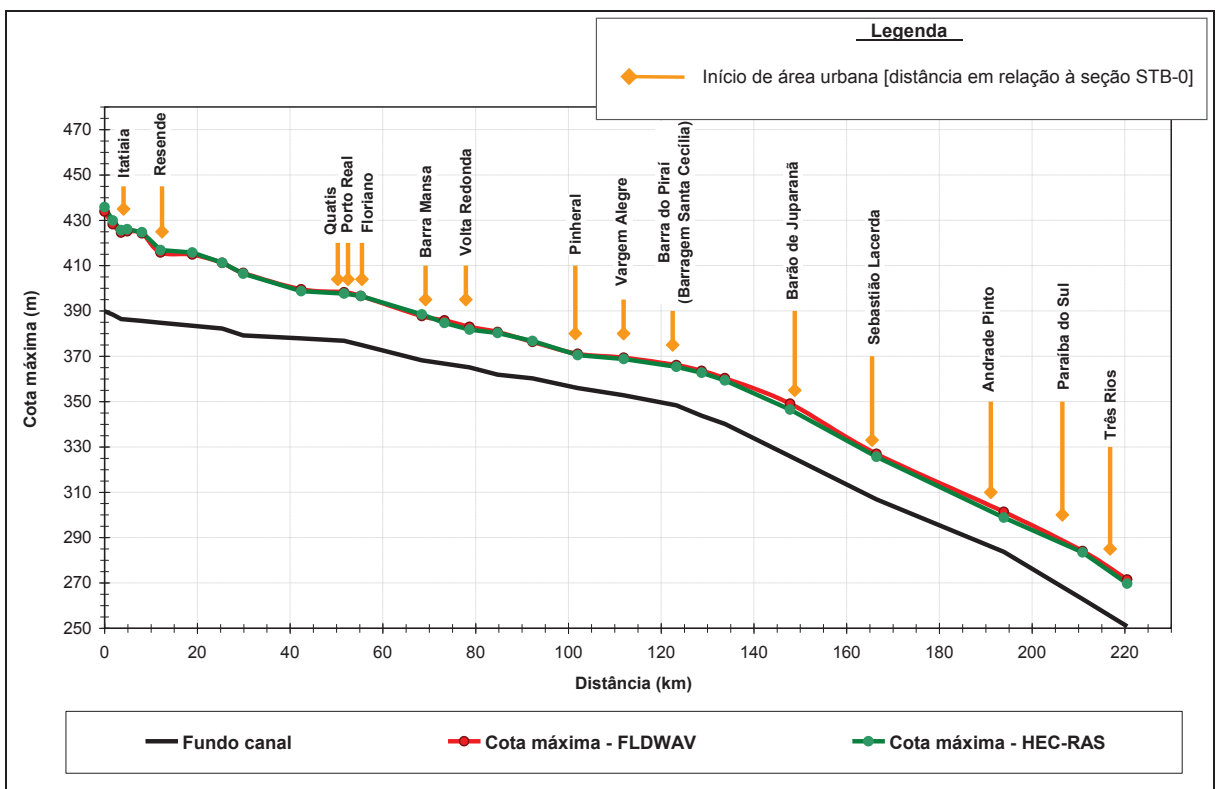


Figura 6.12 – Cotas máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$)

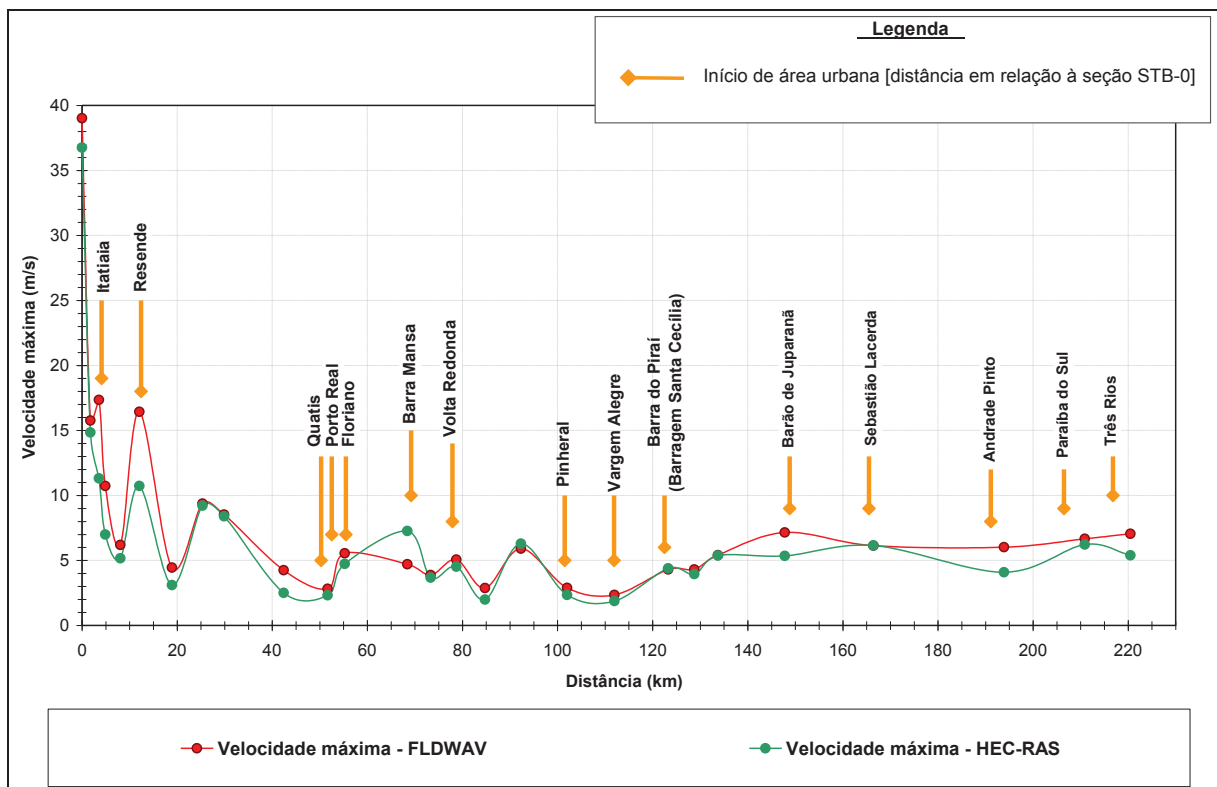


Figura 6.13 – Velocidades máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$)

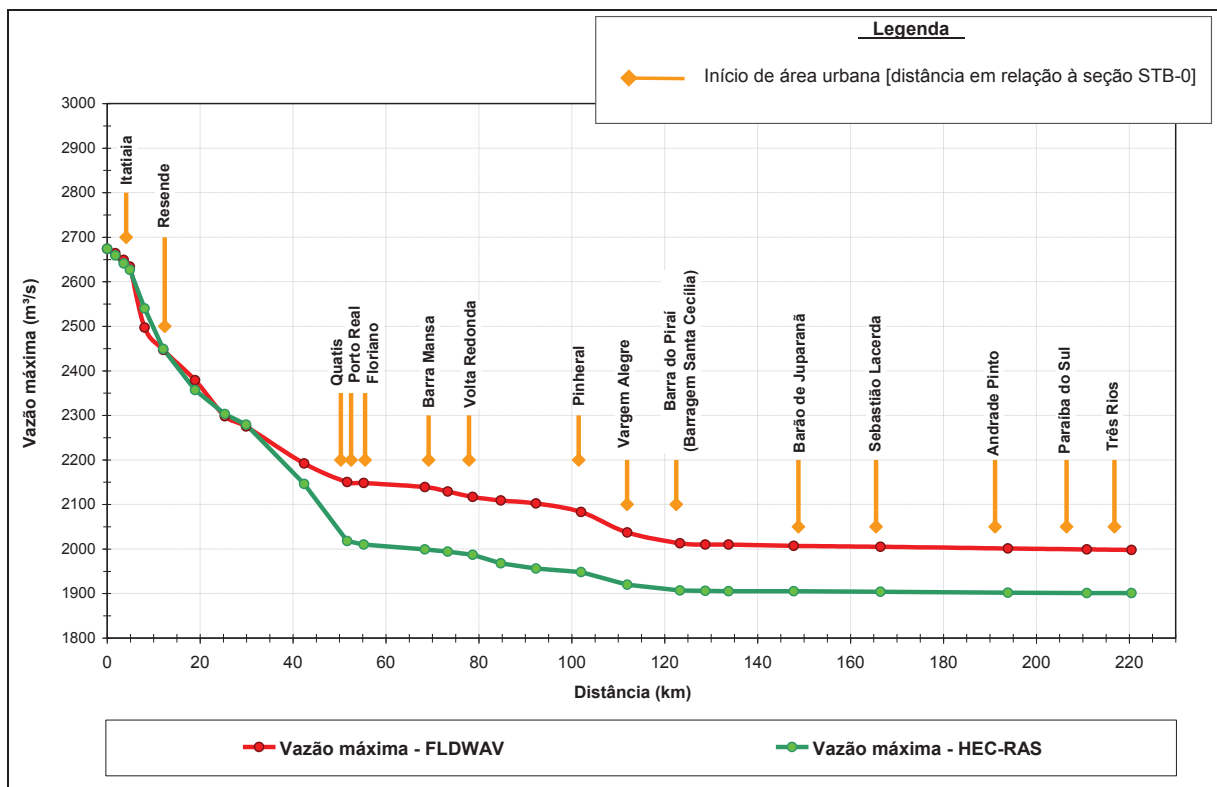


Figura 6.14 – Vazões máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 4: cheia de 2000 – $Q_p = 2.674 \text{ m}^3/\text{s}$)

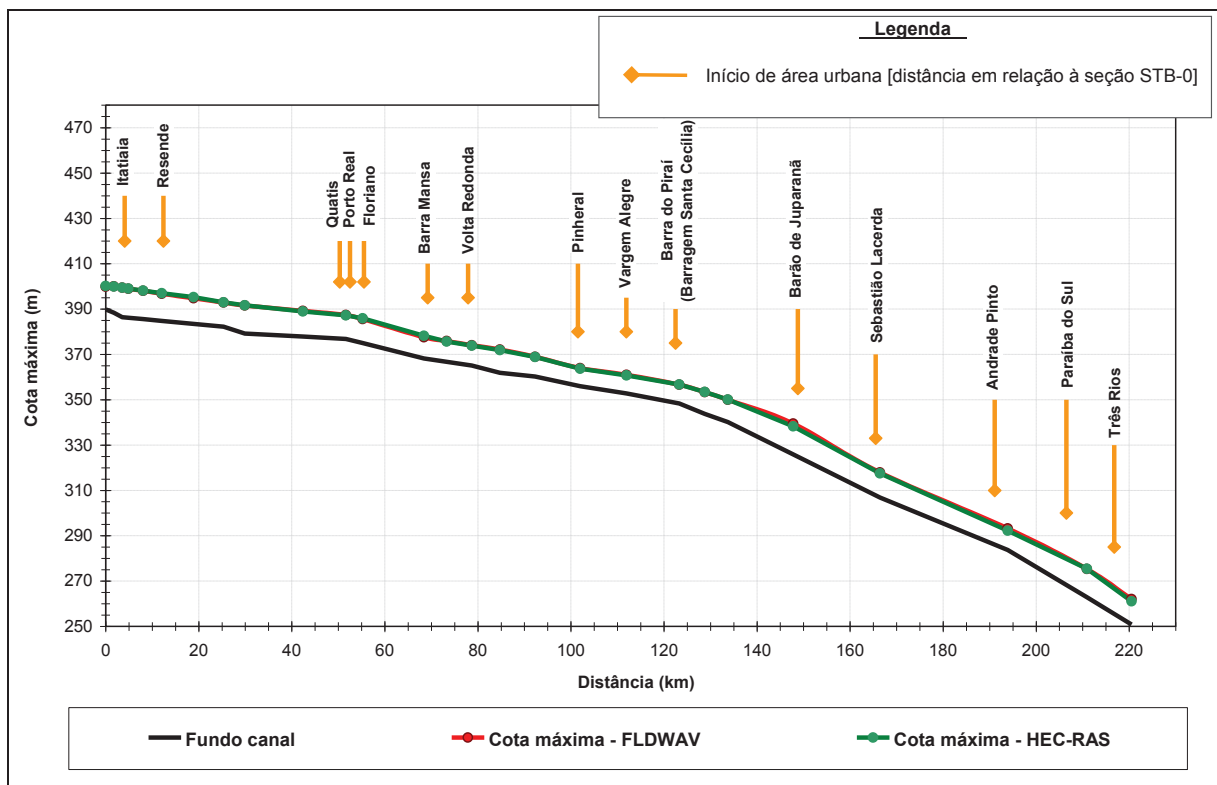


Figura 6.15 – Cotas máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 4: cheia de 2000 – $Q_p = 2.674 \text{ m}^3/\text{s}$)

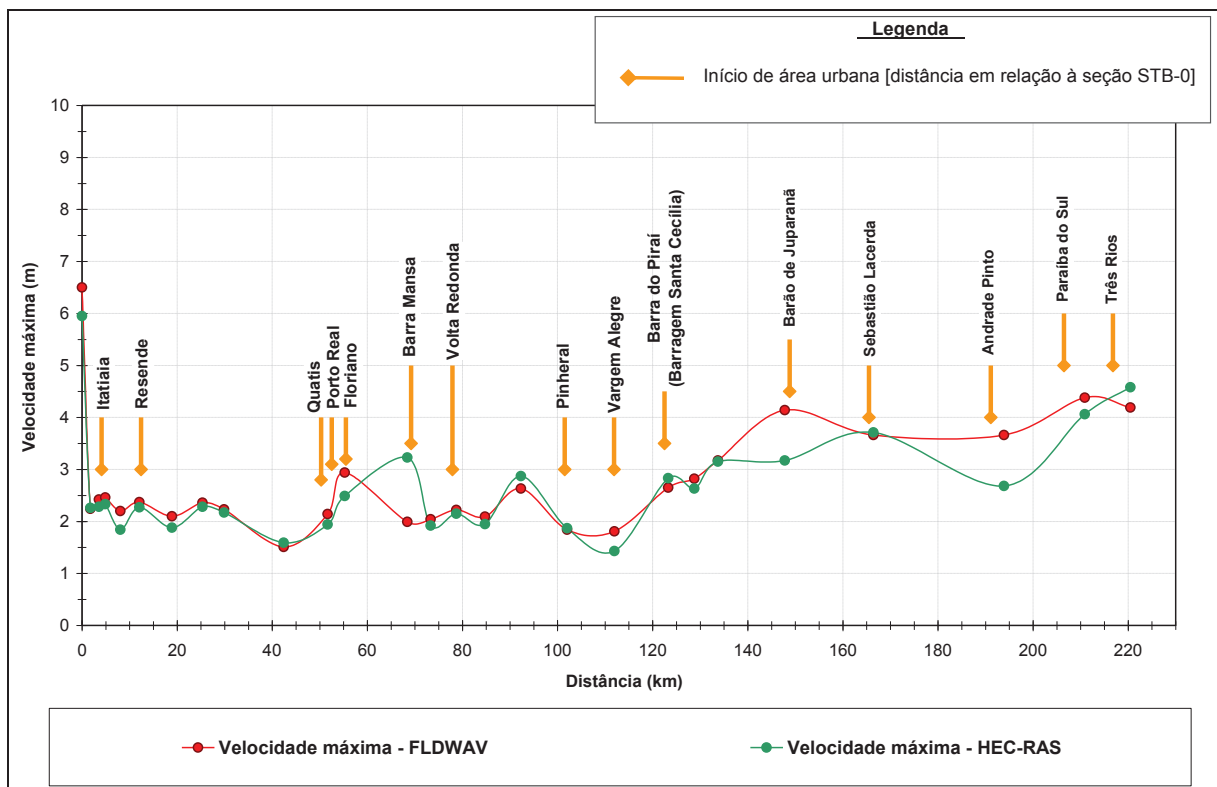


Figura 6.16 – Velocidades máximas atingidas – Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 4: cheia de 2000 – $Q_p = 2.674 \text{ m}^3/\text{s}$)

Pelos resultados encontrados nas simulações de propagação dos hidrogramas de ruptura, a partir dos modelos FLDWAV e HEC-RAS, constata-se que:

A vazão de ruptura é bastante atenuada até a seção STB-08 (42,4 km) e a partir daí a atenuação da vazão é pouco significativa. Essa grande atenuação até Quatis pode ser creditada à existência de uma ampla planície de inundação no trecho em questão. Além disso, a atenuação de vazões a partir da seção STB-08 é pouco significativa, já que a partir desse local o vale do rio Paraíba do Sul é bastante encaixado. Esse comportamento de um maior amortecimento de vazões no trecho inicial em relação ao restante do trecho simulado, onde foi verificado um efeito de amortecimento menor, é observado nos cenários 1, 2 e 3 de ruptura hipotética da UHE Funil. Para o caso do cenário 4, que diz respeito à propagação da cheia de 2000, a atenuação de vazões é muito pequena, já que a vazão de pico ao final do trecho simulado é de cerca de $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ para o modelo FLDWAV e de $1.900 \text{ m}^3/\text{s}$ para o modelo HEC-RAS.

Os resultados da simulação da cheia de 2000 (cenário 4), apresentam a propagação do hidrograma de cheia sem a presença do reservatório de Funil. Neste cenário foi verificado que

o volume da cheia natural extravasa a calha principal do rio Paraíba do Sul em determinadas seções. Para fins de avaliação de inundações induzidas por cheias naturais, recomenda-se que sejam avaliados mais elementos descrevendo qual o volume da cheia natural, o armazenamento em áreas temporárias e a estimativa das vazões de restrição em cada ponto representativo.

Nota-se que os maiores valores de vazão, de profundidades atingidas e de velocidades ocorrem no trecho inicial do rio Paraíba do Sul e desse modo pode-se esperar que os maiores impactos das ondas de inundação devido à ruptura devem ocorrer no trecho compreendido entre o eixo da barragem e a seção STB-08. Além disso, por meio da análise dos resultados anteriores, percebe-se que a partir da seção STB-VA (111,95 km), os impactos observados em cada seção devido à ruptura da barragem para os diferentes cenários simulados, são praticamente os mesmos.

Os valores dos tempos de chegada do pico da onda de cheia nas diferentes seções transversais (inferiores a 5 horas nas primeiras seções, até Resende, e cerca de 35 horas na última seção transversal, em Três Rios) são coerentes, tendo em vista a pertinência das velocidades máximas obtidas com os modelos de propagação.

Para a cidade de Barra Mansa, que está a 73 km a jusante da barragem, a cota máxima de inundação obtida pela simulação do cenário 1, é de aproximadamente 16 metros acima do fundo da calha fluvial (seção STB-BM). Esse valor é superior àquele observado na cheia de 2000, uma vez que o nível de água ultrapassou a cota máxima de 6 metros na estação fluviométrica de Barra Mansa.

As vazões propagadas e as profundidades máximas do nível de água atingidas nas seções ao longo do rio Paraíba do Sul são bastante similares nas simulações com os dois modelos. No entanto, verifica-se uma pequena alteração entre as vazões máximas, que pode ser atribuída à diferença das áreas das seções transversais, uma vez que os modelos têm diferentes modos para a entrada das seções. Enquanto o HEC-RAS detalha toda a calha do rio a partir de pares de pontos com elevação x distância transversal, o FLDWAV representa a seção transversal de uma forma mais simplificada, com pares de valores referentes à elevação x largura da seção. Além disso, nota-se que o número de pontos para representação da seção transversal no FLDWAV é o mesmo para todas as seções do modelo, enquanto no HEC-RAS não precisa ser o mesmo.

Em algumas seções topobatimétricas, a diferença das áreas de seção transversal obtidas por meio dos modelos FLDWAV e HEC-RAS é significativa, como ocorre na seção STB-08 (Figura 6.17), onde a diferença é em torno de 7%.

Na Figura 6.18 é realizada uma comparação similar da mesma seção (STB-08), com a diferença do raio hidráulico obtido por meio da geometria da seção nos dois modelos, uma vez que esse parâmetro tem grande influência na resolução das equações de Saint-Venant (Equações 3.20 e 3.21). Como a geometria da seção transversal nos modelos FLDWAV e HEC-RAS é diferenciada, verificou-se uma discrepância significativa do raio hidráulico, entre as elevações 386,0 m e 391,0 m para a seção transversal analisada, onde a diferença pode chegar a 30%, dependendo da elevação do NA.

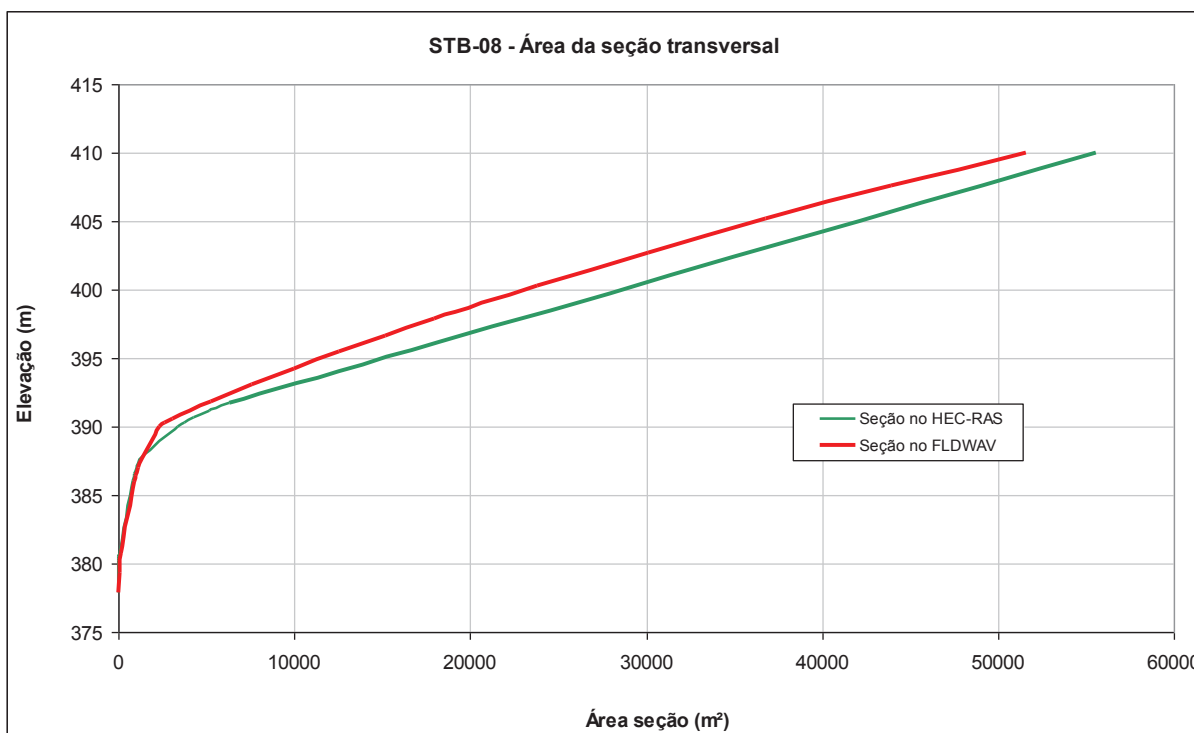


Figura 6.17 – Área da seção transversal STB-08, obtida por meio do HEC-RAS e do FLDWAV

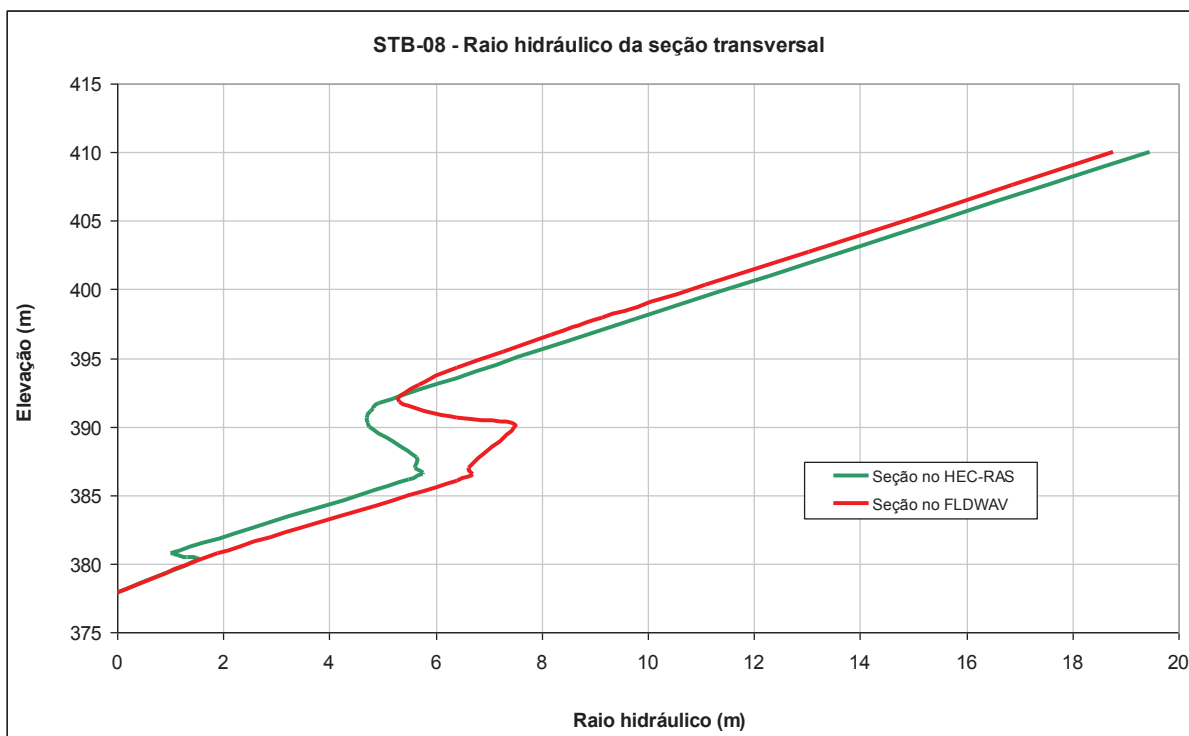


Figura 6.18 – Raio hidráulico da seção transversal STB-08, obtida por meio do HEC-RAS e do FLDWAV

Nas Figuras 6.19 e 6.20 são apresentados os gráficos que comparam os resultados de propagação de cheias na seção STB-08 para o cenário 1 (vazão de pico de 37.050 m³/s), em função da diferença da área de seção transversal calculada pelos dois modelos.

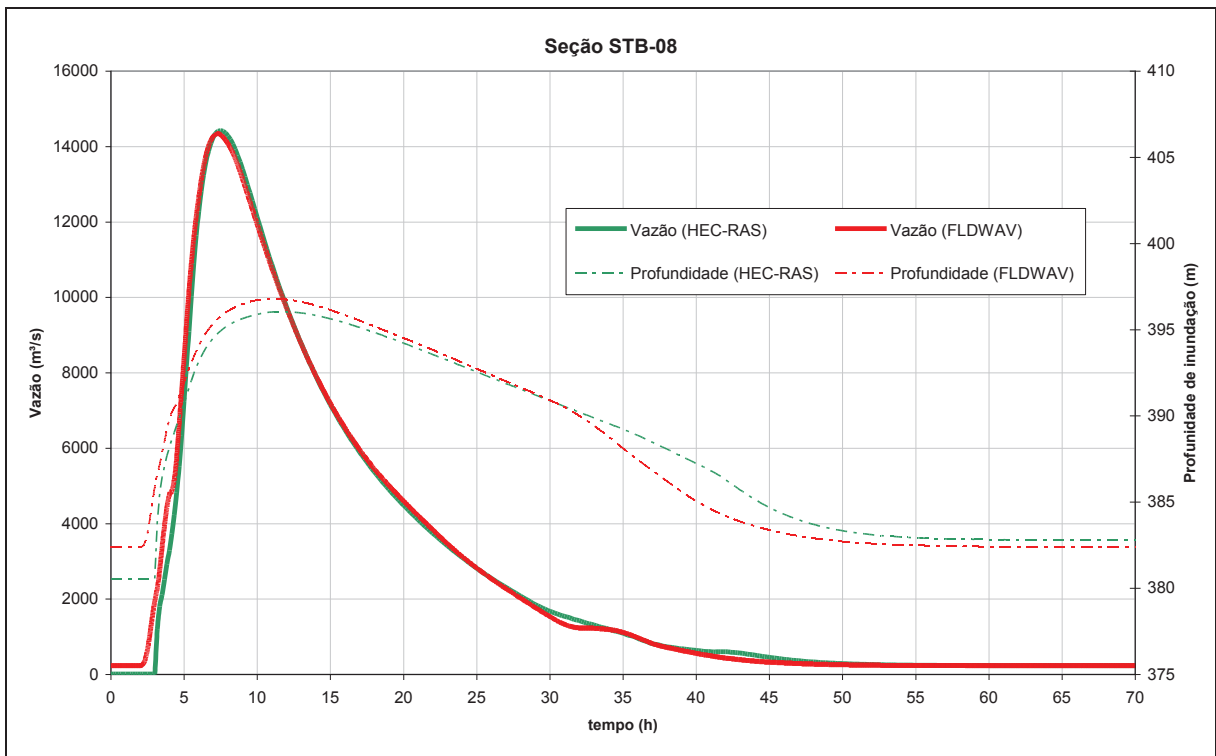


Figura 6.19 – Resultados obtidos por meio dos modelos HEC-RAS e FLDWAV para a seção STB-08: hidrogramas de cheia e profundidades máximas atingidas

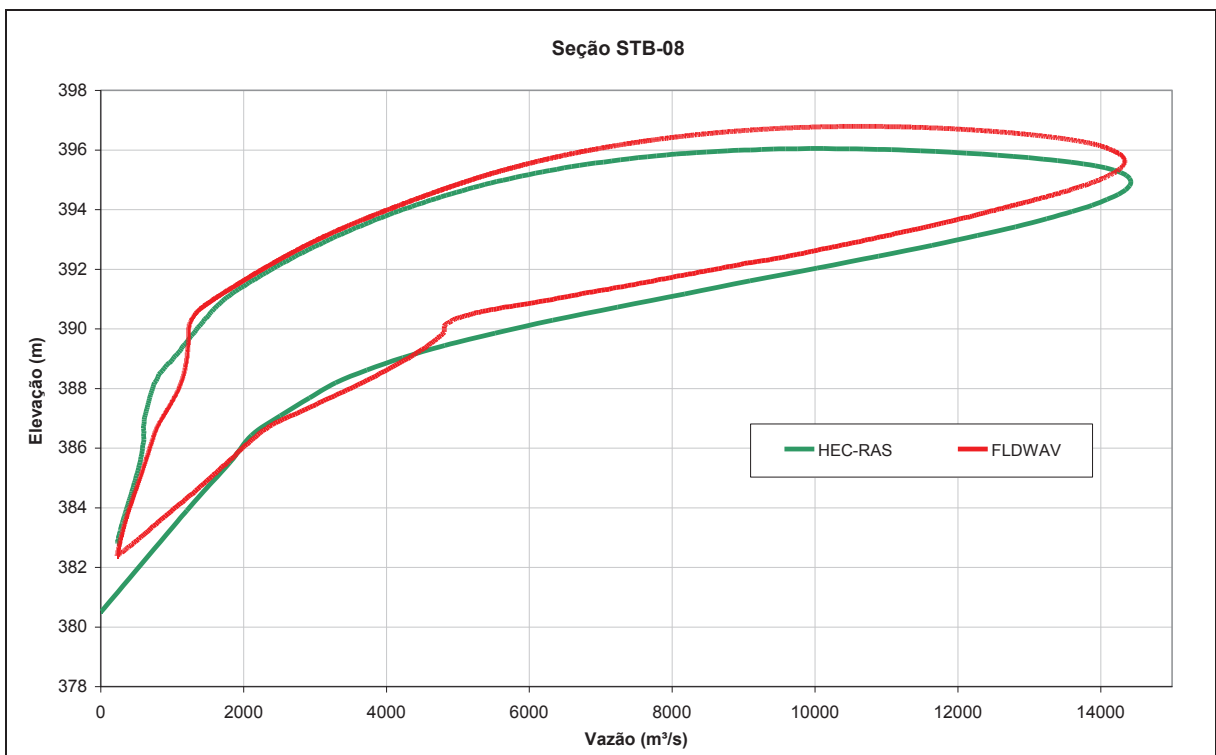


Figura 6.20 – Curva chave com *loop* da seção STB-08, com comparação dos resultados dos modelos HEC-RAS e FLDWAV

Com a finalidade de verificar a semelhança entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS, e além disso, justificar a influência dos resultados em função das diferenças de área e raio hidráulico da seção transversal que ocorre na entrada de dados nos dois modelos, foi realizada uma simulação no HEC-RAS com a geometria das seções definidas na entrada do modelo FLDWAV. A Figura 6.21 apresenta a comparação entre os dois modelos para as vazões máximas ao longo do trecho simulado (cenário 1), onde as seções transversais definidas no FLDWAV, que apresentam uma forma mais simplificada, foram utilizadas como parâmetros de entrada no HEC-RAS. Nota-se uma aproximação ainda maior dos resultados.

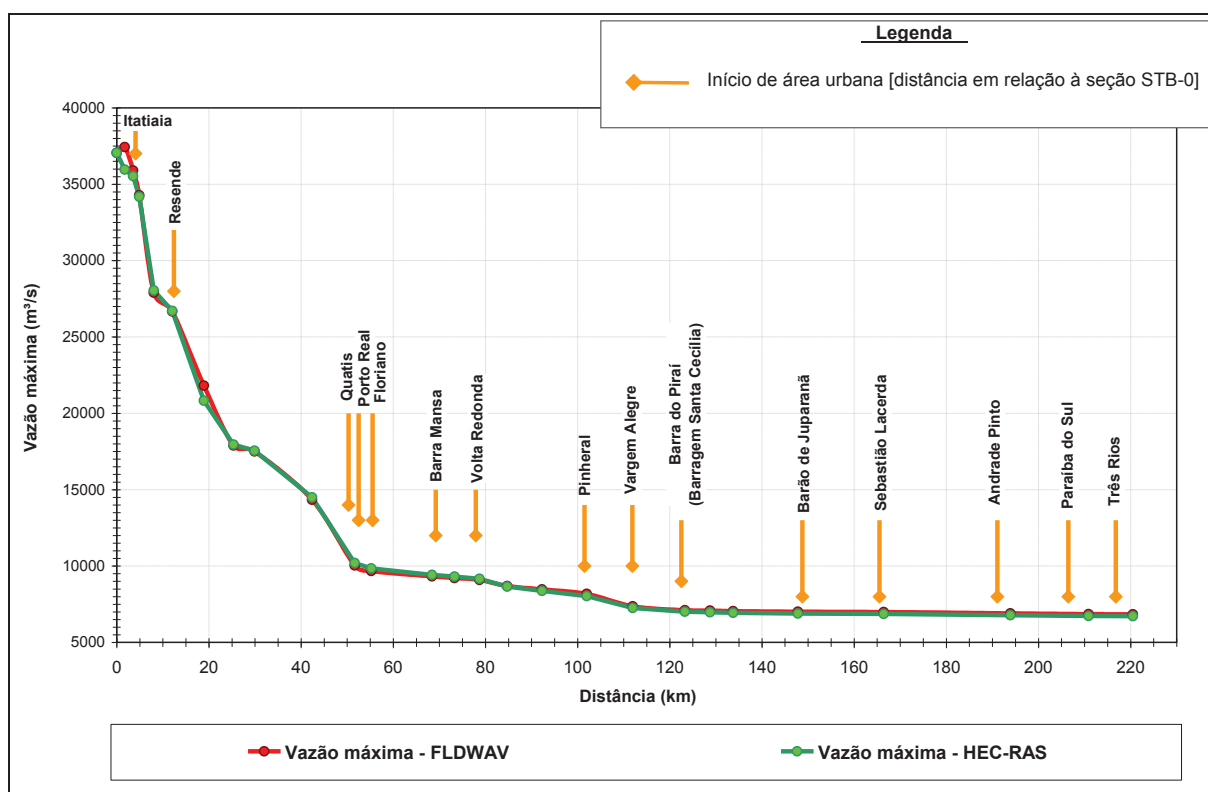


Figura 6.21 – Vazões máximas atingidas – Seções simplificadas e similares definidas como parâmetros de entrada nos modelos FLDWAV e HEC-RAS (Cenário 1)

De forma geral, os resultados obtidos a partir dos modelos FLDWAV e HEC-RAS são praticamente similares, e podem ser considerados consistentes e aceitáveis, sendo importantes ferramentas para representar a propagação de vazões induzidas por ruptura de barragens, desde que o vale a jusante seja detalhado por meio de levantamento de seções topobatimétricas.

Verificou-se que a grande vantagem do modelo FLDWAV em relação ao HEC-RAS é a facilidade de convergência durante a simulação. Por outro lado, as principais vantagens do

HEC-RAS foram a possibilidade de detalhamento da entrada de dados (seções transversais) e disponibilidade de uma excelente ferramenta gráfica para visualização dos resultados.

6.2.3 Análise de Sensibilidade

Neste item é realizada uma análise de sensibilidade do modelo FLDWAV a alguns parâmetros que contribuem para a incerteza com relação aos resultados. Ressalta-se que a escolha de um determinado modelo para a realização das análises de sensibilidade, no caso o FLDWAV, baseou-se em uma escolha aleatória, onde a escolha não foi em função do melhor modelo. Os parâmetros definidos para análise foram:

- Tipo de hidrograma de ruptura (triangular e com decaimento parabólico);
- Coeficiente de Manning para valores usuais, mínimos e máximos;
- Vazão de pico para diferentes cenários; e
- Seções transversais, obtidas por meio de cartas topográficas e levantadas em campo.

6.2.3.1 Tipo de hidrograma de ruptura

Por meio do modelo hidrodinâmico FLDWAV foram realizadas as simulações da propagação da onda de cheia para os cenários 1, 2 e 3, considerando os dois tipos de hidrogramas estudados: triangular simplificado e com decaimento parabólico.

As Tabelas 6.6 a 6.8 mostram os resultados encontrados para as diferentes vazões de pico, em cada uma das seções consideradas. As Figuras 6.22 a 6.33 representam as vazões, cotas máximas, velocidades atingidas e hidrogramas defluentes nas diferentes seções considerando os cenários de ruptura 1, 2 e 3. Nas Figuras 6.25, 6.29 e 6.33 foi adotada a propagação e evolução do hidrograma parabólico em todas as seções consideradas, uma vez que o mesmo desenvolve de forma mais representativa o mecanismo de formação do hidrograma de ruptura.

Tabela 6.6 – Resultados das simulações no FLDWAV – Cenário 1 ($Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

Seção	Localização em relação ao eixo da barragem (km)	Elevação do fundo do canal (m)	Vazão máxima (m^3/s)		Cota máxima de inundação (m)		Tempo para a vazão máxima (h)		Tempo para a vazão máxima (h)		Velocidade máxima canal principal (m/s)	
			Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico
STB-01	0,00	389,87	37050	37050	419,03	419,03	0,10	0,10	0,10	0,10	24,55	24,55
STB-02	1,75	388,36	37448	37428	416,94	416,54	1,58	1,34	0,14	0,14	9,26	9,43
STB-03	3,55	386,43	35992	35903	415,11	414,67	1,97	1,80	0,37	0,24	10,14	10,37
STB-ITA	4,90	386,18	34558	34283	415,03	414,56	1,99	1,83	0,39	0,42	6,62	6,75
STB-04	8,05	385,58	28804	27904	414,10	413,63	2,16	1,89	1,44	1,26	4,39	4,38
STB-05	12,05	384,80	27838	26672	409,87	409,09	3,88	3,35	2,02	1,83	9,51	9,51
STB-RES	18,90	383,47	22717	21808	408,27	407,37	4,62	4,36	2,37	2,12	3,13	3,28
STB-06	25,35	382,24	19603	17896	405,65	404,82	4,95	4,75	4,37	4,07	6,71	6,43
STB-07	29,90	379,18	19261	17501	402,43	401,74	5,50	5,34	4,73	4,48	6,20	5,93
STB-08	42,40	377,84	15857	14339	397,15	396,79	9,16	10,20	6,39	6,40	3,22	3,06
STB-09	51,65	376,84	10836	10035	395,86	395,56	10,39	11,42	8,84	9,65	2,52	2,41
STB-10	55,25	374,97	10217	9679	394,15	393,86	10,85	11,94	10,00	10,99	5,01	4,91
STB-11	68,40	368,22	9659	9326	385,40	385,25	12,96	14,12	11,88	12,96	4,02	3,93
STB-BM	73,30	366,70	9498	9215	383,56	383,45	13,55	14,81	12,51	13,59	3,38	3,32
STB-12	78,70	365,11	9336	9090	381,09	381,04	14,68	15,91	13,14	14,27	4,27	4,18
STB-VR	84,75	361,89	8789	8686	378,68	378,67	16,37	17,52	14,50	15,81	2,82	2,79
STB-13	92,30	360,25	8487	8466	374,65	374,66	17,14	18,34	16,64	17,79	4,97	4,96
STB-14	102,00	356,00	8167	8174	369,25	369,40	21,59	22,99	17,86	19,00	2,77	2,71
STB-VA	111,95	352,77	7227	7356	367,23	367,43	23,71	24,99	20,85	22,10	2,21	2,19
STB-15	123,30	348,37	6933	7112	363,85	364,07	24,78	26,03	23,78	24,99	3,95	3,98
STB-BP	128,75	343,75	6896	7079	361,26	361,49	25,36	26,57	24,44	25,69	3,90	3,94
STB-16	133,75	340,18	6864	7051	358,09	358,33	25,91	27,11	25,12	26,33	5,00	5,04
STB-17	147,80	325,89	6812	7004	346,82	347,06	27,02	28,22	26,74	27,95	6,50	6,57
STB-18	166,45	306,88	6790	6985	324,87	325,07	28,46	29,66	28,14	29,33	5,58	5,64
STB-19	193,90	283,70	6692	6904	299,80	300,01	32,07	33,12	31,60	32,61	5,58	5,63
STB-PS	210,90	262,86	6638	6856	282,17	282,38	34,14	35,14	33,85	34,86	6,24	6,29
STB-TR	220,50	250,78	6617	6836	269,63	269,90	35,29	36,21	34,87	35,86	6,43	6,48

Tabela 6.7 – Resultados das simulações no FLDWAV – Cenário 2 (Qp = 53.790 m³/s)

Seção	Localização em relação ao eixo da barragem (km)	Elevação do fundo do canal (m)	Vazão máxima (m³/s)		Cota máxima de inundação (m)		Tempo para a cota máxima (h)		Tempo para a vazão máxima (h)		Velocidade máxima canal principal (m/s)	
			Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico
STB-01	0,00	389,87	53790	53790	423,77	423,76	0,10	0,10	0,10	0,10	29,37	29,37
STB-02	1,75	388,36	52949	52931	420,44	420,40	0,28	0,26	0,13	0,13	11,28	11,29
STB-03	3,55	386,43	51845	51732	418,40	418,04	1,63	1,50	0,23	0,23	12,39	12,58
STB-ITA	4,90	386,18	49721	49602	418,51	418,15	1,58	1,46	0,26	0,26	7,70	7,86
STB-04	8,05	385,58	39672	38869	417,59	417,22	1,66	1,54	0,98	1,11	4,77	4,78
STB-05	12,05	384,80	38086	37057	412,01	411,48	3,06	2,88	1,49	1,59	11,60	11,60
STB-RES	18,90	383,47	30795	30118	410,56	409,95	3,59	3,55	1,64	1,66	3,59	3,63
STB-06	25,35	382,24	24912	23502	407,56	407,03	3,86	3,87	3,36	3,43	7,64	7,42
STB-07	29,90	379,18	24314	22928	403,91	403,49	4,31	4,39	3,68	3,73	7,01	6,82
STB-08	42,40	377,84	19047	18152	397,53	397,79	7,36	8,69	5,40	5,25	3,66	3,37
STB-09	51,65	376,84	11823	11985	396,19	396,55	8,85	9,87	7,98	7,05	2,65	2,57
STB-10	55,25	374,97	10834	11338	394,50	394,91	9,36	10,34	9,37	8,39	5,09	5,11
STB-11	68,40	368,22	10110	10770	385,66	386,16	11,56	12,49	10,44	10,44	4,11	4,20
STB-BM	73,30	366,70	9915	10612	383,80	384,31	12,15	13,10	12,00	11,13	3,44	3,51
STB-12	78,70	365,11	9730	10442	381,27	381,76	13,32	14,29	12,62	11,75	4,38	4,49
STB-VR	84,75	361,89	9090	9856	378,86	379,38	15,06	15,82	14,19	13,21	2,84	2,85
STB-13	92,30	360,25	8754	9558	374,81	375,28	15,79	16,56	16,06	15,32	5,05	5,29
STB-14	102,00	356,00	8412	9188	369,37	370,00	20,37	21,32	17,15	16,51	2,80	2,78
STB-VA	111,95	352,77	7385	8105	367,37	368,12	22,49	23,16	20,21	19,48	2,22	2,25
STB-15	123,30	348,37	7066	7782	364,00	364,79	23,56	24,15	23,11	22,56	3,98	4,09
STB-BP	128,75	343,75	7026	7740	361,41	362,24	24,12	24,68	23,82	23,21	3,93	4,07
STB-16	133,75	340,18	6992	7706	358,24	359,09	24,71	25,21	24,45	23,88	5,03	5,16
STB-17	147,80	325,89	6936	7652	346,97	347,79	25,79	26,27	26,02	25,54	6,54	6,79
STB-18	166,45	306,88	6913	7623	324,99	325,72	27,25	27,78	27,41	26,93	5,62	5,82
STB-19	193,90	283,70	6813	7535	299,92	300,53	30,81	30,92	30,54	30,34	5,61	5,76
STB-PS	210,90	262,86	6755	7474	282,28	282,96	32,91	33,00	32,67	32,59	6,27	6,43
STB-TR	220,50	250,78	6733	7441	269,77	270,62	34,09	34,43	33,60	33,77	6,46	6,59

Tabela 6.8 – Resultados das simulações no FLDWAV – Cenário 3 (Qp = 100.000 m³/s)

Seção	Localização em relação ao eixo da barragem (km)	Elevação do fundo do canal (m)	Vazão máxima (m³/s)		Cota máxima de inundação (m)		Tempo para a cota máxima (h)		Tempo para a vazão máxima (h)		Velocidade máxima canal principal (m/s)	
			Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico	Hidrograma triangular	Hidrograma parabólico
STB-01	0,00	389,87	100000	100000	433,78	433,78	0,10	0,10	0,10	0,10	39,01	39,01
STB-02	1,75	388,36	98656	98685	428,19	428,22	0,21	0,21	0,13	0,13	15,77	15,76
STB-03	3,55	386,43	96551	96592	424,29	424,56	1,07	1,07	0,15	0,15	17,55	17,35
STB-ITA	4,90	386,18	92853	92903	424,82	425,10	0,99	0,99	0,17	0,17	10,86	10,72
STB-04	8,05	385,58	71020	71101	423,97	424,25	1,03	1,03	0,25	0,25	6,26	6,19
STB-05	12,05	384,80	63298	64394	415,00	415,81	1,91	2,35	0,98	1,02	16,72	16,43
STB-RES	18,90	383,47	50636	51438	413,90	414,90	2,25	2,52	1,14	1,16	4,73	4,45
STB-06	25,35	382,24	34524	36988	410,26	411,22	2,45	2,76	2,16	2,36	9,15	9,37
STB-07	29,90	379,18	32939	35679	405,79	406,79	2,76	3,15	2,39	2,65	8,33	8,52
STB-08	42,40	377,84	22442	27101	397,76	399,52	5,86	6,66	3,70	4,08	4,18	4,25
STB-09	51,65	376,84	12436	16150	396,39	398,23	7,55	7,77	5,58	5,87	2,72	2,82
STB-10	55,25	374,97	11204	14808	394,70	396,61	8,09	8,26	7,04	7,26	5,16	5,55
STB-11	68,40	368,22	10374	13600	385,82	387,76	10,31	10,32	9,22	9,22	4,16	4,71
STB-BM	73,30	366,70	10169	13353	383,95	385,82	10,90	10,84	9,86	9,88	3,48	3,87
STB-12	78,70	365,11	9973	13106	381,39	382,98	12,12	12,14	10,48	10,39	4,44	5,06
STB-VR	84,75	361,89	9280	12097	378,97	380,63	13,83	13,62	11,98	11,80	2,85	2,88
STB-13	92,30	360,25	8923	11596	374,91	376,33	14,57	14,34	14,08	13,79	5,10	5,91
STB-14	102,00	356,00	8567	11068	369,45	371,09	19,20	19,32	15,29	14,81	2,82	2,89
STB-VA	111,95	352,77	7488	9511	367,46	369,36	21,33	20,88	18,24	17,68	2,22	2,35
STB-15	123,30	348,37	7150	9055	364,09	366,08	22,39	21,76	21,34	20,75	3,99	4,31
STB-BP	128,75	343,75	7108	9004	361,51	363,50	22,98	22,26	22,02	21,34	3,95	4,31
STB-16	133,75	340,18	7073	8960	358,34	360,35	23,53	22,82	22,69	21,97	5,05	5,41
STB-17	147,80	325,89	7015	8878	347,07	349,10	24,63	23,93	24,37	23,58	6,57	7,15
STB-18	166,45	306,88	6990	8838	325,07	326,91	26,10	25,39	25,78	25,03	5,64	6,13
STB-19	193,90	283,70	6889	8729	299,99	301,37	29,66	28,43	29,18	27,98	5,63	6,02
STB-PS	210,90	262,86	6830	8649	282,35	284,05	31,69	30,46	31,41	30,11	6,29	6,67
STB-TR	220,50	250,78	6807	8625	269,86	271,46	32,97	31,44	32,51	31,08	6,48	7,05

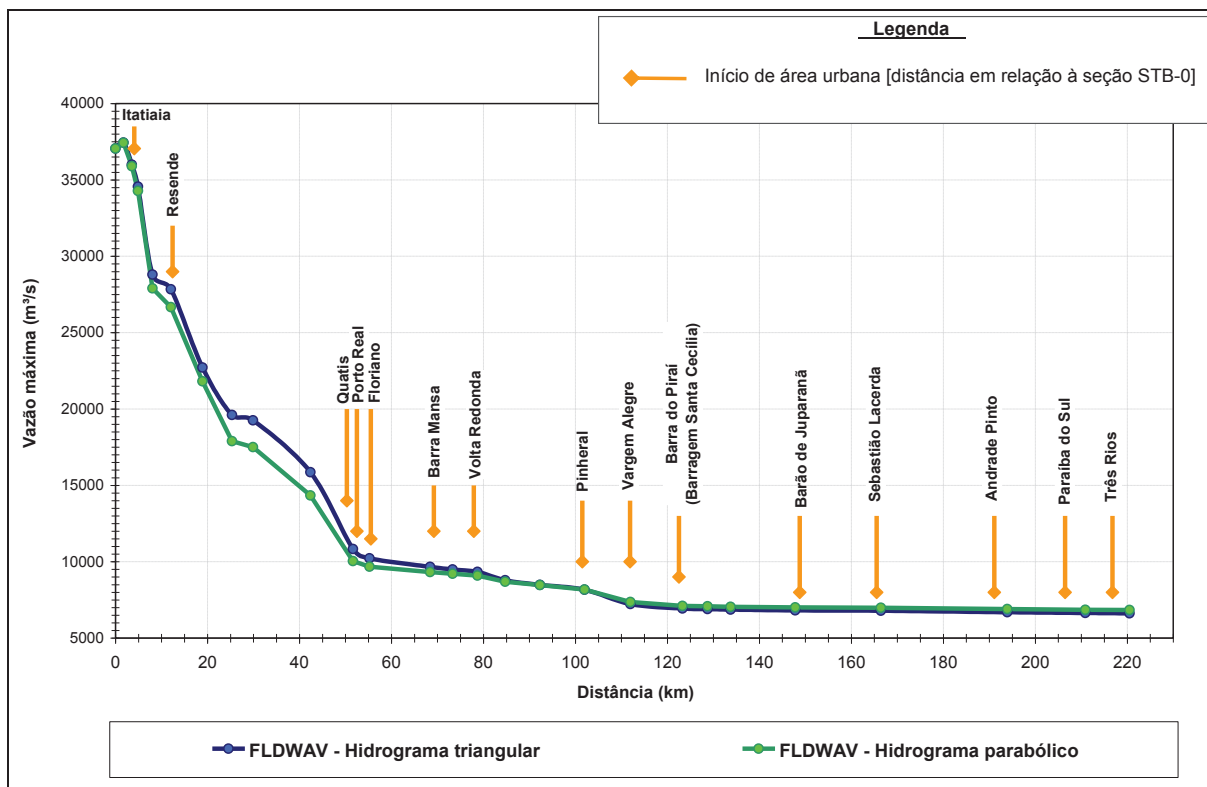


Figura 6.22 – Vazões máximas atingidas ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

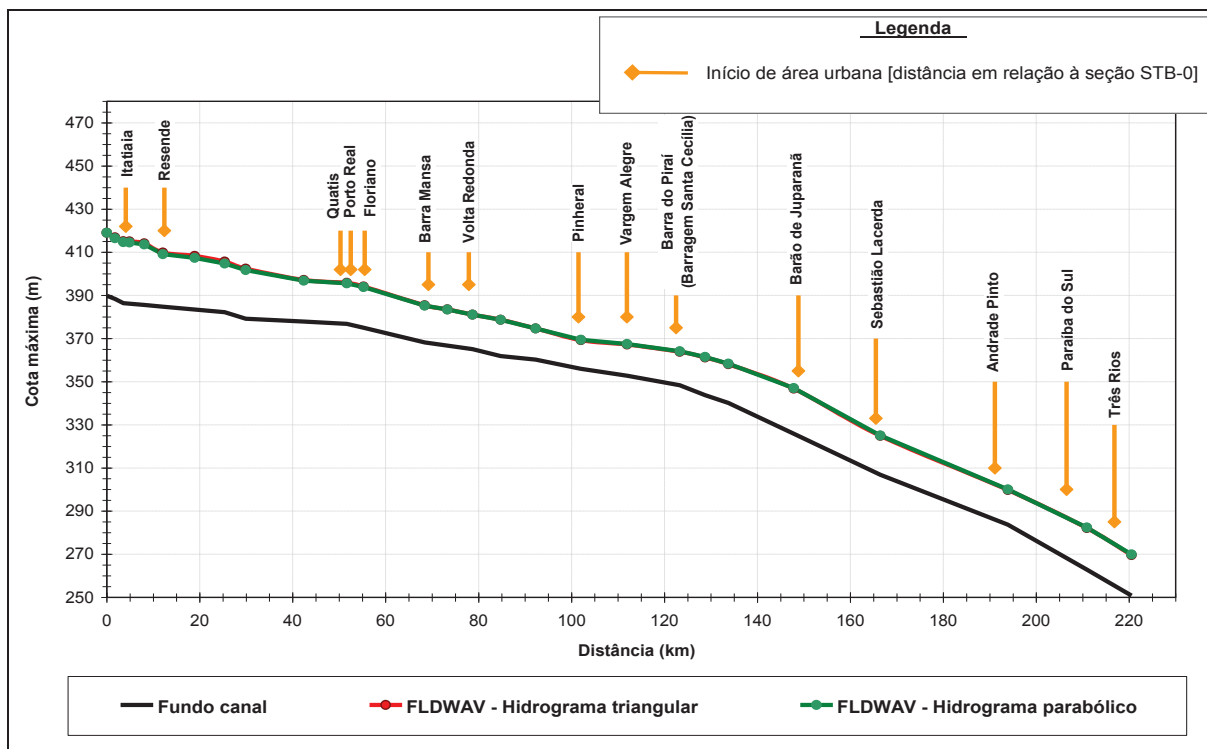


Figura 6.23 – Cotas máximas atingidas ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

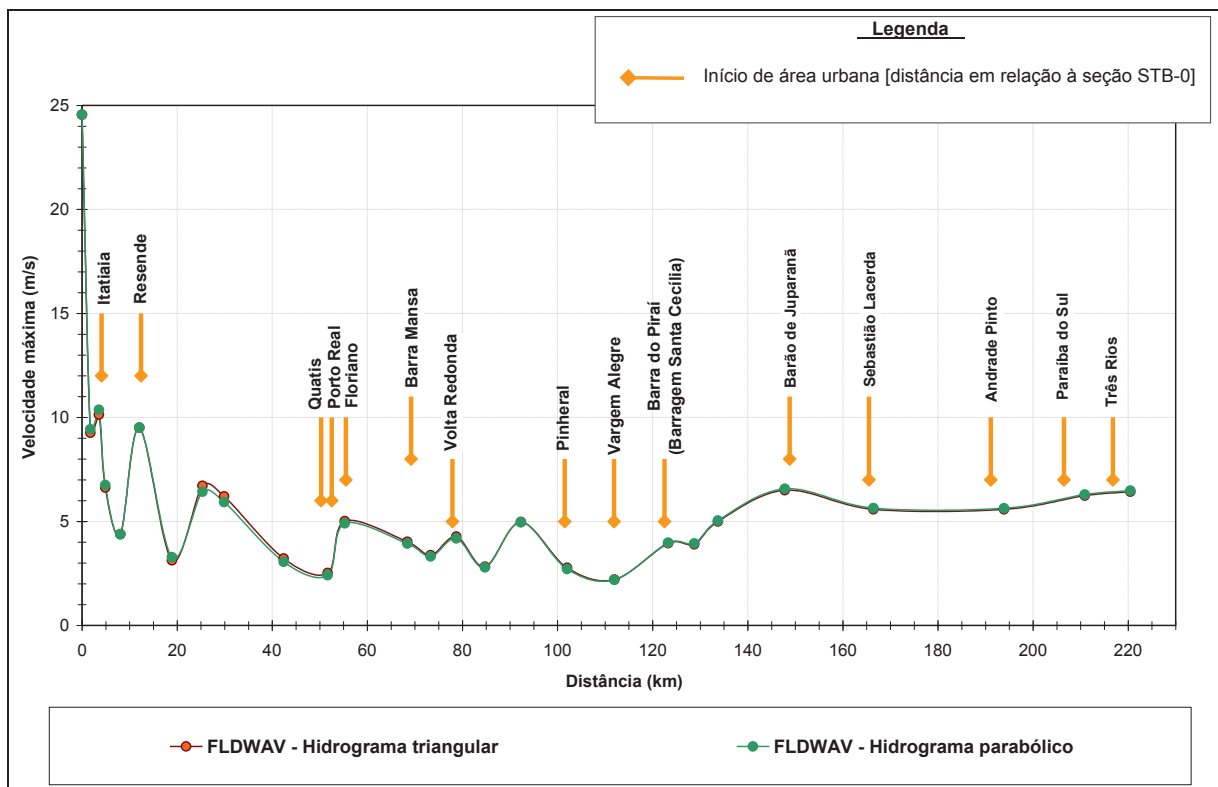


Figura 6.24 – Velocidades máximas do canal principal atingidas ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$)

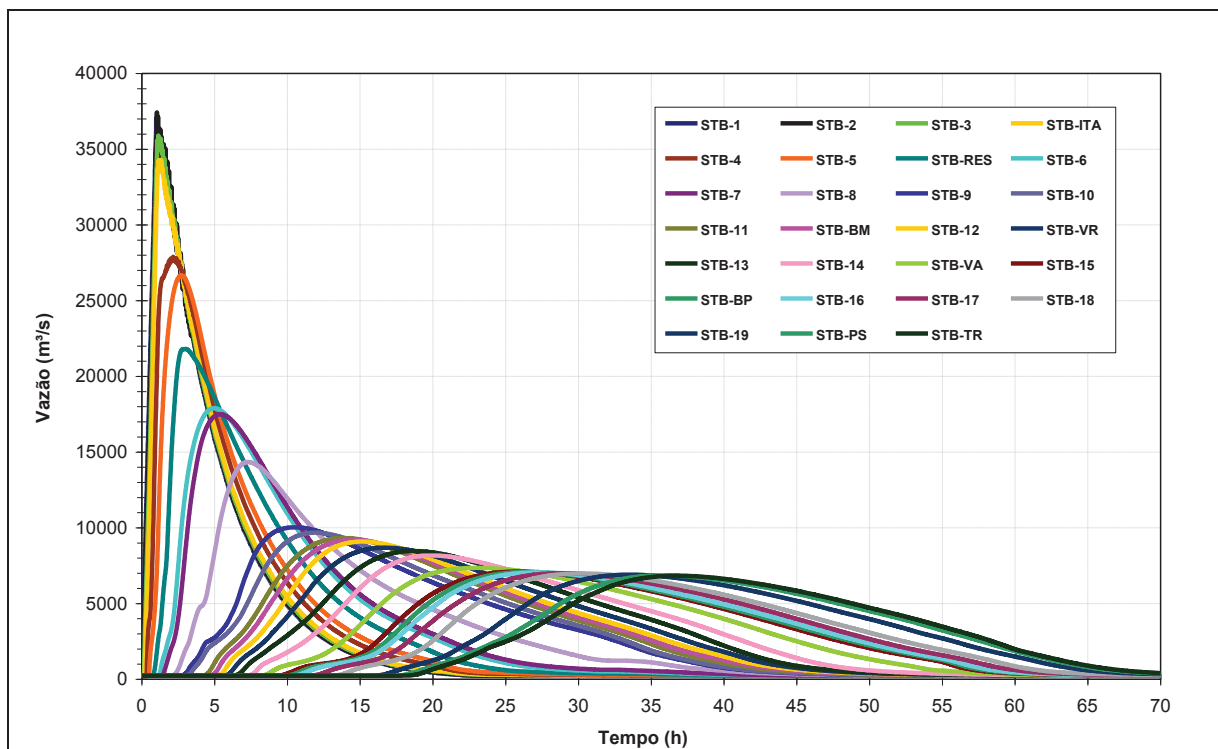


Figura 6.25 – Hidrogramas defluentes das seções ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 1 – $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$, hidrograma parabólico)

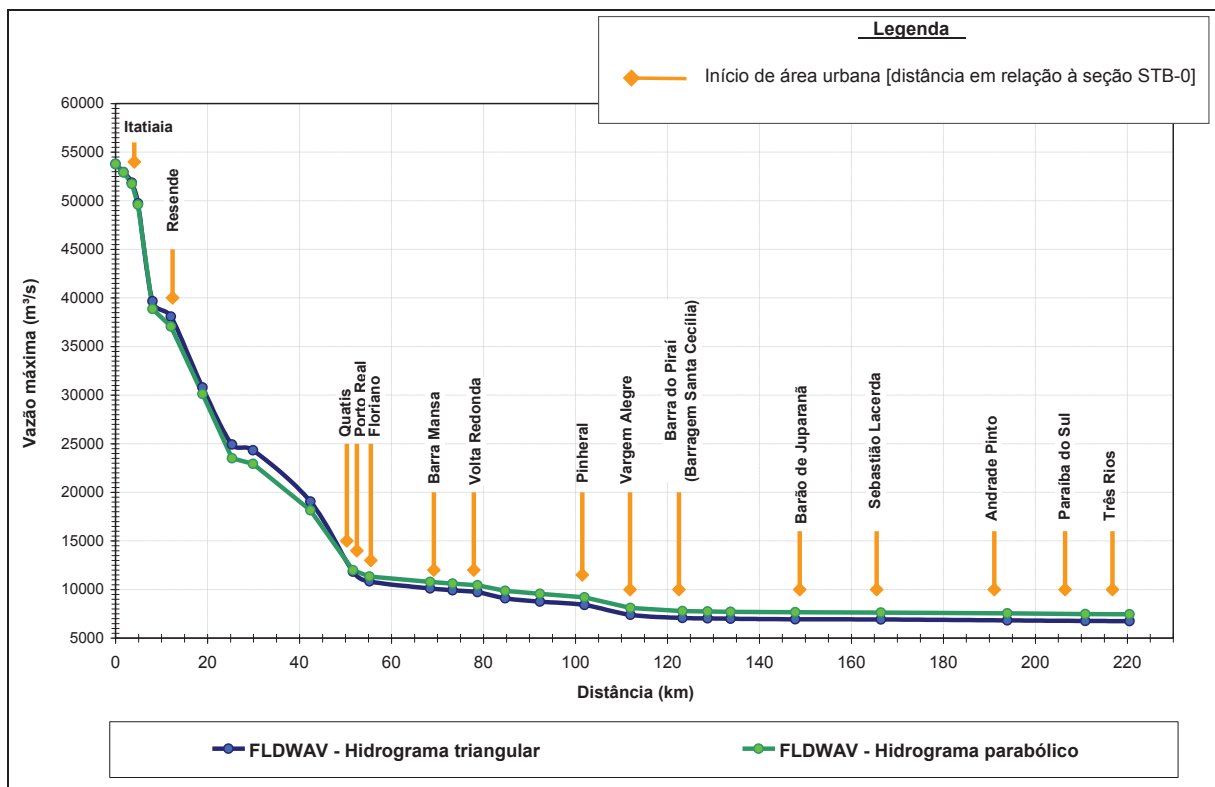


Figura 6.26 – Vazões máximas atingidas ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$)

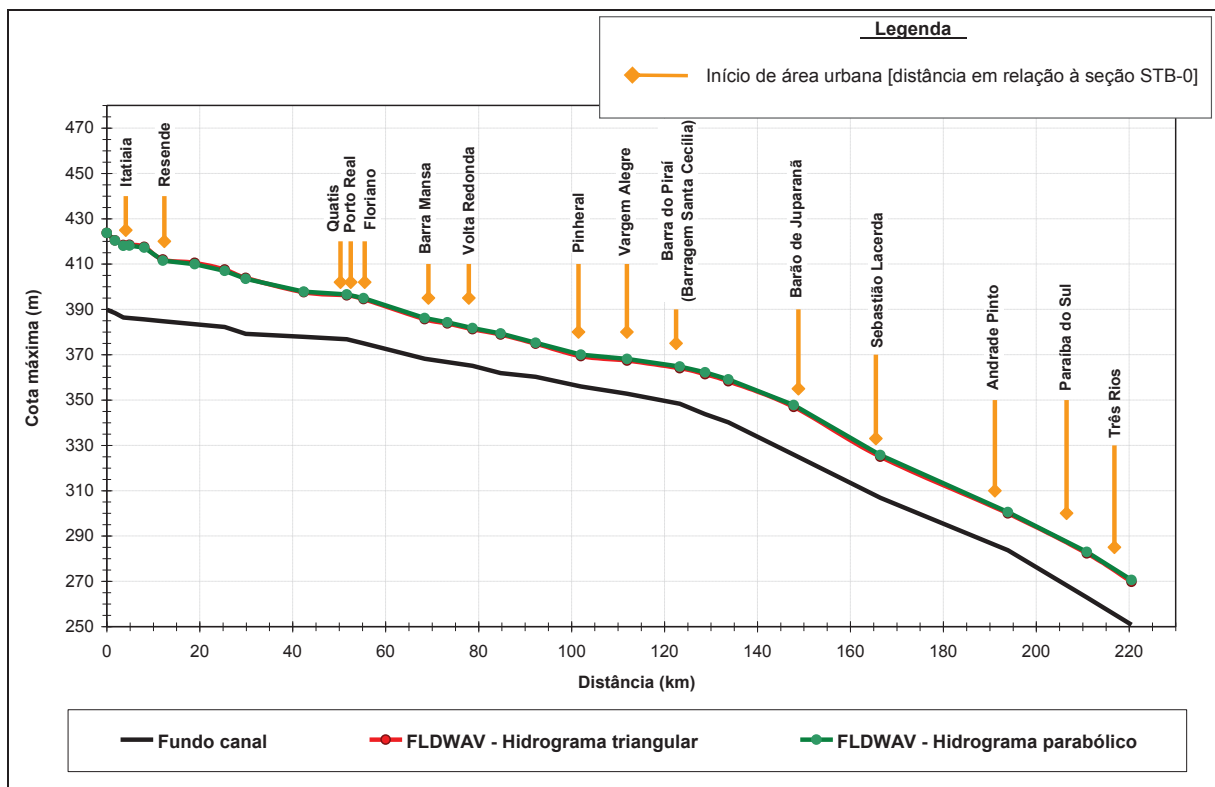


Figura 6.27 – Cotas máximas atingidas ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$)

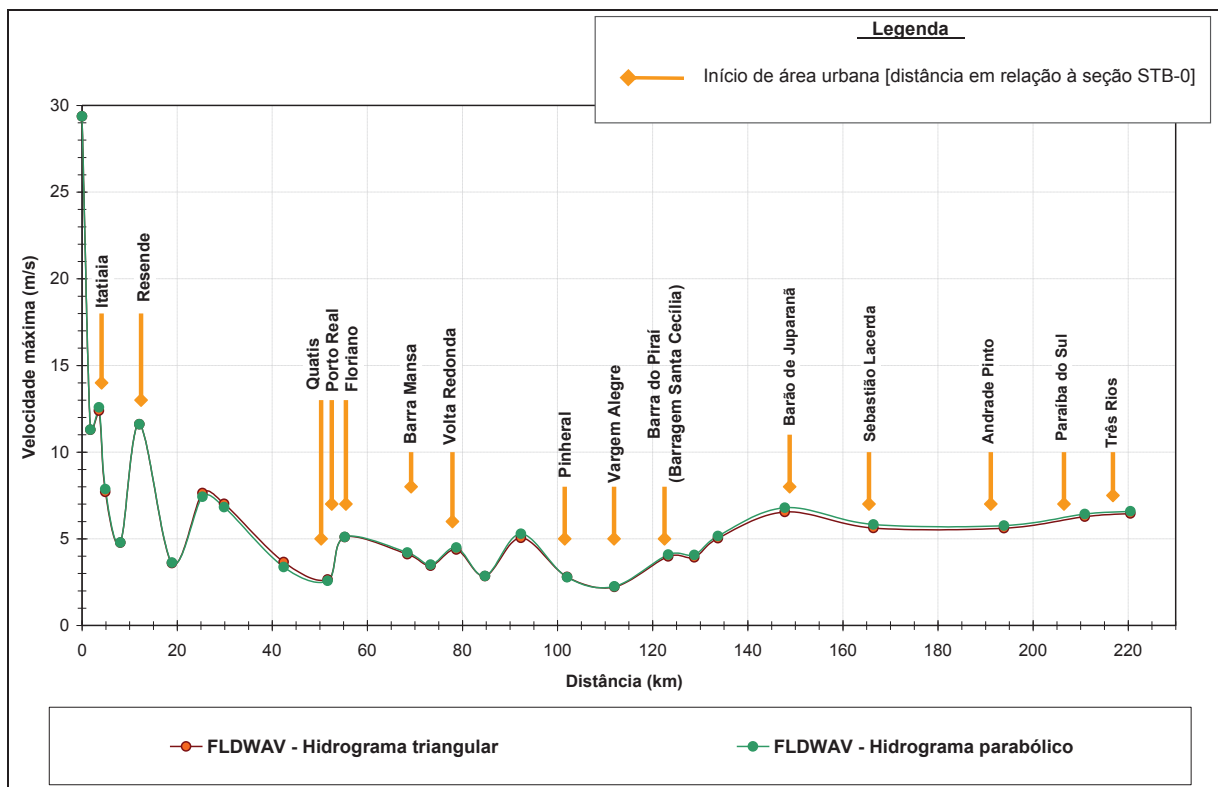


Figura 6.28 – Velocidades máximas do canal principal atingidas ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$)

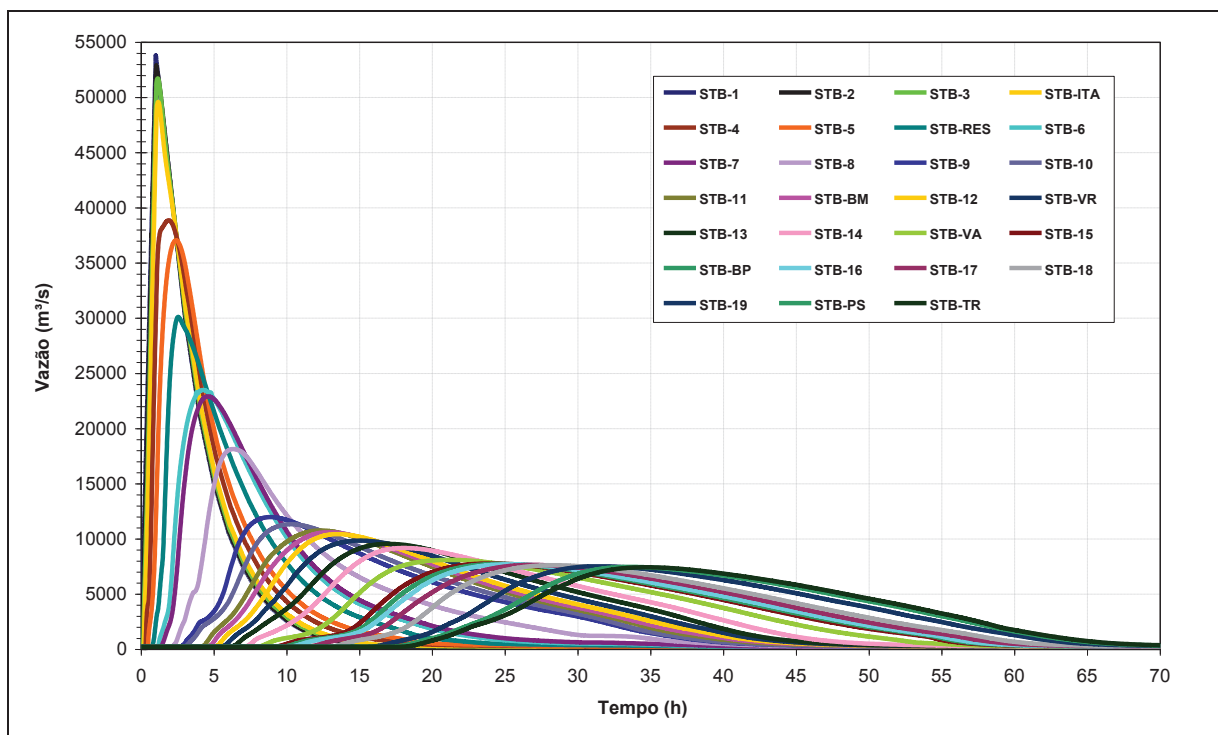


Figura 6.29 – Hidrogramas defluentes das seções ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 2 – $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$, hidrograma parabólico)

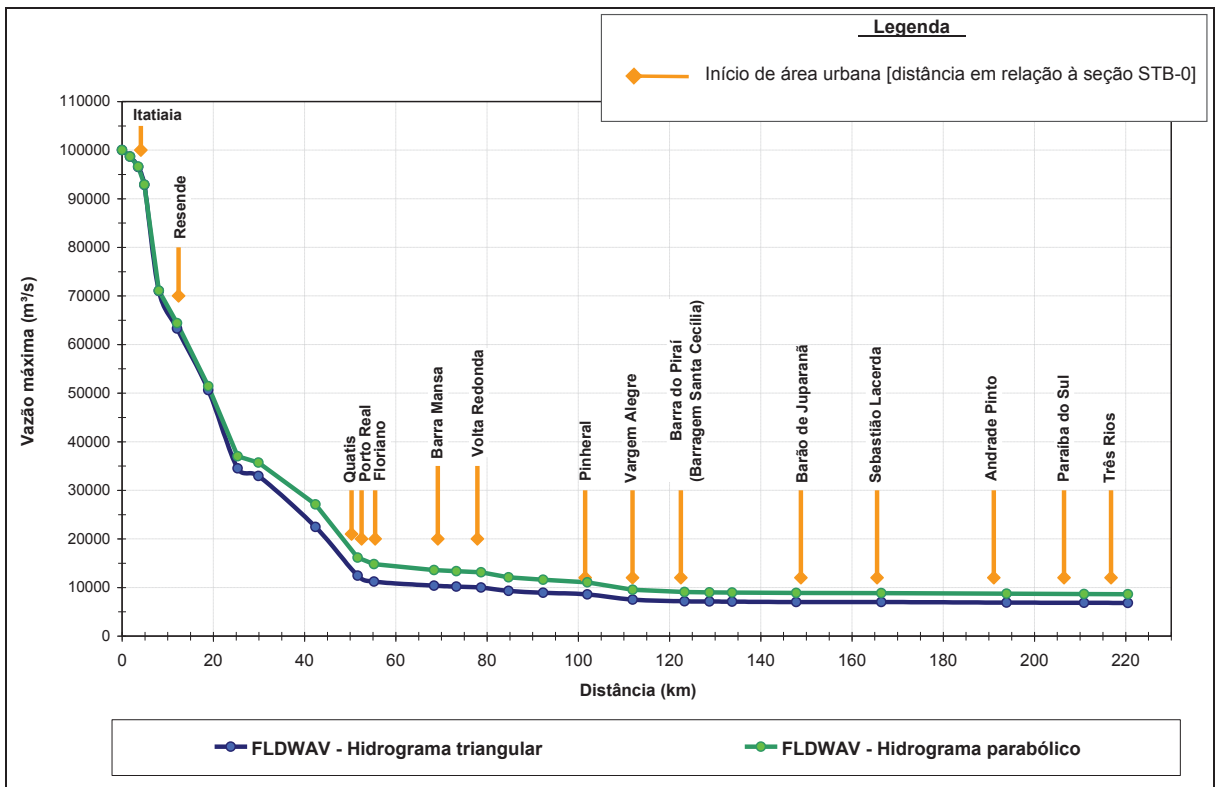


Figura 6.30 – Vazões máximas atingidas ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$)

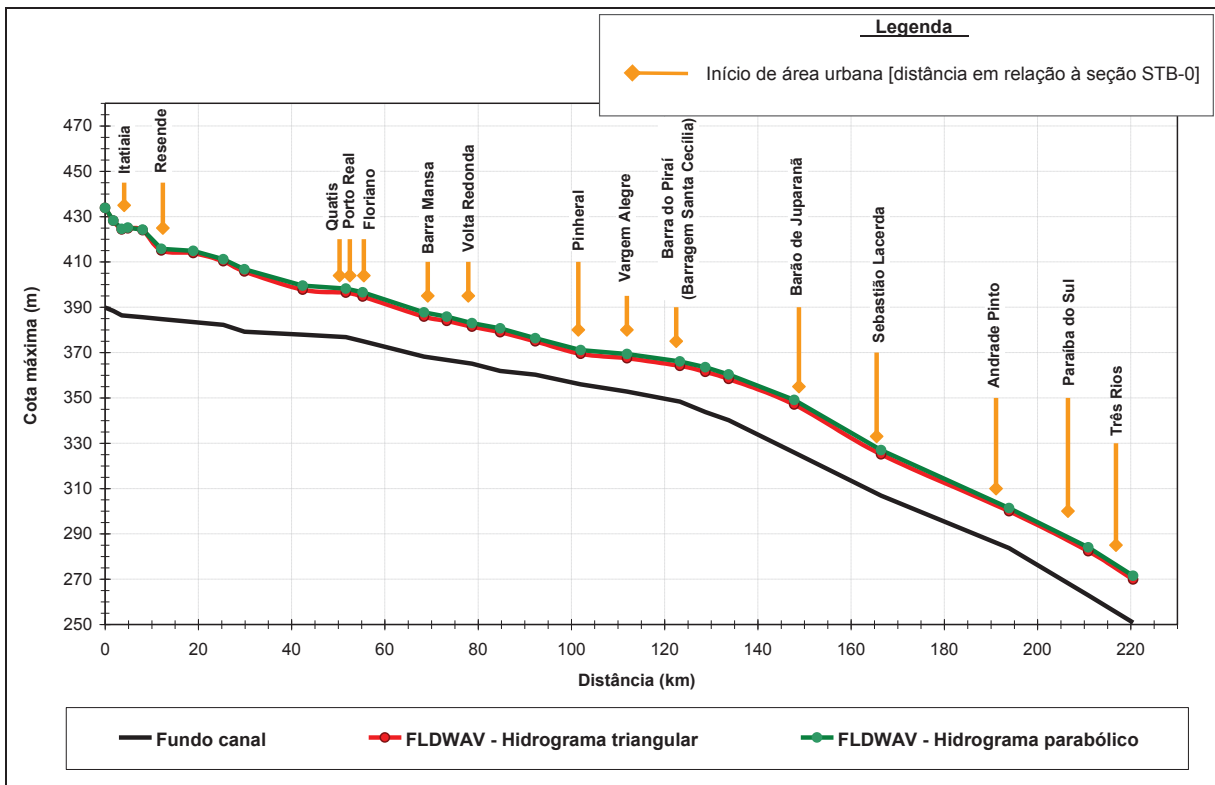


Figura 6.31 – Cotas máximas atingidas ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$)

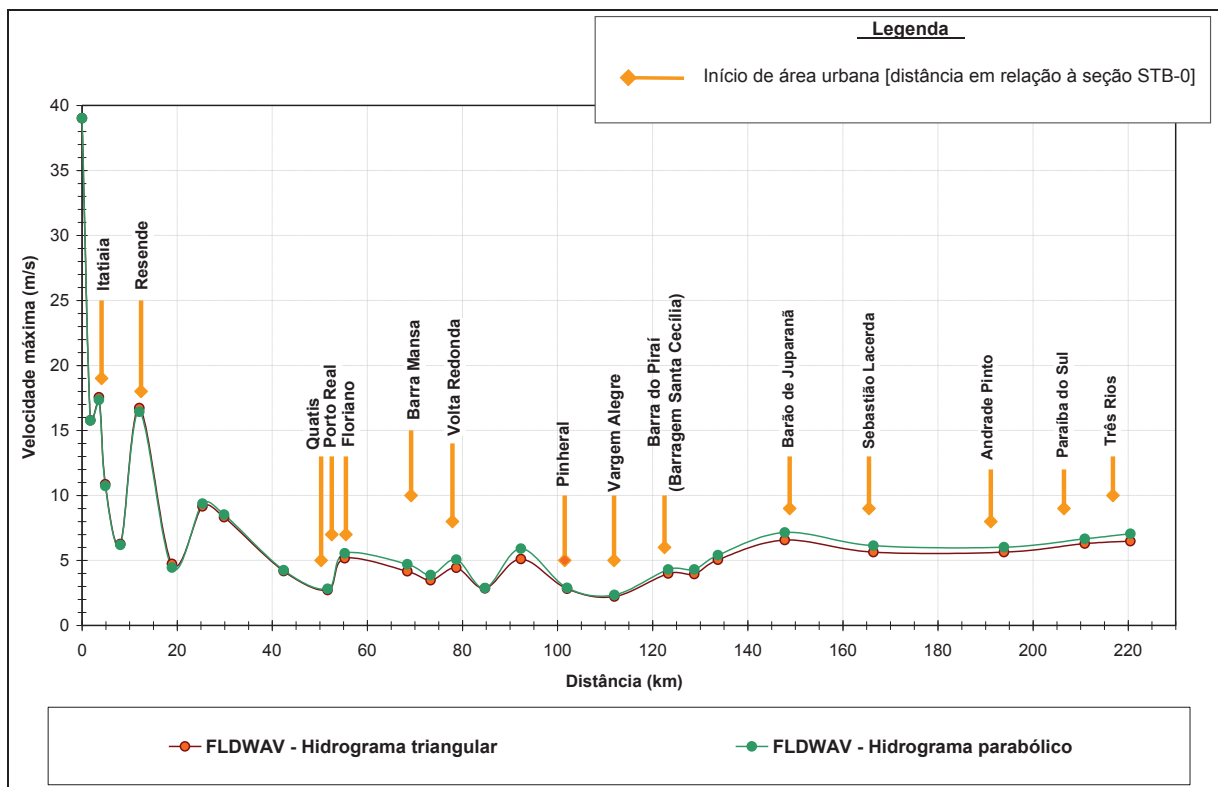


Figura 6.32 – Velocidades máximas do canal principal atingidas ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$)

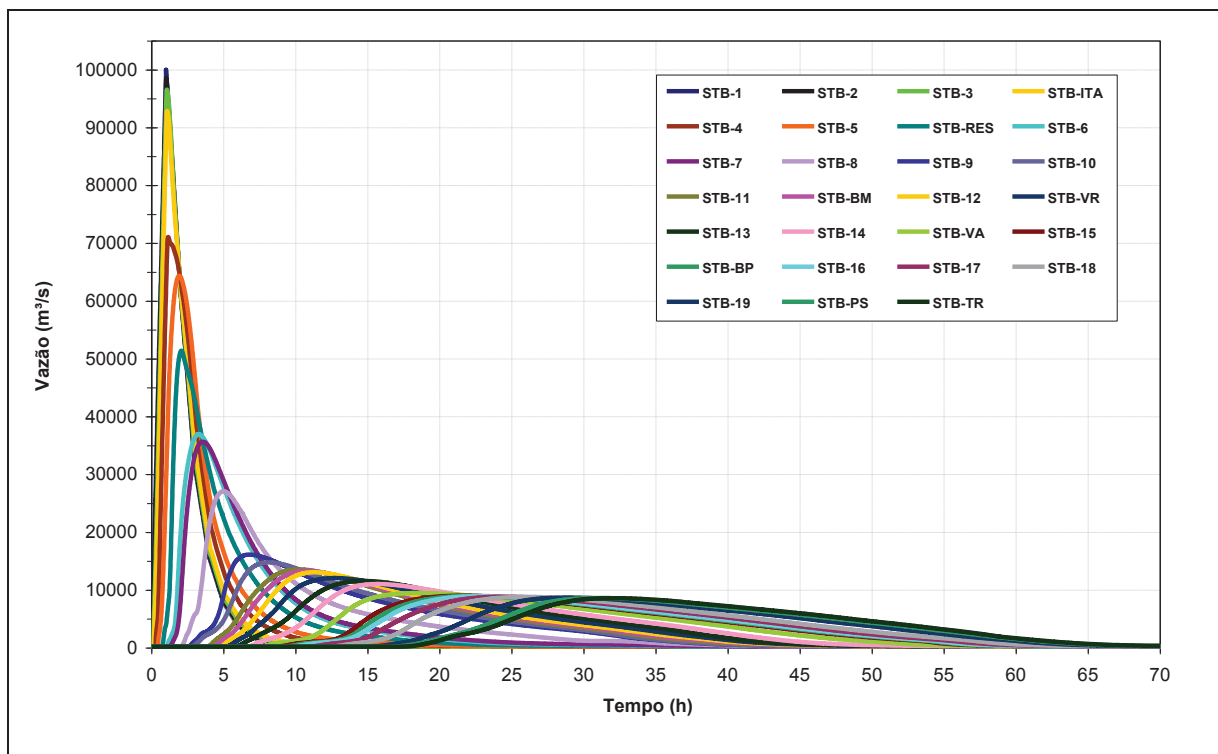


Figura 6.33 – Hidrogramas defluentes das seções ao longo do rio Paraíba do Sul – FLDWAV (Cenário 3 – $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$, hidrograma parabólico)

Nota-se que a escolha do tipo de hidrograma de ruptura, triangular ou parabólico, não alterou significativamente a propagação da onda cheia no vale a jusante. No entanto, o hidrograma com decaimento parabólico representa o tempo de esvaziamento do reservatório de forma mais gradual que o hidrograma triangular simplificado, o que indica uma caracterização mais realista do esvaziamento do reservatório.

6.2.3.2 Coeficiente de Manning

Realizou-se uma análise de sensibilidade, utilizando o cenário 1 como referência, escolhido sem nenhum critério específico, objetivando avaliar a sensibilidade da variação da onda de ruptura a partir do coeficiente de rugosidade (número de Manning) das seções transversais, considerando o leito e as planícies de inundação. Alguns dos fatores que podem influir no coeficiente de rugosidade das seções – presença de irregularidades, variações na forma e no tamanho da seção, influência de obstruções e presença de vegetação – foram avaliados e optou-se por simular todo o trecho por faixas de coeficiente de rugosidade, considerando o valor usual, o mínimo e o máximo. A Tabela 6.9 apresenta as faixas de valores dos coeficientes de rugosidade de Manning (n) utilizados na análise de sensibilidade.

Tabela 6.9 – Coeficientes de rugosidade utilizados para análise de sensibilidade

Faixa	Coeficiente de rugosidade de Manning (n)		
	Planície esquerda	Leito	Planície direita
usual	0,100	0,035	0,100
mínimo	0,080	0,030	0,080
máximo	1,200	0,045	1,200

A análise de sensibilidade para os coeficientes de rugosidade foi realizada a partir do cenário 1 (vazão de pico de 37.050 m³/s) com o uso do modelo FLDWAV. Nas Figuras 6.34 a 6.36 são apresentados os resultados obtidos a partir da análise de sensibilidade realizada, com a utilização das faixas definidas na Tabela 6.9 para o coeficiente de rugosidade das seções.

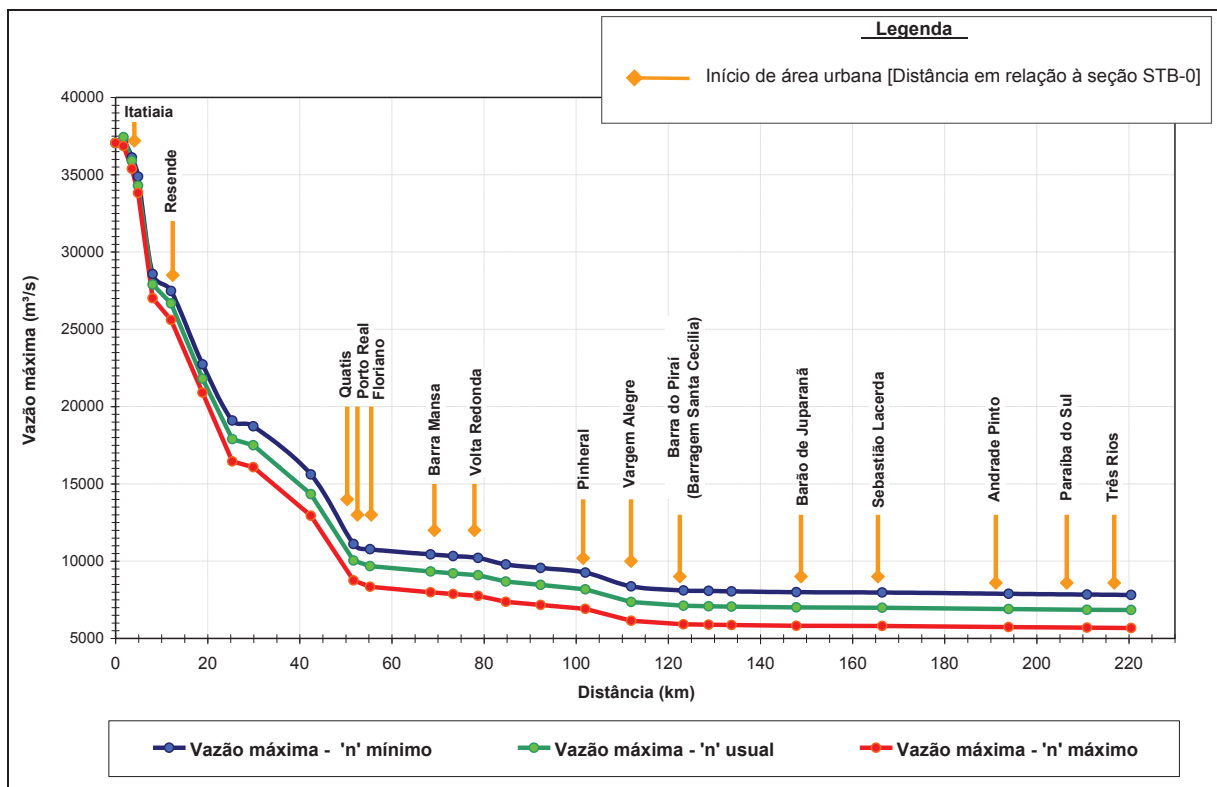


Figura 6.34 – Vazões máximas atingidas – Análise de sensibilidade do coeficiente de rugosidade (Cenário 1 – FLDWAV)

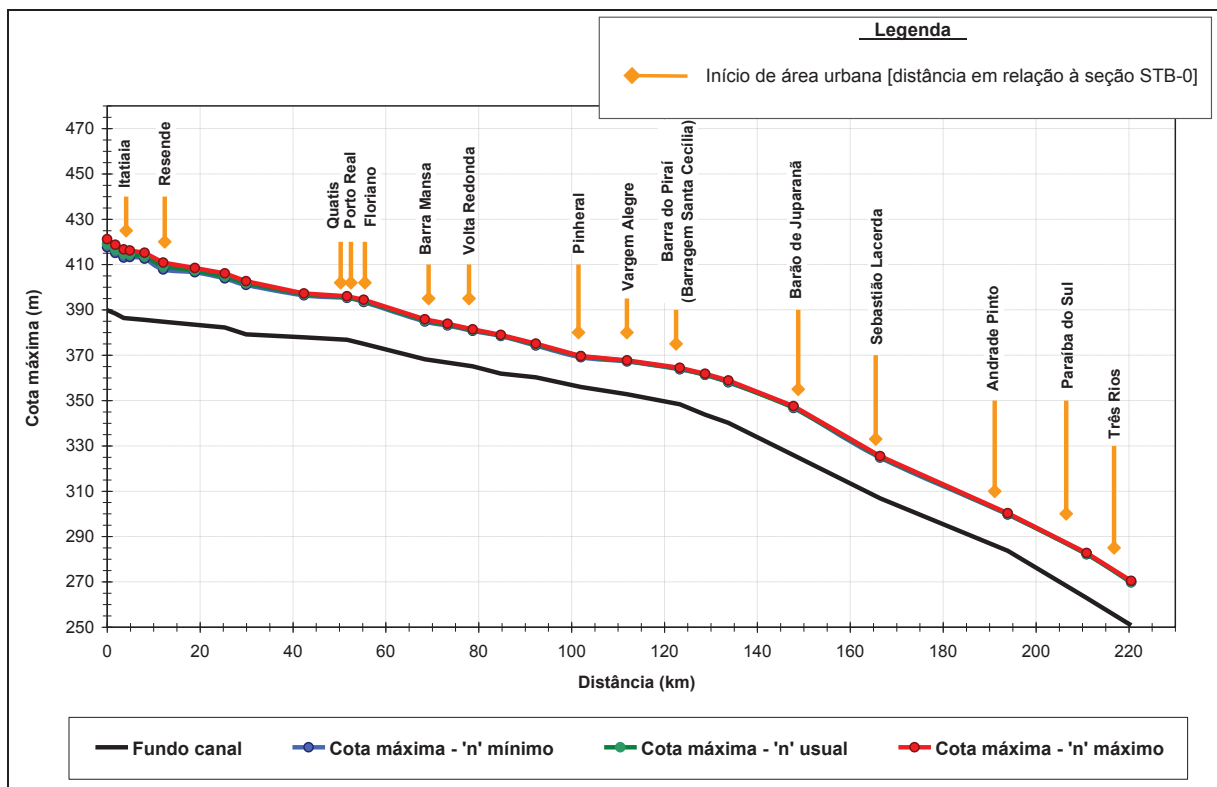


Figura 6.35 – Cotas máximas atingidas – Análise de sensibilidade do coeficiente de rugosidade (Cenário 1 – FLDWAV)

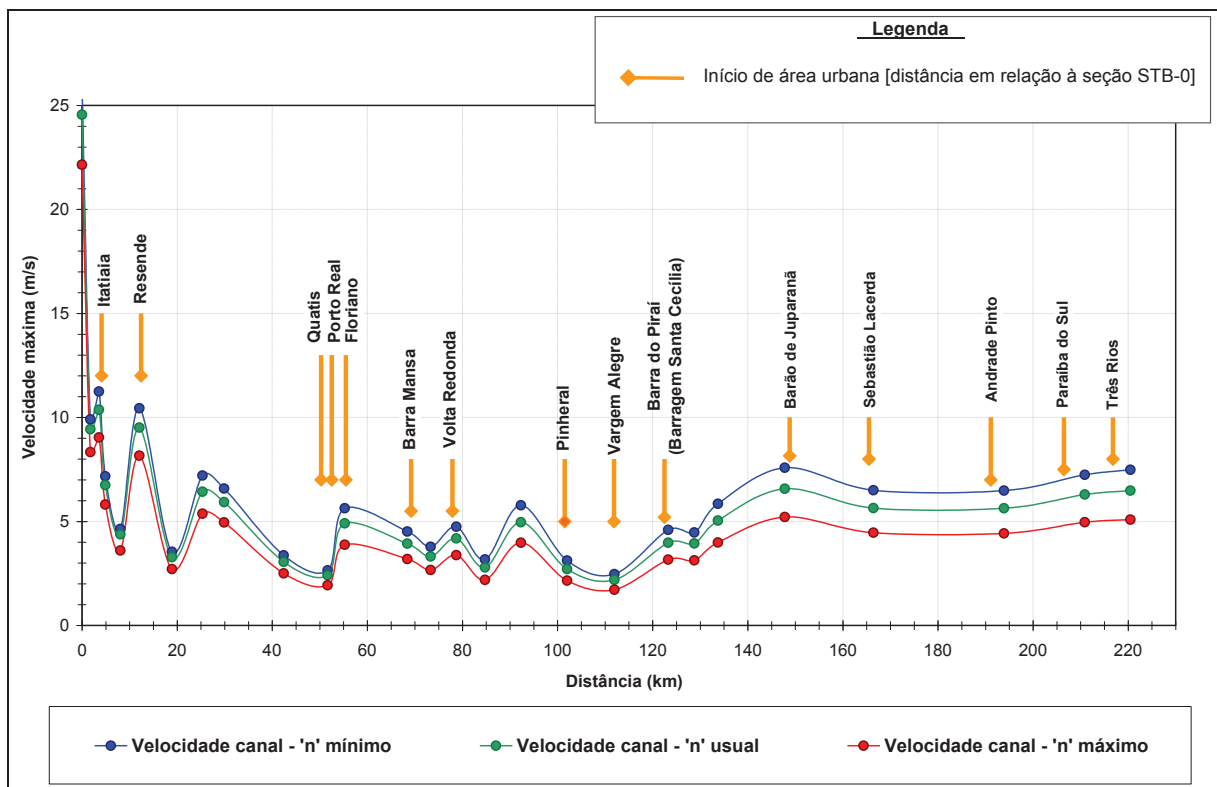


Figura 6.36 – Velocidades máximas atingidas para o canal principal – Análise de sensibilidade do coeficiente de rugosidade (Cenário 1 – FLDWAV)

Verifica-se que a profundidade máxima de inundação na passagem da onda de ruptura possui diferentes elevações para diferentes coeficientes de rugosidade, ou seja, coeficientes de rugosidade menores geram cotas máximas de inundação menores, velocidades maiores e menores atenuações da cheia ao longo do canal. Para o trecho simulado do rio Paraíba do Sul, a profundidade máxima de inundação apresenta valores distintos para os diferentes coeficientes de rugosidade analisados somente para os primeiros 50 km do curso de água modelado, e a partir daí a profundidade de inundação é a mesma para qualquer valor do coeficiente de rugosidade. Isso é justificado pela menor atenuação do hidrograma de ruptura a partir da seção topobatimétrica STB-09, com a inexistência de planícies de inundação consideráveis.

6.2.3.3 Vazões de pico

Realizou-se uma análise de sensibilidade no modelo FLDWAV, utilizando as vazões de pico de 37.050 m³/s, 53.790 m³/s e 100.000 m³/s. A Figura 6.37 apresenta a variação de vazões ao longo do trecho modelado.

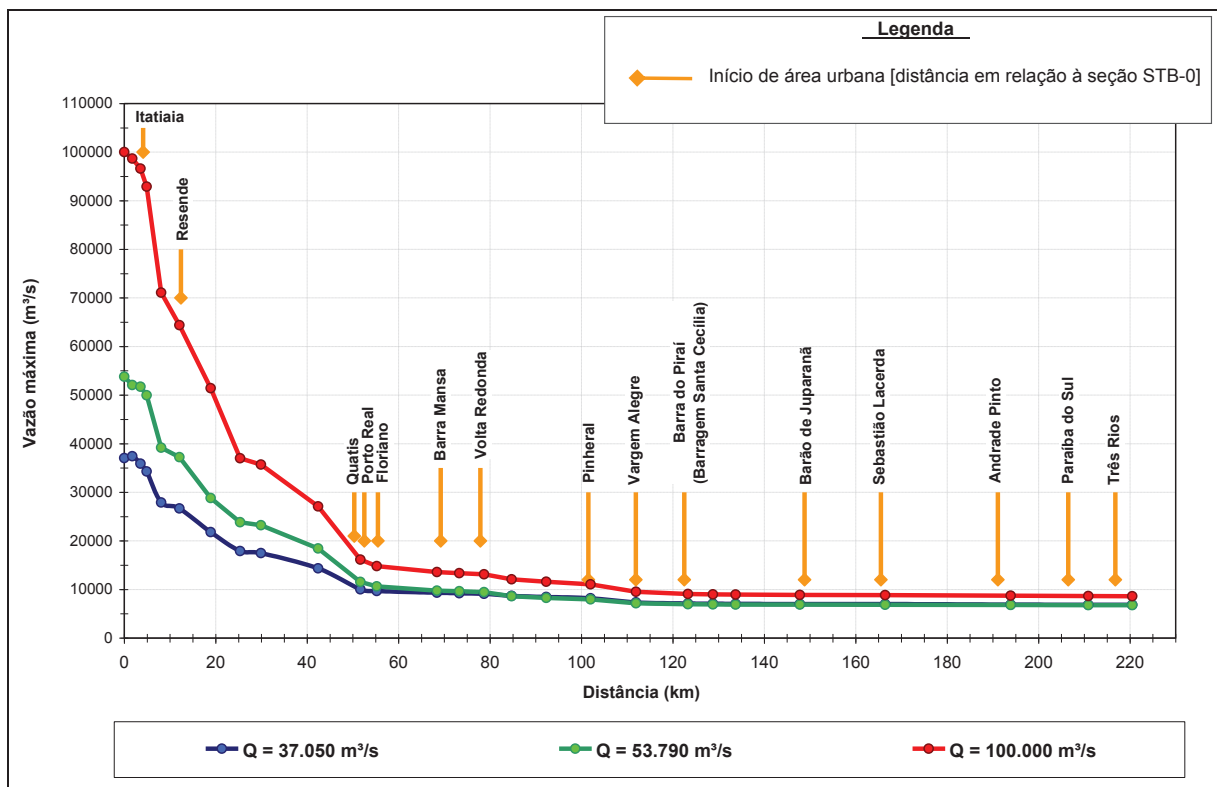


Figura 6.37 – Vazões de pico atingidas ao longo do trecho modelado – FLDWAV

Nota-se pela figura acima que as diferentes vazões de pico possuem diferença significativa de atenuação apenas no primeiro trecho modelado, até Floriano (aproximadamente 60 km). A partir daí, as vazões são bem similares e não é verificada atenuação expressiva das diferentes vazões de pico.

6.2.3.4 Seções

Realizou-se uma análise de sensibilidade considerando as duas diferentes formas de obtenção das seções transversais ao longo do rio Paraíba do Sul. Foram confrontados os resultados da modelagem com o uso do FLDWAV para o cenário 1 (vazão de pico igual a 37.050 m³/s), escolhidos como referência para essa análise de sensibilidade. Considerou-se as seguintes seções obtidas ao longo do rio Paraíba do Sul:

- 24 seções transversais levantadas a partir de cartas topográficas do IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, em escala 1:50.000 e curvas de nível espaçadas a cada 20 metros; e
- 27 seções transversais levantadas em campo pela empresa HIDROGEST.

A Figura 6.38 apresenta o croqui de uma seção transversal, onde é mostrada a diferença para a mesma seção, considerando o levantamento de campo e o levantamento por meio de cartografia do IBGE. Neste caso, é apresentada a seção transversal STB-01.

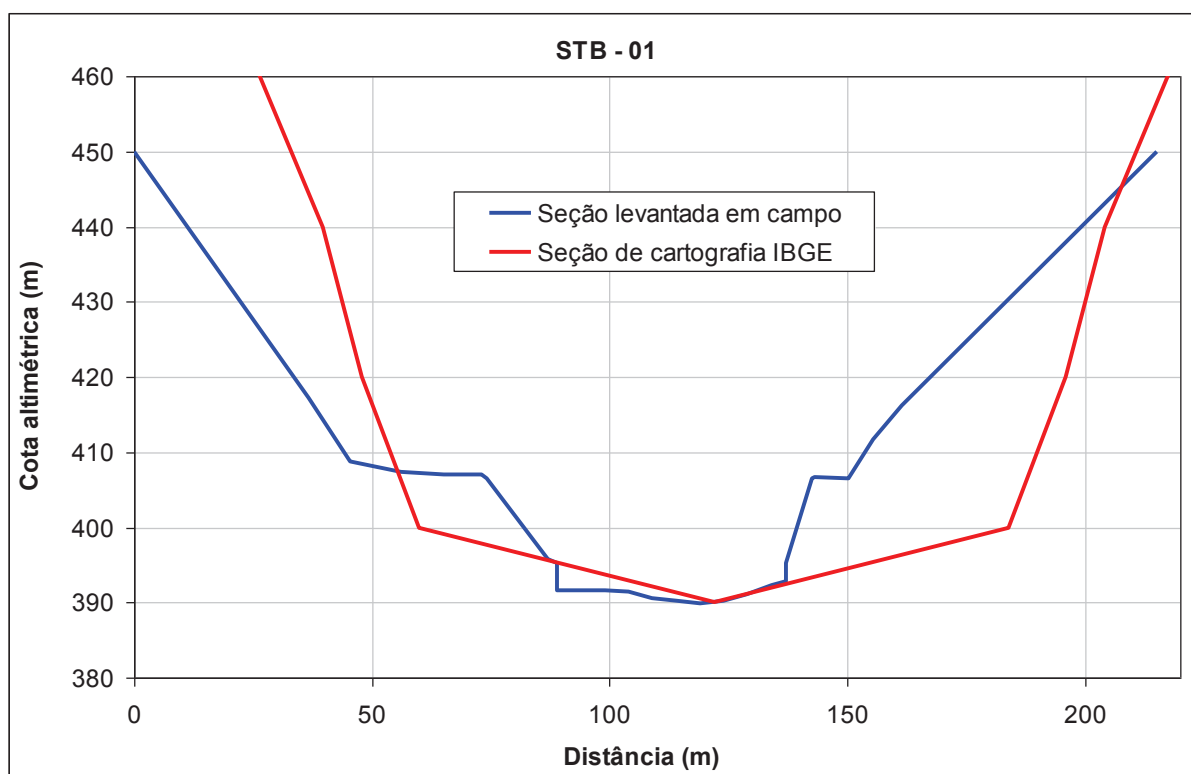


Figura 6.38 – Diferença entre a seção levantada em campo e a seção levantada por meio de cartografia do IBGE

A Figura 6.39 confronta os resultados dos dois levantamentos, para vazões máximas ao longo do trecho propagado.

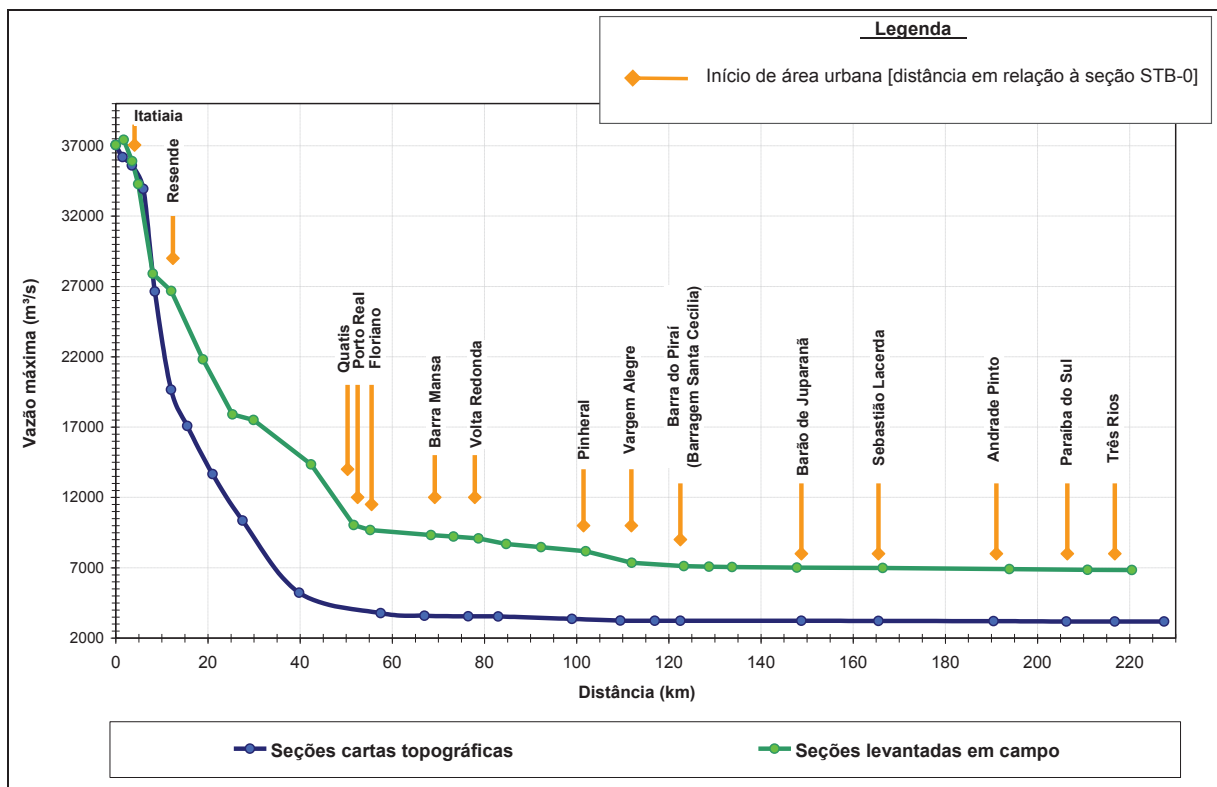


Figura 6.39 – Vazões máximas atingidas para os dois levantamentos de seções realizados – FLDWAV (Cenário 1)

Verifica-se uma grande diferença nos resultados encontrados para os dois levantamentos de seções realizados (cartas topográficas x levantamento de campo). Os valores de vazão são bem discrepantes a partir dos 10 km de curso de água, e há locais onde a diferença de vazão atinge 60%.

Segundo Balbi (2008), estudos recentes conduzidos pela CEMIG indicam uma tendência do levantamento batimétrico somente do canal principal e a representação das planícies de inundação (em áreas não urbanizadas) obtida por meio de imagens aéreas restituídas a partir de trabalhos de campo.

6.2.4 Modelagem bidimensional

Durante esta pesquisa, foi realizada uma tentativa de modelagem bidimensional na área urbana de Barra Mansa, utilizando-se o modelo MIKE 21, desenvolvido pelo DHI *Water & Environment*. A entrada de dados e a criação dos arquivos de batimetria para a representação espacial do terreno modelado são feitas com a entrada de uma série de pontos com informações altimétricas (elementos georreferenciados, com coordenadas x, y e z). Verificou-

se que a entrada desses dados é bastante trabalhosa, e além disso não foi obtida a convergência do modelo durante a realização da pesquisa.

6.3 Mapas de inundação

Os desenhos, nos Apêndices 1 e 2, apresentam os mapas de inundação construídos a partir da base topográfica descrita a seguir, para os 4 cenários de ruptura estudados. Com o auxílio do modelo de geoprocessamento ArcView, versão 9.3, os resultados numéricos fornecidos pelos modelos hidrodinâmicos foram associados ao modelo digital de elevações para a geração dos mapas de inundação.

No Apêndice 1, são apresentadas as envoltórias máximas de inundação para os 4 cenários de ruptura estudados anteriormente ao longo de todo o trecho modelado do rio Paraíba do Sul, que está compreendido entre o eixo da UHE Funil e o município de Três Rios, com aproximadamente 220 km de curso de água.

Na ausência de outra fonte de informações, a cartografia utilizada para gerar os mapas de inundação para a área de estudo delimitada é proveniente da base cartográfica sistemática do IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Para a região em questão, essa cartografia apresenta-se em escala 1:50.000 e curvas de nível espaçadas a cada 20 metros. Essa base de dados é gratuita e pode ser realizado o download por meio do site do IBGE (www.ibge.gov.br). Foram utilizadas as folhas de:

- São José do Barreiro (nº 2742/2);
- Agulhas Negras (nº 2712/4);
- Resende (nº 2713/3);
- Bananal (nº 2743/1);
- Nossa Senhora do Amparo (nº 2713/4);
- Volta Redonda (nº 2743/2);
- Pirai (nº 2744/1);
- Barra do Pirai (nº 2714/3);
- Vassouras (nº 2714/4);

- Valência (nº 2714/2);
- Paraíba do Sul (nº 2715/1);
- Miguel Pereira (nº 2715/3); e
- Três Rios (2715/2).

Devido à semelhança entre os resultados de profundidades máximas de inundação obtidos por meio dos modelos FLDWAV e HEC-RAS, na restrição imposta pela utilização da cartografia do IBGE, e na dificuldade em gerar mapas de inundação com esse grau de precisão, apresenta-se no Apêndice 1 somente os mapas de inundação provenientes dos resultados de modelagem hidráulica do FLDWAV, com a delimitação da mancha máxima de inundação. Além disso, verificou-se uma grande dificuldade em gerar mapas de inundação com grau de precisão aceitável.

Para a área urbana de Barra Mansa, foi disponibilizada pela prefeitura desse município uma topografia espaçada de curvas de nível a cada metro, obtida por meio de aerofotogrametria e perfilamento a laser. No Apêndice 2, são apresentados os mapas com as áreas potencialmente inundáveis do rio Paraíba do Sul, no município de Barra Mansa, face à ruptura hipotética da UHE Funil. Foram apresentados os mapas de inundação para os 4 cenários modelados, com a utilização dos resultados de profundidades máximas de inundação fornecidos pelo modelo FLDWAV. Ressalta-se que os mapas de inundação elaborados a partir dos resultados de propagação do modelo FLDWAV não apresentam uma variação significativa das profundidades de inundação quando comparados aos resultados do modelo HEC-RAS. Os mapas de inundação para o município de Barra Mansa (Apêndice 2) são representados considerando a profundidade máxima de inundação em função da ameaça potencial à vida humana, conforme classificação definida na Tabela 4.1.

No caso do mapeamento das áreas potencialmente inundáveis, a base de dados cartográficos do IBGE da área de estudo serviu para a criação de um modelo digital do terreno (MDT) que indica a conformação do terreno ao longo da vale a jusante. As profundidades máximas de inundação foram fornecidas pelos resultados do modelo FLDWAV para os quatro cenários simulados. Devido à restrição imposta pela base cartográfica utilizada, encontrou-se grande dificuldade em gerar mapas de inundação com o grau de precisão recomendado pela literatura. No Apêndice 1 são apresentados os mapas com as envoltórias máximas de inundação dos cenários simulados. E no Apêndice 2 são apresentados os mapas de inundação

elaborados para a área urbana de Barra Mansa, obtidos a partir de topografia detalhada, para os cenários simulados. Deve se mencionar que as profundidades de inundação são semelhantes para os dois modelos simulados, razão pela qual foram utilizados para o mapeamento somente os resultados de um dos modelos, no caso o FLDWAV.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A implantação de grandes reservatórios, como é o caso da UHE Funil, cumpre o papel de propiciar uma considerável regularização da vazão, com o amortecimento de cheias naturais, reduzindo o impacto a jusante, como ocorreu no rio Paraíba do Sul, na cheia do ano de 2000. Desta forma, áreas a jusante que eram frequentemente inundadas antes da implantação do barramento, passam a ser menos vulneráveis a inundações e mais habitadas. A ocupação crescente e desordenada ao longo desses vales e das planícies a jusante gera um aumento do risco às pessoas e os danos advindos podem ser de magnitude elevada, no caso de uma eventual ruptura da barragem.

Na ocorrência da ruptura da barragem de Funil, os impactos no vale a jusante são inumeráveis, devido à existência de importantes áreas urbanas ao longo do rio Paraíba do Sul, principalmente as sedes dos municípios de Itatiaia, Resende, Barra Mansa, Volta Redonda, Barra do Piraí, Paraíba do Sul e Três Rios. A passagem da onda de cheia a jusante poderia ocasionar diversos danos, tais como: assoreamento do vale de jusante, inundação de propriedades e residências, prejuízos econômicos diretos e indiretos, interrupção do tráfego de pontes e estradas de acesso, impactos na fauna e na flora, interrupção do abastecimento de água e fornecimento de luz, além do potencial risco de perda de vidas humanas.

O trabalho realizado nesta dissertação teve como objetivo aplicar, para o caso da UHE Funil, a metodologia utilizada em estudos de ruptura de barragens, a saber: definição do hidrograma de ruptura, propagação de vazões no vale a jusante e o mapeamento de áreas potencialmente inundáveis, que servem de subsídio para elaboração do PAE – Plano de Ações Emergenciais, para evacuação da população ribeirinha instalada a jusante e minimização dos prejuízos associados no caso de um evento de ruptura da barragem. O enfoque da pesquisa diz respeito à avaliação e à comparação entre dois modelos unidimensionais de propagação de vazões em regime não-permanente: FLDWAV e HEC-RAS.

Nesta pesquisa foram adotados cenários de ruptura distintos, com vazões de pico obtidas por meio de formulações empíricas baseadas em casos históricos de ruptura de barragens, variando de 37.050 m³/s a 100.000 m³/s, já que as equações apresentam valores bastante discrepantes em si. Um cenário adicional, sem considerar a ruptura da UHE Funil, foi a propagação da vazão de cheia do ano de 2000 no rio Paraíba do Sul, que foi a maior cheia

registrada durante toda a operação da usina, desde 1969. Além disso, notou-se que a escolha do tipo de hidrograma de ruptura, triangular ou parabólico, não alterou significativamente a propagação da onda cheia no vale a jusante. No entanto, o hidrograma com decaimento parabólico representa o tempo de esvaziamento do reservatório de forma mais gradual que o hidrograma triangular simplificado, o que indica uma caracterização mais realista do esvaziamento do reservatório. Recomenda-se que, para casos de maior relevância, seja realizada uma análise da onda de cheia negativa que é formada no reservatório durante o processo de ruptura da barragem.

Os resultados da simulação da cheia de 2000 apresentam a propagação do hidrograma de cheia sem a presença do reservatório de Funil. Neste cenário foi verificado que o volume da cheia natural extravasa a calha principal do rio Paraíba do Sul em determinadas seções. Para fins de avaliação de inundações induzidas por cheias naturais, recomenda-se que sejam avaliados mais elementos descrevendo qual o volume da cheia natural, o armazenamento em áreas temporárias e a estimativa das vazões de restrição em cada ponto representativo.

Para a realização dos estudos de propagação da onda de ruptura foi realizado pela empresa HIDROGEST ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA o levantamento de 27 seções topobatimétricas ao longo do rio Paraíba do Sul, no trecho compreendido entre o eixo da UHE Funil e a cidade de Três Rios, totalizando 220,5 km de curso de água. O número de seções topobatimétricas que devem ser utilizadas na propagação da onda de ruptura torna-se importante por ser um dos dados de entrada que podem onerar um estudo dessa natureza, com gastos financeiros elevados. Para o levantamento de campo das seções, foram privilegiadas as áreas próximas à barragem e às áreas urbanas, com menos detalhes para áreas rurais mais distantes. Para uma melhor caracterização da influência da quantidade de seções utilizadas em um estudo de propagação de ondas de ruptura de barragem, recomenda-se que uma análise mais criteriosa seja feita, utilizando parâmetros hidráulicos, para verificar o número mínimo de seções transversais e suas localizações, que permitiriam descrever adequadamente a área modelada.

As vazões propagadas e profundidades máximas do nível de água atingidas nas seções ao longo do rio Paraíba do Sul são bastante similares nas simulações com os dois modelos. No entanto, verificou-se uma pequena alteração entre as vazões máximas, que pode ser atribuída à diferença das áreas das seções transversais, uma vez que os modelos têm diferentes modos

para a entrada das seções. Enquanto o HEC-RAS detalha toda a calha do rio a partir de pares de pontos com elevação x distância transversal, o FLDWAV representa a seção transversal de uma forma mais simplificada, com pares de valores referentes à elevação versus largura da seção. Além disso, nota-se que o número de pontos para representação da seção transversal no FLDWAV é o mesmo para todas as seções do modelo, enquanto no HEC-RAS não precisa ser o mesmo.

Em ambos modelos e cenários simulados, verificou-se que a vazão de ruptura é bastante atenuada até a seção STB-08, localizada a 42,4 km do eixo da UHE Funil, e a partir daí o amortecimento da vazão é pouco significativo. Essa atenuação no primeiro trecho é devida à existência de uma ampla planície de inundação. Os tempos de chegada do pico da onda de ruptura é inferior a 5 horas nas primeiras seções, até Resende, e cerca de 35 horas no final do trecho modelado, em Três Rios. As profundidades máximas de inundação obtidas nos modelos têm grande variação entre os cenários para o trecho inicial, mas para o trecho final a variação é pouco significativa. As profundidades máximas de inundação variam de cerca de 29 a 38 metros para Itatiaia, 25 a 31 metros para Resende, 16 a 19 metros para Barra Mansa, 17 a 20 metros para Barra do Pirai e de 18 a 20 metros para Três Rios.

Apesar de os modelos FLDWAV e HEC-RAS utilizarem a mesma base teórica e as mesmas técnicas numéricas para a maioria dos casos, o primeiro é um modelo que usa automaticamente um menor passo de tempo quando o esquema numérico não converge, enquanto que o segundo usa um passo de tempo fixo para toda a simulação. Dessa forma, a grande vantagem do FLDWAV é a facilidade de convergência de simulação. Nesta pesquisa, comprovou-se que a grande vantagem do modelo HEC-RAS reside na possibilidade de melhor detalhamento da entrada de dados (seções transversais).

Adotou-se como intervalo de tempo computacional (Δt) o valor de 0,01 hora para o FLDWAV e 30 segundos para o HEC-RAS, e como intervalo de distância computacional (Δx) o valor de 50 metros, para os dois modelos. Recomenda-se que seja realizada uma análise de sensibilidade dos intervalos computacionais Δt e Δx , para avaliação de incertezas com relação aos resultados de propagação.

Os resultados dos modelos unidimensionais FLDWAV e HEC-RAS são coerentes e podem ser considerados compatíveis com a precisão esperada para estudos dessa natureza. No entanto, deve-se ressaltar que, conforme discutido anteriormente, os modelos unidimensionais

aplicados nesta pesquisa apresentam um valor aceitável em vales encaixados, mas na existência de planícies de inundação e áreas urbanizadas, as hipóteses de uma modelagem unidimensional deixam de ser válidas, limitando a representatividade dos modelos. Nesse sentido, recomenda-se que seja realizada uma modelagem bidimensional em uma área urbana crítica a jusante da UHE Funil, que disponha de topografia detalhada, com a finalidade de avaliar o potencial de atenuação de cheias em planícies de inundação e a comparação com os resultados obtidos pelos modelos unidimensionais utilizados, além de incentivar a sua aplicação em casos práticos. Outro artifício é a utilização de um modelo alternativo para tratar as zonas de amortecimento como modelagem pseudo-bidimensional.

A partir dos resultados de profundidades máximas de inundação fornecidas pelos modelos hidráulicos, realizou-se a confecção dos mapas de áreas potencialmente inundáveis para os diferentes cenários de ruptura. A base de dados cartográficos utilizada foi a que é disponibilizada gratuitamente pelo IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Para a região de estudo, essa base, que foi utilizada para a criação do modelo digital do terreno (MDT), está em escala 1:50.000, com curvas de nível a cada 20 metros. Devido à semelhança dos resultados de profundidades de inundação fornecidas pelos modelos FLDWAV e HEC-RAS e a restrição imposta pela base cartográfica, optou-se por associar os mapas de inundação aos resultados do modelo FLDWAV. Além dos mapas gerados a partir de cartografia do IBGE, foram elaborados mapas para a área urbana de Barra Mansa, desenvolvidos a partir de topografia, fornecida pela Prefeitura, obtida por meio de aerofotogrametria e perfilamento a laser.

Foi verificada uma grande dificuldade na obtenção de dados cartográficos em escala adequada, onde é recomendada escala mínima de 1:10.000 (CUNGE *et al.*, 1980). No Brasil, mapas desse tipo raramente existe, sendo o mapa da área de estudo disponibilizado em escala 1:50.000. Devido às imprecisões ocorridas na geração dos mapas de inundação, recomenda-se para a área a jusante da UHE Funil, a aquisição de imagens de satélite ou aerolevanteamento atualizados e de alta resolução, bem como a restituição topográfica da área com curvas de nível a cada 5 metros, de maneira a apresentar características mais adequadas para o processo de mapeamento das zonas inundadas e definição da extensão total da área potencialmente atingida.

REFERÊNCIAS

- ABMS – Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Manchetes. Página web compilada. Disponível em: www.abms.com.br/novo/integra.aspx?id=153. Acesso em: 15 de outubro de 2008.
- AGUIRRE, E. E. L. H. *Aplicações de Modelos Hidrodinâmicos Unidimensionais de Propagação de Ondas de Cheia e de Ruptura de Barragem*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1997, 125 p.
- ALDRIDGE, B. N.; GARRETT, J. M. Roughness Coefficients for Stream Channels in Arizona. U. S. Geological Survey. Open-File Report, 1973, 87 p.
- ALMEIDA, A. B. Riscos a Jusante e Legislação. In: MARTINS, R.; VISEU, T.; RAMOS, F. (Coordenadores). Legislação sobre segurança de barragens. Projeto NATO. Lisboa: LNEC, 1999, p. 107-124.
- ALMEIDA, A. B. Emergência e Gestão do Risco. In: CURSO DE EXPLORAÇÃO E SEGURANÇA DE BARRAGENS. Cap. 7, Lisboa: Instituto Nacional da Água (INAG), 2001, 104 p.
- ALMEIDA, A. B.; RAMOS, C. M.; SANTOS, M. A.; VISEU, T. Dam Break Flood Risk: Management in Portugal. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 2003, 265 p.
- ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. Diagnóstico de Recursos Hídricos. Brasília, 2004.
- ANDRIOLO, F. R. Barragens Contemporâneas: Conhecimento, Durabilidade, Riscos e Falhas. Cenário: Brasileiro. In: III SIMPÓSIO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS E RISCOS ASSOCIADOS, Comitê Brasileiro de Barragens, 18 e 19 de novembro de 2008, Salvador, Bahia.
- ÁVILA, J. P. Mesa Redonda Sobre Segurança de Barragens. In: VI SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE PEQUENAS E MÉDIAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS, Comitê Brasileiro de Barragens, 24 de abril de 2008, Belo Horizonte, Minas Gerais. [Apresentação PowerPoint].
- BAECHER, G. B.; PATÉ, M. E.; DE NEUFVILLE, R. Risk of Dam Failure in Benefit-Cost Analysis. *Water Resources Research*, vol 16, n.3, June 1980, p. 449-456.
- 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.
- BARBOSA, N. P.; MENDONÇA, A. V.; SANTOS, C. A. G.; LIRA, B. B. Barragem de Camará. João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba – Centro de Tecnologia, 2004 [Relatório].
- BARFIELD, B. J.; WARNER, R. C.; HAAN, C. T. Applied Hydrology and Sedimentology for Disturbed Areas. Oklahoma Technical Press, 1981, pp. 104-108.
- BENOIST, G. Les études d'ondes de submersion des grands barrages d' EDF. *La Houille Blanche*, nº 1, 1989, p 43-54.

- BENSON, M. A.; DALRYMPLE, T. General Field and Office Procedures for Indirect Discharge Measurements. U. S. Geological Survey Techniques of Water-Resources Investigations. Book 3, 1967, 30 p.
- BERMEJO, J. P. C. Inundaciones de Octubre de 1982: La Pantanada de Tous – Reportaje Fotográfico, Parte I. In: Revista Del aficionado a la meteorología. n.44. Disponível em: <http://www.meteored.com/ram/numero44/inundaciones-octubre-1982>. Acesso em: 19 de dezembro de 2006.
- BIEK, R. F. The Geology of Quail Creek State Park. Public Information Series 63, Utah Geological Survey, Division of Department of Natural Resources, 1999, 24 p.
- BRAGA, B. P. F.; FLECHA, R.; PENA, D. S.; KELMAN, J. Pacto Federativo e Gestão de Águas, vol. 22, n. 63, ISSN 0103-4014, 2008, pp. 17-42.
- BRANCO, S. M.; ROCHA, A. A. Poluição, Proteção e Usos Múltiplos de Represas. Editora Edgard Blucher, São Paulo, 1977.
- BRASIL. Congresso Nacional. Projeto de Lei nº 1181 de julho de 2003. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB e cria o Conselho Nacional de Segurança de Barragens – CNSB e o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens – SNISB. Brasília, DF, julho 2003.
- 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, L. S. S.; PALMIER, L. R.; NASCIMENTO, N. O.; BOTELHO, L. C. M.; DINIZ, T. M. F. Inundation Maps of Urban Areas Due to Floods Caused Dam Failure: The Case of Rio de Pedras Dam, Minas Gerais, Brazil. In Proceedings of the IVth World Wide Workshop for Young Environmental Scientists (WWW-YES), Paris, 2005a, pp. 33-43.
- BRASIL, L. S. S.; PALMIER, L. R.; NASCIMENTO, N. O.; BOTELHO, L. C. M.; CAMPBELL, C. G.; DINIZ, T. M. F. Modelagem Unidimensional de Onda Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem – Estudo de caso: Barragem de Rio de Pedras, Minas Gerais, Brasil. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, João Pessoa, Paraíba, 2005b, 19 p.
- BRASIL, L. S. S.; NASCIMENTO, N. O.; RUSSO, F. M.; ESPÓSITO, T.; DIAS, R. F. C. Simulação de Ondas de Cheia Causadas por Ruptura de Barragem e Mapeamento de Áreas Inundáveis em Meio Urbano: Estudo de Caso de uma Bacia de Detenção em Uberaba, MG. In: XVI CONGRESSO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, João Pessoa, Paraíba, 2005c, 20 p.
- BRASIL, L. S. S.; PALMIER, L. R.; NASCIMENTO, N. O.; BOTELHO, L. C. M. Comparative Study Between One and Two-Dimensional Modeling of Flood Wave Caused by Hypothetical Dam Failure. The Case of Rio de Pedras Dam, Minas Gerais State – Brazil. In Proceedings of Recent Advances in Water Resources Development and Management (RAWRDM), Nova Deli, Índia, 2005d, 10 p.
- BRASIL, L. S. S.; PALMIER, L. R.; NASCIMENTO, N. O.; MONTE-MOR, R. C.; VIEIRA, E.; BOTELHO, L. C. Importância do Mapeamento de Áreas Inundáveis para a Segurança de Barragens: a Situação no Brasil. In: XXII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, Ciudad Guayana, Venezuela, 2006, 10 p.

CANALENERGIA. Página web compilada. Disponível em: <http://www.canalenergia.com.br/zpublisher/materias/Noticiario.asp?id=62915>. Acesso em 10 de abril de 2008.

CASTRO, A. L. C. Glossário de Defesa Civil. Ministério do Planejamento e Orçamento, Brasília, 1999, 178 p.

CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens. Main brazilian dams: design, construction and performance. ICOLD Publications, Brasil, 1982, 653 p.

CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens. Guia Básico de Segurança de Barragens. Núcleo regional de São Paulo – Comissão regional de segurança de barragens, 1999, 77 p.

CEMIG. Companhia Energética de Minas Gerais – Departamento de Planejamento Energético. Especificações técnicas para levantamentos topobatimétricos e cadastro de marcas de cheias. Potamos Engenharia e Hidrologia Ltda, fevereiro de 1997, 18 p.

CICCO, F. Gestão de Riscos: Diretrizes para a Implementação da AS/NZS 4360:2004. São Paulo: Risk Tecnologia Editora, 2005, 91 p.

CIDADE VERDE. Página da web compilada. Disponível em: http://cidadeverde.com/noticias/editor/assets/img23/fl/CCOM_21999.jpg. Acesso em 30 de maio de 2009.

CHAUDHRY, M. H. Open-Channel Flow. Prentice-Hall, 1993, 483 p.

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, September 2004, 15 p.

CHEVAP – Companhia Hidrelétrica do Vale do Paraíba. Separata da Revista de Engenharia Militar, n. 241/2, Redação do Palácio da Guerra, 1962, 39 p.

CHOW, V. T. Open-Channel Hydraulics. McGraw – Hill Book Co. Nova York, 1959, 680 p.

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.

COSTA, J. C. E. *Estimativa de Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem e sua Propagação*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988, 70 p.

CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M.; VERWEY, A. Practical Aspects of Computational River Hydraulics. Boston, Pitman Edition, 1980, 419 p.

DAVIES, W. E.; BAILEY, J. F.; KELLY, D. B. West Virginia's Buffalo Creek Flood: A Study of the Hydrology and Engineering Geology. Geological Survey Circular 667. Washington, DC: Geological Survey, 1972, 627.4 D28.

DEFRA – DEPARTMENT FOR ENVIRONMENT, FOOD AND RURAL AFFAIRS. Engineering guide to emergency planning for UK reservoirs. London, 2006. Disponível em: www.defra.gov.uk

- DELLIOU, P. Le. (Coordenador) Final Report. Working group on dam legislation. ICOLD EUROPEAN CLUB, 2001, 81 p.
- DEPARTMENT OF ECOLOGY. Dam Safety Office. Guidelines for Developing Dam Emergency Action Plans – Technical Note 1: Dam Break Inundation Analysis and Downstream Hazard Classification. Washington, Estados Unidos, 1995, 30 p.
- DE CEA, J. C. Segurança de Barragens: Experiência Espanhola. Curso de Exploração e Segurança de Barragens. Instituto Nacional da Água. Lisboa, 2006. Transparência eletrônica [CD-ROM].
- DIÁRIO CATARINENSE. Página web compilada. Disponível em: <http://www.clicrbs.com.br/diariocatarinense/jsp/default2.jsp?uf=2&local=18&source=a2456489.xml&template=3898.dwt&edition=11993§ion=128>. Acesso em 2 de Abril de 2009.
- DOE. Dambreak Flood Simulation Program: DAMBRK UK, Department of the Environment. Reino Unido, 1991.
- DOOGE, J. Water and ethics: ethics of water-related disasters. UNESCO, Saint-Denis, Paris, 2004, 29 p.
- DOUBLE. Disaster for Brazilian Earthfill Dams. Water Power and Dam Construction, March 1977, p.3.
- EHR-UFMG – Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais. Especificações para Levantamento Topobatimétrico – Usina Hidrelétrica de Funil – RJ. Área a jusante. Belo Horizonte, 2008, 12 p.
- ELETROBRÁS. Centrais Elétricas Brasileiras S. A. Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas. Brasília, 2003, 279 p.
- ESPAÑA. Orden Ministerial Ref. 1996/07319, de 12 de março de 1996. Reglamento Técnico Sobre Seguridad de Presas y Embalses. Ministerio de Obras Publicas, Transportes y Medio Ambiente, Madrid, 30 mar. 1996.
- FEAM – Fundação Estadual de Meio Ambiente. Relatório sobre a Ruptura da Barragem de São Francisco, da Mineração Rio Pomba Cataguases, Situada em Mirai, MG. Pimenta de Ávila Consultoria Ltda, FE-100-RL-11318-00, Março de 2007. [Relatório Técnico].
- FEMA – Federal Emergency Management Agency. The National Dam Safety Program Research Needs Workshop on Embankment Dam Failure Analysis, June 26-28, Oklahoma City, Oklahoma, 2001.
- FEMA – Federal Emergency Management Agency. Federal guidelines for dam safety: selecting and accommodating inflow design floods for dams. Interagency Committee on Dam Safety, U. S. Department of Homeland Security, October 1998. Reprinted April 2004. 58 p.
- FERC – USA FEDERAL REGULATORY COMMISSION, Notice of Revised Emergency Action Plan Guidelines, February 22, 1988.
- FERREIRA, R. M. L.; LEAL, J. G. A. B. 1D Mathematical Modeling of the Instantaneous Dam-Break Flood Wave over Mobile Bed: Application of TVD and Flux-Splitting Schemes. Proceedings of the 2nd CADAM Workshop, Munique, 1998.
- FINEP – FINANCIADORA DE ESTUDOS E PROJETOS. Seleção Pública de Propostas para Apoio a Projetos Integrados de Segurança de Barragens. Chamada Pública MCT/FINEP/CT-HIDRO. Brasil, 2005, 8 p.
- FLORESTAL CATAGUAZES. Página web compilada. Disponível em: <http://www.florestalcataguazes.com.br/page4.html>. Acesso em: 5 de dezembro de 2008.

- FOSTER, M.; FELL, R.; SPANNAGLE, M. Analysis of Embankment Dam Incidents. UNICIV Report nº R-374 – UNSW, Sydney, Austrália, 1998.
- FRANZINI, J. B.; MCCAN, M. Análise de Risco na Segurança de Barragens. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH). São Paulo, 4 volumes, 1988.
- FREAD, D. L. Numerical Properties of the Implicit Four Point Finite Difference Equations of Unsteady Flow. NOAA Technical Memorandum NWS Hydro-18, U. S. Department of Commerce, NOAA, NWS, Silver Spring, MD, 1974, 123 p.
- FREAD, D. L. BREACH: An Erosion Model for Earthen Dam Failures, NWS Report, National Oceanic and Atmospheric Administration, Silver Spring, Maryland, 1985.
- FREAD, D. L. The NWS DAMBRK Model: Theoretical Background / User Documentation. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland, 1991, 123 p.
- FREAD, D. L.; LEWIS, J. M., NWS FLDWAV Model: Theoretical Description and User Documentation, National Weather Service – NWS – NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs, Maryland, 1998, 335 p.
- FREAD, D. L. ASDSO Advanced Technical Seminar. Dam Failure Analysis, 2006.
- FRENCH, R. H. Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill International Editions, Nova York, 1985, 739 p.
- FROEHLICH, D. C.; TUFAIL, M. Evaluation and Use of Embankment Dam Breach Parameters and their Uncertainties. In: PROCEEDINGS OF THE ANNUAL CONFERENCE OF THE ASSOCIATION OF STATE DAM SAFETY OFFICIALS. Phoenix, September 2004, 15 p.
- GALLWAY. Página web compilada. Disponível em: http://www.gallway.com.br/conteudo.asp?id_menu=42&cod_site=0. Acesso em 10 de abril de 2008.
- GEE, D. M.; BRUNNER G. W. Comparison of Breach Predictors. In: DAM SAFETY 2007, Association of State Dam Safety Officials. Austin, Texas, Estados Unidos, 2007, 20 p.
- GLOBO. Página web compilada. Disponível em: <http://g1.globo.com/Noticias/Mundo/foto/0,,19828549,00.jpg>. Acesso em 2 de abril de 2009.
- GOUTAL, N. The Malpasset dam failure – an overview and test case definition. 4nd CADAM meeting. Zaragoza, Espanha, novembro de 1999, 8 p.
- GRAHAM, W., Channel and Valley Changes Resulting from Dam Failure. Proceedings of the 2nd CADAM Workshop, Munique, Alemanha, 1998.
- HANGEN, V. K. Re-evaluation of Design Floods and Dam Safety. In: ANAIS DO XIV CONGRESSO DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1982, pp. 475-491.
- HENDRON, A. J. e PATTON, F. D. The Vajont slide, a geotechnical analysis based on new geologic observations of the failure surface. U.S. Army Corps of Engineers Technical Report GL-85-5. Estados Unidos, 1985, 47 p.
- ICOLD – INTERNATIONAL COMISSION ON LARGE DAMS. Lessons from dam incidents. Paris, 1974, 1069 p.
- ICOLD – INTERNATIONAL COMISSION ON LARGE DAMS. Dam failures statistical analysis. Bulletin 99. Paris, 1995, 63 p.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. Dam break flood analysis: review and recommendations. Bulletin 111. Paris, 1998, 301 p.

IMPACT, 2005. Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty. Final Technical Report, January 2005.

ITÁLIA. Circulares 28 ago 1986 n. 1125. Modificações e integrações às precedentes circulares 9.2.1985 n. 1959 e 29.11.1985 n. 1391 concernentes sistemas de alarme e sinalizações de perigo para as digas de retenção de cuja AL o regulamento aprovado com d.p.r. 1.11.1959 n. 1363 – texto completo e atualizado. Ministério dos Trabalhos Públicos, 28 ago. 1986.

JANSEN, R. B. Dam and Public Safety. USA: Water Resources Technical Publication. Denver: U. S. Department of the Interior, 1980, 332 p.

JARRETT, R. D. Determination of Roughness Coefficients for Streams in Colorado. Department of Natural Resources. Colorado. 1985, 54 p.

JOHNSON, F. A.; ILLES, P. A Classification of Dam Failures. Water Power and Dam Construction, London, V.28, n.12, Dec. 1976. p. 43-45.

LADEIRA, J. E. R. *Avaliação de Segurança em Barragem de Terra, Sob o Cenário de Erosão Tubular Regressiva, por Métodos Probabilísticos. O Caso UHE – São Simão*. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007, 210 p.

LAURIANO, A. W., MONTE-MOR, R. C. A., BRASIL, L. S. S., PALMIER, L. R., NASCIMENTO, N. O., SOUZA, N. E CANELLAS, A. V. B. Propagação da Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem e Mapeamento de Áreas Inundáveis – Estudo de Caso: Usina Hidrelétrica de Funil – RJ. In: I SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DA BACIA DO RIO PARAÍBA DO SUL, Resende, Rio de Janeiro, 2008a, 19 p.

LAURIANO, A. W., PALMIER, L. R., MONTE-MOR, R. C. A., BRASIL, L. S. S., NASCIMENTO, N. O., SOUZA, N. E CANELLAS, A. V. B. Mapeamento de Áreas Potencialmente Inundáveis Face à Ruptura Hipotética de Barragens – Estudos de Caso: Barragem de Funil e Barragem de Manso. In: XXIII CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, Cartagena de Índias, Colômbia, 2008b, 15 p.

LAURIANO, A. W., MONTE-MOR, R. C. A., BRASIL, L. S. S., PALMIER, L. R., NASCIMENTO, N. O., SOUZA, N. E CANELLAS, A. V. B. Comparação Entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS para Propagação de Onda de Cheia Associada à Ruptura Hipotética de Barragem – Estudo de Caso: UHE de Funil – RJ. In: II SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO SUL-SUDESTE, Rio de Janeiro, 2008c, 17 p.

LEE, J. K.; FROEHLICH, D. C. Review of Literature on the Finite-element Solution of the Equations of Two Dimensional Surface Water Flow in the Horizontal Plane. U. S. Geological Survey. Circular 1009. Denver, Estados Unidos, 1987, 61 p.

LIGGETT, J. A.; CUNGE, J. A. Numerical Methods of Solution of the Unsteady Flow Equations. In Unsteady Flow in Open Channels, edited by K. Mahmood and V. Yevjevich, Vol. I, Chapter 4, Water Resources Publications, Ft. Collins, CO, 1975.

LOU, W. C. *Mathematical Modeling of Earth Dam Breaches*. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade do Estado do Colorado. Colorado, Estados Unidos, 1981.

MACDONALD, T. C.; LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. Breaching Characteristics of Dam Failures. *Journal of Hydraulic Engineering*. vol. 110, n. 5, 1984, pp. 567-586.

MAIJALA, T. RESCADAM – Development of Rescue Actions Based on Dam-Break Flood Analysis – Final Report, Finlândia, 2001.

- MARENGO, H. M. Análisis de Riesgo de Falha em Presas, Estadísticas y Parámetros de Referencia. Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XI, n. 2, mayo-agosto 1996, pp. 65-77.
- MARENGO, J. A.; ALVES, L. M. Tendências Hidrológicas da Bacia do Rio Paraíba do Sul. Revista Brasileira de Meteorologia, v. 20, n. 2, 2005, pp. 215-226.
- MARY, M. Barrages-voûtes. Historique accidents et incidents. DUNOD Collection. Paris, 1968, 159 p.
- MASCARENHAS, F. C. B. *Modelação Matemática de Ondas Provocadas por Ruptura de Barragens*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1990, 291 p.
- MASCARENHAS, F. C. B.; VIEIRA DA SILVA, R. C. Modelos Matemáticos de Propagação de Ondas de Ruptura de Barragens. Métodos Numéricos em Recursos Hídricos – 2ª ed. ABRH, Rio de Janeiro, 1996.
- MCCULLY, P. *Silenced Rivers: The Ecology and Politics of Large Dams*. Zed Books, Londres, Reino Unido, 1996.
- MENESCAL, R. A.; VIEIRA, V. P. P. B.; OLIVEIRA, S. K. F. Terminologia para Análise de Risco e Segurança de Barragens. In: MENESCAL, R. A. (coord.) *A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos*. Ministérios da Integração Nacional, Brasília, 2005a, p. 31-49.
- MENESCAL, R. A.; MIRANDA, N.; PITOMBEIRA, S.; PERINI, D. S. As barragens e as enchentes. In: MENESCAL, R. A. (coord.) *A segurança de barragens e a gestão de recursos hídricos*. Ministérios da Integração Nacional, Brasília, 2005b, p. 289-299.
- MENESCAL, R. A. Risco e Segurança em Engenharia – Problemas Enfrentados pelo Ministério da Integração com Obras de Infra-estrutura Hídrica. Debate: O Momento Atual da Engenharia Brasileira. Instituto de Engenharia. São Paulo, 7 mar. 2007. [Transparência Eletrônica].
- MI – Ministério da Integração Nacional. Manual de segurança e inspeção de barragens. Brasília, julho de 2002, 138 p.
- MINAS GERAIS. Deliberação Normativa COPAM n. 62 de 17 de dezembro de 2002. Dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração no Estado de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2002.
- MINAS GERAIS, Deliberação Normativa COPAM n. 87 de 17 de junho de 2005. Altera e complementa a Deliberação Normativa COPAM n. 62, de 17/12/2002, que dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos e de reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração no Estado de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2005.
- MOKHIBER, R. *Crimes Corporativos*. São Paulo: Página Aberta, 1995, 394 p.
- 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.
- MONTE-MOR, R. C. A.; PALMIER, L. R. Mapeamento de Áreas Inundáveis Associadas à Ruptura de Barragens. In: XXI CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, São Pedro, São Paulo, 2004.

- MORRIS, M. W. CADAM – Concerted Action on Dambreak Modeling – Final Report, Jan. 2000.
- MORRIS, M. W.; GALLAND, J. C. Dambreak Modeling – Guidelines and Best Practice. CADAM Project. Reino Unido, 2000, 32 p.
- NRM. Department of Natural Resources and Mines. Guidelines for Failure Impact Assessment of Water Dams. Queensland, Austrália, 2002, 43 p.
- OLIVEIRA, R. A. F. *Propagação de Ondas de Despacho e Controle de Inundações na Bacia do Paraíba do Sul*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005, 135 p.
- OUTLAND, C. F. Man-made disaster: the story of St. Francis dam. Clark Co Publisher, Estados Unidos, 1977, 201 p.
- O TEMPO. Jornal O TEMPO, Belo Horizonte, 30 de julho de 2009, página 16.
- PALMIER, L. R.; BRASIL, L. S. S.; MONTE-MOR, R. C. A.; NASCIMENTO, N. O.; ROCHA, E. G.; SILVA, N. S.; CANELLAS, A. V. B. Modelagem Simplificada de Onda de Cheia Proveniente de Ruptura Hipotética de Barragem – Estudo de Caso: Barragem do Aproveitamento Múltiplo Manso, Mato Grosso, Brasil. In: I SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORTE E CENTRO-OESTE, Cuiabá, Mato Grosso, 2007, 17 p.
- PASINATO, H.; TUCCI, C. E. M. Modelo Matemático para Ondas Abruptas em Rios e Canais. Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos, vol. 10, n. 2, pp. 131-152, 1992.
- PLATE, E. Dams and Safety Management at Downstream Valleys. In: ALMEIDA, A. B.; VISEU, T. (eds). Dam Safety. Rotterdam: Balkema, 1998, p. 27-43.
- PORTUGAL. Decreto-Lei n. 11, 06 de janeiro de 1900. Regulamento de Segurança de Barragens. Lisboa, Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações, 1990. Diário da República, Série 1, n.5, 06 jan. 1990.
- PRATES, M. C. *Modelagem da Propagação de Onda de Ruptura de Barragem*. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Mecânica), IME – Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 1999, 87 p.
- ROGER, J. D. Lessons learned from the St. Francis Dam Failure. Lesson learned from fantastic failures. Geo-Strata, v.6, n.2, march-april 2006. Geo Institute, pp. 14-17.
- RUBÍ, A. M. *Clasificación de Presas y Evaluación del Riesgo con Programa HEC-RAS*. Tesina (Enginyeria Hidràulica, Marítima i Sanitària: Embassaments i Preses) – Departament d’Enginyeria Hidràulica, Marítima i Ambiental. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, 2006.
- SANTOS, R. P.; FERREIRA, W. V. F.; PEREIRA, P. N.; MARTINS, J. R. S.; FADIGA JR., F. M.; SANTOS, R. C. P. Modelação da Propagação de Cheias Ocasionadas por Rompimento de Barragens na Cadeia de Geração do rio Parapanema. In: XXV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Salvador, Outubro de 2003.
- SCHOKLITSCH, A. Ueber Dambruchwellen (Dam Break Waves). Session Reports of the Imperial Academy of Sciences, vol. 126. Vienna, 1917, pp. 1489-1514.
- SINGH, V. P.; SCARLATOS, P. D. Analysis of Gradual Earth-Dam Failure. Journal of Hydraulic Engineering, V.114, n.1, Jan. 1988, pp. 21-42.
- SINGH, V. P. Dam Breach Modeling Technology. Kluwer Academic Publishers. Louisiana, 1996, 242 p.

- SMITH, D. J. A Dam Disaster Waiting to Break. *New Scientist*, 11 de novembro de 1989.
- SNEAD, D. B. *Development and Application of Unsteady Flood Models Using Geographic Information Systems*. Departmental Report (Master of Science in Engineering) – Faculty of the Civil Engineering Department. University of Texas. Austin, 2000, 195 p.
- SOUZA JÚNIOR, D. I. A Degradação da Bacia do Rio Paraíba do Sul. *ENGEVISTA*, v. 6, n. 3, 2004, pp. 99-105.
- SUIÇA. Conseil Fédéral Suisse. Ordonnance sur la sécurité des ouvrages d'accumulation (OSOA), 07 dez. 1998, 8 p.
- SYLVESTRE, P.; SYLVESTRE, J. FLDWAV Application: Transitioning from Calibration to Operational Mode. National Weather Service (NOAA). Office of Hydrologic Development. Silver Springs. Maryland, 2002, 11 p.
- SYNAVEN, K. The Pilot Project Kyrkojarvi Dam and Reservoir. In: INTERNATIONAL SEMINAR AND WORKSHOP RISK ASSESSMENT, DAM-BREAK FLOOD ANALYSIS AND EMERGENCY ACTION PLANNING. Finnish Environment Institute, Seinäjoki, Finland, 2000.
- TERRA. Página web compilada. Disponível em: <http://noticias.terra.com.br/mundo/interna/0,,OI3666018-EI8143,00-Mortos+em+rompimento+de+dique+na+Indonésia+chegaram+a.html>. Acesso em: 2 de abril de 2009.
- TRIESTE, D. J. Evaluation of Supercritical/Subcritical Flows in High-Gradient Streams. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 118, n.8, August 1992, p. 1107-1119.
- UEMURA, S. *Instrumentos de Avaliação e Gestão de Impactos Gerados por Rupturas de Barragens*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2009, 160 p.
- UEMURA, S.; MARTINS, J. R. Rompimento de Barragens: Estudo de Caso da Represa Guarapiranga em São Paulo. In: XXIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, Cartagena de Indias, Colômbia, 2008, 13 p.
- USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Hydrologic Engineering Center, Flood Emergency Plans – Gruidelines for Cops Dams, RD-13, June 1980.
- USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Hydrologic Engineering Requirements for Reservoirs. Department of the Army. Washington, 1997, 115 p.
- USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Hydrologic Engineering Center (HEC), Version 3.1, 2002, 350 p.
- USBR – UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. United States Department of the Interior: Guidelines for Defining Inundated Areas Downstream from Bureau of Reclamation Dams. Denver, Colorado, Estados Unidos, 1982.
- USBR – UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. United States Department of the Interior: Design of Small Dams. Denver, Colorado, Estados Unidos, 1987, 904 p.
- USBR – UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. United States Department of the Interior. Downstream Hazard Classification Guidelines. Denver: U.S. Department of the Interior, 1988.
- USBR – UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. United States Department of the Interior. Emergency Planning and Exercise Guidelines: Guidance Documents. Denver: U.S. Department of the Interior, 1995, v. 1.

- USBR – UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. United States Department of the Interior. A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure. Dam Safety Office. Denver, Colorado, Estados Unidos, 1999, 43 p.
- VALENCIO, N. F. L. S. O controle das águas como fator de progresso e de risco: as representações institucionais dos Grandes Projetos Hídricos no Nordeste. In: III ENCONTRO DA ANPPAS, 2006, Brasília, Distrito Federal.
- VARGAS, M.; NUNES, A. J. C.; LOPES, J. C.; CONTINENTINO, L.; FEDERICO, D. A. Ruptura da Barragem da Pampulha. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), 1955, n.529. Relatório Técnico.
- VIANNA, N. S. Belo Horizonte: seu abastecimento de água e sistema de esgotos (1890-1973). Belo Horizonte, 1997, 115 p.
- VIEIRA DA SILVA, R. C.; MASCARENHAS, F. C. B. Propagação de Onda Provocada por Ruptura Instantânea de Barragem de Concreto. Revista Brasileira de Engenharia (RBE) – Vol. 5, n. 2, Associação Brasileira de Hidrologia e Recursos Hídricos. Caderno de Recursos Hídricos. Rio de Janeiro, 1987.
- WISEU, T.; MARTINS, R. Optimização de Recursos nas Acções de Segurança de Barragens. In: III SIMPÓSIO DE HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS DOS PAÍSES DE LÍNGUA OFICIAL PORTUGUESA (SILUSBA). Maputo, Moçambique, abril de 1997, 10 p.
- WISEU, T.; RAMOS, C. Zoneamento Territorial e Critérios para Aplicação dos Modelos Hidrodinâmicos, SEPTEM, Madri, 1999.
- WISEU, T.; BENTO FRANCO, A.; ALMEIDA, A. B.; SANTOS, A. Modelos Uni e Bidimensionais na Simulação de Cheias Induzidas por Rupturas de Barragens. A Experiência do Vale do Arade, Coimbra, 1999.
- WISEU, T.; ALMEIDA, A. B. Plano de Emergência Interno de Barragens. In: CONGRESSO DA ÁGUA, Lisboa, 2000.
- WISEU, T. *Segurança dos Vales a Jusante de Barragens – Metodologias de Apoio à Gestão dos Riscos*. Tese (Doutorado) – Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2006, 482 p.
- WAHL, T. L. Prediction of Embankment Dam Breach Parameters. A Literature Review and Needs Assessment. Water Resources Research Laboratory. U. S. Department of the Interior. Bureau of Reclamation. DSO – Dam Safety Office. DSO-98-004, 1998, 67 p.
- WAHL, T. L. The Uncertainty of Embankment Dam Breach Parameter Predictions Based on Dam Failure Case Studies in USDA/FEMA, Workshop on Issues, Resolutions and Research Needs Related on Dam Failure Analysis. Oklahoma, Jun. 2001, 16 p.
- WALTHER, P. E. M. Appropriate Technology: Simplified Dam Failure Analysis Using Spreadsheet Computations. ASDSO – Association of State Dam Safety Officials, Western Regional Conference. Portland, 2000, 9 p.
- WCD – World Commission on Dams. Dams and Development. A new framework for decision-making. Earthscan Publications. Londres, 2000, 404 p. Disponível em <http://www.dams.org/report/contents.html>. Acesso em 27 de julho de 2007.
- WETMORE, J. N.; FREAD, D. L. The NWS Simplified Dam Break Flood Forecasting Model. Proceedings of the Fifth Canadian Hydrotechnical Conference. Canadá, 1981.

ZERO HORA. Página web compilada. Disponível em: <http://zerohora.clicrbs.com.br/zerohora/jsp/default2.jsp?uf=1&local=1&source=a2526935.xml&template=3898.dwt&edition=12411§ion=1003>. Acesso em: 30 de maio de 2009.

ZHOU, R. D.; JUDGE, D. G.; DONNELLY, C. R. Comparison of HEC-RAS with FLDWAV and DAMBRK Models for Dam Break Analysis. Canadian Dam Association, 2005.

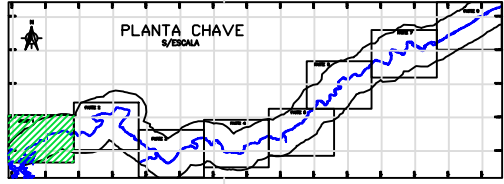
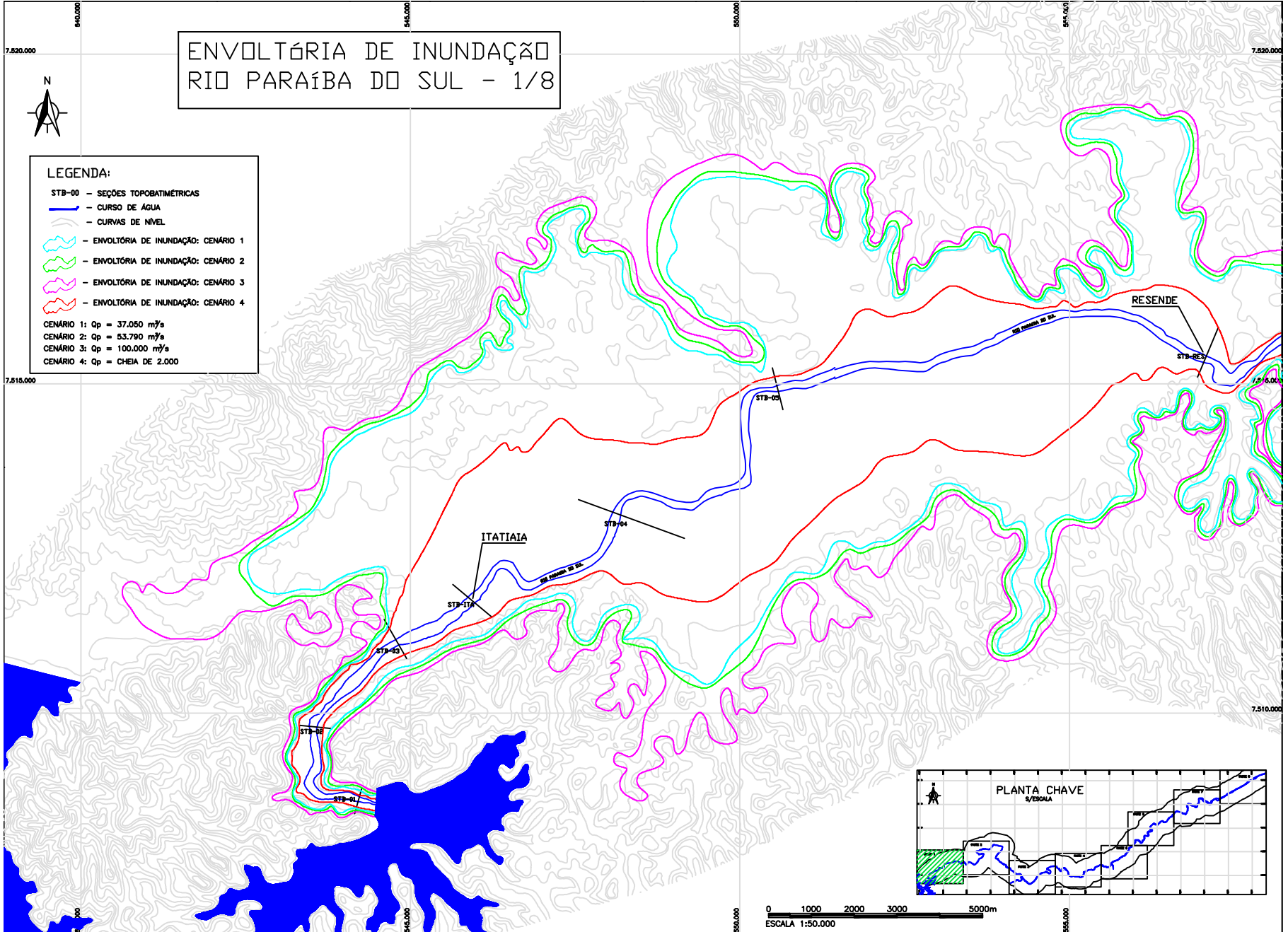
APÊNDICES

***APÊNDICE 1 – Envolvórias máximas de inundação no rio Paraíba do Sul
(cartografia IBGE)***

ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO RIO PARAÍBA DO SUL - 1/8

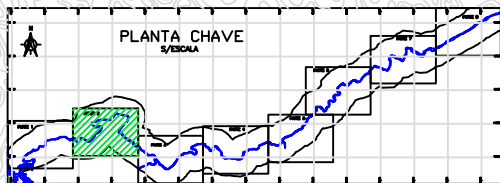
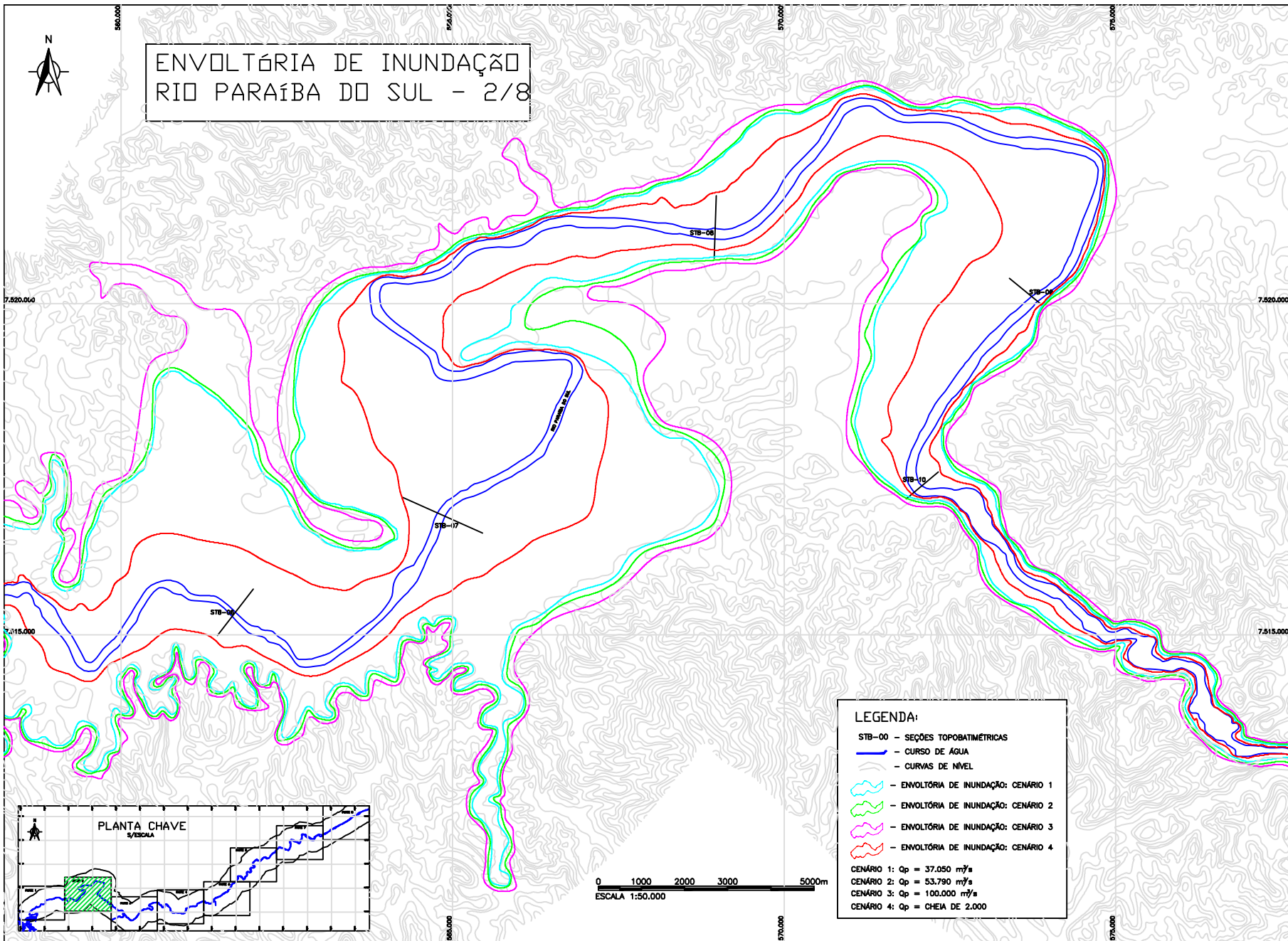


- LEGENDA:**
- STB-00 - SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS
 - CURSO DE ÁGUA
 - CURVAS DE NÍVEL
 - ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 1
 - ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 2
 - ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 3
 - ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 4
- CENÁRIO 1: $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 2: $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 3: $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 4: $Q_p = \text{CHEIA DE 2.000}$



0 1000 2000 3000 5000m
ESCALA 1:50.000

ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO
RIO PARAÍBA DO SUL - 2/8



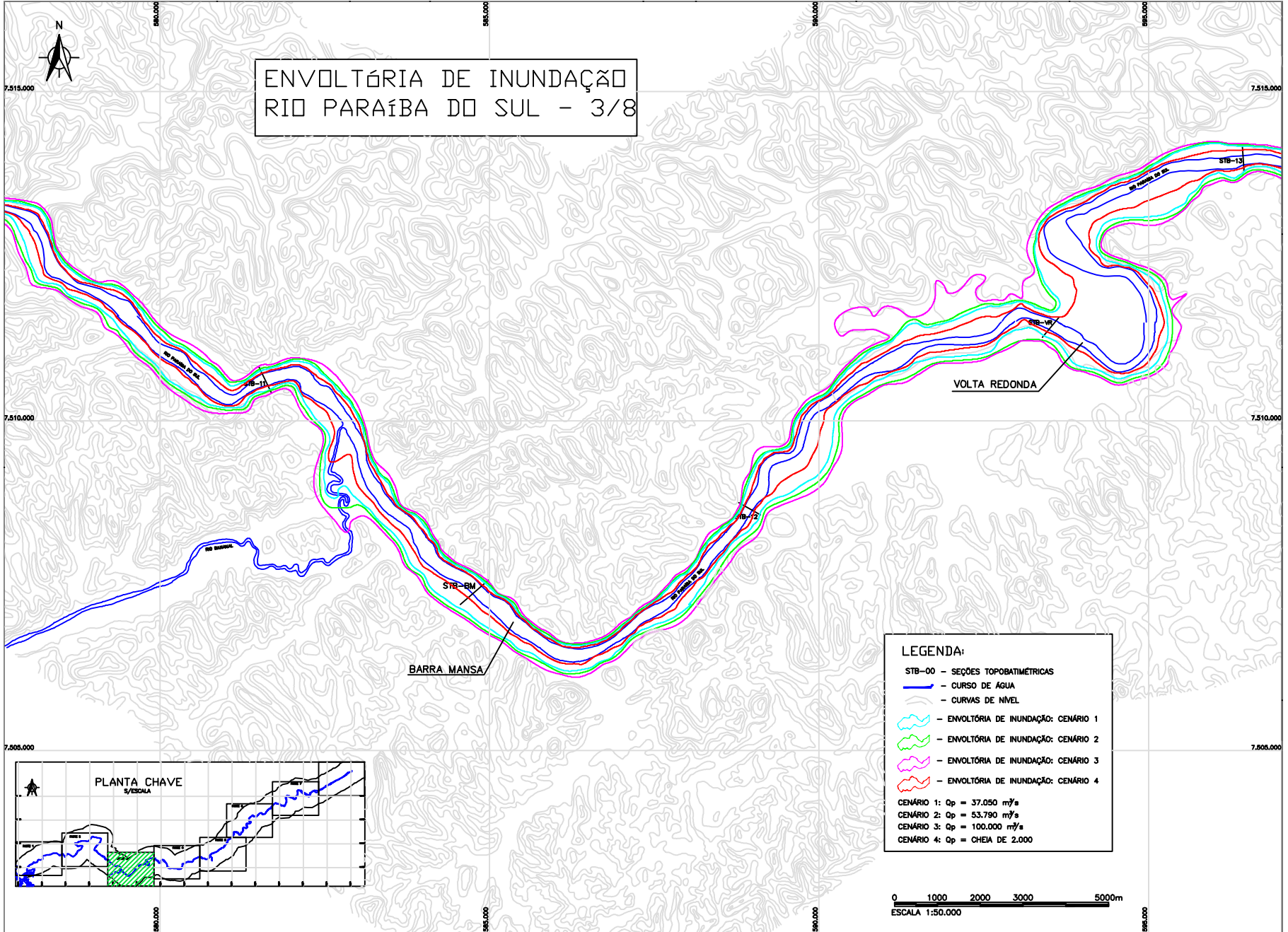
0 1000 2000 3000 5000m
ESCALA 1:50.000

LEGENDA:

- STB-00 - SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS
- CURSO DE ÁGUA
- CURVAS DE NÍVEL
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 1
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 2
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 3
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 4

CENÁRIO 1: $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 2: $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 3: $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 4: $Q_p = \text{CHEIA DE 2.000}$

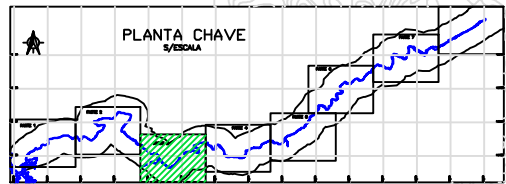
ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO RIO PARAÍBA DO SUL - 3/8



LEGENDA:

- STB-00 - SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS
- CURSO DE ÁGUA
- CURVAS DE NÍVEL
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 1
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 2
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 3
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 4

CENÁRIO 1: $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$
 CENÁRIO 2: $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$
 CENÁRIO 3: $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$
 CENÁRIO 4: $Q_p = \text{CHEIA DE 2.000}$



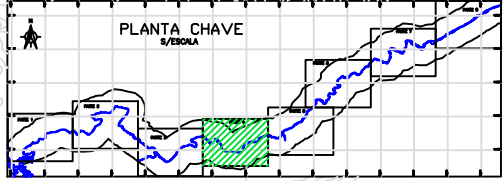
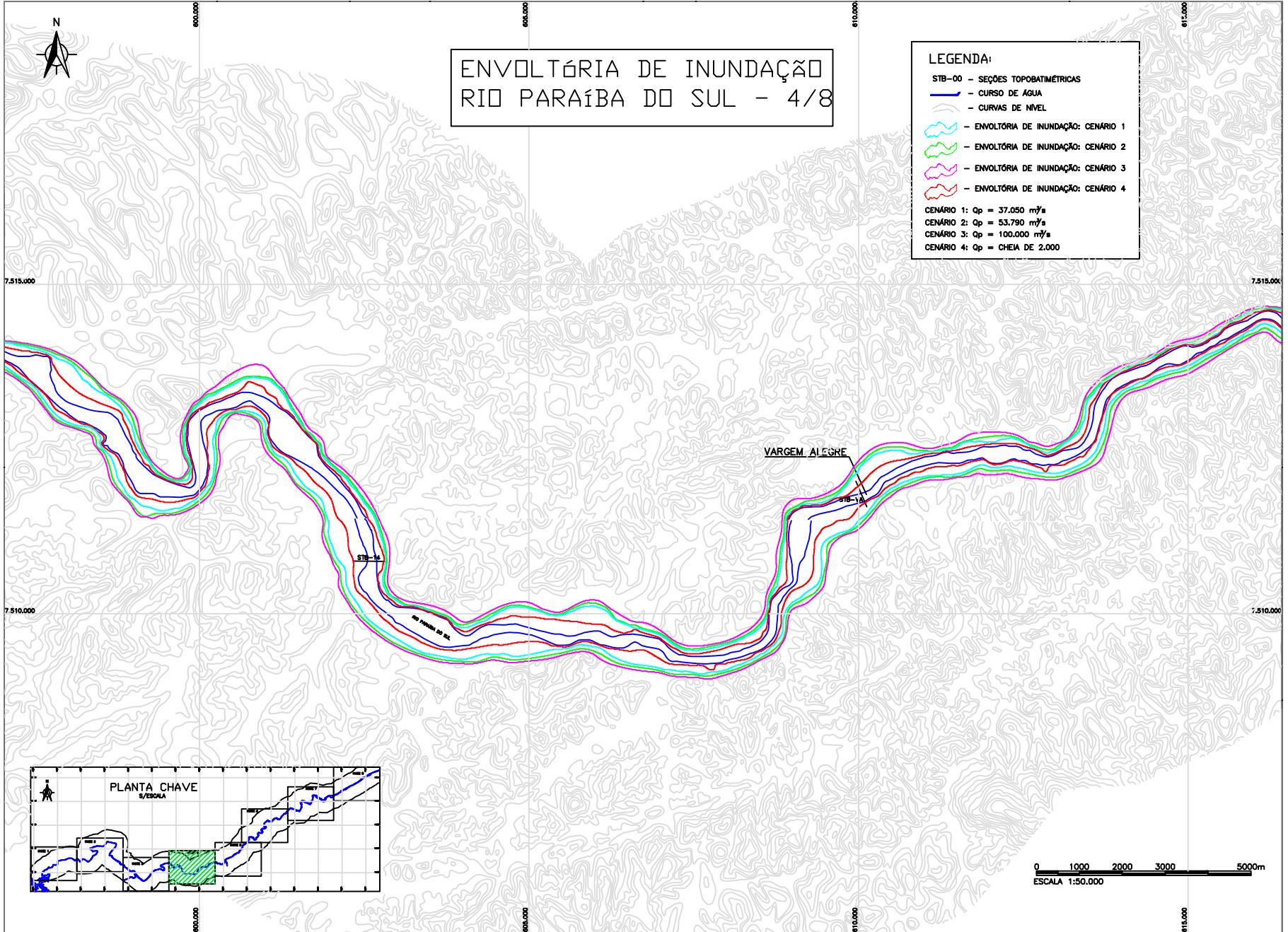
0 1000 2000 3000 5000m
 ESCALA 1:50.000

ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO RIO PARAÍBA DO SUL - 4/8

LEGENDA:

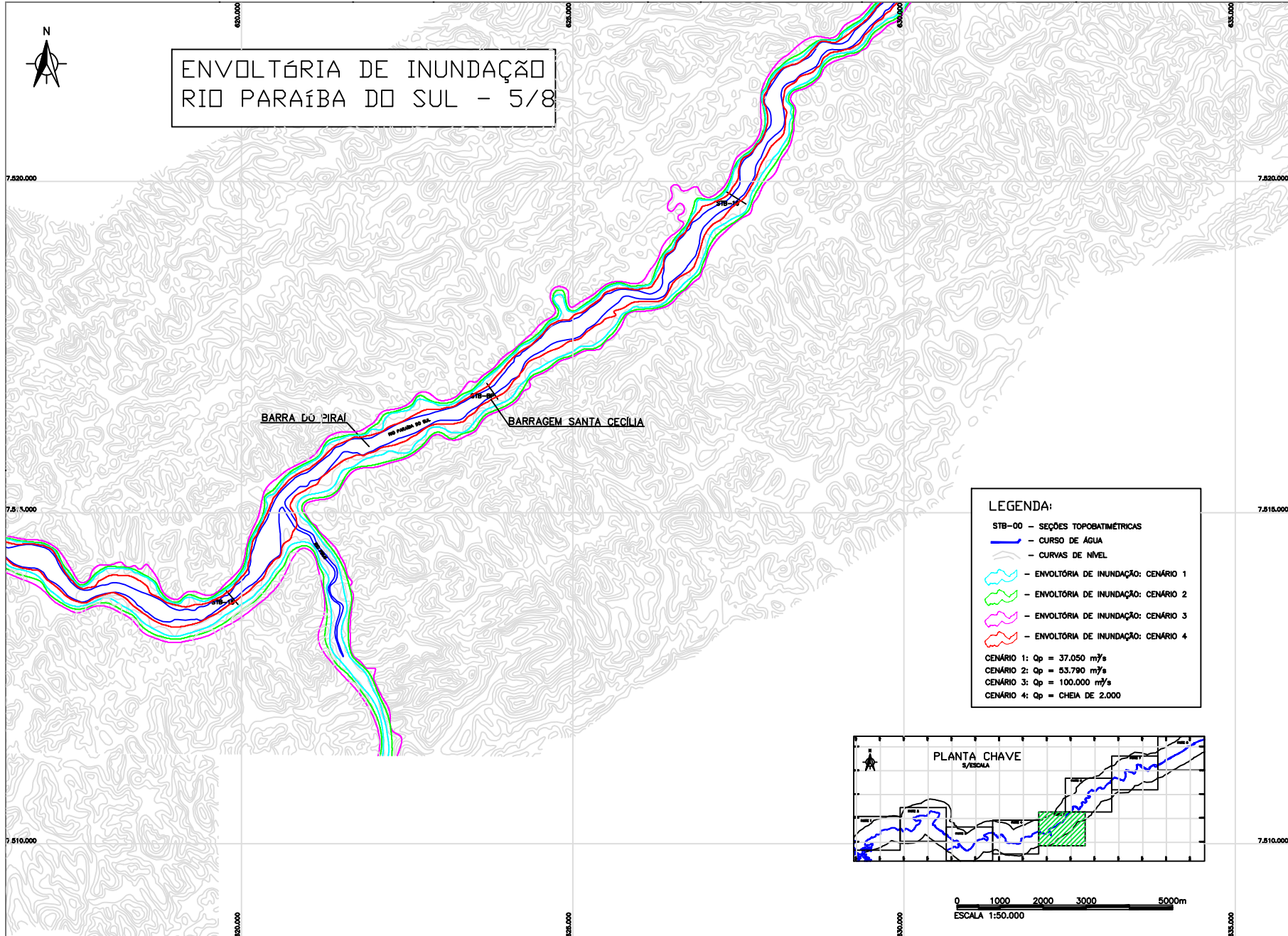
- STB-00 - SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS
- CURSO DE ÁGUA
- CURVAS DE NÍVEL
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 1
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 2
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 3
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 4

CENÁRIO 1: $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 2: $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 3: $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 4: $Q_p = \text{CHEIA DE 2.000}$





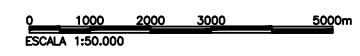
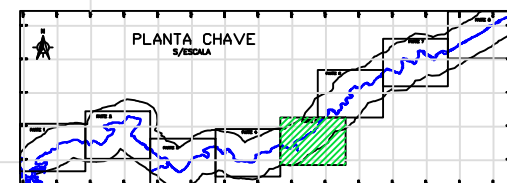
ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO RIO PARAÍBA DO SUL - 5/8

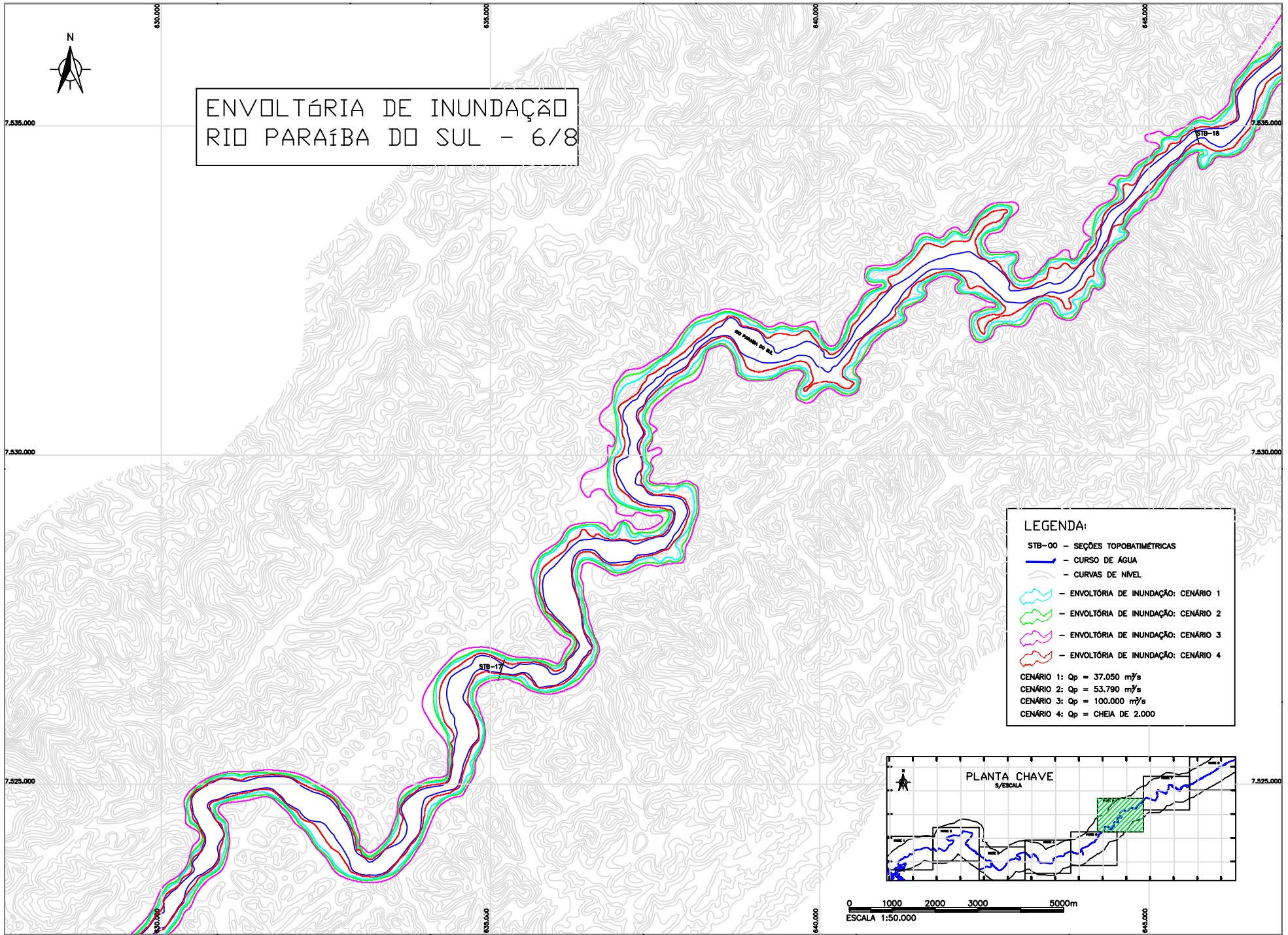


LEGENDA:

- STB-00 - SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS
- CURSO DE ÁGUA
- CURVAS DE NÍVEL
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 1
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 2
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 3
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 4

CENÁRIO 1: $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 2: $Q_p = 53.780 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 3: $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 4: $Q_p = \text{CHEIA DE 2.000}$



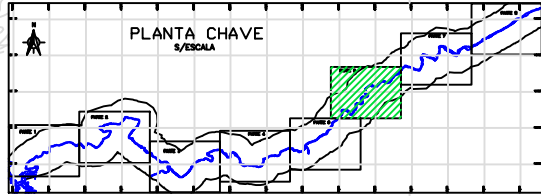


ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO
RIO PARAÍBA DO SUL - 6/8

LEGENDA:

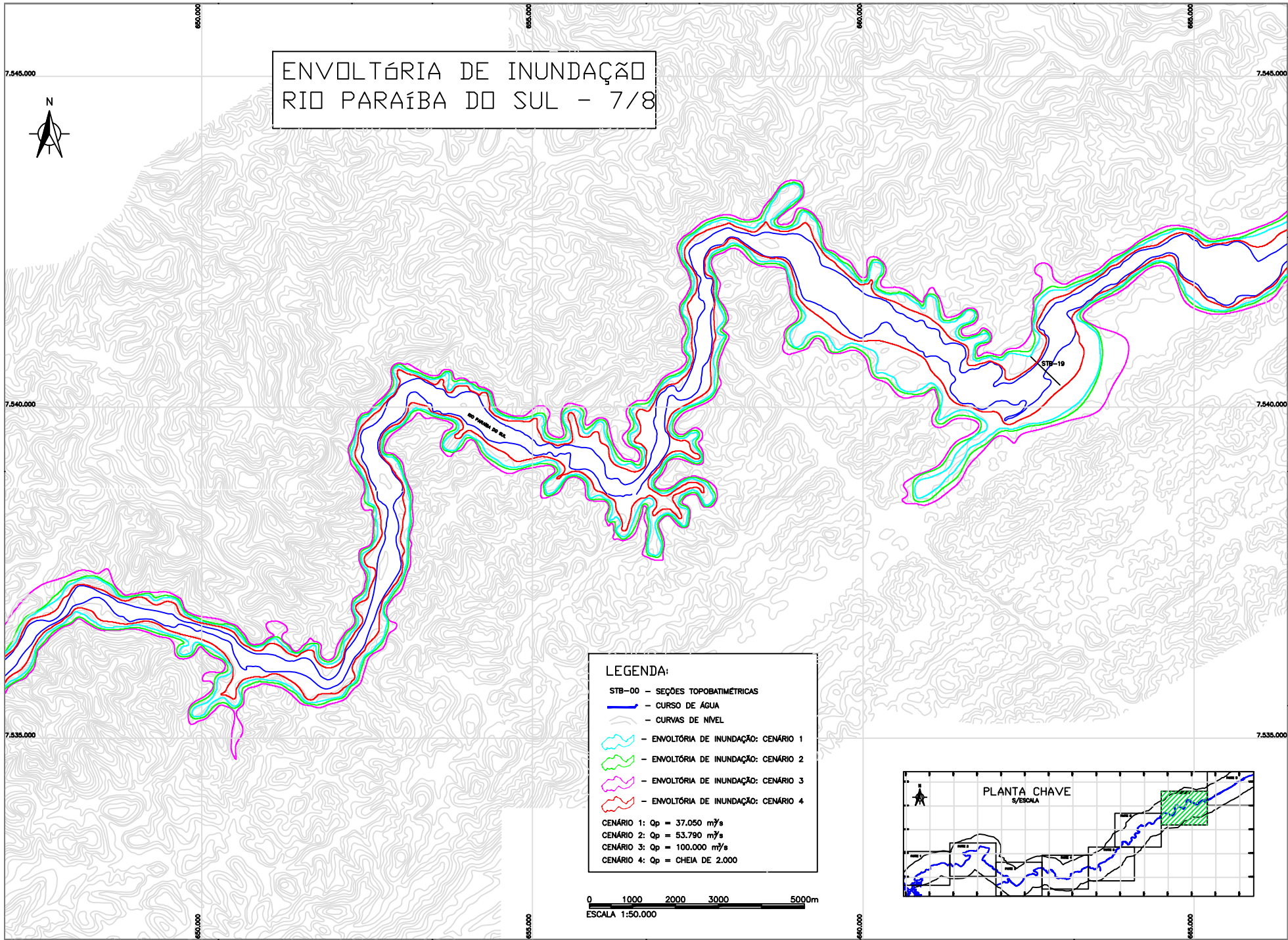
- STB-00 - SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS
- CURSO DE ÁGUA
- CURVAS DE NIVEL
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 1
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 2
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 3
- ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 4

CENÁRIO 1: $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 2: $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 3: $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$
CENÁRIO 4: $Q_p = \text{CHEIA DE 2.000}$



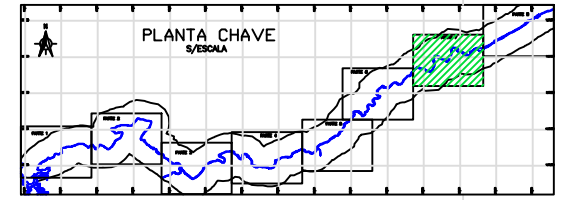
0 1000 2000 3000 5000m
ESCALA 1:50.000

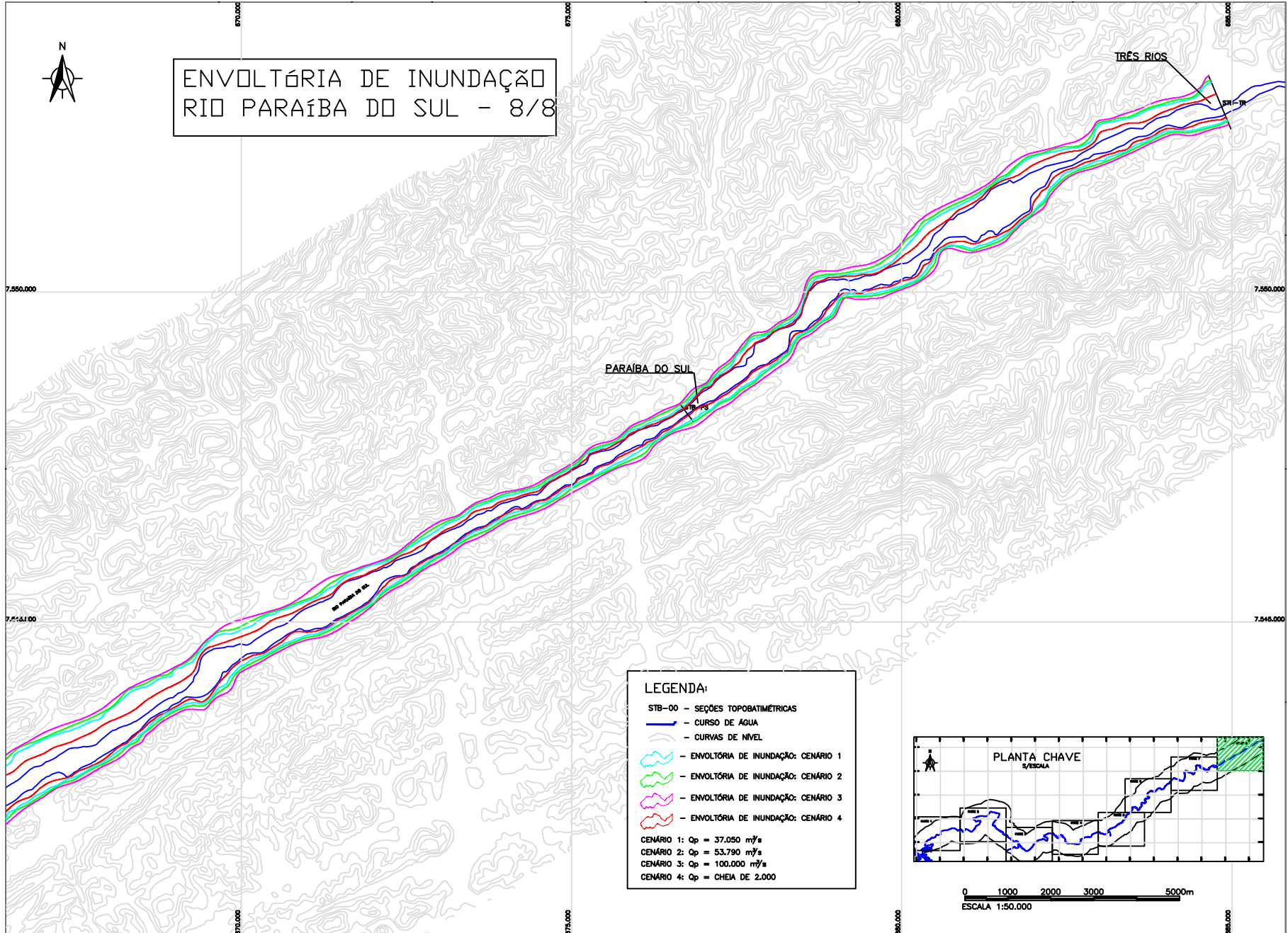
ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO RIO PARAÍBA DO SUL - 7/8



- LEGENDA:**
- STB-00 - SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS
 - CURSO DE ÁGUA
 - CURVAS DE NÍVEL
 - ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 1
 - ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 2
 - ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 3
 - ENVOLTÓRIA DE INUNDAÇÃO: CENÁRIO 4
- CENÁRIO 1: $Q_p = 37.050 \text{ m}^3/\text{s}$
 CENÁRIO 2: $Q_p = 53.790 \text{ m}^3/\text{s}$
 CENÁRIO 3: $Q_p = 100.000 \text{ m}^3/\text{s}$
 CENÁRIO 4: $Q_p = \text{CHEIA DE 2.000}$

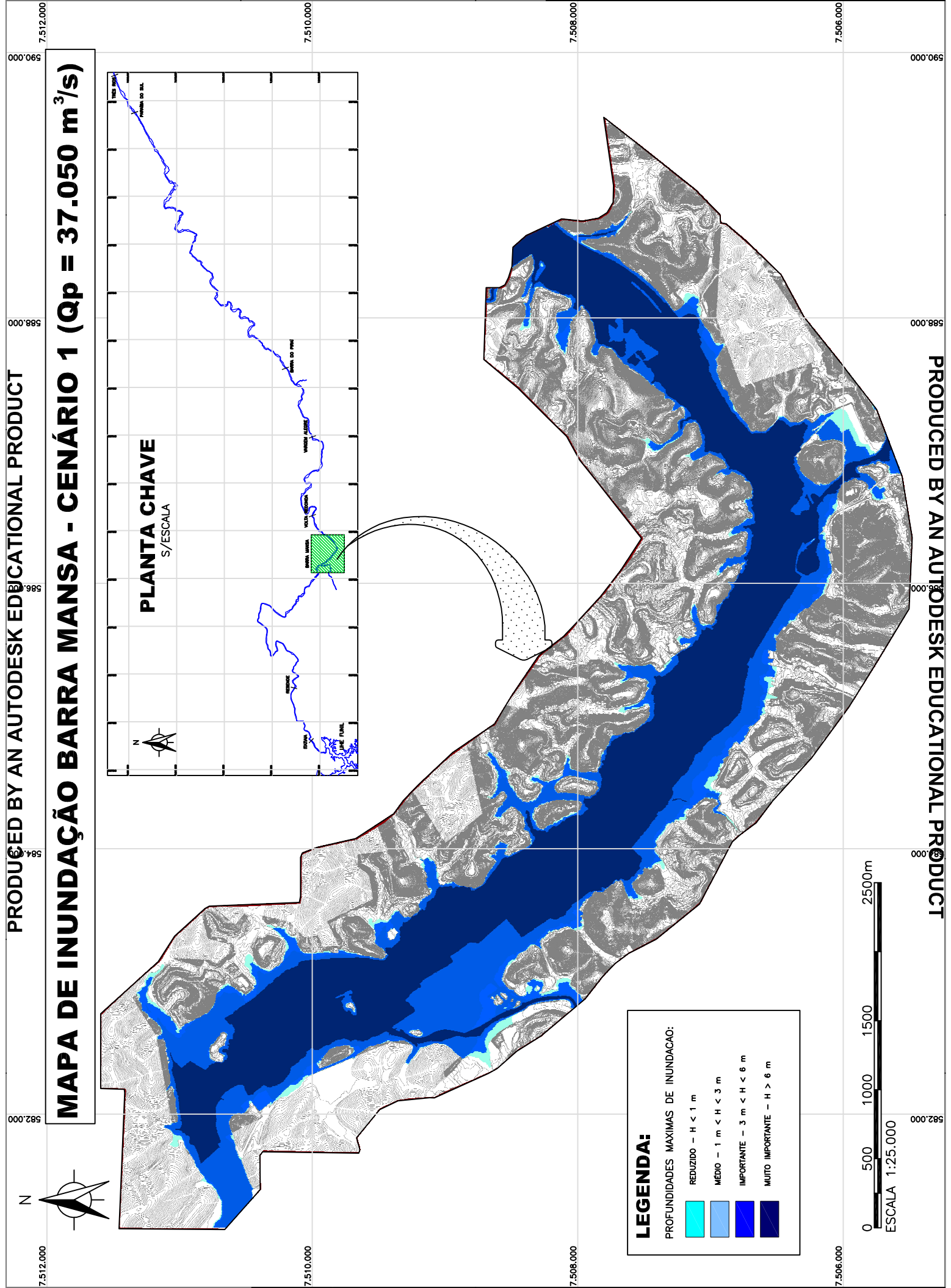
0 1000 2000 3000 5000m
 ESCALA 1:50.000





APÊNDICE 2 – Mapas de inundação em Barra Mansa

MAPA DE INUNDAÇÃO BARRA MANSA - CENÁRIO 1 (Qp = 37.050 m³/s)



LEGENDA:

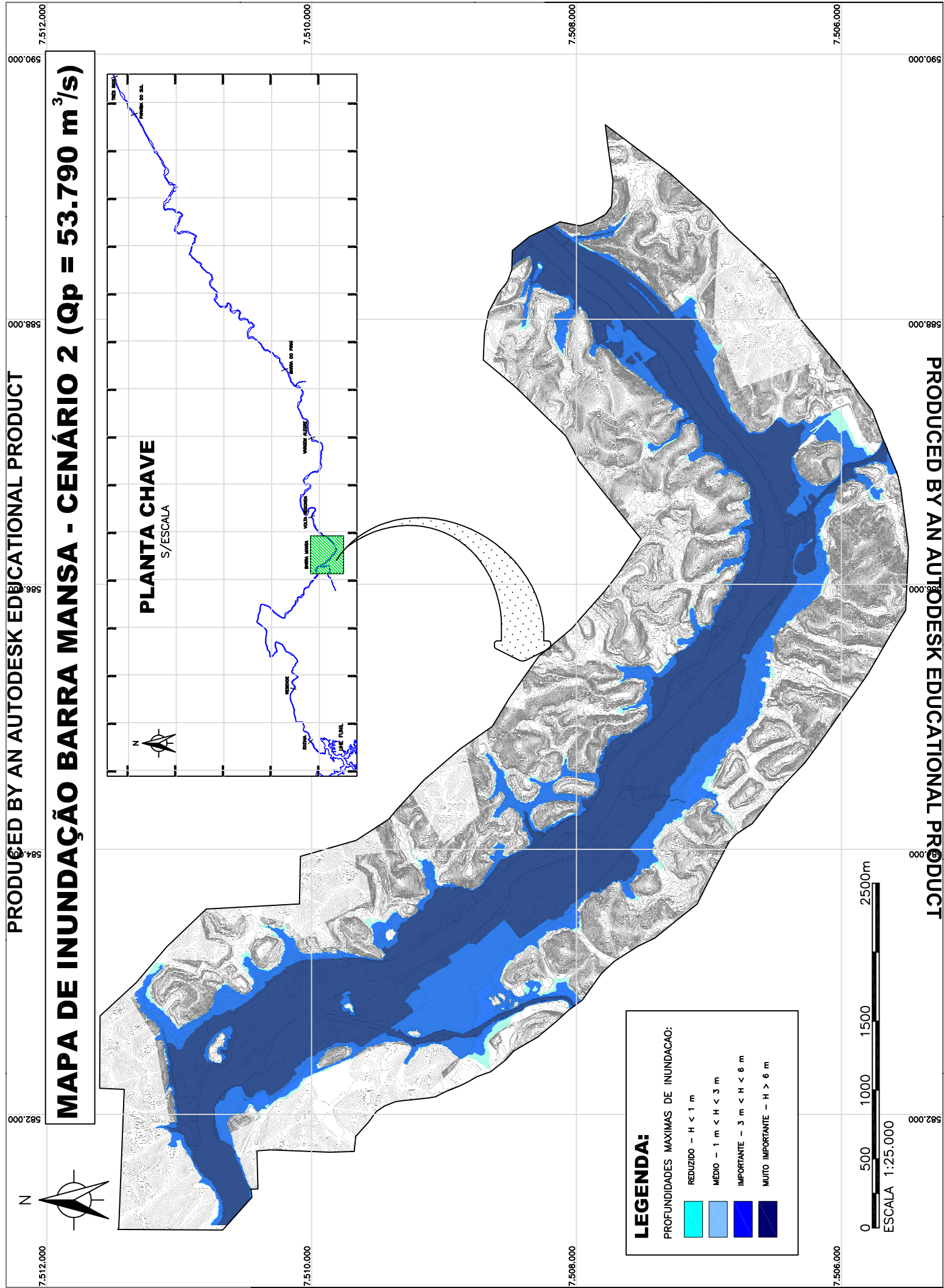
PROFUNDIDADES MÁXIMAS DE INUNDAÇÃO:

	REDUZIDO - H < 1 m
	MÉDIO - 1 m < H < 3 m
	IMPORTANTE - 3 m < H < 6 m
	MUITO IMPORTANTE - H > 6 m



ESCALA 1:25.000

MAPA DE INUNDAÇÃO BARRA MANSA - CENÁRIO 2 (Qp = 53.790 m³/s)



PLANTA CHAVE
S/ESCALA

LEGENDA:

PROFUNDIDADES MÁXIMAS DE INUNDAÇÃO:

REDUZIDO - H < 1 m

MÉDIO - 1 m < H < 3 m

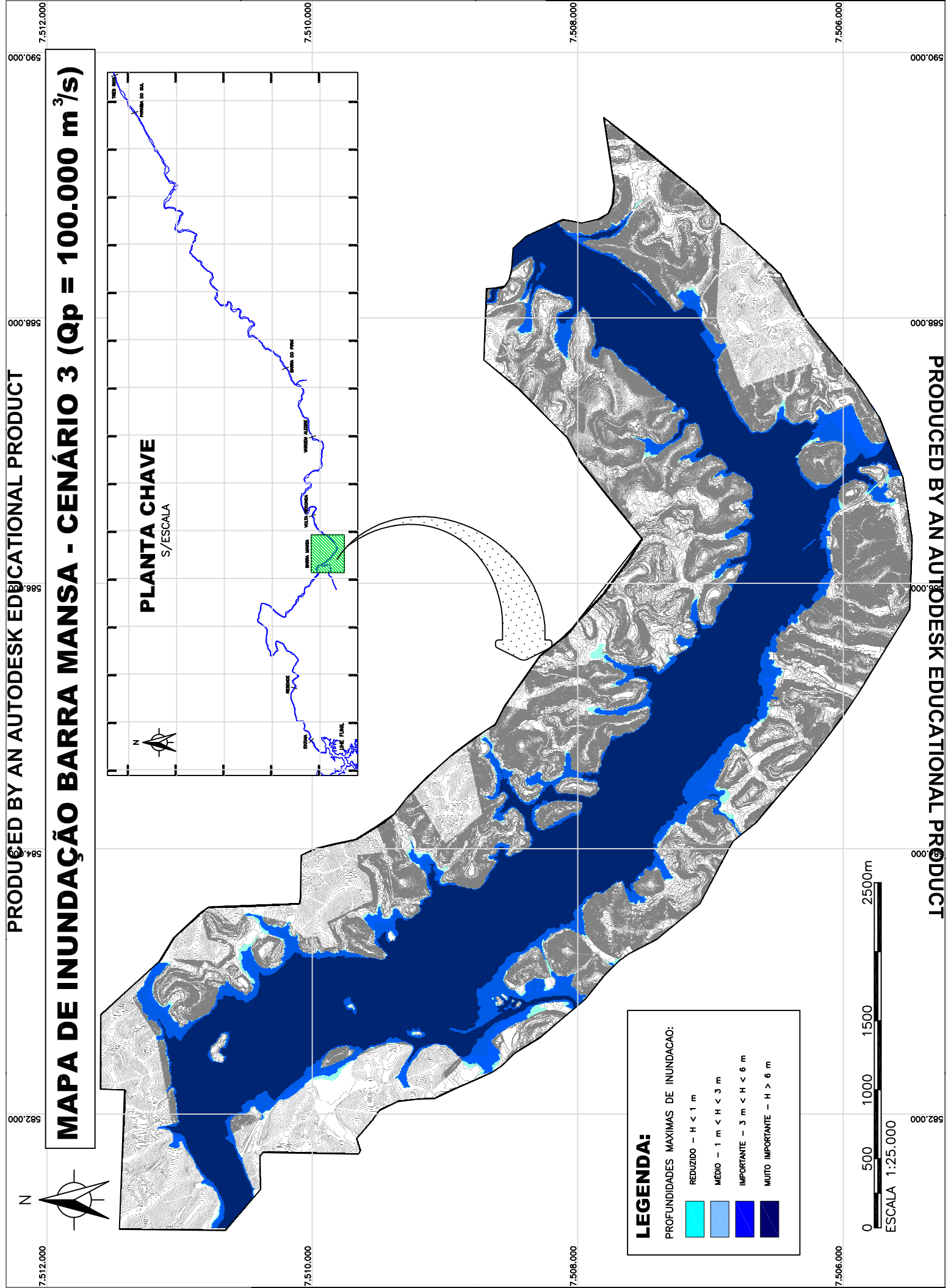
IMPORTANTE - 3 m < H < 6 m

MUITO IMPORTANTE - H > 6 m

0 500 1000 1500 2500m

ESCALA 1:25.000

MAPA DE INUNDAÇÃO BARRA MANSA - CENÁRIO 3 (Qp = 100.000 m³/s)



PLANTA CHAVE
S/ESCALA

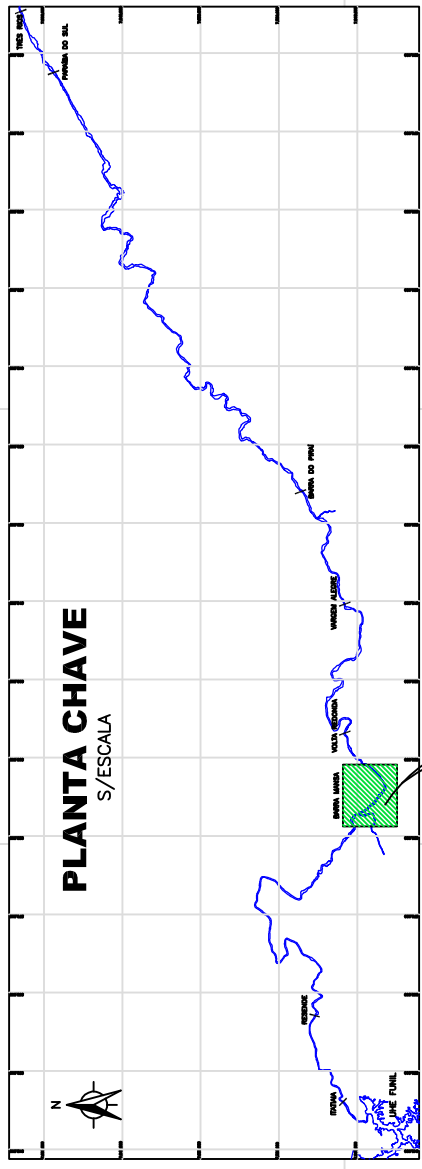
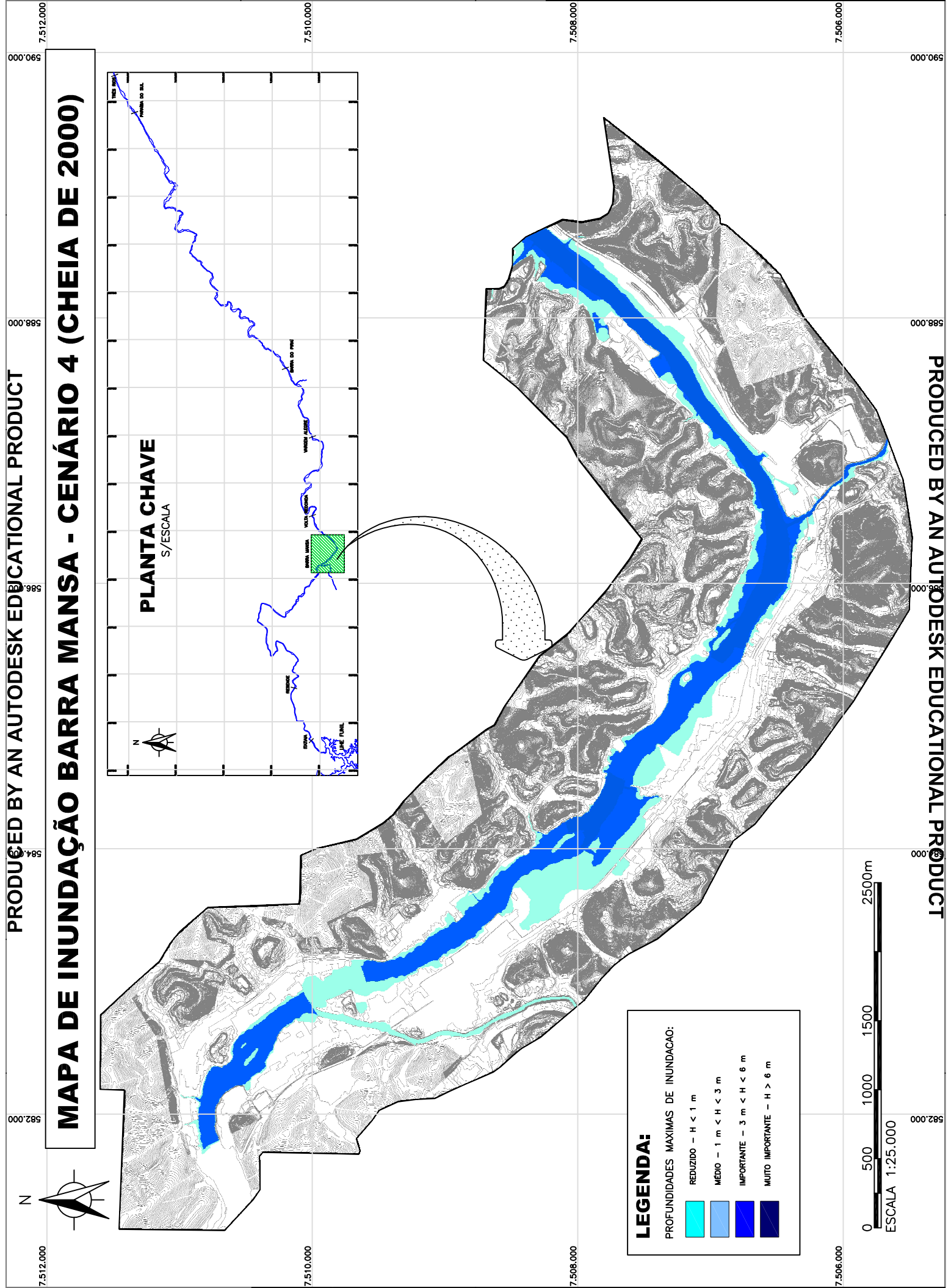
LEGENDA:

PROFUNDIDADES MÁXIMAS DE INUNDAÇÃO:

	REDUZIDO - H < 1 m
	MÉDIO - 1 m < H < 3 m
	IMPORTANTE - 3 m < H < 6 m
	MUITO IMPORTANTE - H > 6 m







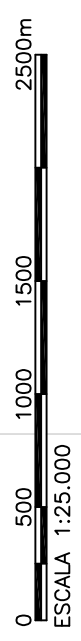
MAPA DE INUNDAÇÃO BARRA MANSA - CENÁRIO 4 (CHEIA DE 2000)



LEGENDA:

PROFUNDIDADES MÁXIMAS DE INUNDAÇÃO:

	REDUZIDO - $H < 1 \text{ m}$
	MÉDIO - $1 \text{ m} < H < 3 \text{ m}$
	IMPORTANTE - $3 \text{ m} < H < 6 \text{ m}$
	MUITO IMPORTANTE - $H > 6 \text{ m}$



ANEXOS

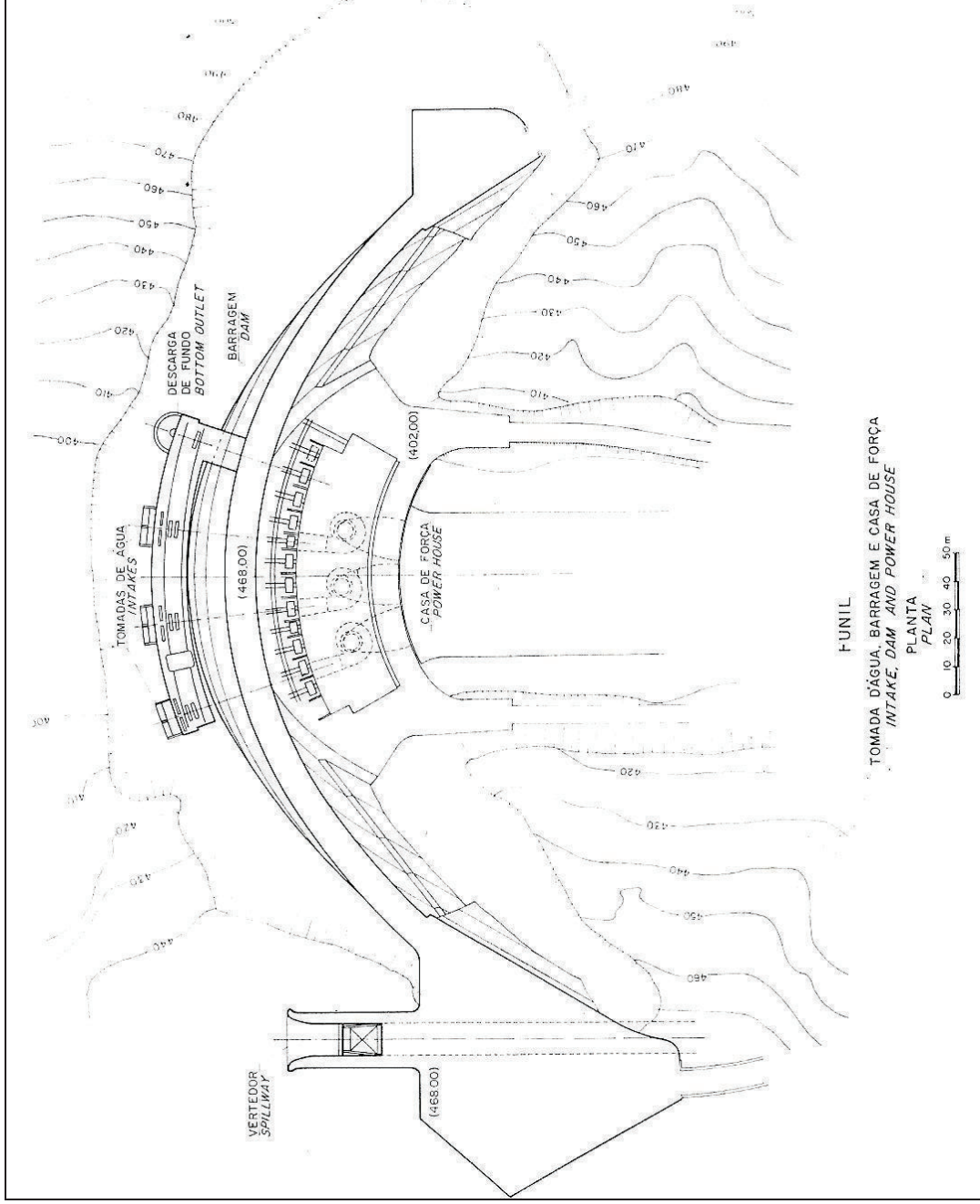


Figura AX1.2 – Tomada de água, barragem e casa de força

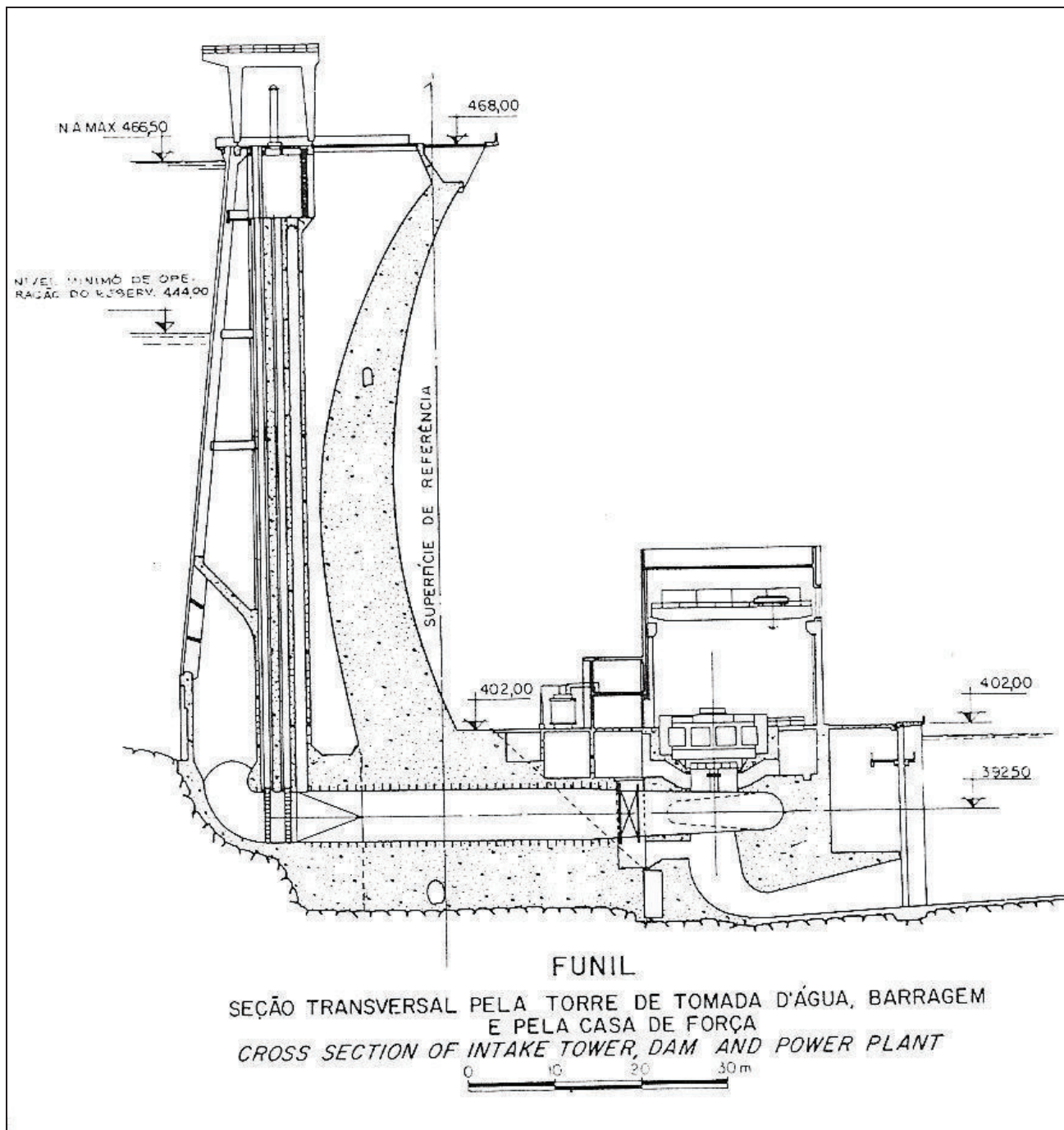
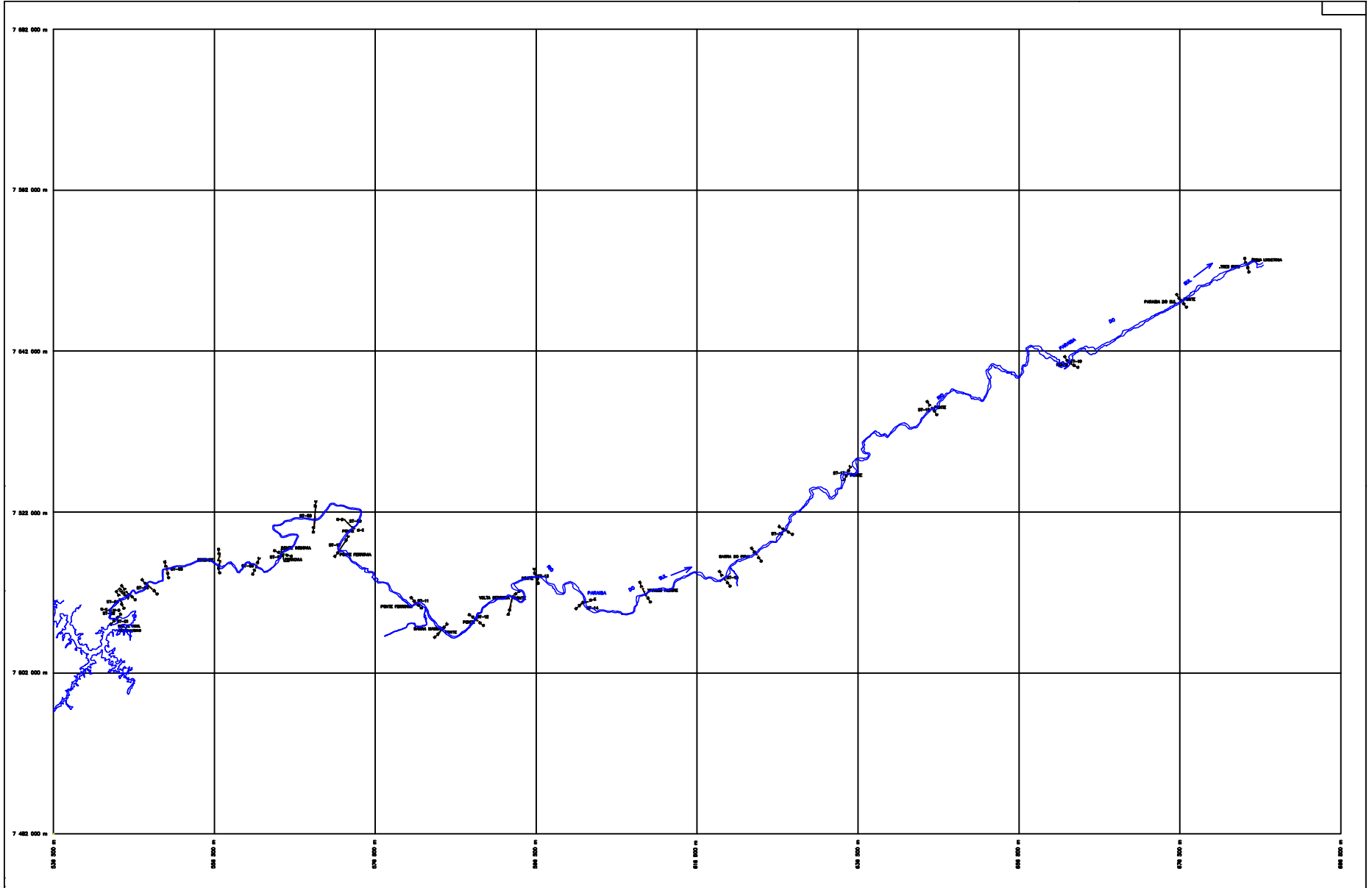


Figura AX1.3 – Seção transversal pela barragem

ANEXO 2 – Seções topobatimétricas levantadas no rio Paraíba do Sul



c				
b				
a				
	DATA	FIRM	WFO	APPVA
ALTERAÇÕES				

NOTAS:

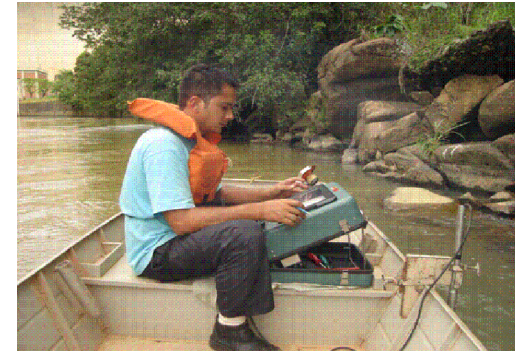
NOTAS:

REFERÊNCIAS:

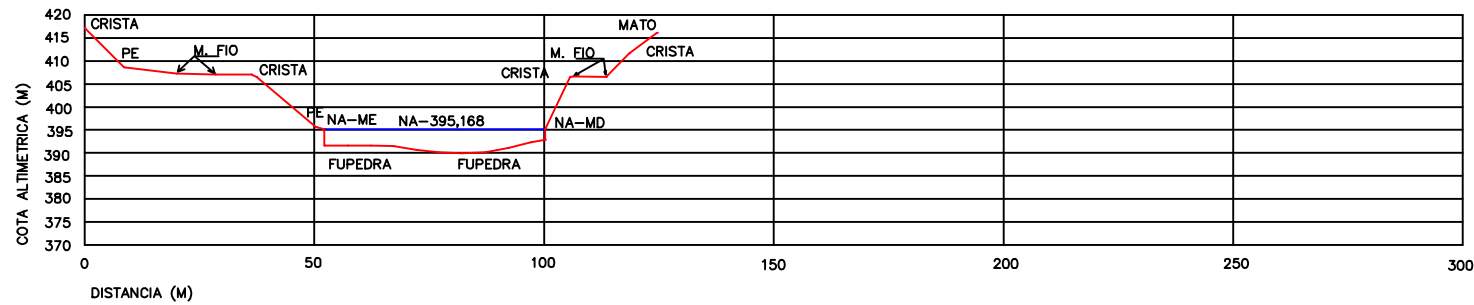
PROJ.	HEMOGEST	WFO	
PROJ.	HEMOGEST	APPVA	
DATA	02/03/2009	DATA	

NO PARAIBA DO SUL
LOCALIZAÇÃO DAS SEÇÕES TOPOGRÁFICAS

ESCALA - 1/200.000
PROJ. UNICA



STB - 01
 DATA - 11-11-2008
 INICIO - 15.00
 TERMINO - 15.20
 RIO PARAIBA DO SUL



b					PROJ. HIDROGEST DES. HIDROGEST CONT. HIDROGEST	VISTO APROV. DATA 11-11-2008	VISTO APROV. DATA	RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SECÃO TOPOBATIMETRICA STB - 01	ESCALA 1-1.000	
	a									
	DATA	FEITO	VISTO	APROV.					FOLHA UNICA	ARG.
ALTERAÇÕES										



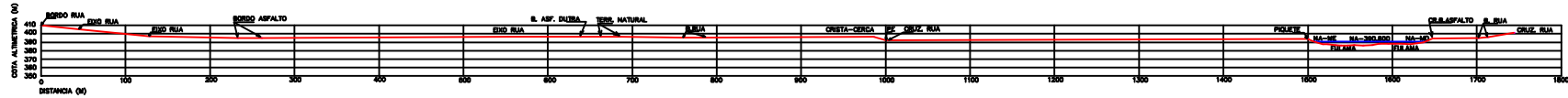
STB - 04
 DATA - 12-11-2008
 INICIO - 14:00
 TERMINO - 14:30
 RIO PARANA DO SUL



c				NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:				RIO PARANA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOGRÁFICA STB - 04	ESCALA 1-5.000
b											
d											
DATA	FOLIO	MEMO	APPROVA				PROJ.	DESENHO	DATA		DESENHO
ALTERAÇÕES											



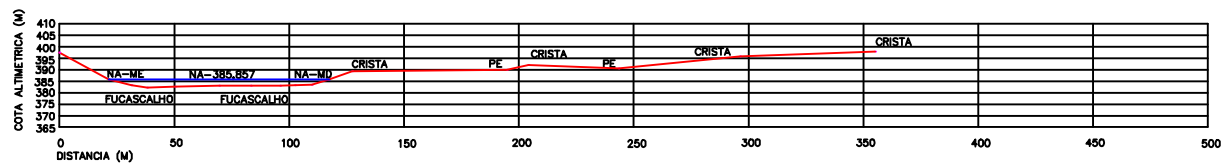
STB - RESENDE
 DATA - 13-11-2008
 INÇD - 10.45
 TERMO - 11.10
 RIO PARABA DO SUL



c				NOTAS:		NOTAS:		REFERENCIAS:		ESCALA 1-2.000	
b										RIO PARABA DO SUL	
d										LEVANTAMENTO SEGUNDO TOPOGRAFICA	
ALTERAÇÕES										STB - RESENDE	
PROJ.	HEMOCREST	MEMO		PROJ.	HEMOCREST	MEMO		PROJ.	HEMOCREST	MEMO	
DATA				DATA				DATA			
								13-11-2008			
										UNICA	



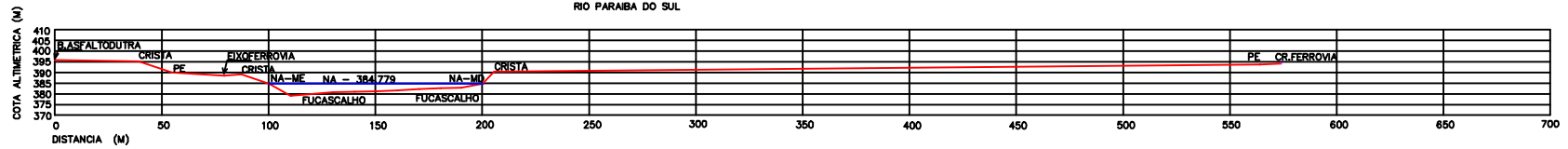
STB - 06
 DATA - 13-11-2008
 INICIO - 15,20
 TERMINO - 15,40
 RIO PARAIBA DO SUL



c		NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:			RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇAD TOPOBATIMÉTRICA STB - 06	ESCALA 1-1.000																
	b																							
	a																							
<table border="1"> <tr> <td>DATA</td> <td>FOLIO</td> <td>MEMO</td> <td>APPROV.</td> </tr> </table> ALTERAÇÕES		DATA	FOLIO	MEMO	APPROV.				<table border="1"> <tr> <td>PROJ.</td> <td>HIDROGEST</td> <td>MEMO</td> <td></td> </tr> <tr> <td>PROJ.</td> <td>HIDROGEST</td> <td>APPROV.</td> <td></td> </tr> <tr> <td>DATA</td> <td>13-11-2008</td> <td>DATA</td> <td></td> </tr> </table>	PROJ.	HIDROGEST	MEMO		PROJ.	HIDROGEST	APPROV.		DATA	13-11-2008	DATA		<table border="1"> <tr> <td>PROJ.</td> <td>UNICA</td> </tr> </table>	PROJ.	UNICA
DATA	FOLIO	MEMO	APPROV.																					
PROJ.	HIDROGEST	MEMO																						
PROJ.	HIDROGEST	APPROV.																						
DATA	13-11-2008	DATA																						
PROJ.	UNICA																							



STB - 07
 DATA - 14-11-2008
 INICIO - 09.00
 TERMINO - 09.20
 RIO PARAIBA DO SUL



c				
b				
a				
	DATA	FOLIO	MEMO	APPROVA
ALTERAÇÕES				

NOTAS:

NOTAS:

REFERENCIAS:

PRIMA	HIDROGEST	MEMO		
SEG.	HIDROGEST	APPROVA		
QUIN.	HIDROGEST	DATA	14-11-2008	

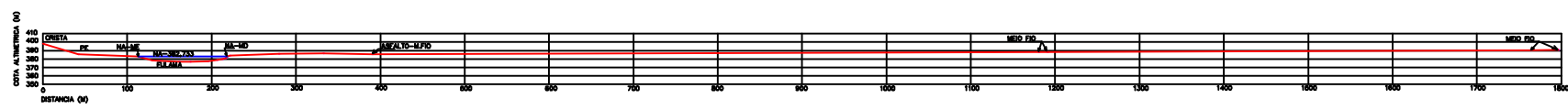
RIO PARAIBA DO SUL
 LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOBATIMETRICA
 STB - 07

ESCALA	1-1.000
PROJ.	UNICA



Figura 1
 Vista da Ponte sobre o Rio Paraba do Sul
 em direção ao rio

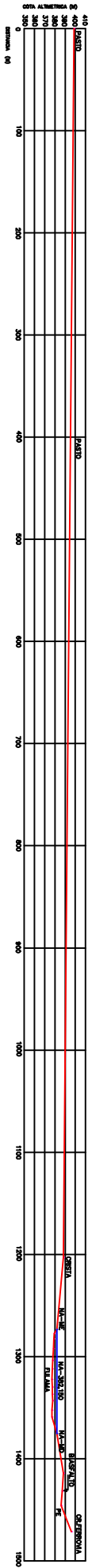
STB - 08
 DATA - 14-11-2008
 INICIO - 14.00
 TÉRMINO - 14.30
 RIO PARABÁ DO SUL



c				NOTAS:	NOTAS:	REFERÊNCIAS:	ESCALA 1-2.000				
b							RIO PARABÁ DO SUL LEVANTAMENTO SEGUNDO TOPOGRÁFICA			m	
d										STB - 08	
DATA	FIRM	WFO	APRVA				PROJ	HEODIST	DATA	14-11-2008	DATA
ALTERAÇÕES											



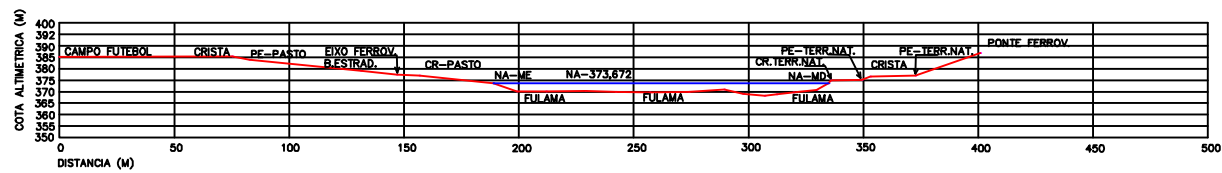
SB-10
 DATA - 18-11-2008
 Hora - 08:00
 Local - Escola
 Nome do Aluno
 Nº do Trabalho do SL



NOTAS		NOTAS		REFERÊNCIAS		<table border="1"> <tr> <td>PROJ.</td> <td>INTERDISCIPLINAR</td> <td>ANO</td> <td>5º ANO</td> </tr> <tr> <td>DISC.</td> <td>PROJETO INTERDISCIPLINAR</td> <td>PROF.</td> <td>18-11-2008</td> </tr> <tr> <td>CONT.</td> <td>INTERDISCIPLINAR</td> <td>DATA</td> <td>18-11-2008</td> </tr> </table>		PROJ.	INTERDISCIPLINAR	ANO	5º ANO	DISC.	PROJETO INTERDISCIPLINAR	PROF.	18-11-2008	CONT.	INTERDISCIPLINAR	DATA	18-11-2008	NÃO PRECISA DO SL LEVANTAMENTO DE QD TORRENTINHEIRA SB-10		ESCOLA 1-2008 Nº	
PROJ.	INTERDISCIPLINAR	ANO	5º ANO																				
DISC.	PROJETO INTERDISCIPLINAR	PROF.	18-11-2008																				
CONT.	INTERDISCIPLINAR	DATA	18-11-2008																				
<table border="1"> <tr> <td>DATA</td> <td>PROJ.</td> <td>DATA</td> <td>PROF.</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>		DATA	PROJ.	DATA	PROF.					<table border="1"> <tr> <td>PROJ.</td> <td>UNICA</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> </tr> </table>		PROJ.	UNICA										
DATA	PROJ.	DATA	PROF.																				
PROJ.	UNICA																						



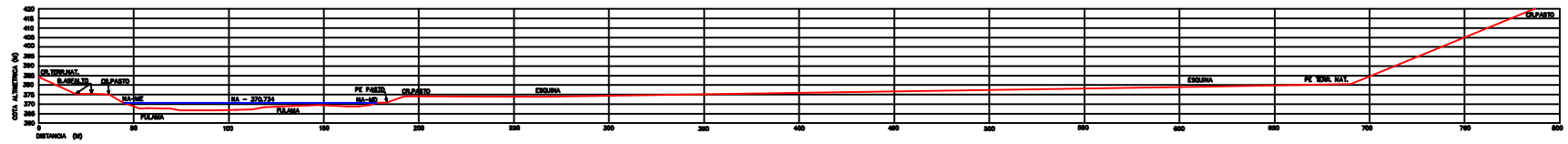
STB - 11
 DATA - 26-11-2008
 INICIO - 9.00
 TERMINO - 9.30
 RIO PARAIBA DO SUL



<table border="1"> <tr><td>c</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>b</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>a</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <th>DATA</th> <th>FIRM</th> <th>VIPO</th> <th>APROV</th> <th></th> </tr> </table>	c					b					a					DATA	FIRM	VIPO	APROV		NOTAS: NOTAS: REFERENCIAS:	<table border="1"> <tr> <td>PROJ.</td> <td>HIDROGEST</td> <td>MEMO</td> <td></td> <td>MEMO</td> <td></td> </tr> <tr> <td>PROJ.</td> <td>HIDROGEST</td> <td>APROV.</td> <td></td> <td>APROV.</td> <td></td> </tr> <tr> <td>DATA</td> <td>26-11-2008</td> <td>DATA</td> <td></td> <td>DATA</td> <td></td> </tr> </table>	PROJ.	HIDROGEST	MEMO		MEMO		PROJ.	HIDROGEST	APROV.		APROV.		DATA	26-11-2008	DATA		DATA		RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOBATIMETRICA STB - 11	ESCALA 1-1.000 UNICA
	c																																									
	b																																									
	a																																									
DATA	FIRM	VIPO	APROV																																							
PROJ.	HIDROGEST	MEMO		MEMO																																						
PROJ.	HIDROGEST	APROV.		APROV.																																						
DATA	26-11-2008	DATA		DATA																																						
ALTERAÇÕES																																										



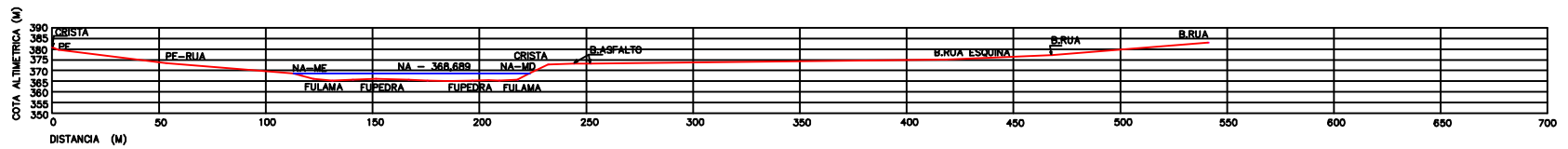
STB - BARRA MARRA
 DATA - 28-11-2008
 HORAS - 16:30
 TERMO - 17:00
 RIO PARANA DO SUL



c				NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:	<table border="1"> <tr> <td>PRM</td> <td>HEMOGEST</td> <td>MEMO</td> <td>MEMO</td> </tr> <tr> <td>PRM</td> <td>HEMOGEST</td> <td>APPRA</td> <td>ZONA</td> </tr> <tr> <td>APPRA</td> <td>MEMO</td> <td>MEMO</td> <td>MEMO</td> </tr> </table>			PRM	HEMOGEST	MEMO	MEMO	PRM	HEMOGEST	APPRA	ZONA	APPRA	MEMO	MEMO	MEMO	RIO PARANA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOGRÁFICA STB - BARRA MARRA	ESCALA 1-1.000 IN:	PRM UNICA PRM
PRM	HEMOGEST	MEMO	MEMO																					
PRM	HEMOGEST	APPRA	ZONA																					
APPRA	MEMO	MEMO	MEMO																					
b																								
d																								
<table border="1"> <tr> <td>DATA</td> <td>FIRM</td> <td>MEMO</td> <td>APPRA</td> </tr> <tr> <td colspan="4">ALTERAÇÕES</td> </tr> </table>				DATA	FIRM	MEMO	APPRA	ALTERAÇÕES																
DATA	FIRM	MEMO	APPRA																					
ALTERAÇÕES																								



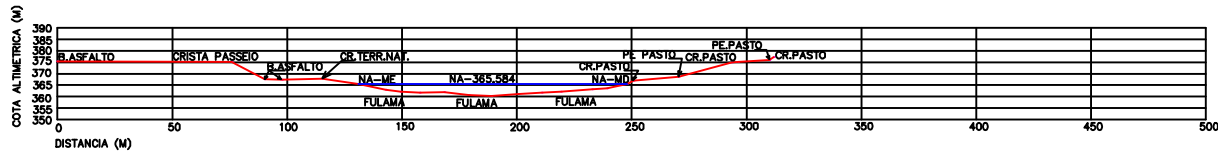
STB - 12
 DATA - 27-11-2008
 INICIO - 09.00
 TERMINO - 09.20
 RIO PARAIBA DO SUL



c		NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:			ESCALA 1-1.000
b		NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:			RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOBATMETRICA STB - 12
a		NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:			UNICA
ALTERAÇÕES					PROJ. DATA 27-11-2008		



STB - 13
 DATA - 27-11-2008
 INICIO - 16.00
 TERMINO - 16.30
 RIO PARAIBA DO SUL



c				
b				
a				
	DATA	FOLIO	MEMO	APPROV.
ALTERAÇÕES				

NOTAS:	NOTAS:

REFERENCIAS:

PROJ.	HIDROGEST	MEMO	
PROJ.	HIDROGEST	APPROV.	
DATA	27-11-2008	DATA	

RIO PARAIBA DO SUL	
LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOGRÁFICA	
STB - 13	

ESCALA	1-1.000
PROJ.	UNICA



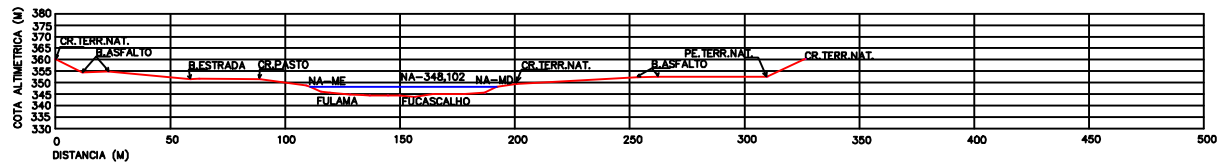
STB - VARGEM ALEGRE
 DATA - 28-11-2008
 HORA - 13:30
 TEMPERO - 13.40
 RIO PARANA DO SUL



c		NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:	PRM: <input type="checkbox"/> HEDROEST	MBO: <input type="checkbox"/>	MBO: <input type="checkbox"/>	RIO PARANA DO SUL	m:	ESCALA 1-5.000
b										
d										
	DATA	FIRM	WFO	APRIL						
ALTERAÇÕES					PRM: <input type="checkbox"/> HEDROEST	DATA 28-11-2008	DATA: <input type="checkbox"/> HEDROEST	LEVANTAMENTO DE DADOS TOPOGRÁFICOS		
								STB - VARGEM ALEGRE		
									PRM: <input type="checkbox"/> UNICA	PRM: <input type="checkbox"/>



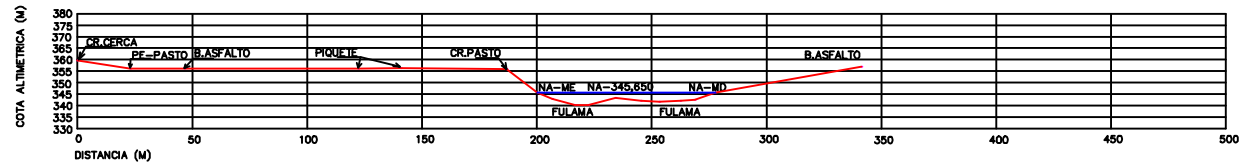
STB - BARRA DO PIRAI
 DATA - 29-11-2008
 INICIO - 13.25
 TERMINO - 13.40
 RIO PARAIBA DO SUL



c		NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:	PROJ. HIDROGEST VOTO DATA 29-11-2008	PROJ. HIDROGEST VOTO DATA 29-11-2008	RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇAD TOPOBATIMETRICA BARRA DO PIRAI	ESCALA 1-1.000 UNICA	
	b								
	a								
	ALTERAÇÕES								



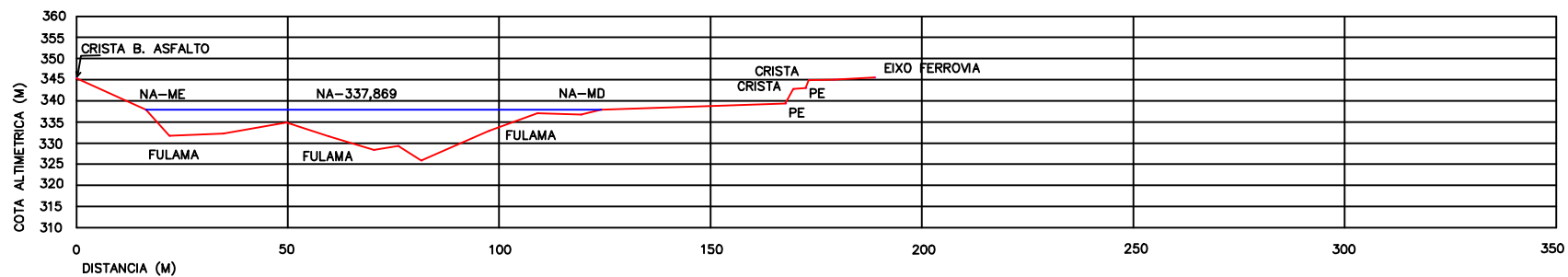
STB - 16
 DATA - 29-11-2008
 INICIO - 15.00
 TERMINO - 15.25
 RIO PARAIBA DO SUL



c		NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:			RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOBATMÉTRICA STB-16	ESCALA 1-1.000
	b							
	a							
	DATA				FOLIO	VISTO		APROV.
ALTERAÇÕES								
					PROJ. HIDROGEST	DATA 29-11-2008		UNICA



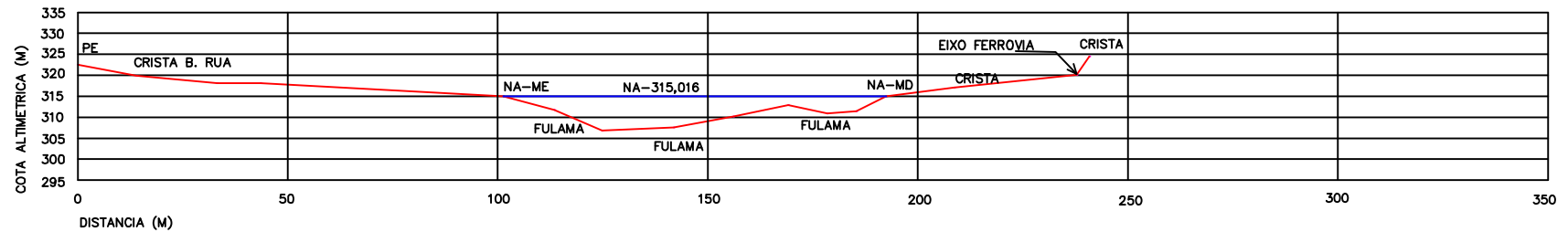
STB - 17
 DATA - 17-02-2009
 INICIO - 17.20
 TERMINO - 17.45
 RIO PARAIBA DO SUL



b					PROJ. HIDROGEST	VISTO	VISTO	ESCALA 1-1.000
a					DES. HIDROGEST	APROV.	APROV.	RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOBATIMÉTRICA STB - 17
					CONT. HIDROGEST	DATA 17-02-2009	ASSIN. MATRIZ. DATA	
ALTERAÇÕES								FOLHA UNICA
								ARG.



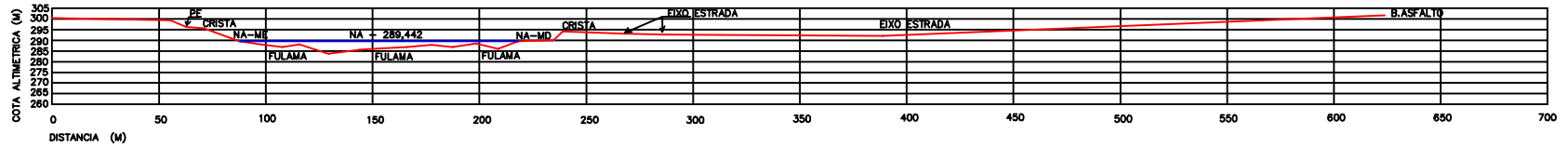
STB - 18
 DATA - 17-02-2009
 INICIO - 14.00
 TERMINO - 14.30
 RIO PARAIBA DO SUL



b					PROJ. HIDROGEST DES. HIDROGEST CONT. HIDROGEST	VISTO APROV. DATA 17-02-2009	VISTO APROV. DATA	RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOBATIMÉTRICA STB - 18	ESCALA 1-1.000	No.	FOLHA UNICA	ARQ.
	a	DATA	FEITO	VISTO					APROV.			



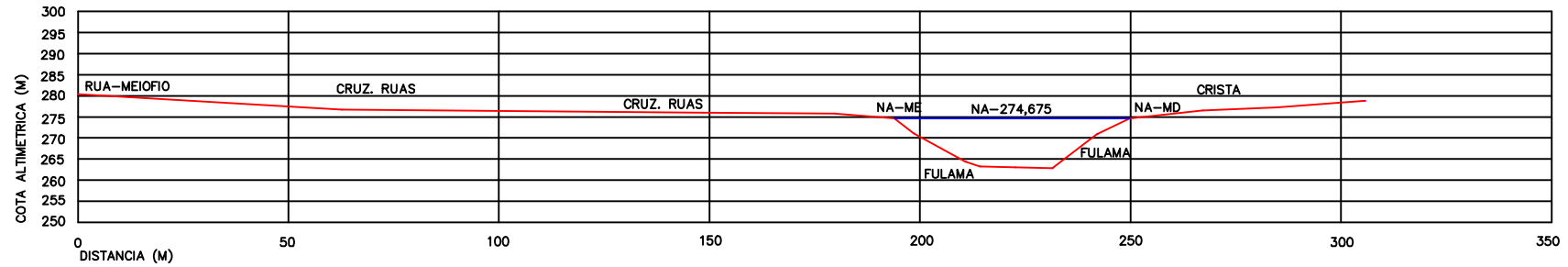
STB - 19
 DATA - 18-02-2009
 INICIO - 14,15
 TERMINO - 15,00
 RIO PARAIBA DO SUL



c		NOTAS:	NOTAS:	REFERENCIAS:	PROJ.	HIDROGEST	MEMO		RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOBATMETRICA STB - 19	ESCALA	1-1.000
	b										
	a										
ALTERAÇÕES					PROJ.	HIDROGEST	DATA	18-02-2009		PROJ.	UNICA



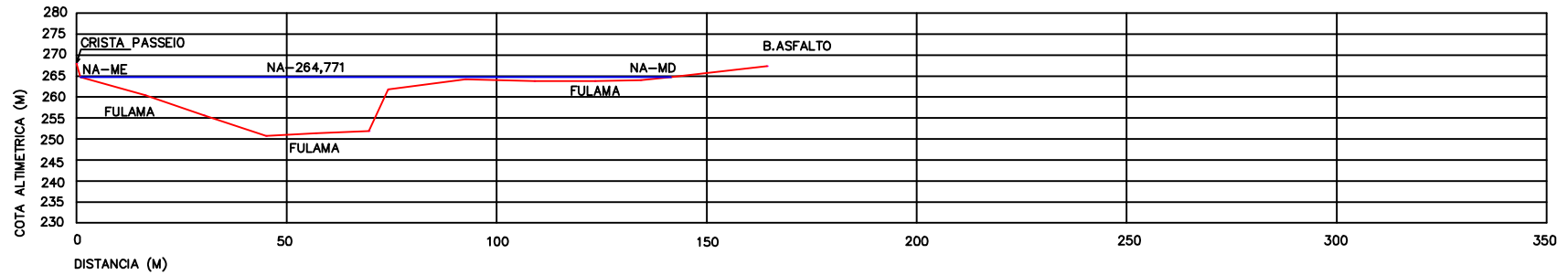
STB - PARAIBA DO SUL
 DATA - 18-02-2009
 INICIO - 09.20
 TERMINO - 09.45
 RIO PARAIBA DO SUL



b					PROJ. HIDROGEST DES. HIDROGEST CONT. HIDROGEST	VISTO APROV. DATA 18-02-2009	VISTO APROV. DATA	RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOBATIMÉTRICA STB - PARAIBA DO SUL	ESCALA 1-1.000	No.	FOLHA UNICA	ARG.
	a	DATA	FEITO	VISTO					APROV.			



STB - TRES RIOS
 DATA - 19-02-2009
 INICIO - 12.30
 TERMINO - 13.00
 RIO PARAIBA DO SUL



b					PROJ. HIDROGEST DES. HIDROGEST CONT. HIDROGEST	VISTO APROV. DATA 19-02-2009	VISTO ASSD. MATR. APROV. ASSD. MATR. DATA	RIO PARAIBA DO SUL LEVANTAMENTO SEÇÃO TOPOBATIMÉTRICA STB - TRES RIOS	ESCALA 1-1.000	No.	FOLHA UNICA	ARG.
	a	DATA	FEITO	VISTO					APROV.			