

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E CULTURA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**ANÁLISE DO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DA BARRAGEM DE ERNESTINA-RS**

**WALTER COLLISCHONN**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre, 11 de março de 1997.

## **Apresentação**

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob orientação do Prof. Dr. Carlos Eduardo Morelli Tucci.

Agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pela bolsa de estudos concedida.

Agradeço ao Prof. Dr. Carlos E. M. Tucci, cuja orientação objetiva foi decisiva na realização deste trabalho.

Agradeço também aos professores Carlos André Bulhões Mendes, Alfonso Risso, Alejandro Borche Casallas, Luís Endres e Fernando Meirelles; às bibliotecárias Beth, Jussara e Jussara; à secretária da pós-graduação Nadir; à secretária do curso técnico Cristine; e à secretária da ABRH Ligia Campos, pelo estímulo e apoio de todos.

Agradeço à Companhia Estadual de Energia Elétrica, que gentilmente cedeu os dados disponíveis, em particular ao Aquiles Indursky e ao Saint-Cir, do setor de hidrologia.

Agradeço aos colegas do IPH Gerti Brum, Eduardo Mario Mendiondo, Eraly Alves Silva, Jaildo Santos Pereira, Luciano Meneses Cardoso, Carlos Galvão, Marcia Rios Ribeiro, Andrea Germano, Adolfo Villanueva, Fernando Genz, Sérgio Cotrim, Carmem Pinto, Paulo César Araújo e Gustavo Merten, pelas discussões e contribuições.

Agradeço a minha família, em especial às irmãs Erika e Gisela, pelas correções no texto e pelo companheirismo.

E agradeço especialmente a Vivi, pelo profundo carinho e pela companhia em todas as situações.

## Resumo

As barragens e os reservatórios são projetados considerando um risco de falha. As consequências de uma falha devem ser avaliadas, como parte do projeto de uma barragem e também para barragens já existentes, com o objetivo de diminuir os riscos a que está exposta a população.

Este estudo buscou revisar aspectos relevantes do impacto do rompimento de uma barragem, avaliar as incertezas envolvidas quando se utilizam modelos matemáticos como ferramenta básica, e desenvolver a análise para o reservatório de Ernestina, no rio Jacuí, no Rio Grande do Sul.

O modelo simplificado SMPDBK e o modelo hidrodinâmico DAMBRK, do National Weather Service (Serviço meteorológico), dos E.U.A., utilizados como metodologia básica, são descritos em todos os aspectos relevantes à simulação do rompimento de barragens.

Os modelos SMPDBK e, mais profundamente, DAMBRK foram comparados, testados e aplicados ao caso do rompimento hipotético da barragem de Ernestina. Foi realizada uma análise de sensibilidade dos resultados do modelo DAMBRK a diversos parâmetros e hipóteses de representação matemática. O rompimento hipotético da barragem de Ernestina foi analisado, desde a probabilidade do seu acontecimento, até a estimativa preliminar da população atingida e dos seus prejuízos.

O modelo SMPDBK apresentou resultados razoáveis frente ao modelo DAMBRK. Os resultados do modelo DAMBRK mostraram-se especialmente sensíveis ao tamanho máximo que a brecha atinge no seu desenvolvimento e ao nível da água no interior do reservatório quando se inicia o rompimento. O tempo de formação da brecha e a rugosidade do leito do rio também se revelaram importantes.

Os resultados preliminares mostraram que o rompimento hipotético de Ernestina deve atingir diretamente as residências de cerca de 800 habitantes. Aproximadamente 600 hectares de terra cultivada devem ser atingidos e pelo menos quatro pontes sobre o rio Jacuí devem ser destruídas. As barragens de Passo Real e Maia Filho, bem como todo o sistema de geração de energia do rio Jacuí, não devem sofrer consequências.

## **Abstract**

Dams and reservoirs are designed assuming a level of risk. Consequences of the failure of a new dam must be taken into account as part of its design and, for existing dams, as a means to lower the risk it poses to the population.

This work reviewed relevant aspects of dam break analysis, availed the uncertainty when using a mathematical modeling technique and developed a dam break analysis for the Ernestina dam, on Jacuí river, Rio Grande do Sul.

The simplified mathematical model SMPDBK and the hydrodynamic model DAMBRK, both from National Weather Service, U.S.A ., were used as the basic methodology, and are described in all aspects relevant to dam break analysis.

Both models, especially DAMBRK, were compared, tested and applied to the hypothetical rupture of Ernestina dam. The sensitivity of DAMBRK to many parameters and mathematical representation analysis was analyzed. The hypothetical failure of Ernestina dam was analyzed, from the failure risk to a preliminary estimate of the endangered population.

Results of the SMPDBK model were reasonable as compared to DAMBRK's. DAMBRK results showed great sensitivity to maximum breach width and initial reservoir water level. A little lower, but also important, was the sensitivity of DAMBRK to breach formation time interval and river boundary friction.

According to the preliminary results, the hypothetical Ernestina dam failure will cause direct damages to the houses of 800 people. Near 600 hectares of agriculture land will be submerged and almost four bridges will be destroyed. The downstream located dams, Passo Real and Maia Filho, and the whole Jacuí Generation System, will not be damaged.

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 Justificativa	2
1.2 Objetivo	3
<b>2. O IMPACTO DO ROMPIMENTO DE BARRAGENS</b>	<b>4</b>
2.1 Histórico de Casos	4
2.1.1 Johnstown (South Fork)	4
2.1.2 Malpasset	4
2.1.3 Orós	5
2.1.4 Vajont	6
2.1.5 Baldwin Hills	6
2.1.6 Buffalo Creek	7
2.1.7 Teton	8
2.1.8 Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira	9
2.1.9 Laurel Run	10
2.1.10 Rio Plomo	10
2.1.11 Quail Creek Dike	11
2.1.12 Usina Andorinhas e Usina do Inglês	12
2.1.13 Timbé do Sul	12
2.2 Causas do rompimento	13
2.2.1 Galgamento	14
2.2.2 Entubamento ou Infiltração	15
2.2.3 Falhas estruturais e nas fundações	15
2.2.4 Ações de guerra	16
2.2.5 Causas do rompimento segundo o tipo de barragem	16
2.3 O risco de rompimento	18
2.4 Prejuízos	23
2.5 Risco à população e a valoração da vida humana	27
2.6 A avaliação do impacto do rompimento de uma barragem	31
2.7 Aspectos da legislação	33
2.8 Simulação de rompimento de barragens	35
2.8.1 Hidrograma de ruptura	37
2.8.2 Propagação do hidrograma	40

2.8.2.1 Modelos simplificados	41
2.8.2.2 Modelos hidrodinâmicos	42
2.9 Incerteza na simulação do rompimento de barragens	46
2.9.1 Causa do rompimento	48
2.9.2 Formação da brecha	48
2.9.3 Geometria das seções do rio	50
2.9.4 Coeficientes de rugosidade	50
2.9.5 Material recolhido pela cheia	51
2.9.6 Perdas de volume	51
2.9.7 Erosão e depósito	51
2.9.8 Áreas inundáveis	52
2.9.9 Regime de escoamento	55
2.9.10 Considerações sobre as incertezas	56
<b>3 METODOLOGIA DE ANÁLISE</b>	<b>58</b>
3.1. O modelo DAMBRK	59
3.1.1 Descrição da brecha	59
3.1.1.1 Barragens de concreto	61
3.1.1.2 Barragens de terra	61
3.1.1.3 Sensibilidade aos parâmetros	62
3.1.2 Algoritmo de propagação hidrodinâmica	62
3.1.2.1 Equações de Saint Venant	64
3.1.2.2 Técnica de solução das equações	67
3.1.2.3 Escoamento supercrítico	71
3.1.2.4 Condições de contorno internas	73
3.1.2.4.1 Barragem	73
3.1.2.4.2 Ponte	75
3.1.2.4.3 Queda d'água ou cachoeira	77
3.1.2.5 Condição de contorno de montante	78
3.1.2.6 Condição de contorno de jusante	79
3.1.2.7 Condições iniciais	80
3.1.2.8 Regime de escoamento misto	82
3.1.2.9 Contribuição lateral	86
3.1.2.10 Perdas de volume	86

3.1.2.11 Compartimentos de inundação	87
3.1.2.12 Condutância hidráulica	88
3.1.2.13 Interpolação de seções transversais	88
3.1.2.14 Seleção dos incrementos espaciais	89
3.1.2.15 Seleção dos incrementos temporais	90
3.1.2.16 Área de armazenamento	92
3.1.2.17 A rugosidade do canal	93
3.2 O modelo SMPDBK	94
3.2.1 Cálculo da vazão de pico	95
3.2.2 Ruptura instantânea	95
3.2.3 Cálculo da altura máxima a jusante da barragem	96
3.2.4 Efeitos de afogamento da brecha	98
3.2.5 Propagação até a segunda seção transversal	99
3.2.6 Parâmetros de propagação	100
3.2.7 Curvas de propagação da vazão de pico	102
3.3 Necessidades de dados	105
<b>4. BARRAGEM DE ERNESTINA</b>	<b>106</b>
4.1 O alto rio Jacuí	106
4.1.1 A barragem de Ernestina	108
4.1.2 A barragem de Passo Real	110
4.1.3 A barragem de Maia Filho	111
4.1.4 A bacia incremental entre Ernestina e Passo Real	112
4.2 Dados disponíveis	112
4.2.1 Dados hidrológicos	113
4.2.2 O leito menor	113
4.2.3 A topografia do vale	115
4.2.4 População	116
4.2.5 Agricultura	116
4.2.6 Imagem de sensoriamento remoto	117
4.2.7 Digitalização	117
4.3 Riscos potenciais de rompimento	118
4.4 Impactos potenciais no vale	120
4.4.1 Pontes	121

4.4.2 População	123
4.4.3 Agricultura	123
4.5 Impactos sobre Passo Real e Maia Filho	124
<b>5. SIMULAÇÃO DO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DE ERNESTINA</b>	<b>127</b>
5.1. Comparação SMPDBK x DAMBRK	127
5.2. Avaliação da sensibilidade do modelo DAMBRK aos parâmetros	132
5.2.1 Rugosidade do leito	133
5.2.2 Tempo de formação da brecha	137
5.2.3 Largura da brecha	142
5.2.4 Nível inicial no reservatório	145
5.2.5 Vazão inicial no rio	148
5.2.6 Largura média do rio	151
5.2.7 Considerações sobre a análise de sensibilidade	155
5.2.8 Incerteza associada à forma de representar o reservatório	157
5.3 Conseqüências do rompimento hipotético de Ernestina	159
5.3.1 Cenários de análise	159
5.3.2 Resultados do cenário 1	162
5.3.3 Resultados do cenário 2	163
5.3.4 Impactos na zona urbana de Espumoso	165
5.3.5 Impactos no vale	167
5.3.5.1 População rural sob risco	167
5.3.5.2 Prejuízos à agricultura	171
5.3.5.3 Pontes atingidas	173
5.3.5.4 Mapa de inundação	174
5.4 Impacto sobre as barragens de jusante	176
5.4.1 Cenários de análise	176
5.4.2 Análise simplificada	176
5.4.3 Resultados do cenário 1	177
5.4.4 Resultados do cenário 2	178
5.4.5 Resultados do cenário 3	179
5.5 Considerações sobre os impactos de rompimento	180
<b>6. CONCLUSÕES</b>	<b>182</b>



## Lista de figuras

Figura 2.1: A barragem de Malpasset (França) depois do rompimento, vista de montante para jusante (Benoist, 1989).	5
Figura 2.2: Rompimento da barragem de Baldwin Hills - brecha parcialmente formada às 3:30 horas da tarde (ICOLD, 1974)	7
Figura 2.3: A barragem de Teton durante o rompimento com a brecha plenamente desenvolvida (Benoist, 1989)	9
Figura 2.4: Formação de brecha por galgamento: a) início em um ponto mais fraco; b) brecha em forma de “V”; c) aprofundamento da brecha; d) aumento lateral por erosão (Johnson e Illes, 1976).	15
Figura 2.5: Formação da brecha por entubamento ou infiltração. a) Surgimento do poro (pode ser na base da barragem; b) Aumento por erosão; c) Colapso da porção superior e erosão lateral (Johnson e Illes, 1976).	15
Figura 2.6: Brechas resultantes de falhas nas fundações de a) barragens de terra ou concreto gravidade; b) barragens de concreto em arco (Johnson e Illes, 1976).	16
Figura 2.7: Proporção dos tipos de barragens nos rompimentos registrados (Franzini e McCan, 1988)	17
Figura 2.8: Relação entre perdas de vidas e população sob risco quando o tempo de alerta é superior a 90 minutos (Brown e Graham, 1988).	28
Figura 2.9: Relação entre perdas de vidas e população sob risco quando o tempo de alerta é inferior a 90 minutos (Brown e Graham, 1988).	28
Figura 2.10: Análise de Rompimento para uma barragem.	32
Figura 2.11: Relação cota vazão para: a) cheia excepcional b) cheia normal	52
Figura 2.12: Seção transversal composta	53
Figura 2.13: Possíveis representações de um trecho com seções compostas (Cunge et al., 1980)	54

Figura 2.14: Declividade transversal: a) na subida do hidrograma: b) na descida do hidrograma; c) representações a e b; (Cunge et al., 1980).	54
Figura 3.1: Vista da barragem e brecha em formação.	60
Figura 3.2: Área de inundação ou de armazenamento estático.	93
Figura 4.1: Localização das bacias e barragens no alto rio Jacuí.	106
Figura 4.2: Perfil do Rio Jacuí e os aproveitamentos hidroelétricos.	107
Figura 4.3: Localização dos postos fluviométricos e afluentes principais do alto rio Jacuí (PBV- Passo Bela Vista; ESP - Espumoso)	114
Figura 4.4: Esquema da divisão da área de estudo em trechos para a digitalização.	118
Figura 4.5: Localização da cidade de Espumoso e de pontes ao longo do Rio Jacuí.	121
Figura 4.6: Ponte da BR 386 sobre o Rio Jacuí a 13 km da Barragem de Ernestina.	122
Figura 4.7: Ponte sobre o Rio Jacuí entre Victor Graeff e Mormaço.	122
Figura 4.8: Índice de vegetação de um trecho do vale do Jacuí.	124
Figura 5.1: Vazão máxima obtida com os modelos ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 2 horas)	129
Figura 5.2: Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa do coeficiente de rugosidade “n”; (o valor considerado correto é 0,040).	134
Figura 5.3: Sensibilidade da profundidade máxima à diferença na estimativa do coeficiente de rugosidade “n”; (o valor considerado correto é 0,040).	135
Figura 5.4: Sensibilidade do tempo de pico à diferença na estimativa do coeficiente de rugosidade “n”; (o valor considerado correto é 0,040).	136
Figura 5.5: Sensibilidade das três variáveis selecionadas ao coeficiente de rugosidade (os valores são observados a 84,5 km da barragem e a rugosidade considerada correta é $n=0,040$ ).	136
Figura 5.6: Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa do tempo de formação da brecha; (o valor considerado correto é 1 hora).	138

Figura 5.7: Sensibilidade da profundidade máxima à diferença na estimativa do tempo de formação da brecha; (o valor considerado correto é 1 hora).	139
Figura 5.8: Sensibilidade do tempo de pico ao tempo de formação da brecha; (o tempo de formação considerado correto é 1 hora).	140
Figura 5.9: Sensibilidade das três variáveis selecionadas ao tempo de formação da brecha (os valores são observados a 84,5 km da barragem e o tempo considerado correto é 1 hora).	140
Figura 5.10: Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa da largura máxima da brecha; (o valor considerado correto é 150 metros).	142
Figura 5.11: Sensibilidade da profundidade máxima à diferença na estimativa da largura máxima da brecha; (o valor considerado correto é 150 metros).	143
Figura 5.12: Sensibilidade do tempo de pico à diferença na estimativa da largura máxima da brecha; (o valor considerado correto é 150 metros).	144
Figura 5.13: Sensibilidade das três variáveis selecionadas à largura máxima da brecha (os valores são observados a 84,5 km da barragem e a largura considerada correta é 150 metros).	144
Figura 5.14: Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa do nível inicial do reservatório; (o valor considerado correto é 11,5 metros).	145
Figura 5.15: Sensibilidade da profundidade máxima à diferença na estimativa do nível inicial do reservatório; (o valor considerado correto é 11,5 metros).	146
Figura 5.16: Sensibilidade do tempo de pico à diferença na estimativa do nível inicial no reservatório; (o valor considerado correto é 11,5 metros).	147
Figura 5.17: Sensibilidade das três variáveis selecionadas ao nível inicial do reservatório; (os valores são observados a 84,5 km da barragem o nível considerado correto é 150 metros).	148
Figura 5.18: Sensibilidade da vazão máxima à vazão inicial no rio; (a vazão inicial considerada correta é 358 m <sup>3</sup> /s).	149
Figura 5.19: Sensibilidade da profundidade máxima à vazão inicial no rio; (a vazão inicial considerada correta é 358 m <sup>3</sup> /s).	150

Figura 5.20: Sensibilidade do tempo de pico à vazão inicial no rio a jusante da barragem: (a vazão inicial considerada correta é 358 m <sup>3</sup> /s).	150
Figura 5.21: Sensibilidade das três variáveis selecionadas à vazão inicial no rio; (os valores são observados a 84,5 km da barragem e a vazão inicial considerada correta é 358 m <sup>3</sup> /s).	151
Figura 5.22: Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa da largura do rio; (a largura considerada correta é a estimada pelas cartas e seções disponíveis).	152
Figura 5.23: Sensibilidade da profundidade máxima à estimativa de largura do rio; (a largura considerada correta é a estimada pelas cartas e seções disponíveis).	153
Figura 5.24: Sensibilidade do tempo de pico às diferenças na estimativa da largura do rio; (a largura considerada correta é a estimada pelas cartas e seções disponíveis).	154
Figura 5.25: Sensibilidade das três variáveis selecionadas à largura do rio; (os valores são observados a 84,5 km da barragem).	154
Figura 5.26: Sensibilidade da vazão máxima, a 84,5 km da barragem, aos parâmetros testados.	155
Figura 5.27: Sensibilidade da profundidade máxima a 84,5 km da barragem aos parâmetros testados.	156
Figura 5.28: Sensibilidade do tempo de pico de uma seção a 84,5 km da barragem aos parâmetros testados.	156
Figura 5.29: Hidrograma da cheia de maio de 1992 na Barragem de Ernestina. (Brum, 1997)	161
Figura 5.30: Hidrograma da cheia de maio-junho de 1990 na Barragem de Ernestina. (Brum, 1997)	161
Figura 5.31: Propagação do hidrograma de cheia de rompimento (Cenário 1).	163
Figura 5.32: Propagação do hidrograma de cheia de rompimento (Cenário 2).	164
Figura 5.33: Tempo de altura máxima ao longo do trecho.	164
Figura 5.34: Vazões máximas ao longo do trecho.	165
Figura 5.35: Níveis máximos ao longo do trecho.	165

Figura 5.36: Área atingida pela cheia na cidade de Espumoso nos dois cenários simulados.	166
Figura 5.37: População rural ameaçada pela cheia no trecho 1.	168
Figura 5.38: População rural ameaçada pela cheia no trecho 2.	168
Figura 5.39: População rural ameaçada pela cheia no trecho 3.	169
Figura 5.40: População rural ameaçada pela cheia no trecho 4.	169
Figura 5.41: População rural ameaçada pela cheia no trecho 5.	170
Figura 5.42: Sobreposição de imagens de área atingida pela cheia e de índice de vegetação.	172
Figura 5.43: Mapa de inundação do vale do rio Jacuí, conforme os resultados do cenário 1.	175
Figura 5.44: Hidrograma de cheia máxima provável e hidrograma de rompimento da Barragem de Ernestina afluente ao reservatório de Passo Real na pior situação do cenário 1.	178

## Lista de tabelas

Tabela 2.1: Probabilidade de falha anual para barragens com base nos registros históricos (Baecher et al., 1980).	19
Tabela 2.2: Frequência de falhas por período de construção e idade da barragem (Marengo, 1996).	22
Tabela 2.3: Modelos matemáticos de formação de brecha para barragens de terra(Singh e Scarlatos, 1988)	39
Tabela 2.4: Lista de modelos e usuários ou fornecedores (Reiter, 1992):	44
Tabela 2.5: Sensibilidade da vazão de pico (na barragem) ao tempo de formação da brecha no rompimento da barragem de Teton (Fread, 1981).	49
Tabela 4.1: Relação cota - área - volume para o reservatório de Ernestina (CEEE, 1976).	109
Tabela 4.2: Afluentes no trecho Ernestina - Reservatório de Passo Real.	112
Tabela 4.3: Vazões máximas e tempos de recorrência para Espumoso e Passo Bela Vista.	113
Tabela 4.4: Área colhida e valor da produção dos principais produtos agrícolas do Alto Jacuí.	117
Tabela 5.1: Vazão máxima obtida com os modelos ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 6 minutos)	128
Tabela 5.2: Vazão máxima obtida com os modelos ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 1 hora)	128
Tabela 5.3: Vazão máxima obtida com os modelos ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 2 h)	129
Tabela 5.4: Profundidades máximas de cheia ao longo do trecho (tempo de formação	130

da brecha: 2 h)

Tabela 5.5: Tempos de alturas máximas de cheia ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 2 h) 130

Tabela 5.6: Resultados para um vale simplificado (tempo de formação da brecha: 1 hora) 131

Tabela 5.7: Sensibilidade da vazão ( $m^3/s$ ) ao coeficiente de rugosidade. 133

Tabela 5.8: Sensibilidade da profundidade máxima (m) ao coeficiente de rugosidade. 134

Tabela 5.9: Sensibilidade do tempo de pico (h) ao coeficiente de rugosidade. 135

Tabela 5.10: Sensibilidade da vazão máxima ( $m^3/s$ ) ao tempo de formação da brecha (h). 137

Tabela 5.11: Sensibilidade da profundidade máxima (m) ao tempo de formação da brecha (h). 138

Tabela 5.12: Sensibilidade do tempo de pico (h) ao tempo de formação da brecha. 139

Tabela 5.13: Sensibilidade da vazão máxima ( $m^3/s$ ) à largura máxima da brecha (m). 142

Tabela 5.14: Sensibilidade da profundidade máxima (m) à largura máxima da brecha (m). 143

Tabela 5.15: Sensibilidade do tempo de pico (h) à largura máxima da brecha (h). 143

Tabela 5.16: Sensibilidade da vazão máxima ( $m^3/s$ ) ao nível inicial do reservatório(m). 145

Tabela 5.17: Sensibilidade da profundidade máxima (m) ao nível inicial do reservatório (m). 146

Tabela 5.18: Sensibilidade do tempo de pico (horas) ao nível inicial do reservatório (m). 147

Tabela 5.19: Sensibilidade da vazão máxima ( $m^3/s$ ) à vazão inicial no rio ( $m^3/s$ ). 148

Tabela 5.20: Sensibilidade da profundidade máxima (m) à vazão inicial no rio (m <sup>3</sup> /s).	149
Tabela 5.21: Sensibilidade do tempo de pico (h) à vazão inicial no rio (m <sup>3</sup> /s).	151
Tabela 5.22: Sensibilidade da vazão máxima (m <sup>3</sup> /s) à diferença na estimativa da largura média do rio (%).	152
Tabela 5.23: Sensibilidade da profundidade máxima (m) à largura média do rio (%).	153
Tabela 5.24: Sensibilidade do tempo de pico (h) à largura média do rio (%).	153
Tabela 5.25: Características da barragem e do reservatório para a comparação entre metodologias de simulação hidrodinâmica e hidrológica.	158
Tabela 5.26: Diferenças entre a simulação hidrodinâmica e hidrológica do reservatório na vazão máxima em locais a jusante da barragem - tempo de formação da brecha: 10 horas.	158
Tabela 5.27: Diferenças entre a simulação hidrodinâmica e hidrológica do reservatório na vazão máxima em locais a jusante da barragem - tempo de formação da brecha: 1 hora.	159
Tabela 5.28: Diferenças entre a simulação hidrodinâmica e hidrológica do na vazão máxima em locais a jusante da barragem - tempo de formação da brecha: 6 minutos.	159
Tabela 5.29: Cenários de avaliação do rompimento de Ernestina.	162
Tabela 5.30: Número de casas e pessoas fora da área urbana ameaçadas pela cheia.	170
Tabela 5.31: Área de lavoura atingida pela cheia e prejuízo.	172
Tabela 5.32: Altura da água acima ou abaixo da base da viga das pontes do rio Jacuí.	173
Tabela 5.33: Vazões máximas a serem vertidas em Passo Real para manter o nível do reservatório a 327 m.	177
Tabela 5.34: Níveis e vazões na Barragem de Passo Real devido ao rompimento da barragem de Ernestina (para apenas duas comportas semi-abertas e a partir do nível inicial 327,00 m)	179



Tabela 5.35: Níveis e vazões na Barragem de Passo Real devido ao rompimento de Ernestina e à cheia máxima provável (os parâmetros de rompimento são iguais aos da tabela anterior, com exceção do tempo de formação da brecha e o nível inicial no reservatório é 327 m). 180

Tabela 5.36: Estimativa dos possíveis danos causados pelo rompimento hipotético de Ernestina. 181

## Lista de símbolos

<b>A</b>	área ativa da seção transversal
<b>A<sub>0</sub></b>	área inativa (de armazenamento) da seção transversal
<b>A<sub>br</sub></b>	área da seção transversal da ponte
<b>A<sub>g</sub></b>	área de fluxo da comporta
<b>A<sub>p</sub></b>	área de escoamento do orifício formado por infiltração
<b>A<sub>s</sub></b>	área superficial do reservatório
<b>b</b>	largura final da base da brecha
<b>β</b>	coeficiente de correção para a distribuição não uniforme da velocidade
<b>B</b>	largura média do rio
<b>B<sub>d</sub></b>	largura do reservatório imediatamente a montante da barragem
<b>b<sub>i</sub></b>	largura instantânea da base da brecha
<b>B<sub>r</sub></b>	largura média final da brecha
<b>BSS<sub>k</sub></b>	largura média da área de inundação estática
<b>C</b>	coeficiente de descarga de vazão sob uma ponte
<b>c</b>	celeridade da onda de cheia
<b>c<sub>d</sub></b>	coeficiente de descarga para a vazão de galgamento da barragem
<b>c<sub>f</sub></b>	coeficiente de descarga da célula de inundação
<b>c<sub>g</sub></b>	coeficiente de descarga para um vertedor com comportas
<b>c<sub>s</sub></b>	coeficiente de descarga para um vertedor sem comportas
<b>c<sub>v</sub></b>	fator de correção para a velocidade de aproximação à brecha
<b>C<sub>w</sub></b>	coeficiente de descarga do vertedor para o cálculo de perdas de volumes
<b>D</b>	profundidade média
<b>d<sub>i</sub></b>	profundidade do escoamento a montante da ponte
<b>ΔB</b>	diferença de largura do rio na descarga máxima e na descarga mínima
<b>Δh</b>	variação na altura da água
<b>Δh<sub>r</sub></b>	perda de carga devida ao atrito
<b>Δt</b>	incremento temporal
<b>ΔV</b>	diferença de velocidade na descarga máxima e na descarga mínima
<b>Δx</b>	incremento espacial
<b>DXM</b>	incremento espacial

$\Delta y$	diferença de altura da água na descarga máxima e na descarga mínima
$\varepsilon$	precisão da solução numérica
$E_b$	altura da base da brecha
$e_h$	critério de convergência no cálculo iterativo da altura máxima
$E_t$	altura da água a jusante da barragem
$F$	número de Froude
$Fr$	número de Froude
$ft$	pés
$g$	aceleração da gravidade
$\gamma$	peso específico do fluido
$H$	altura da barragem
$h$	altura da superfície da água (não é a profundidade)
$h'$	altura da água conjugada no ressalto hidráulico
$h^{\wedge}$	estimativa da altura da água
$ha$	hectare
$h_b$	altura instantânea da base da brecha
$h_{bm}$	altura final da base da brecha
$h_{br}$	altura da longarina da ponte
$h_{cu}$	altura da crista do aterro
$h_d$	altura original da barragem
$H_d$	altura da barragem
$h_e$	estimativa da altura da água extrapolada para montante
$h_f$	nível da água no reservatório para o qual inicia o rompimento
$h_{fp}$	nível no compartimento inundado
$h_g$	elevação da linha central da comporta ou altura da água a jusante, se esta for superior
$h_i$	altura da água na face de montante da ponte
$hm^3$	hectômetros cúbicos
$h_{mn}$	profundidade mínima possível
$h_{mx}$	profundidade máxima possível
$h_r$	nível do rio
$h_s$	altura da água na crista do vertedor
$h_t$	altura da água a jusante da barragem

$h_{vert}$	altura da água sobre a base da brecha
$h_w$	altura média da crista do dique ou aterro que separa a célula de inundação
$h_x$	altura da água na distância $X_c$
$i$	subíndice relativo ao espaço
$I$	vazão que entra na célula de inundação
$j$	subíndice relativo ao tempo
$J$	operador jacobiano da matriz
$K$	condutância hidráulica
$\kappa$	viscosidade aparente
$k$	número da iteração
$k_{ce}$	coeficiente de perda de carga localizada
$k_d$	fator de correção para afogamento da vazão de galgamento
$km$	quilômetros
$K_p$	parâmetro de ajuste da relação altura - largura
$k_s$	fator de correção para afogamento da brecha
$K_s$	fator de correção para afogamento da brecha
$k_{sp}$	fator de correção para afogamento da brecha
$k_u$	fator de correção para afogamento do galgamento do aterro da ponte
$L$	comprimento do trecho
$L'$	contribuição de momento da vazão afluyente lateral
$L_d$	comprimento da barragem menos o comprimento do vertedor
$L_s$	comprimento do vertedor
$L_u$	comprimento da crista do aterro incluindo a ponte
$m$	metros
$\mu$	termo de conversão de unidades
$M$	valor inteiro
$m_p$	parâmetro de ajuste da relação altura - largura
$MW$	Mega-Watts
$n$	coeficiente de rugosidade de Manning
$N$	número de seções transversais de cálculo
$O$	vazão que sai da célula de inundação
$Q$	vazão
$q$	vazão afluyente lateral

$\theta$	ponderador
$Q^*$	estimativa da vazão
$Q_0$	vazão adicional à de rompimento
$Q_b$	vazão através da brecha em uma condição de contorno interna
$Q_{bmax}$	vazão máxima na brecha
$Q_f$	vazão que corresponde à cota pré-determinada
$Q_I$	vazão que ingressa no trecho, condição de contorno de montante
$Q_{pi}$	vazão de pico no ponto de interesse
$Q_s$	vazão normal através de uma condição de contorno interna
$Q_t$	vazão turbinada
$\rho$	parâmetro de formação da brecha
$R$	raio hidráulico
$s$	segundos
$S$	declividade da linha da água
$S_0$	declividade do fundo do rio
$S_a$	área superficial do reservatório
$S_{a_k}$	área superficial do reservatório relativa à altura $k$
$s_b$	fator de correção para afogamento do vertedor
$s_c$	coeficiente de sinuosidade para a equação da continuidade
$S_c$	declividade crítica
$S_e$	declividade devida à perda de carga localizada por expansão ou contração
$S_f$	declividade devida à perda de carga por atrito
$S_i$	declividade devida à perda de carga adicional quando o fluido é não-newtoniano
$s_m$	coeficiente de sinuosidade para a equação do momento
$t$	tempo
$\tau$	tempo de formação da brecha
$\tau_0$	tensão de cisalhamento
$t_b$	tempo (até a formação completa da brecha)
$t_f$	tempo de formação da brecha
$t_{fd}$	tempo de pico da cheia em uma seção
$t_r$	tempo de crescimento do hidrograma
$u$	velocidade média da água
$V$	velocidade média

$V^*$	parâmetro de volume
$V_1$	volume na célula de inundação
$Vol_r$	volume do reservatório
$\omega$	termo de conversão de unidades
$w_u$	largura do aterro da ponte
$x$	distância ao longo do rio
$X$	matriz da estimativa das incógnitas
$X^*$	distância adimensional
$X_c$	parâmetro de distância para a propagação da vazão máxima no SMPDBK
$y$	profundidade
$z$	parâmetro que define a declividade lateral da brecha

# 1. INTRODUÇÃO

A água utilizada pela sociedade para a produção de energia, consumo urbano, recreação e irrigação é, em grande parte, garantida por barragens construídas ao longo dos rios, permitindo o desenvolvimento econômico das populações próximas. Barragens também são importantes para a navegação e para o controle de enchentes. Entretanto a possibilidade de falha de uma barragem é uma fonte de risco potencial, se o vale a jusante for ocupado pela população em cidades, vilas e aproveitamentos econômicos diversos.

Quando ocorre a ruptura de uma barragem, as vazões resultantes podem ser muito superiores às máximas registradas no rio a jusante, surpreendendo populações que julgavam-se a salvo de enchentes e atingindo estruturas, como pontes, aterros e prédios, resultando em grandes prejuízos. Se prejuízos materiais diversos podem ser contabilizados no projeto - e podem configurar riscos aceitáveis - por outro lado, perdas de vidas humanas são consideradas inaceitáveis.

A possibilidade de rompimento de uma barragem é particularmente importante no caso de aproveitamentos em cascata, cada vez mais comuns nos sistemas de geração de energia e de navegação, nos quais a onda de cheia, decorrente do rompimento de uma barragem, pode resultar no rompimento da barragem seguinte.

A construção de uma barragem utiliza, na fase de projeto, as informações hidrológicas disponíveis na bacia, para a definição das características do reservatório e da vazão de projeto. A boa definição da vazão de projeto é fundamental na segurança da barragem, mas depende de boas e longas observações hidrológicas. A esparsa rede hidrológica existente no Brasil, os curtos períodos de observação e as novas alterações na legislação relativa aos aproveitamentos hídricos no Brasil, com a maior descentralização e autonomia por parte da iniciativa privada, apresentam um quadro em que as péssimas informações irão de encontro ao desejo de maximizar o lucro. Neste quadro, a segurança das novas barragens pode vir a ser comprometida pela necessidade de economia.

Barragens construídas de forma descontrolada, como aquelas originadas por deslizamentos de encostas, ou acúmulo de rejeitos industriais ou de mineração, também representam ameaças às populações e aos recursos localizados a jusante.

### 1.1 Justificativa

Ao longo dos anos em que as barragens e reservatórios foram construídos e desempenharam suas funções, aceitava-se implicitamente a idéia de que “barragens bem construídas não falham”. A eventual ocorrência de alguma falha, e suas consequências, era aceita quase como catástrofe natural, em que o homem não pode interferir. A experiência tem mostrado que mesmo barragens tidas como bem construídas podem falhar. O risco de uma falha em uma barragem deve ser admitido com três objetivos: 1) incorporar os prejuízos de uma falha como custos em um estudo de viabilidade de uma nova barragem, 2) elaborar planos de zoneamento para a ocupação das áreas com risco de inundação e 3) elaborar planos de evacuação da população exposta ao risco.

A análise do rompimento, para a pré determinação das áreas que podem ser inundadas e a velocidade com que serão atingidas pela cheia decorrente de um rompimento hipotético da barragem considerada, é fundamental para estimar os prejuízos, elaborar planos de zoneamento e planos de evacuação.

Durante seu deslocamento pelo vale a jusante, o hidrograma de ruptura é atenuado, retardado e distorcido pelos efeitos de armazenamento e resistência ao fluxo, entre outros. A modelação numérica deste fluxo é um dos instrumentos utilizados para gerar as informações desejadas. Existe um bom número de modelos matemáticos disponíveis, baseados em diferentes teorias e técnicas de solução, com diferentes níveis de detalhamento, dos mais simplificados, que aproximam vales complexos por seções transversais retangulares, até os mais completos, que modelam os escoamentos em duas dimensões e permitem analisar rupturas em cascata.

Atualmente, o projeto de uma barragem no Brasil não prevê estudos desta natureza, limitando-se a relatórios de impacto, considerando a obra em funcionamento normal. Porém a tendência da legislação nos países com grande número de barragens e com casos recentes de catástrofes resultantes de rompimentos é incorporar medidas, visando a **minimização de riscos**



e de prejuízos. Isto inclui vistorias periódicas, regras de operação na fase de enchimento do reservatório, sistema telemétrico e previsão de aflúncias em tempo real, avaliação dos impactos do rompimento da barragem sobre os trechos de jusante e montante do reservatório e estabelecimento de um plano de alerta para a população a jusante. Em geral, a responsabilidade da preparação para a emergência, em todos os itens acima, recai sobre a companhia que opera o aproveitamento.

O tema deste trabalho é particularmente interessante às companhias que controlam as barragens, como companhias estatais de eletricidade e navegação, empresas particulares de geração de energia, navegação e irrigação; além disso é de interesse para a população exposta ao risco, para a administração pública e a defesa civil.

## **1.2 Objetivo**

A segurança de barragens apresenta diversos assuntos de interesse, como as estimativas de risco de rompimento para determinada barragem, a determinação ou alteração das estruturas extravasoras, com base em riscos de cheias, e a elaboração de modelos matemáticos para descrever a brecha, o hidrograma de rompimento e a propagação.

Este trabalho busca expor os principais aspectos que devem ser considerados numa avaliação do impacto do rompimento de barragens e desenvolver esta avaliação para a barragem de Ernestina, no rio Jacuí, no Rio Grande do Sul. Dois níveis de profundidade de análise serão avaliados. A aplicabilidade de dois modelos de diferentes concepções teóricas, enfatizando as limitações e possibilidades de usos de cada um no problema também serão avaliadas. A sensibilidade do modelo matemático aos parâmetros que contribuem para a incerteza dos resultados será discutida e, para alguns parâmetros, será avaliada. Também será realizado um estudo preliminar dos impactos do rompimento hipotético da barragem de Ernestina sobre o vale e os aproveitamentos hídricos a jusante.

## 2. O IMPACTO DO ROMPIMENTO DE BARRAGENS

### 2.1 Histórico de casos

Um pequeno histórico de casos de rompimento de barragens e eventos semelhantes é apresentado a seguir. Os casos foram escolhidos segundo alguns critérios, dos quais o mais importante é a frequência com que foram citados nas publicações relativas ao rompimento de barragens. Alguns casos ocorridos no Brasil são citados por representarem exemplos mais próximos, e alguns eventos semelhantes ao rompimento de barragens, caracterizados por cheias de excepcional magnitude e velocidade, são citados por representarem exemplos de eventos em cuja análise é possível utilizar metodologias semelhantes às desenvolvidas para o rompimento de barragens.

Os casos estão em ordem cronológica, iniciando pelos mais antigos e relativamente mal documentados, porém de conseqüências, em geral, trágicas. De particular interesse é o caso do rompimento da barragem de Malpasset, que se assemelha à barragem de Ernestina pelas suas características de construção.

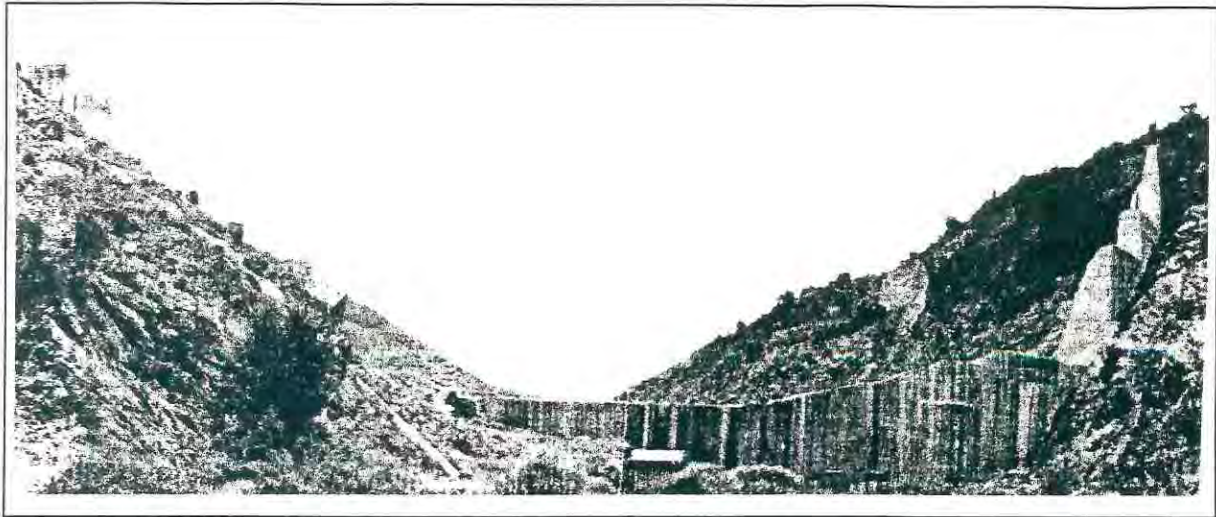
#### 2.1.1 Johnstown (South Fork)

No dia 31 de maio de 1889 a barragem de South Fork, situada 14 km a montante da cidade de Johnstown, no estado americano da Pennsylvania, rompeu e inundou rapidamente o vale do Rio Conemaugh **matando 2200 pessoas**. A barragem rompeu em meio a uma grande cheia e a brecha, que é a parte da barragem que rompe, chegou a 13,4 m de largura e cerca de 5 m de altura (Mascarenhas, 1990).

#### 2.1.2 Malpasset

Esta barragem situada na França é talvez o caso mais famoso de rompimento de barragem de concreto em arco. A barragem de cerca de 60 m de altura, concluída em 1954, rompeu no dia 2 de dezembro de 1959, pouco depois das 9 horas da noite, liberando uma

onda de cheia para o vale de 11 km até a foz do rio Le Reyau. Cerca de **420 pessoas morreram**.



**Figura 2.1:** A barragem de Malpasset (França) depois do rompimento, vista de montante para jusante (Benoist, 1989).

O acidente foi causado pelas características do solo e das falhas geológicas no local, cujos efeitos ainda eram parcialmente desconhecidos na época da construção. Não houve testemunha do rompimento, porém as marcas deixadas pela passagem da cheia levaram a concluir que o rompimento ocorreu de forma instantânea e completa (International Commission on Large Dams, 1974). A barragem depois do rompimento pode ser vista na figura 2.1, onde aparece apenas uma pequena parte da parede original, evidenciando a ocorrência de rompimento praticamente completo.

### **2.1.3 Orós**

A barragem de terra de Orós, no Rio Jaguaribe no estado do Ceará, teve seu cronograma de construção atrasado e não foi concluída até a estação das chuvas de 1960. A obra inacabada foi atingida por uma grande enchente, com precipitação de aproximadamente 600 mm em apenas uma semana. A barragem tinha estruturas para verter apenas uma pequena parte da vazão afluyente e não houve tempo para erguer estruturas de emergência para evitar o galgamento, que atingiu 0,3 m nos 620 m da crista da barragem. Uma brecha de 200 m de comprimento e 35 m de altura se formou, entre os dias 25 e 27 de março de 1960, liberando

uma vazão máxima de 9600 m<sup>3</sup>/s. Aproximadamente 900.000 m<sup>3</sup> de terra foram erodidos no processo de formação da brecha (International Commission on Large Dams, 1974).

A frente da onda de cheia atingiu o Oceano Atlântico, 340 km adiante, entre 4 e 7 dias depois do rompimento. As perdas de vidas humanas foram reduzidas porque o exército iniciou a evacuação da população de 100.000 pessoas alguns dias antes (International Commission on Large Dams, 1974).

#### **2.1.4 Vajont**

A rigor, o incidente da barragem de Vajont, de 9 de outubro de 1963, na Itália, não é um caso de rompimento de barragem, porque a barragem não chegou a romper. Neste caso, uma grande onda formou-se no interior do reservatório, atingindo 5 m acima do nível da água normal no reservatório, quando ocorreu o deslizamento de uma encosta. Um volume de 237 hm<sup>3</sup> de pedras deslizou a uma velocidade de 15 a 30 m/s ao longo de uma encosta de 45° de inclinação.

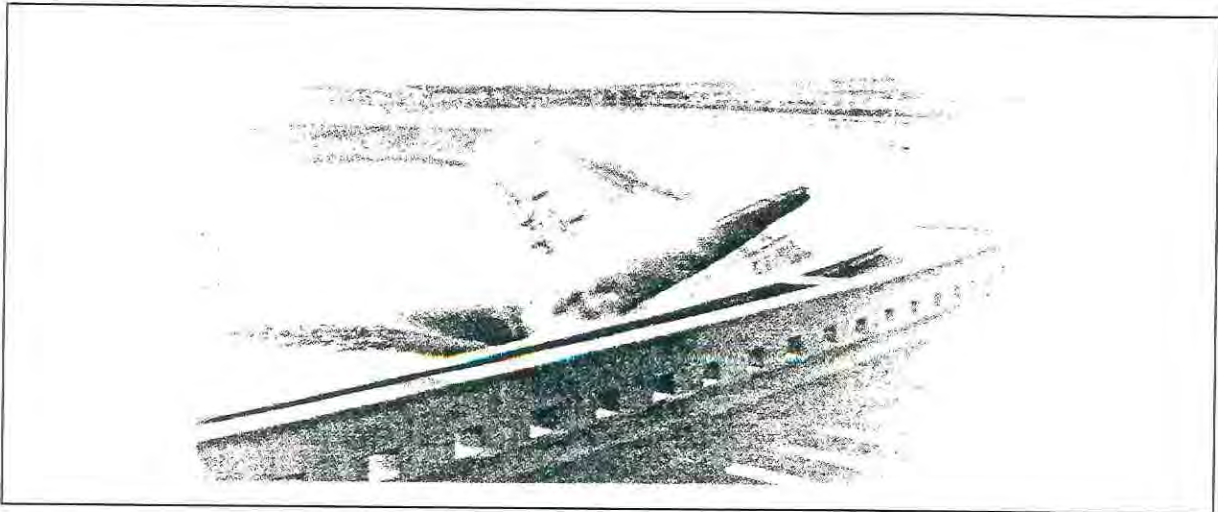
A barragem de 265 m de altura foi encoberta pela onda que seguiu seu curso com uma altura de aproximadamente 70 m, matando um número estimado de **3000 pessoas** (Davidson e McCartney, 1975).

#### **2.1.5 Baldwin Hills**

A barragem de Baldwin Hills foi construída entre 1947 e 1951, para o abastecimento de água da cidade de Los Angeles, na Califórnia (EUA). A construção foi de terra e sua altura máxima era de 40 m. O reservatório tinha um volume de 0,98 hm<sup>3</sup>. Após 12 anos de operação do reservatório, na manhã do dia 14 de dezembro de 1963, a barragem apresentou as primeiras evidências de um possível rompimento e, poucas horas depois, havia se formado uma brecha.

A brecha iniciou-se por infiltração, processo de formação de brecha descrito no item 2.2, e, em quatro horas a partir da sua descoberta, estava completamente desenvolvida. A figura 2.2 apresenta a brecha fotografada às 3 horas e 30 minutos da tarde, quando ainda não

havia ocorrido o colapso da parte superior da barragem e a brecha tinha ainda a forma de um orifício.



**Figura 2.2:** Rompimento da barragem de Baldwin Hills - brecha parcialmente formada às 3:30 horas da tarde (ICOLD, 1974)

As conseqüências desastrosas deste rompimento foram minimizadas porque o reservatório foi esvaziado, tão logo o operador percebeu os primeiros indícios de infiltração.

### 2.1.6 Buffalo Creek

A atividade de mineração gera uma grande quantidade de rejeitos que são retidos por algum tempo para decantar ou perder parcialmente suas características ofensivas ao meio ambiente. Embora represente uma evolução com relação ao que era feito antes do advento da preocupação ambiental, esta retenção é feita em pequenas barragens, de construção, em geral, pouco cuidadosa, que apresentam grande risco de rompimento.

A barragem de retenção de refugo da empresa Buffalo Mining Company, na Virgínia do Oeste (EUA), no fundo do desfiladeiro de Middle Creek, um dos formadores do Rio Buffalo, rompeu em 26 de fevereiro de 1972, num dia calmo, depois de alguns dias de chuva. O rompimento do dique, de 540 m de comprimento, liberou um volume de 600 mil m<sup>3</sup> 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.

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 retenção do refúgio de mineração, exatamente nos dias que antecederam a tragédia, e depois atribuiu o caso a uma fatalidade. O acidente custou à empresa cerca de 15 milhões de dólares em causas judiciais (Mokhiber 1995).

O rompimento foi razoavelmente documentado através 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 m formou-se no dique, de forma mais ou menos retangular, e de 13 m 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. Neste trecho o vale é bastante encaixado e a declividade do fundo é de 16 m/km nos primeiros 7 km, e de aproximadamente 8 m/km nos 20 km restantes (Fread, 1991).

Um caso semelhante ocorreu no Brasil em maio de 1982, quando a barragem de rejeitos da empresa Paraibuna Metais no vale do Rio Paraibuna rompeu. Este acontecimento é citado por Vieira da Silva (1986) que apresenta sucintamente como conseqüências a paralisação do serviço de abastecimento de água e a destruição da fauna.

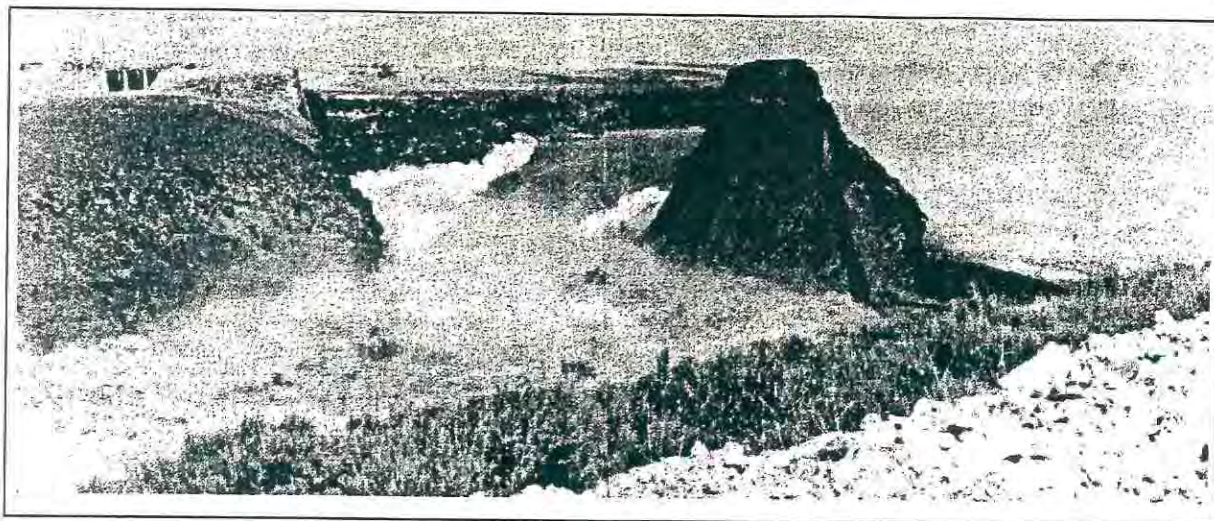
### 2.1.7 Teton

O rompimento da barragem de Teton no rio de mesmo nome, no estado de Idaho, nos Estados Unidos, ocorrido em 5 de junho de 1976 é o caso melhor documentado de todos os que ocorreram até hoje. Existem fotografias (figura 2.3) do momento em que a brecha estava se formando e diversos dados que permitem estimar a vazão em pontos ao longo do vale inundado.

A barragem de terra, de cerca de 90 m de altura, rompeu no primeiro enchimento do reservatório de 356 hm<sup>3</sup>, em cerca de uma hora e meia e a cheia resultante deixou um saldo de **11 mortes**, 25000 desabrigados e 400 milhões de dólares em prejuízo material.

Formou-se uma brecha de 190 m de largura por 79 m de altura, a partir de um ponto 50 m acima da base da barragem. A falha iniciou e cresceu lentamente por duas horas, até que

ocorreu o colapso da porção superior, conforme a evolução da brecha descrita no item 2.2, e então em aproximadamente 12 minutos atingiu seu tamanho máximo (Fread, 1991).



**Figura 2.3:** A barragem de Teton durante o rompimento com a brecha plenamente desenvolvida (Benoist, 1989)

A máxima vazão liberada no rompimento foi de  $66000 \text{ m}^3/\text{s}$ , que equivale a aproximadamente 30 vezes a vazão máxima do registro histórico. O vale a jusante da barragem tem geometria bastante complexa, iniciando com um trecho bastante encaixado nos primeiros 8 km, que se abre para uma larga área que foi inundada até uma largura de 14,5 km.

### 2.1.8 Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira

Estas duas barragens, situadas no rio Pardo, no estado de São Paulo, sofreram um rompimento em cascata no dia 21 de janeiro de 1977. Depois de três semanas de chuva culminando com cerca de 230 mm em 24 horas, no dia 20 de janeiro, uma cheia próxima à de projeto (cerca de  $2400 \text{ m}^3/\text{s}$ ) atingiu a Barragem de Euclides da Cunha, situada mais a montante. Os reservatórios de Euclides da Cunha e Armando Salles de Oliveira tinham volumes de  $13,6 \text{ hm}^3$  e  $25,9 \text{ hm}^3$ , respectivamente, e as barragens foram construídas em 1958 e 1966. Um problema no controle das comportas do vertedor impediu a liberação da vazão e o nível subiu até ocorrer galgamento. A erosão formou uma brecha de aproximadamente 131 m de largura e 53 m de altura, em cerca de 7,3 horas na barragem de terra de Euclides da Cunha (Singh e Scarlatos, 1988; Vieira da Silva, 1986; Brazilian, 1977).

A onda atingiu a barragem de Armando Salles de Oliveira (Limoeiro), situada alguns km a jusante, em apenas alguns minutos e atingiu 1,30 m acima da crista da barragem. A erosão formou uma brecha de 168 m de largura e 35 m de altura em apenas duas horas. A vazão de pico estimada foi de 7000 m<sup>3</sup>/s (Singh e Scarlatos, 1988; Brazilian, 1977).

Os prejuízos para a CESP foram estimados em aproximadamente 25 milhões de dólares (Brazilian, 1977). Um dos relatos estima em 4000 o número de casas atingidas, sem provocar mortes (Double, 1977).

### **2.1.9 Laurel Run**

O rompimento da barragem de Laurel Run, no rio de mesmo nome no estado da Pennsylvania (EUA), ocorreu no dia 20 de julho de 1977, durante uma cheia provocada por precipitação. A liberação de aproximadamente 555000 m<sup>3</sup> do reservatório agravou a cheia, cujas conseqüências já eram prejudiciais no vale.

A barragem de terra, de cerca de 13 m de altura, rompeu quando a vazão estimada de entrada ao reservatório era de 297 m<sup>3</sup>/s. A jusante da barragem, durante o rompimento, a vazão de pico foi estimada em 1048 m<sup>3</sup>/s (Chen e Ambruster, 1980). A brecha se formou em menos de 10 minutos, até uma largura final de aproximadamente 70 m no topo e 20 m na base.

### **2.1.10 Rio Plomo (Mendoza)**

O Rio Plomo é um pequeno afluente do Rio Mendoza, na província argentina de Mendoza, na fronteira com o Chile. Quase todos os rios da região se formam no degelo das áreas acima de 4000 m de altitude. O Rio Plomo é eventualmente interrompido pela geleira do Nevado del Plomo, formando uma barragem de gelo. Com o aumento do nível e volume de água ocorre a flutuação do gelo e o aumento da pressão sobre a barragem, resultando no seu colapso. As ondas de cheia liberadas nestas situações de difícil previsão são semelhantes àquelas que ocorrem em rompimentos de barragens normais, porém têm o agravante de que podem voltar a ocorrer quase que ciclicamente.



Para dois eventos deste tipo foram registrados dados de vazão ou cota de cheia. O evento de março de 1985 foi monitorado e Fernandez et al. (1991) estimaram em  $182 \text{ m}^3/\text{s}$  a vazão de pico para a cheia. O evento de 1934, embora sem registros de qualidade, permitiu estimar em  $2700 \text{ m}^3/\text{s}$  o pico da cheia. Outras cheias ocorreram em 1900 e 1926, com vazões de pico em torno de  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$  (Fernandez et al., 1991).

Com base nos casos ocorridos, nas características da geleira e do Rio Plomo no local de formação dos reservatórios temporários, Fernandez et al. (1991) utilizaram o modelo DAMBRK (Fread, 1991) para estimar as máximas cheias possíveis, neste processo de formação. Assim tornaram possível definir um plano de alerta e evacuação para as populações, bem como planejar obras e a ocupação do vale. Carreras e Menendez (1986) estudaram o mesmo caso, desenvolvendo um modelo de propagação, baseado nas equações de Saint Venant.

#### **2.1.11 Quail Creek Dike**

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  $30 \text{ hm}^3$ . A cheia resultante provocou prejuízos diversos a várias comunidades do vale do Rio Virgin.

A brecha no dique de terra de 23 m de altura iniciou-se por entubamento e cresceu bastante de modo que, em 12 horas, o colapso se tornou inevitável, não obstante os esforços de uma equipe de manutenção. A largura inicial da brecha foi de 30 m e a altura de 23 m no momento do colapso. Em duas horas, a largura da brecha cresceu para 61 m no topo. A vazão de pico liberada foi estimada em  $2332 \text{ m}^3/\text{s}$ .

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 pôde ser feita de maneira eficaz evitando as perdas de vidas humanas.

O caso foi razoavelmente bem documentado e permitiu estudos das características do escoamento de ondas de cheia em rios de grande declividade, particularmente do regime do escoamento e sua simulação (Trieste, 1992).

#### **2.1.12 Usina Andorinhas e Usina do Inglês**

Em maio de 1992 o Rio Potiribu, no noroeste do estado do Rio Grande do Sul, foi parcialmente interrompido na ponte da RS 158, entre as cidades de Cruz Alta e Panambi, por vegetação arrastada pela cheia, que ficou presa aos pilares. O nível da água subiu e o aterro da margem direita da ponte rompeu, liberando repentinamente uma onda de cheia. Esta onda atingiu as Usinas do Inglês e Andorinhas. Uma equipe de manutenção trabalhava no interior da Usina do Inglês quando a água começou a invadir a Usina. Em pouco tempo, a equipe de manutenção perdeu equipamento e até foi necessário o auxílio com cordas, para retirar dois membros da equipe (CEEE, 1992).

No mesmo evento foram atingidas outras usinas do norte do estado como Capigui, Ernestina, Forquilhas, Guarita, Saltinho e Pirapó. Os prejuízos em todas as barragens e usinas da região foram estimados pela CEEE em torno de 130 mil dólares (julho de 1992) e a cheia motivou obras de proteção com custo estimado em 33 mil dólares (CEEE, 1992).

#### **2.1.13 Timbé do Sul**

A localidade de Figueira, no município de Timbé do Sul - SC, sofreu, em dezembro de 1995, uma enchente resultante de um processo semelhante ao rompimento de uma barragem. A localidade, situada aos pés das encostas da região conhecida como Aparados da Serra, entre os estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina, foi completamente destruída pela passagem de uma onda de cheia carregada de material sólido como pedras e troncos de árvores.

O Rio Figueira, um dos formadores do Rio Araranguá, nasce a aproximadamente 900 m de altitude e se forma no interior de um vale extremamente encaixado de aproximadamente 10 km que se abre para a planície do litoral a poucos m acima do nível do mar. Neste vale

uma soma dos efeitos de chuvas torrenciais e solos estreitos cobrindo superfícies lisas de rocha resultaram em deslizamentos de grande parte da cobertura das encostas.

É possível que o material acumulado no fundo do vale tenha represado parcialmente a água em alguns pontos criando reservatórios. As barragens deste material no entanto não suportaram o aumento da pressão e romperam. A localidade de Figueira, situada exatamente na saída do vale, foi atingida pela onda carregada de troncos e pedras, que extravasou completamente o leito do rio e transformou seu traçado original. No povoado de Figueira **morreram 14 pessoas** e os prejuízos incluem prédios destruídos, plantações, animais e a própria terra cultivável que foi erodida (Coimbra, 1996).

## 2.2 Causas do rompimento

A relação histórica de casos de rompimento de barragens do item anterior traz um rol de diferentes causas que podem resultar neste tipo de acidente. No esforço de entender melhor os mecanismos de rompimento e analisar os seus riscos, foram desenvolvidas diferentes formas de classificar as causas de rompimento.

A primeira forma de classificar as causas de rompimentos divide as barragens segundo o tipo de construção (Johnson e Illes, 1976). Os mesmos autores dividem os rompimentos em grupos mais ou menos iguais de casos registrados. As principais causas do rompimento de barragens são:

1. Incapacidade do vertedor (35% das causas registradas)
2. Problemas na fundação, infiltrações, deslizamentos e perturbações sísmicas (25% das causas registradas)
3. Outros, incluindo projeto inadequado, falha na construção, materiais de má qualidade, má operação, sabotagem e operações de guerra (40% das causas registradas)

Outra forma divide as causas em dois grupos, considerando a repetição dos eventos que provocam a incerteza na determinação da segurança das barragens. Desta maneira Baecher et al. (1980) separam eventos únicos e eventos recorrentes.

1. Eventos recorrentes podem ser analisados estatisticamente para determinar riscos de excedência de determinados níveis. Entre estes estão enchentes e algumas vezes os terremotos.
2. Eventos únicos refletem o desconhecimento que a técnica atual tem de determinados processos, como as diferenças aleatórias entre materiais de construção, falhas humanas e atos de sabotagem.

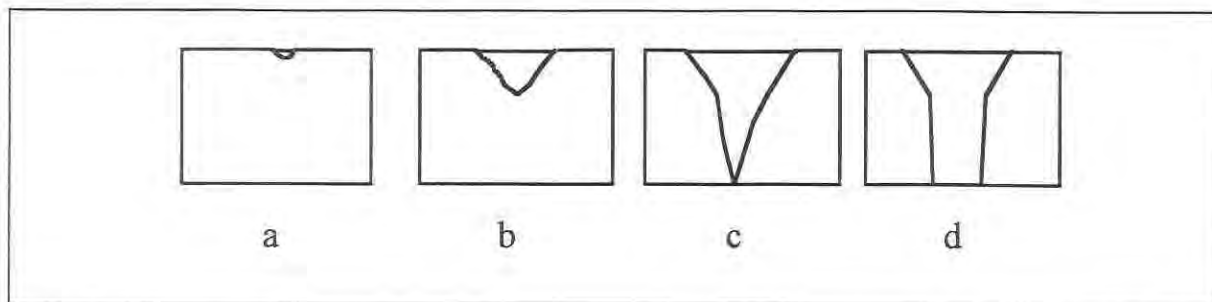
Uma terceira forma de classificação diz respeito ao envolvimento ou não da ação humana. Mascarenhas (1990) separou causas materiais e causas humanas.

1. Causas materiais incluem galgamento, entubamento, infiltração, deslizamento das fundações ou do enrocamento, acomodações geológicas, efeitos sísmicos e enchentes extremas.
2. Causas humanas incluem falhas no projeto, falhas na construção, operação inadequada do reservatório, terremotos induzidos e ações de guerra.

Independentes da classificação as principais causas encontradas na literatura podem ser descritas assim:

### **2.2.1 Galgamento**

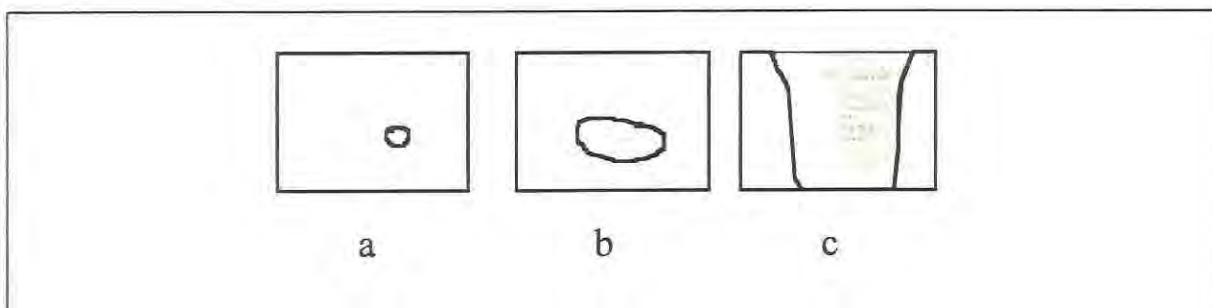
O galgamento ("overtopping" na literatura em inglês) é a passagem da água sobre a barragem, em partes não projetadas para verter água. O galgamento pode ser causado pela má operação do reservatório durante a cheia (consistindo então uma causa humana), pela ocasião de uma cheia extraordinária - para a qual qualquer operação do reservatório seria ineficaz (pode ser falha do projeto ou um risco assumido) - ou pela formação de uma onda dentro do reservatório, de origem sísmica ou provocada pelo deslizamento de uma grande quantidade de terra das encostas. Se o tempo e a intensidade do galgamento são suficientes, inicia-se uma brecha em um ponto qualquer mais fraco na crista da barragem, e esta brecha cresce com o tempo, por erosão, numa velocidade que depende do material da barragem e das características do reservatório. A figura 2.4 demonstra a formação de uma brecha por galgamento.



**Figura 2.4:** Formação de brecha por galgamento: a) início em um ponto mais fraco; b) brecha em forma de “V”; c) aprofundamento da brecha; d) aumento lateral por erosão (Johnson e Illes, 1976).

### 2.2.2 Entubamento ou infiltração

O entubamento, ou infiltração (*piping*), é resultado da passagem da água através das paredes da barragem. A água que se movimenta através da barragem, ou de suas fundações, pode resultar na formação de uma brecha, se os volumes de água e material sólido superam determinados limites de segurança. A brecha inicia como um poro em um ponto qualquer da barragem e este poro cresce, por erosão, para todos os lados, até ocorrer o colapso. A figura 2.5 mostra a formação de uma brecha por entubamento ou infiltração, típica de barragens de terra.

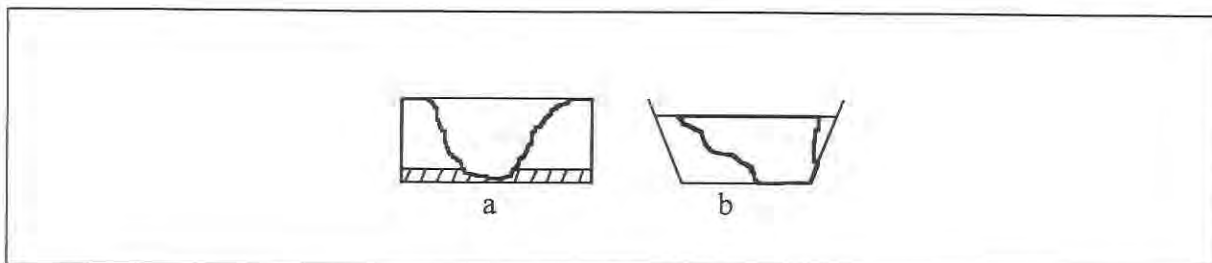


**Figura 2.5:** Formação da brecha por entubamento ou infiltração. a) Surgimento do poro (pode ser na base da barragem); b) Aumento por erosão; c) Colapso da porção superior e erosão lateral (Johnson e Illes, 1976).

### 2.2.3 Falhas estruturais e 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. A água que passa por sobre a barragem, na queda provoca a erosão da base da barragem. Falhas nas fundações podem comprometer qualquer tipo de barragem, conforme a figura 2.6. Falhas estruturais têm um comportamento semelhante no que diz respeito à forma, tamanho e tempo de formação da brecha.



**Figura 2.6:** Brechas resultantes de falhas nas fundações de a) barragens de terra ou concreto gravidade; b) barragens de concreto em arco (Johnson e Illes, 1976).

#### 2.2.4 Ações de guerra

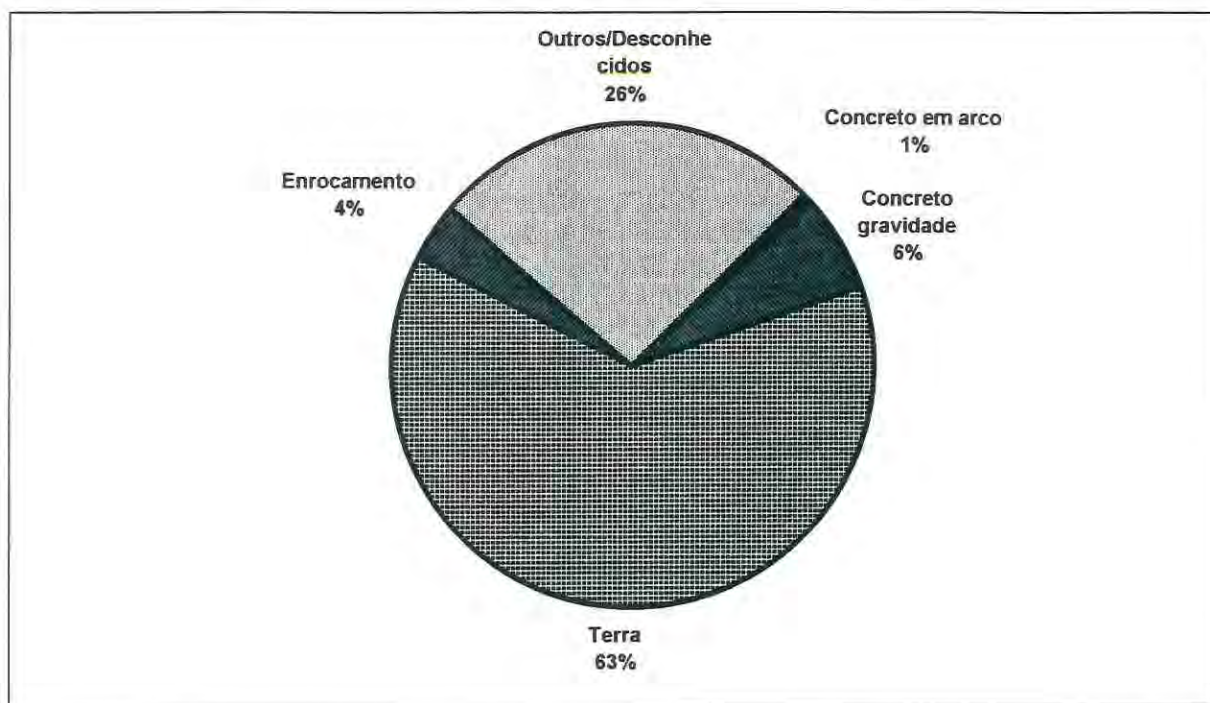
Durante guerras, as barragens são pontos estratégicos, pelo seu significado econômico para um país, bem como pelo potencial destrutivo de uma inundação resultante de uma ruptura. A formação da brecha depende da intensidade e da localização da explosão com a qual a barragem é atingida. Durante a Segunda 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.

Alguns fatores são importantes e podem determinar as possíveis causas de falha para uma barragem em particular. Entre estes se destacam o tipo de barragem, a idade da barragem e a época em que foi construída.

#### 2.2.5 Causas do rompimento segundo o tipo de barragem

O tipo de barragem é importante no que diz respeito às causas do rompimento. 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 vertedor não é suficiente, e a água extravasa sobre a crista da barragem. Nestes 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 dos sistemas 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, para todos os lados. Barragens de gravidade de concreto podem gerar brechas instantâneas, mas apenas parciais, em que um bloco da construção é retirado (Johnson e Illes 1976, Wurbs, 1985 e Brazilian, 1977). Estatisticamente os rompimentos segundo o tipo de barragem são distribuídos da forma apresentada na figura 2.7.



**Figura 2.7:** Proporção dos tipos de barragens nos rompimentos registrados (Franzini e McCan, 1988)

O grande número de rompimentos em barragens de terra é devido, em parte, ao grande número de barragens deste tipo existentes (Serafim, 1981). Quando calculados os rompimentos relativos ao número total de barragens existentes do tipo considerado, a proporção para barragens de terra e de concreto é semelhante.

Acidentes podem acontecer também em barragens surgidas pelo acúmulo de sedimentos ou vegetação em vales muito estreitos, formando verdadeiros reservatórios. O acidente de Buffalo Creek, apresentado no item 2.1.6, é um exemplo. Em casos de rompimento de obstruções deste tipo Almeida e Franco (1994) recomendam procedimentos

de emergência para drenagem e a definição de um cenário de cheia de rompimento para planejamento e evacuação das populações.

### **2.3 O risco de rompimento**

Para incluir as conseqüências de um rompimento na análise custo x benefício de uma barragem, ou para estimar o risco imposto a população a jusante, é necessário atribuir uma probabilidade anual à falha da barragem. A probabilidade anual de falha é multiplicada pelos prejuízos estimados e o produto é incorporado como custo a cada ano no fluxo de capital.

Tradicionalmente a Engenharia Civil aceitou a responsabilidade de garantir segurança em suas obras. Grandes obras civis devem ser projetadas de forma a não falhar. Em construção de barragens, os projetistas investiram muito em proteção das estruturas contra condições desconhecidas, ou, no caso hidrológico, muito mais severas que as conhecidas. A influência desta forma de pensar se reflete no número muito inferior de mortes relacionadas a obras civis do que relacionadas ao transporte ou em ambiente industrial (Baecher et al., 1980). No caso de barragens, a assumida garantia de segurança é relacionada à idéia de que barragens podem ser projetadas de forma absolutamente determinista, ou que as incertezas podem ser superadas mediante hipóteses conservativas ou grandes coeficientes de segurança. Com recursos financeiros e tempo suficientes, poder-se-ia construir barragens de segurança absoluta. A observação da realidade, porém, contrasta com esta afirmação. A probabilidade de falha pode diminuir mas não desaparece por completo. Os danos causados por uma eventual falha devem ser comparados aos custos de diminuir os riscos. Na tomada de decisões entre dois projetos alternativos, as conseqüências de falhas devem servir como critério de comparação (Baecher et al., 1980).

Segundo Baecher et al. (1980), existem três formas básicas de estimar probabilidades de falha para barragens: análise de frequências históricas, análise determinística do mecanismo de falha ou análise subjetiva, baseada no julgamento de profissionais experientes.

A análise histórica é a que vem sendo utilizada até hoje. Muitos levantamentos de falhas e acidentes em barragens foram publicados desde a década de 50. Nenhum deles pode ser considerado completo, porém juntos representam a melhor informação disponível. A tabela 2.1, abaixo, apresenta os números obtidos por diversos autores (Baecher et al., 1980).



**Tabela 2.1:** Probabilidade de falha anual para barragens com base nos registros históricos (Baecher et al., 1980).

Área	Autor	Falhas	Barragens (total)	Período	Probabilidade
				anos	anual
EUA	Gruner (1963, 1967)	33	1764	40	$5 \times 10^{-4}$
EUA	Babb e Mermel (1968)	12	3100	14	$3 \times 10^{-4}$
EUA	USCOLD (1975)	74	4914	23	$7 \times 10^{-4}$
EUA	U. S. B. R. (1977)	1	4500*		$2 \times 10^{-4}$
Mundo	Middlebrooks (1953)	125	7500	40	$4 \times 10^{-4}$
Mundo	Mark et al. (1977)	9	7833	6	$2 \times 10^{-4}$
Japão	Takase (1967)	1046	$2 \times 10^6$	15	$4 \times 10^{-5}$
Espanha	Gruner (1967)	150	1620	145	$6 \times 10^{-4}$

\* Anos x Barragens

A análise determinística, a mais elegante, baseia-se na separação dos mecanismos de falha que podem ocorrer em uma barragem e análise individual de cada um deles. É exigido conhecimento completo das causas que podem resultar na falha, dos princípios físicos envolvidos, das propriedades dos materiais e dos eventos naturais. As dificuldades da análise são: (1) há um infinito número de causas que podem resultar em falha; (2) cada um dos mecanismos de falha, se tomados individualmente, pode se apresentar mais complexo que a análise do todo; (3) é necessário atribuir uma probabilidade de falha a cada um dos mecanismos de falha individuais.

A análise determinística, aparentemente, ainda é incapaz de produzir resultados melhores que os obtidos em análises estatísticas ou subjetivas.

O procedimento sugerido por Baecher et al. (1980) é adotar um valor padrão, até que estimativas mais precisas possam ser feitas para cada barragem individualmente. A adoção de

um valor padrão já é feita implicitamente quando não se considera a probabilidade de falha, ou seja, a probabilidade de falha é considerada zero. Assim, a discussão não deve ser sobre utilizar ou não um valor padrão, mas sim sobre qual valor padrão utilizar. Os mesmos autores recomendam o valor  $10^{-4}$  falhas por barragem por ano para barragens de médio e grande porte nos Estados Unidos. Este valor está baseado em uma análise com barragens construídas depois de 1940. Esta probabilidade não se mantém constante ao longo da vida de uma barragem. Aproximadamente a metade das falhas ocorrem nos primeiros cinco anos de vida útil. A outra metade parece ocorrer de forma aleatória no restante da vida da barragem.

Os valores apresentados na tabela 2.2, atribuindo probabilidade de falha com base no registro histórico, partem da hipótese de que o registro é homogêneo, isto é, de que frequência de falhas não se alterou profundamente no tempo. Esta hipótese não corresponde à realidade. Com o passar dos anos, os processos de construção e projeto se tornaram mais confiáveis, com grande evolução na Mecânica dos Solos e de outras disciplinas relacionadas.

A grande crítica ao valor padrão sugerido por Baecher et al. parte de Serafim (1981), que considera inaceitável desconsiderar os avanços na segurança de barragens. Considerando os dados homogêneos, supondo que o valor padrão seja de  $10^{-4}$ , e que a vida útil seja de 100 anos, a probabilidade de falha de uma barragem ao longo de sua vida útil é de  $10^{-2}$ , isto é, uma em cada 100 barragens de qualquer tipo sofreria falha ao longo da sua vida útil. Esta estimativa é considerada inaceitável por Serafim (1981), em que se afirma que o número de falhas por década, embora aparentemente constante, vem apresentando tendência a diminuir, e, o que é mais importante, o número total de falhas dividido pelo número total de barragens e também a razão entre falhas numa década e novas barragens na mesma década vêm diminuindo drasticamente.

No início da vida útil e durante a construção, até cerca de sete anos, as barragens aparentemente são mais vulneráveis, considerando os casos registrados (Serafim, 1981). Esta vulnerabilidade está associada, principalmente, ao primeiro enchimento do reservatório para barragens prontas, e às estruturas temporárias, em barragens em construção. Estruturas temporárias, como enscadeiras, são projetadas assumindo um risco maior do que o admitido para a obra em si, e podem ser comprometidas por atrasos no cronograma de obras. Depois deste período, o risco diminui, mas após o término da vida útil, a porcentagem de acidentes tende ao crescimento.

A época de construção é importante porque determina a tecnologia disponível para a construção. Os maiores acidentes com barragens ocorreram no início do século, quando a mecânica dos solos ainda não havia surgido como ciência. Outro fato que comprova a evolução da técnica é que a razão entre número total de falhas e número de barragens existentes vem diminuindo com o tempo. Por outro lado, a altura da maior barragem rompida vem crescendo com o tempo, deixando claro que a evolução da técnica não é ainda suficiente para garantir a confiabilidade absoluta deste tipo de estrutura.

Almeida e Franco (1994) alertam para o perigo da mudança de condições ambientais e hidrológicas sobre barragens antigas e para o crescente número de pequenas e médias barragens construídas com fundos limitados, que não permitem estudos detalhados, embora representem riscos para o vale a jusante.

A redução da probabilidade de falha com a evolução da Engenharia Civil, é apresentada na Tabela 2.2, de (Marengo, 1996), a partir de dados de Londé. O valor recomendado para probabilidade de falha de barragens construídas nos dias atuais é de  $1 \times 10^{-5}$  (Marengo, 1996), portanto já inferior ao valor padrão sugerido por Baecher et al. (1980).

Ao lado das críticas colocadas por Serafim (1981), aparece também a evolução da previsão em tempo real e do monitoramento das barragens. Lave et al. (1990) condenam a alocação de recursos para aumentar a segurança de barragens, no que concerne à possibilidade de *overtopping*, que ocorreu nos Estados Unidos como resposta aos acidentes da década de 70 entre os quais os de Buffalo Creek e o de Teton Dam. Em 1977, o Programa Nacional de Inspeção de Barragens daquele país determinou que todas as barragens de grande risco fossem alteradas, para permitir a passagem de uma cheia máxima provável (PMF), ao custo estimado de 10 bilhões de dólares. A crítica colocada por Lave et al. (1990) é que a cheia máxima provável é um critério excessivamente exigente, frente à probabilidade de ocorrência de falhas por outras causas, que não *overtopping*, e mesmo frente à segurança de outros tipos de estruturas.

**Tabela 2.2:** Frequência de falhas por período de construção e idade da barragem (Marengo, 1996).

Idade em anos	Período de construção		
	<1900	1940-1950	1970-1980
Construção	$3 \times 10^{-4}$	$2 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$
0-5	$2 \times 10^{-4}$	$9 \times 10^{-5}$	$2 \times 10^{-5}$
5-10	$1,3 \times 10^{-4}$	$7 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-5}$
10-20	$1 \times 10^{-4}$	$3 \times 10^{-5}$	
20-30	$6 \times 10^{-5}$	$2 \times 10^{-5}$	
30-40	$2 \times 10^{-5}$		
40-50	$2 \times 10^{-5}$		
50-60	$1,5 \times 10^{-5}$		
60-70	$1,5 \times 10^{-5}$		

A opinião expressa em Lave et al. (1990) e em Serafim (1981) sugere que a implementação de sistemas de monitoramento e alerta deve ser adotada como forma de diminuir os riscos de perdas de vidas humanas. Uma previsão com uma a duas horas de avanço pode reduzir o número de mortes a até zero. Por outro lado, um sistema de alerta pode falhar e ficar desacreditado. Toda a barragem com potencial de produzir perdas de vidas humanas deve ter um plano de alerta e evacuação nos casos de rompimento da barragem ou de cheias extraordinárias. O sistema ainda pode ser usado para alertar sobre cheias menores, porém mais frequentes, que, historicamente, resultam em mais mortes que as devido a rompimentos.

A redução da probabilidade de falha obtida com sistemas de monitoramento e alerta é objeto de estudo de Paté-Cornell e Tagaras (1986). Neste estudo foi concluído que, através de sistemas de monitoramento e alerta, existe a probabilidade de 12% de que se evite um

rompimento que de outra forma ocorreria. O número de mortes pode ser reduzido em 44% com relação ao número que ocorreria sem um sistema de alerta, e o prejuízo às propriedades pode ser reduzido em 12%. Mesmo o sistema de alerta pode não ser suficiente para tornar um projeto viável. Em análise realizada para a barragem de Auburn, na Califórnia, o sistema de monitoramento e alerta se mostrou insuficiente para alterar substancialmente o quadro de custos e benefícios.

Em estudos e avaliações de segurança que envolvem pelo menos duas barragens, que poderiam priorizar ações de recuperação das estruturas em uma ou outra barragem, Franzini e McCan (1988) sugerem que o risco atribuído ao rompimento não precisa ser explicitado. Uma abordagem qualitativa, baseada em índices de segurança, atribui um escore final a cada barragem envolvida na avaliação e a decisão é tomada com base nos escores sem envolver a atribuição de um risco. Esta abordagem seria vantajosa quando a análise parte de uma empresa, governo ou organização que deseja melhorar as condições de segurança das barragens de sua jurisdição, de tal forma a priorizar aquelas estruturas para as quais o retorno em segurança seja máximo. Por outro lado, esta abordagem não permite incluir os prejuízos como custos para uma análise econômica.

Nas metodologias de Hagen e do U.S. Bureau of Reclamation, citadas por Franzini e McCan (1988), os índices de segurança são atribuídos a parâmetros decisivos como a idade da barragem, suas condições gerais, medidas de comportamento da estrutura, e o potencial de destruição que ela possui. Para determinar o potencial de destruição são considerados os seguintes parâmetros: volume do reservatório, altura da barragem, características hidrológicas e sísmicas da região e as características de ocupação do vale a jusante.

## **2.4 Prejuízos**

Os prejuízos, em casos de rompimento de barragens, incluem danos a propriedades, perdas de vidas humanas, interrupção de atividades econômicas, e prejuízos intangíveis (Ellingwood et al., 1993). A diferença com relação às enchentes devidas à precipitação é que concentram perdas de vidas humanas e prejuízos econômicos no espaço e no tempo. Os prejuízos advindos da perda do aproveitamento hídrico e da capacidade de amortecer cheias naturais também tornam a avaliação mais difícil.

Ellingwood et al. (1993) apresentam um método de estimar os prejuízos de rompimentos de barragens que são divididos em:

1. prejuízos à propriedade,
2. interrupção de atividades,
3. emergência,
4. mortalidade e danos à saúde,
5. ambientais,
6. culturais.

Prejuízos à propriedade começam com a perda da própria barragem onde ocorre a falha inicial e das barragens a jusante que porventura venham a falhar pelos efeitos da cheia. Usinas ou casas de máquinas também devem ser consideradas, se atingidas. A segunda categoria de propriedades atingidas são estruturas privadas na área inundada a jusante da barragem. Esta categoria inclui residências, automóveis, edifícios comerciais, prédios e equipamentos na área rural, prédios e equipamentos industriais e todo o tipo de estoque de produtos. Propriedades do governo e estruturas de uso público como estradas, pontes e ferrovias, bem como terrenos em áreas urbanas ou rurais que forem profundamente alterados pela cheia também devem ser considerados.

Os prejuízos devido à interrupção das atividades incluem os processos de manufatura, serviços, atividades recreacionais, fornecimento de água, transportes, atividades agrícolas e de extrativismo e geração hidroelétrica. Um método simplificado de estimar os prejuízos indiretos, que incluem aqueles devido à interrupção de atividades e aos custos relacionados a resposta de emergência, é adotado pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA e é citado por Grigg e Helweg (1975). Este método adota porcentagens dos danos diretos para estimar danos indiretos. Com relação ao tipo de atividades as porcentagens são:

1. Residencial - 15%,
2. Comercial - 35%,

3. Industrial - 45%,
4. Utilidades - 10%,
5. Serviços públicos - 34%,
6. Agricultura - 10%,
7. Rodovias - 25%,
8. Ferrovias - 23%.

Os custos com a resposta de emergência também são computados como prejuízos e incluem operações de busca e resgate, assistência médica no local, evacuação e custo de hospedagem temporária dos desabrigados. Muitas vezes esta atividade é realizada por voluntários não pagos, o que torna a estimativa de custos subjetiva (Ellingwood et al., 1993). A importância dos prejuízos de emergência pode ser observada nos gastos durante a cheia de 1995 do Rio Reno na Holanda. Nesta ocasião foram gastos US\$ 320 milhões com a evacuação de 250.000 pessoas que vivem sob risco em áreas baixas protegidas por pôlders, embora não tenha ocorrido a inundação (Kok, 1995).

Morte e danos à saúde são dificilmente avaliados de forma monetária. Durante o evento, ocorrem os danos diretos, isto é, as mortes imediatas e os ferimentos. Os danos indiretos surgem com o tempo e incluem o aumento das internações em hospitais e o aumento da mortalidade no ano seguinte ao da ruptura da barragem. A avaliação monetária nem sempre é possível, como para a dor, o pavor, e o stress emocional, ou é discutível, como para a vida humana. As perdas de vidas humanas e sua forma de avaliação ou comparação são assunto de item específico neste trabalho (item 2.5).

Os danos ambientais incluem a alteração do habitat, a destruição da fauna e da flora, modificações morfológicas dos cursos d'água, desmatamento e deterioração visual. De forma indireta pode ser atingida a cadeia alimentar fora da área atingida pela cheia e alterado o habitat representado pelo reservatório.

Prejuízos culturais ocorrem se a cheia atinge locais históricos ou objetos de valor cultural. Os valores podem ser estimados se uma restauração é possível, se não resta a análise subjetiva (Ellingwood et al., 1993).

No que se refere à estimativa de prejuízos, é muito importante que a análise de rompimento forneça resultados confiáveis quanto à área atingida pela cheia. Para cada seção ao longo do rio deve ser conhecida a cota atingida pela água, a velocidade associada a esta cota, e o tempo de chegada da onda de cheia a partir do início da ruptura. Para cada ponte que cruza o rio a jusante é necessário saber se os níveis atingidos pela água a interrompem temporariamente, comprometem sua estrutura ou provocam seu colapso completo. Para cada aproveitamento hídrico a jusante deve ser determinado se a onda de cheia pode ser amortecida, escoada ou se representa ameaça de ruptura em cascata.

Os resultados da análise de rompimento são combinados aos dados da barragem e da área considerada. Paté-Cornell e Tagaras (1986) consideram três elementos na análise das consequências de um rompimento: identificação das áreas inundadas, estimativa da ocupação da área inundada e definição dos percentuais de perdas.

A identificação das áreas inundadas é feita através de mapas obtidos na análise de rompimento. A área inundada é dividida em zona de passagem da onda e zona de inundação.

A perda percentual para propriedades equivale à proporção do valor original que deve ser gasto para a recuperação até seu estado original. Para vidas humanas, a perda percentual é a proporção entre pessoas mortas e a população exposta ao risco. Os percentuais de perdas dependem da existência ou não de um sistema de alerta e da localização da propriedade ou da população. Em análises efetuadas para as barragens de Auburn, Dickey-Lincoln School e Teton, todas nos Estados Unidos, estes autores (Paté-Cornell e Tagaras, 1986) estimaram as perdas de propriedades em 90% na zona de passagem da onda e em 10% a 15% na zona de inundação.

A estimativa da ocupação na área inundada é importante, tanto para definir a população sob risco, como as propriedades que podem ser atingidas. Dados do censo podem ser utilizados nos dois casos. As obras públicas, estradas, ferrovias e pontes devem ser consideradas uma a uma. Para as propriedades rurais, os mesmos autores sugerem relações entre os prejuízos e o valor total da propriedade, incluindo prédios e equipamentos. O prejuízo da lavoura é dependente da época do ano, mas pode ser assumido um valor médio.

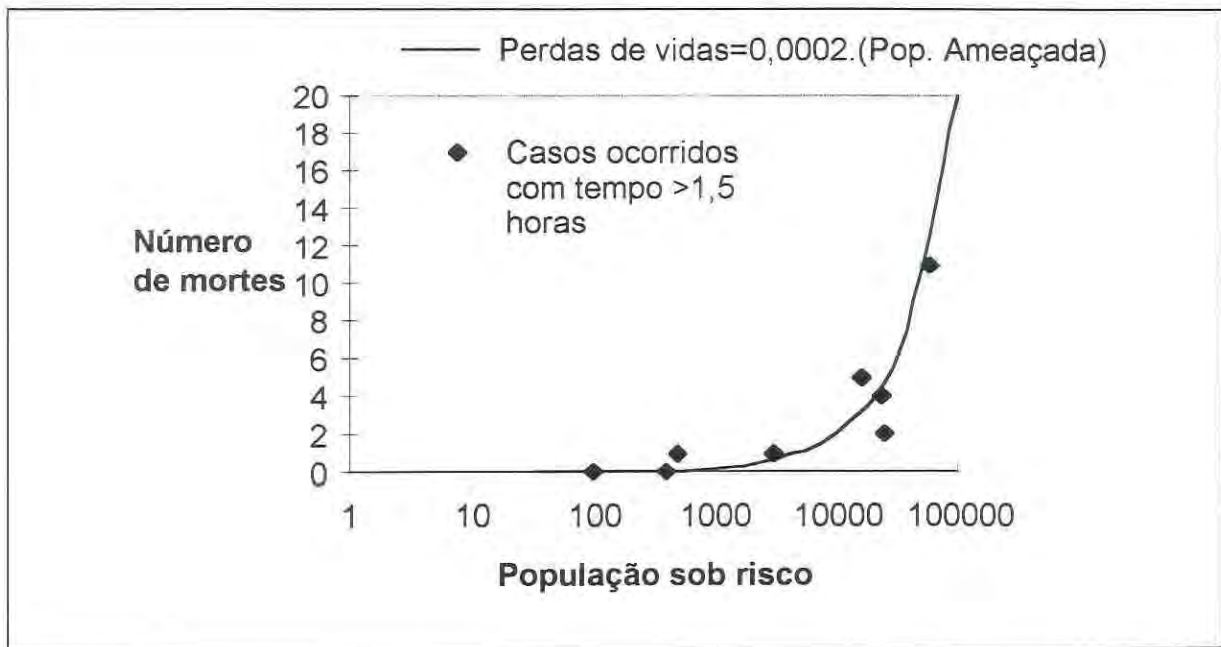


## 2.5 Risco à população e a valoração da vida humana

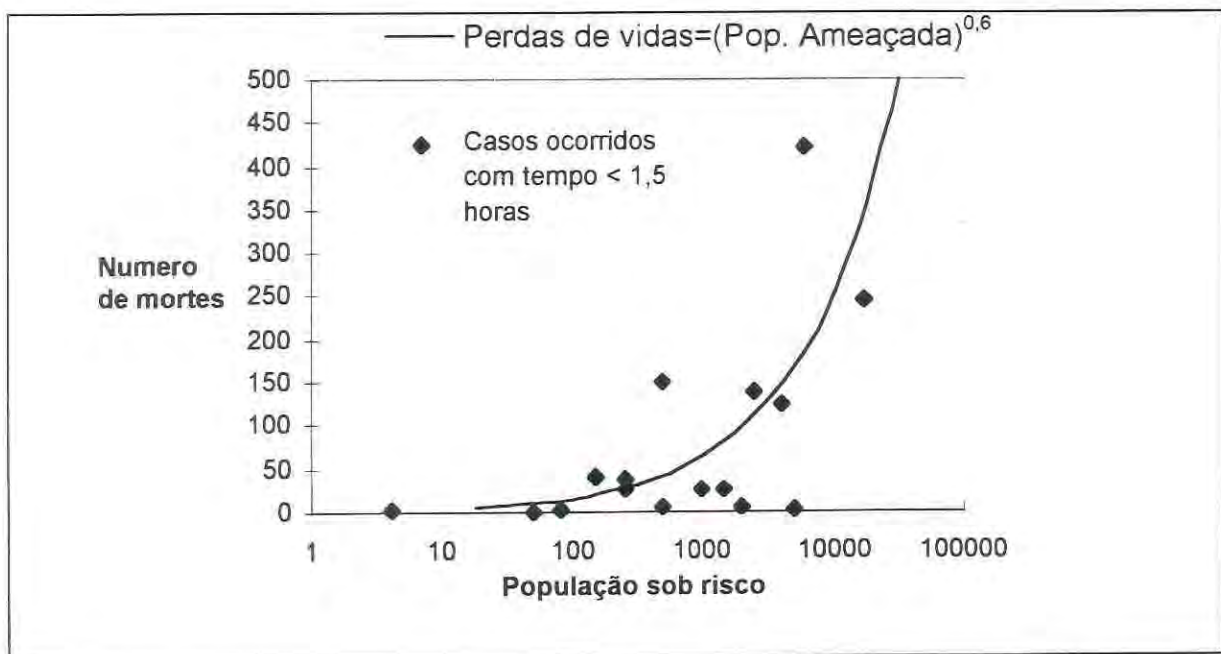
Em análises efetuadas para as barragens de Auburn, Dickey-Lincoln School e Teton, todas nos Estados Unidos, Paté-Cornell e Tagaras (1986) estimaram as perdas de vidas humanas em 50% na zona de passagem da onda e em 0% na zona de inundação, números que são semelhantes aos que ocorreram no caso de Malpasset, na França, em 1959.

Uma análise mais completa, para 24 ocorrências de rompimentos de barragens e outros tipos de enchentes relâmpago (flash floods), foi realizada por Brown e Graham (1988). Estes autores concluíram que o número de mortes está fortemente relacionado ao tamanho da população sob risco, porém o tempo disponível para alertar e evacuar a população é outro fator fundamental. Brown e Graham (1988) identificaram dois tipos de eventos: aqueles em que o tempo disponível para alertar e evacuar a população é superior a 90 minutos (1 hora e meia), e aqueles em que o tempo é inferior a 90 minutos. Entre os eventos cujo tempo de alerta é superior a 90 minutos, a perda média de vidas é de 0,04 % da população ameaçada, já quando o tempo de alerta é inferior a 90 minutos a perda média equivale a 13 %.

As conclusões de Brown e Graham (1988) podem ser resumidas nos gráficos de ajuste das figuras 2.8 e 2.9. A figura 2.8 apresenta a relação entre as perdas de vidas e a população ameaçada quando esta população foi alertada com mais de 90 minutos de antecipação. A figura 2.9 apresenta a relação entre perdas de vidas e a população ameaçada quando o tempo de alerta foi inferior a 90 minutos. O tempo de alerta é definido como o tempo entre a divulgação de orientações para a população no sentido de abandonar as cidades, aldeias ou moradias isoladas para procurar locais a salvo, e a chegada da cheia potencialmente destruidora.



**Figura 2.8:** Relação entre perdas de vidas e população sob risco quando o tempo de alerta é superior a 90 minutos (Brown e Graham, 1988).



**Figura 2.9:** Relação entre perdas de vidas e população sob risco quando o tempo de alerta é inferior a 90 minutos (Brown e Graham, 1988).

A consideração dos prejuízos decorrentes de uma ruptura de barragem na análise custo-benefício é relativamente simples enquanto não são consideradas as perdas de vidas humanas. Em casos de barragens localizadas de forma a atingir grandes populações, na

eventualidade de rompimento, surge a discussão sobre a valoração ou não da vida humana, e em que valores.

Questões relativas a indenizações e ao valor da vida aparecem com relativa frequência em casos jurídicos de assassinato, erro médico e crimes de guerra. No caso específico de barragens, a iniciativa pioneira foi apresentada por Rose (1978), que comparou os prejuízos causados no rompimento da barragem de Teton com o hipotético rompimento da barragem de Auburn. O rompimento da barragem de Teton é o caso mais bem documentado de todos os tempos e está descrito no item Casos Ocorridos. A barragem de Auburn seria construída na Califórnia em um local de ocorrência de terremotos e a montante da cidade de Sacramento, colocando em risco de vida aproximadamente 260.000 pessoas (Rose, 1978). O objetivo deste estudo foi mostrar que, por vezes, é possível comparar barragens entre si quanto ao risco que representam, e com relação aos prejuízos materiais que podem ocorrer em caso de falha.

A metodologia básica adotada por Rose (1978) foi desenvolvida por Buehler (1975), que considerou importante incluir danos à saúde e perdas de vidas em análises da viabilidade de programas de pesquisa médica, redução de emissões poluentes de automóveis e segurança de barragens. A posição deste autor foi atribuir à vida de uma pessoa um valor equivalente aos seus ganhos ao longo do restante da vida. Assim obteve para um homem americano casado de 33 anos, em caso de morte, o valor de 242.500 dólares, para uma mulher nas mesmas condições o valor de 251.000 dólares, e para uma criança de 12 anos do sexo masculino 148.700 dólares. O valor médio obtido por Buehler (1975), entre sexos e idades é de 166.000 dólares.

A maior crítica que é feita à valoração da vida pelo fluxo de capital é o reduzido valor atribuído às pessoas próximas da aposentadoria e a diferença de valor da vida entre habitantes do primeiro e terceiro mundos (Ellingwood et al., 1993).

A segunda forma de atribuir valor a vida é a observação dos valores normalmente utilizados por agências do governo em análises de benefícios de programas de redução de acidentes no trabalho, nos transportes, e de redução de emissões de poluentes. Algumas agências do governo americano já utilizam valores deste tipo, porém é improvável que existam trabalhos semelhantes no Brasil. E, mesmo considerando apenas as agências norte-

americanas de saúde, meio - ambiente e aviação civil, os valores são altamente variáveis, indo de 650.000 a 7.500.000 dólares dependendo da análise (Ellingwood et al., 1993).

Uma terceira forma de valorar a vida é dada pela disposição de evitar o risco, manifestada pelas quantias que uma pessoa está disposta a pagar para incrementar sua segurança. O número reduzido de dados disponíveis e as diferenças entre riscos assumidos pelo indivíduo e pela sociedade dificultam este tipo de análise (Ellingwood et al., 1993).

Motivos éticos e morais (Laffite, 1993), bem como a dificuldade e a controvérsia com relação a variedade de métodos, nenhum deles confiável, para atribuir valor monetário à vida humana, desaconselham a inclusão das perdas de vidas na análise de prejuízos devido ao rompimento de barragens. De qualquer forma, as perdas de vidas podem configurar de longe os maiores danos provocados pelo rompimento de uma barragem, sendo necessário considerar o risco à população num processo de decisão. Na falta de métodos confiáveis para a valoração da vida é mais adequado utilizar análises independentes para os prejuízos materiais e para as perdas de vidas humanas. (Ellingwood et al., 1993).

O homem está inevitavelmente exposto ao risco, que pode variar entre aproximadamente  $10^{-2}$  por ano por pessoa, devido a doenças, e  $10^{-6}$  por ano por pessoa, devido a eventos extraordinários, como ser atingido por um raio. Entre estes dois extremos é possível (Laffite, 1993) confrontar os riscos de morte aos quais as pessoas estão expostas e as suas reações.

- $10^{-3}$ /ano.pessoa: risco inaceitável, medidas são tomadas imediatamente para reduzi-lo ou a atividade associada é abandonada.
- $10^{-4}$ /ano.pessoa: a sociedade tende a tomar uma atitude e utilizar seus recursos para reduzir o risco.
- $10^{-5}$ /ano.pessoa: risco que pode ser considerado pelas autoridades em alertas aos cidadãos e pelos pais em alertas aos filhos.
- $10^{-6}$ /ano.pessoa: risco que não é percebido ou não gera preocupação.

É interessante também que o risco que um indivíduo está disposto a assumir voluntariamente é 1000 vezes maior que o risco que um indivíduo está disposto a se submeter de forma obrigada, considerando os mesmos benefícios. Além disso, o impacto de um

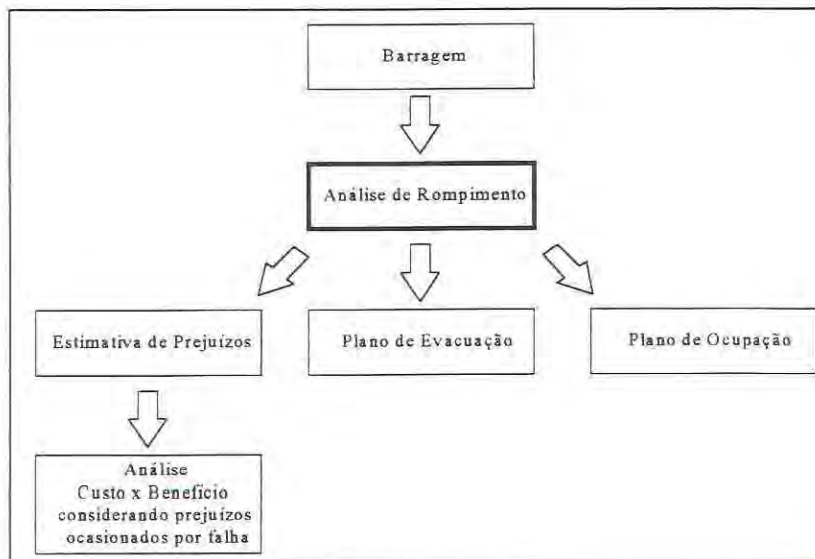
episódio concentrado, como o rompimento de uma barragem, em que podem perder a vida centenas de pessoas, é muito maior que o mesmo número de mortes devido a outra causa qualquer, porém espalhadas no tempo (Lave et al., 1990 e Salmon e Hartford, 1995). O risco representado por pessoa e por ano pode ser o mesmo, porém o impacto é maior. Para considerar este aumento de impacto Lave et al. (1990) sugerem elevar o número de vidas sob risco a um expoente. Os valores citados por estes autores ficam entre 1,2 e 1,4.

Com base na aceitação voluntária do risco de vida, Laffite (1993) considera o valor  $10^{-6}$  por pessoa por ano como um risco adequado, e recomenda este valor como limite máximo para projetos de barragens. Desta forma é possível escapar do desconforto ético causado pela atribuição de um valor monetário à vida humana com uma análise alternativa. O projeto só é bom se apresenta uma relação benefício custo vantajosa (considerando os prejuízos materiais decorrentes de uma ruptura) e se impõe à população do vale a jusante um risco inferior ao limite aceitável, que pode ser de  $10^{-6}$  por pessoa por ano.

Um exemplo de barragem cuja construção não foi aceita, por significar grande risco a uma grande população, é Auburn Dam nos Estados Unidos. A análise feita por Rose (1978), citada antes, foi incrementada por Paté Cornell e Tagaras (1986), incluindo os efeitos de um sistema de previsão e alerta e, mesmo assim, mostrou-se inadequada. Os grandes danos à população foram decisivos na continuação ou não deste projeto, tanto numa análise que atribui valor à vida humana, como numa análise que apenas considera o risco anual por pessoa que é imposto à população a jusante.

## **2.6 A avaliação do impacto do rompimento de uma barragem**

A análise do rompimento de uma barragem deve fornecer os dados necessários para avaliar os efeitos sobre o vale a jusante, no que se refere a prejuízos e elaboração de planos de evacuação e zoneamento. Para novas barragens, é possível incluir os riscos de rompimento na análise custo x benefício, de modo a permitir comparação entre alternativas na tomada de decisões. Para barragens já existentes, a análise custo x benefício é realizada somente para avaliar o custo do aumento de sua segurança. A figura 2.10 mostra onde se insere a análise de rompimento na avaliação do impacto de rompimento de barragens.



**Figura 2.10:** Análise de Rompimento para uma barragem.

Considerando as informações necessárias para a elaboração de planos de evacuação e planos de ocupação racional do vale a jusante, e com o objetivo de determinar para cada propriedade no vale a jusante da barragem o prejuízo que deve sofrer, e, para a população como um todo, o risco ao qual estará exposta no caso do rompimento de uma barragem, é fundamental que se conheça em toda a extensão do vale inundado as seguintes variáveis:

- áreas inundadas
- cota máxima da água em cada ponto
- velocidade da água em cada ponto
- tempo de chegada da onda em cada ponto
- volume total do hidrograma

É importante conhecer as áreas inundadas para separar a zona atingida da não atingida. Dentro da zona atingida, a divisão pode ser feita entre zona de passagem da cheia e zona de inundação. A zona de passagem da cheia é a parte da seção do rio e do vale que funciona hidraulicamente, isto é, onde a velocidade não é desprezível. A zona de inundação é a área inundada onde a velocidade da água é baixa, como consequência da baixa profundidade ou em função da alta rugosidade. Esta zona armazena água durante a passagem da onda e contribui para a redução do pico da cheia durante a propagação. É claro que na zona de

passagem da cheia os prejuízos serão maiores pela alta velocidade que a água deve atingir nesta zona.

A definição das zonas de inundação e passagem da onda é realizada considerando as características do terreno que aumentam a rugosidade, como a vegetação, prédios construídos e aterros, juntamente com a profundidade e a velocidade da água em cada ponto. A cota máxima atingida em cada ponto é importante também na estimativa de prejuízos em zonas urbanas, pois os danos em prédios são muitas vezes considerados como função da altura que a água atinge, relativamente à altura total.

O tempo de chegada da onda em cada ponto é importante para o plano de evacuação e para estimar a população sob risco que pode ser alertada e afastada da zona inundada em tempo hábil. Para rompimentos lentos, o hidrograma de cheia é achatado e os tempos de chegada devem ser dados para várias alturas do terreno. Para rompimentos rápidos, o início do hidrograma não precede em muito o pico e o tempo de chegada pode ser dado como único.

O volume do hidrograma é importante para as barragens de jusante. A possibilidade de ocorrer rompimento em cascata se defronta com a possibilidade de a cheia, devido ao rompimento da barragem de montante, ser amortecida no reservatório da barragem de jusante. Neste caso, a análise de rompimento deve fornecer também o volume do hidrograma de rompimento que atinge o reservatório de jusante. Este volume, aliado às características do reservatório e às operações da barragem de jusante permitirá saber se o rompimento em cascata é uma possibilidade concreta.

## **2.7 Aspectos da legislação**

No Brasil, ao contrário de outros países onde existe um grande número de barragens, não existe legislação específica sobre o assunto rompimento de barragens. Não existe lei que obrigue a empresa que está construindo ou que possui uma barragem a elaborar um plano de evacuação ou que obrigue a empresa a considerar os eventuais prejuízos decorrentes de um rompimento na sua avaliação de viabilidade. As ações existentes são de iniciativa das próprias empresas que administram as barragens.

Na França um decreto de 1968 obriga a realização de um plano de emergência para todas as barragens com mais de 20 m de altura ou reservatórios com capacidade superior a 15 hm<sup>3</sup> (Benoist, 1989). O Laboratório Nacional de Hidráulica da empresa Életrecité de France executa avaliações de impactos de rompimentos com modelos físicos e matemáticos.

A legislação sobre segurança de Barragens nos Estados Unidos foi se desenvolvendo com os sucessivos impactos que os acidentes de St. Francis em 1928, Baldwin Hills em 1963, e Teton Dam em 1976, entre outros, produziram na opinião pública. Existe, porém, uma diferença entre leis estaduais e leis federais sobre o assunto.

Nos Estados Unidos existem barragens sob a legislação federal e outras sob a legislação estadual. Existem 1200 barragens acima de 30 m de altura, destas 40% são administradas por órgãos federais como o Bureau of Reclamation, Corps of Engineers, Tennessee Valley Authority e Soil Conservation Service. Já das 67741 barragens de mais de 7,65 m que existem nos Estados Unidos apenas 4% são administradas por órgãos federais. Apenas as barragens administradas por órgãos federais ou as barragens particulares que participam de projetos hidroelétricos estão sob a lei federal. As outras (a maioria) estão sob a lei estadual.

A lei federal é relativamente severa e, de qualquer forma, os próprios órgãos federais que administram as barragens desenvolveram regras próprias para a segurança de barragens que vem se mostrando eficientes. As leis estaduais, por outro lado, são muito diferentes entre si e, com exceção da Califórnia, não podem ser consideradas eficientes. O conflito judicial criado é grande já que decisões diferentes são tomadas para casos semelhantes, envolvendo barragens privadas.

O governo federal na década de 90 acabou criando um padrão para as leis de segurança de barragens, com a esperança de unificar as leis estaduais. Alguns aspectos deste padrão podem ser destacados aqui.

Em primeiro lugar, é sugerido que se adote a cheia máxima provável como cheia de projeto. Outro aspecto é relativo aos planos de emergência, nos quais são sugeridos estudos de possíveis causas de rompimento e a realização de mapas de inundação, planos de evacuação e mobilização da defesa civil. Um memorando presidencial de abril de 1977 sugere incorporar os riscos de prejuízo na escolha de locais para barramento (Danilevsky, 1993).



## 2.8 Simulação de rompimento de barragens

A modelação matemática de ondas de cheia devido ao rompimento de barragens é um caso muito especial da modelação de escoamento em rios. A análise do problema é clássica no estudo de escoamento em canais abertos (French, 1986 e Yevjevich, 1975).

Wurbs (1985) descreveu as propostas para modelar o rompimento de barragens, iniciando em 1871 com o trabalho clássico de Barre de Saint-Venant sobre a teoria do escoamento não permanente. O próprio Saint-Venant aplicava a teoria ao problema de rompimento de barragens. Em 1892, Ritter publicou um trabalho (Ritter, 1892 apud Wurbs, 1985) em que aplicou as equações propostas por Saint-Venant para um caso de remoção total e instantânea de uma barragem em um canal uniforme, liso, horizontal e retangular. As equações 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4 apresentadas por Keulegan em 1950 (Keulegan, 1950 apud Wurbs, 1985) são muitas vezes chamadas equações clássicas de rompimento de barragem. Estas equações foram obtidas a partir de uma solução analítica das equações de Saint-Venant com severas condições simplificadoras e seu uso prático é restrito, todavia têm importância sob o ponto de vista teórico e são frequentemente citadas na literatura.

A equação 2.1 descreve a superfície livre considerando o canal retangular, uniforme, liso, horizontal e de grande extensão.

$$\frac{x}{t \cdot \sqrt{g \cdot H}} = 2 - 3 \cdot \sqrt{\frac{y}{H}} \quad 2.1$$

onde  $x$  é a distância a partir da barragem original para jusante,  $h$  é a altura da barragem (a mesma do nível inicial no reservatório),  $t$  é o tempo a partir do rompimento instantâneo e  $g$  é a aceleração da gravidade.

O nível da água na seção da barragem retirada é constante e igual a :

$$y_1 = \frac{4}{9} \cdot H \quad 2.2$$

e a velocidade é também constante e igual a

$$v_1 = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot H \quad 2.3$$

resultando numa vazão por unidade de largura constante e igual a

$$q = \frac{8}{27} \cdot \sqrt{g} \cdot H^{3/2} \quad 2.4$$

Abordagens semelhantes foram realizadas desde o início do século até a década de 60 e estão bem representadas pelo texto de Henderson (1966), sempre com hipóteses simplificadoras, que restringiam muito a aplicação prática dos resultados. Até esta época os resultados experimentais obtidos com modelos físicos eram de maior utilidade.

A partir da década de 60, com o advento dos computadores e das técnicas numéricas, a engenharia avançou na análise de propagação de cheias de maneira geral. Muitos dos modelos numéricos unidimensionais para propagação de cheias desenvolvidos nesta época foram aplicados ao caso de rompimento de barragens, embora não tivessem sido desenvolvidos para este uso específico (Wurbs, 1985).

Na década de 70, nos Estados Unidos, ocorreu um novo impulso no desenvolvimento de modelos principalmente no sentido de popularizar o seu uso, como consequência principal dos dois eventos trágicos de Teton e Buffalo Creek (Wurbs, 1985).

Um trabalho recente de revisão do estado da arte na simulação de rompimento de barragens foi realizado por Almeida e Franco (1994). Este trabalho começa por caracterizar as particularidades do escoamento devido ao rompimento de barragens, em relação ao escoamento de cheias normais, a seguir define as fases do processo de rompimento de barragens e as diferentes formas de simulação empregadas, e, por fim apresenta uma lista dos modelos disponíveis para a simulação da formação da brecha e do escoamento em rompimento de barragens.

As principais diferenças com relação ao escoamento de cheias naturais são (Almeida e Franco, 1994):

1. vazões e níveis de água muito altos;
2. ocorrência de ondas de frente abrupta;
3. rápido transbordamento das margens;
4. escoamento sobre terreno seco com efeitos dissipativos;

5. transporte de material sólido anormalmente alto;
6. escoamento subcrítico e supercrítico alternado em leito irregular;
7. efeitos imprevisíveis nas condições de contorno;
8. dificuldades na calibração e validação dos modelos;

Um estudo integral do fenômeno de rompimento de barragens pode ser dividido em duas partes distintas:

1. Determinação do hidrograma de ruptura;
2. Propagação da onda no trecho a jusante;

### **2.8.1 Hidrograma de ruptura**

O hidrograma de ruptura é determinado pela formação da brecha e pelo comportamento do reservatório. A formação da brecha depende do tipo de barragem que está sendo analisada e do tipo de análise. A hipótese de ruptura completa e instantânea é o enfoque mais antigo e o que representa a pior situação possível. Esta 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 esta hipótese não é realista. Para estas são desenvolvidas modelações que consideram o tipo de material e de estrutura, embora o mecanismo de falha e de evolução da brecha não sejam ainda bem conhecidos (Bertoni, 1987 e Tucci, 1989).

A formação da brecha pode ser simulada por algum dos seguintes métodos (Almeida e Franco, 1994):

1. Hidrograma de ruptura estimado: É o método mais simples, em que um hidrograma de ruptura é obtido a partir de estimativas de vazão de pico, tempo de esvaziamento e volume do reservatório.

2. Evolução pré-determinada da brecha: É um método bastante popular para todos os tipos de barragens. Uma brecha de forma pré-determinada cresce de acordo com parâmetros de tempo de formação e dimensões máximas.
3. Evolução por erosão - simplificada: Especialmente utilizado em barragens de terra este método considera a erosão do material da barragem por alguma expressão de descarga sólida e os aspectos hidráulicos de forma simplificada, em geral por uma equação de vertedor de soleira espessa.
4. Evolução por erosão - completa: Este método combina as equações hidrodinâmicas completas com equações de descarga sólida.

O método de estimativa do hidrograma de ruptura foi utilizado por Vieira da Silva e Mascarenhas (1987). Neste trabalho, o hidrograma de ruptura hipotético para o caso da Barragem do Funil, no Rio Paraíba do Sul, Rio de Janeiro, foi obtido a partir dos dados geométricos do reservatório e de uma estimativa de largura da brecha. A formulação de Ritter, semelhante à equação 2.4, foi utilizada para determinar a vazão de pico. O tempo de esvaziamento do reservatório foi calculado considerando um hidrograma triangular.

O modelo de formação de brecha descrito por Fread (1977), em que a brecha cresce linearmente com o tempo, destaca-se pela sua simplicidade e capacidade de reproduzir eventos observados tanto em barragens de terra como em barragens de concreto. Esta abordagem, do tipo evolução pré-determinada, ainda é a mais popular (Almeida e Franco, 1994).

Abordagens específicas para barragens de terra e enrocamento introduziram conceitos de erosão e transporte de sedimentos, utilizando expressões de descarga sólida como as de Meyer-Peter e Müller, Einstein-Brown e Schoklitsch, para descrever a evolução da brecha (Singh e Scarlatos, 1988).

O conceito fundamental aceito na simulação de formação de brecha em barragens de material erodível é que, uma vez iniciado, o processo só termina quando o reservatório se esvazia ou quando o material começa a resistir à erosão. Este conceito foi utilizado para o desenvolvimento de vários modelos de formação de brecha citados em Singh e Scarlatos (1988). Estes autores apresentaram os principais modelos de formação de brecha e suas características em uma tabela reproduzida aqui (Tabela 2.3).

**Tabela 2.3:** Modelos matemáticos de formação de brecha para barragens de terra(Singh e Scarlatos, 1988)

Modelo e ano	Escoamento	Erosão e transporte	Método de solução	Morfologia da brecha	Parâmetros
Cristofano (1996)	Vertedor de soleira espessa	de Fórmula empírica	Manual iterativo	Largura constante	Ângulo de resposta
BRDAM (1977)	Vertedor de soleira espessa	de Schoklitsch	Numérico	Forma parabólica	Dimensões da brecha, sedimentos
DAMBRK (1977)	Vertedor de soleira espessa	de Linear determinada	pré Numérico iterativo	Retangular, Trapezoidal	Dimensões da brecha
Ponce e Tsivoglou (1981)	Hidrodinâmico completo	Meyer-Peter e Mueller	Preissmann	Dependente do regime	Tensão crítica, sedimentos
BREACH (1985)	Vertedor de soleira espessa	de Smart	Numérico iterativo	Retangular, Trapezoidal	Tensão crítica, sedimentos
BEED (1985)	Vertedor de soleira espessa	de Einstein-Brown	Numérico iterativo	Retangular, Trapezoidal	Sedimentos

Os modelos de formação de brecha baseados em conceitos de erosão obviamente não podem ser aplicados a barragens de concreto. Além disso, estes modelos necessitam uma grande quantidade de dados sobre as propriedades do material da barragem, que muitas vezes não estão disponíveis. O hidrograma calculado pode ser tão sensível à grande incerteza que existe na determinação das propriedades do material que um modelo complexo, que incorpora a erosão e o transporte de material, bem como equações hidrodinâmicas completas, pode não se justificar frente a um modelo de formação de brecha mais simples, como o de evolução pré-determinada.

Quando o hidrograma de ruptura não é estimado da forma mais simples, considerando as características do reservatório e estimando a vazão de pico e o tempo de esvaziamento, isto é, quando a formação da brecha é calculada por modelos de erosão ou é pré determinada, o hidrograma de ruptura é determinado por alguma expressão que retrata o comportamento hidráulico da brecha. Equações de vertedores ou de orifícios podem ser utilizadas para calcular a vazão através da brecha. Neste caso, a vazão instantânea de ruptura depende principalmente do nível da água no reservatório e do tamanho e da forma da brecha. A ocorrência da submersão deve ser testada e, se houver, seus efeitos devem ser levados em conta na forma de um coeficiente de correção dependente da diferença entre os níveis a montante e a jusante da brecha. (Fread, 1985).

Ponce e Tsivoglou (1981) criaram um modelo de formação gradual de brecha e utilizaram as equações hidrodinâmicas completas para obter o hidrograma de ruptura. Este tratamento mais refinado do cálculo da vazão através da brecha não está de acordo com as grandes simplificações realizadas na determinação das propriedades do material e na hipótese de escoamento unidimensional. Tratamentos mais simples para o cálculo da vazão através da brecha, como as equações de vertedores, diminuem em muito a complexidade do problema, sem comprometer os resultados (Fread, 1988).

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

### **2.8.2 Propagação do hidrograma**

A propagação da onda de cheia para jusante é a segunda e mais importante parte do estudo. O interesse sob o ponto de vista de engenharia é direcionado para alguns minutos

após o rompimento e para alguns km a jusante da barragem, onde se encontram as populações e os bens econômicos sob risco.

As fortes características tridimensionais do fluxo de rompimento nos instantes iniciais e nos locais próximos à barragem sugerem que neste caso o uso de modelos físicos é mais apropriado (Cunge et al., 1980). O mesmo autor afirma, porém, que não é possível para um modelo físico representar o escoamento em longas distâncias sem que as distorções deste tipo de modelo tornem seus resultados ainda menos confiáveis que os de modelos numéricos (Cunge et al., 1980 e Yevjevich, 1975).

Entre os modelos numéricos de representação do escoamento devem ser utilizados aqueles que consideram todos os termos das equações de Saint-Venant (equações 2.5 e 2.6), tendo em vista a velocidade de crescimento do hidrograma (Cunge et al., 1980). Entretanto não faltam na bibliografia modelos de simulação de cheias decorrentes de rompimentos de barragens baseados em equações simplificadas, desenvolvidos principalmente pela dificuldade encontrada para resolver as equações completas. Um modelo de propagação de onda de cheia é considerado simplificado se não considera todos os termos da equação de conservação de momento (equação 2.6) (Fread, 1985). Quando apenas a equação de conservação de massa (equação 2.5) é considerada, juntamente com uma relação entre vazão e armazenamento, o modelo é chamado hidrológico.

$$\frac{\partial (A \cdot V)}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2.5)$$

$$\frac{\partial (V)}{\partial t} + V \cdot \frac{\partial (V)}{\partial x} + g \cdot \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (2.6)$$

### 2.8.2.1 Modelos simplificados

Uma análise comparativa realizada por Wurbs (1985) descreve alguns modelos, entre eles os modelos simplificados HEC-1, TR-66, SMPDBK.

O modelo HEC-1, do Corpo de Engenheiros do exército americano, é de uso geral na hidrologia, isto é, não foi desenvolvido especificamente para simular rompimento de barragens. O modelo incorpora módulos de transformação chuva - vazão e outros não diretamente relacionadas à simulação de rompimento de barragens. O hidrograma de ruptura

é calculado admitindo que a brecha se desenvolve de acordo com parâmetros de tamanho, forma e tempo de formação pré determinados. O reservatório é simulado por um método hidrológico, que não considera a declividade da linha da água, e não é capaz de representar a onda negativa. Para a propagação do hidrograma de cheia, o modelo oferece os métodos de Muskingum, Puls e Onda Cinemática.

O modelo TR-66 foi desenvolvido pelo Soil Conservation Service, dos Estados Unidos, na década de 70. O hidrograma de ruptura está baseado na hipótese de rompimento instantâneo e de informações sobre rompimentos já ocorridos. A propagação é realizada por uma simplificação do método Att-Kin, que utiliza simultaneamente os métodos de Armazenamento e Onda Cinemática. O hidrograma é atenuado pelas características de armazenamento do vale e é retardado e dispersado pela translação da onda cinemática.

O modelo SMPDBK é descrito mais profundamente no capítulo de Metodologia. Este modelo calcula e propaga a vazão de pico do rompimento da barragem de acordo com curvas de atenuação, previamente desenvolvidas utilizando o modelo DAMBRK, também descrito na metodologia deste trabalho.

Outros modelos simplificados como o de Keefer e McQuivey (1975) foram desenvolvidos e aplicados ao longo das décadas de 70 e 80. A principal justificativa favorável ao uso de modelos simplificados é a menor carga computacional, a menor exigência de conhecimento técnico por parte do usuário e a rapidez da análise.

#### **2.8.2.2 Modelos hidrodinâmicos**

Os modelos que utilizam as equações 2.5 e 2.6 acima, na sua forma completa, são chamados modelos hidrodinâmicos. Embora mais corretos que os modelos simplificados estes modelos admitem as seguintes hipóteses simplificadoras assumidas na obtenção das equações de Saint-Venant (Cunge et al., 1980):

1. o escoamento é unidimensional;
2. acelerações verticais são desprezíveis;



3. os efeitos da rugosidade do canal e da turbulência podem ser representados por modelos empíricos, semelhantes aos utilizados em escoamento permanente e uniforme;
4. a declividade do fundo do canal é pequena.

As equações 2.5 e 2.6 não têm solução analítica, porém uma série de técnicas numéricas foram desenvolvidas que permitiram obter soluções satisfatórias. As técnicas numéricas de solução das equações de Saint-Venant podem ser divididas em três grupos principais:

1. método das características - não é prático do ponto de vista computacional para aplicações em rios de geometria irregular (Fread, 1985) embora, teoricamente, seja o melhor (Cunge et al., 1980);
2. método das diferenças finitas - é o método mais utilizado na bibliografia, tanto com esquemas explícitos como com esquemas implícitos (Cunge et al., 1980 e Fread, 1985);
3. método dos elementos finitos - é equivalente ao método de diferenças finitas para escoamentos unidimensionais, mas apresenta vantagens na representação da geometria irregular da área de inundação em escoamentos bidimensionais (Almeida e Franco, 1994).

Alguns modelos hidrodinâmicos de simulação de rompimento são referências clássicas como o trabalho de Rajar (1978), que utilizou os esquemas numéricos de Lax-Wendroff e Difusivo e encontrou problemas na propagação em canais não prismáticos. Balloffet et al. (1974) utilizaram um método de diferenças finitas com esquemas explícito e implícito para simular a propagação da onda de cheia devida ao rompimento de uma barragem em uma rede de canais. O mesmo modelo foi utilizado posteriormente pelo mesmo autor numa aplicação ao caso do rompimento da barragem de Teton (Balloffet e Scheffler, 1982). Neste caso o escoamento, eminentemente bidimensional, foi aproximado pela rede de canais, de acordo com a topografia do vale. Na França também ocorreu um desenvolvimento intenso de modelos, aplicados já em 1973 à ruptura hipotética de mais de 60 barragens (Benoist et al. apud Wurbs 1985). O modelo DAMBRK desenvolvido por Fread (1971, 1975, 1977, 1991), descrito no capítulo de metodologia, também é uma referência obrigatória.

**Tabela 2.4:** Lista de modelos e usuários ou fornecedores (Reiter, 1992):

	Agência	Nome do modelo
1	USA/National Weather Service	DAMBRK (original)
2	USA/National Weather Service	SMPDBK
3	BOSS	BOSS DAMBRK
4	HAESTED METHODS	HAESTED DAMBRK
5	Binnie & Partners	UKDAMBRK
6	USA/COE HEC	modelos HEC
7	Tams	LATIS
8	IPRHEH - China	DKB1
9	IPRHEH - China	DKB2
10	Instituto de Tecnologia - Estocolmo	TVDDAM
11	Cemagref	RUBBAR3
12	Delft Hydraulics	WENDY
13	Delft Hydraulics	DELFL0/DELQUA
14	Consulting Enginners Reiter Ltd.	DYX10
15	ANU-Reiter Ltd.	DYNET-ANUFLOOD
16	ENEL Centro di Recerca Hydraulica	RECAS
17	ENEL Centro di Recerca Hydraulica	FLOOD2D
18	ENEL Centro di Recerca Hydraulica	STREAM
19	Instituto de Hidraulica da Dinamarca	MIKE11
20	ETH Zurique	FLORIS
21	Instituto de Hidraulica da Dinamarca	MIKE21
22	EDF - Laboratório Nacional de Hidráulica - França	RUPTURE
23	EDF - Laboratório Nacional de Hidráulica - França	TELEMAC

A partir da década de 80 os modelos tornaram-se comerciais e mais amplamente utilizados em diversos países. Um levantamento recente (Reiter, 1992) cita modelos atualmente em uso por diversas agências listados na tabela 2.4. Grande parte destes modelos utiliza a técnica das diferenças finitas para a solução das equações diferenciais.

Uma característica que diferencia a cheia devida ao rompimento de uma barragem de uma cheia natural é a eventual ocorrência de ondas de choque, e os modelos hidrodinâmicos podem ser classificados de acordo com a forma com que representam esta onda de choque.

O escoamento a jusante da barragem pode, dependendo das características do hidrograma de ruptura, da topografia e das condições iniciais do rio, desenvolver uma frente de onda bastante abrupta. Existindo suficiente energia, a frente de onda pode tornar-se cada vez mais abrupta, rompendo-se e formando um forte ressalto móvel, denominado onda de choque. A onda de choque é caracterizada pela descontinuidade das variáveis profundidade e vazão e pela inaplicabilidade local das equações de Saint-Venant. Uma das hipóteses assumidas na obtenção das equações de Saint-Venant, ou seja, a de que as acelerações verticais são desprezíveis, não é atendida neste caso (Basco, 1989, Cunge et al., 1980 e Mascarenhas, 1995). A solução numérica do escoamento encontrada na bibliografia apresenta três métodos para tratar o choque:

1. ajuste do choque - a descontinuidade é considerada uma condição de contorno que separa o trecho em dois subtrechos em que são válidas as equações de Saint-Venant. As duas regiões são unidas na região do choque pelas equações de Rankine-Hugoniot (Cunge et al., 1980). A necessidade de localizar o choque a cada passo de cálculo e os choques secundários que surgem, se a geometria do rio é irregular, torna este método trabalhoso;
2. método de pseudo viscosidade - é introduzido um termo dissipativo nas equações de Saint-Venant para suavizar as descontinuidades, de modo a espalhar o choque sobre uma região maior, que é também a desvantagem deste método (Yevjevich, 1975);
3. método baseado nas soluções fracas das equações de Saint-Venant - conhecidos na literatura como *shock capturing* ou *trough computation*, não realizam nenhum tratamento especial para considerar o choque, utilizam esquemas numéricos do tipo difusivo para controlar a formação do choque, e necessariamente devem usar as equações de Saint-Venant na forma conservativa (Cunge et al., 1980). Este método pode apresentar problemas de convergência, de amortecimento ou oscilação exagerada da frente abrupta; mesmo assim tem sido o mais utilizado na prática (Almeida e Franco, 1994).

O fenômeno do choque hidráulico, sua simulação e a sua descrição física são fascinantes e constituem tema para muita pesquisa. No entanto, na análise de rompimentos de barragens e suas conseqüências em vales reais, a descrição detalhada do choque e um método mais correto de sua simulação são, em geral, desnecessários, considerando o caráter local deste fenômeno (Petrascheck e Sydler, 1984). Os métodos conhecidos na literatura como

*through computation* são suficientes para os objetivos propostos e bem menos sujeitos a instabilidades ocasionadas pelas irregularidades geométricas do vale.

O desenvolvimento atual de modelos para representar o escoamento de cheias de rompimento de barragens busca melhor representar os processos bidimensionais que ocorrem nos vales de inundação inicialmente não submersos, incorporar o transporte sólido de material da barragem e do leito e da erosão do vale a jusante e melhorar a representação de escoamentos mistos supercríticos e subcríticos(Almeida e Franco, 1994).

Muita pesquisa está sendo realizada utilizando diferentes esquemas numéricos, entre eles os de Godunov (Savic e Holly, 1993) e MacCormack (Almeida e Franco, 1994), em escoamentos uni e bidimensionais. Estes esquemas apresentam boa capacidade de representar a região do choque.

Modelos bidimensionais são desejáveis para a simulação em rios com largas áreas de inundação e em vales de topografia irregular, nas proximidades da barragem rompida, onde o perfil transversal dificilmente pode ser considerado horizontal. Os modelos bidimensionais existentes ainda não são suficientemente robustos para simular escoamentos em planícies de inundação, especialmente pela definição de condições de contorno móveis. Elliot e Chaudry (1993) apresentaram um modelo bidimensional, baseado no método das características, que apresentou bons resultados para o escoamento em curvas de um canal regular. Uma técnica de modelagem mista uni e bidimensional é sugerida em Almeida e Franco (1994) para vales que alternam trechos encaixados, onde o escoamento é principalmente unidimensional, e trechos planos, onde existem fortes efeitos bidimensionais.

## **2.9 Incerteza na simulação do rompimento de barragens**

Uma ruptura de barragem é diferente para cada situação. Muitas variáveis influenciam o resultado da análise e nem todas podem ser determinadas de maneira plenamente confiável. O volume do reservatório e a altura da barragem são variáveis que são bem conhecidas, porém a estimativa do tempo de formação da brecha, para um rompimento que ainda não aconteceu, baseia-se apenas em raros relatos de casos ocorridos com outras barragens. Para estimar algumas variáveis, é necessário admitir hipóteses que representam a falta de domínio que a engenharia tem sobre o assunto. Os resultados obtidos a partir das várias hipóteses

possíveis podem ser bastante diferentes. Como alternativa pode ser realizada a análise da sensibilidade aos parâmetros ou a análise para toda a faixa admissível de valores que os parâmetros podem assumir.

A técnica de Monte Carlo pode ser utilizada para estimar a distribuição probabilística dos dados de saída (cota e vazão) do modelo a partir de distribuições estimadas dos parâmetros do modelo (largura, altura, tempo de formação da brecha e condições iniciais). Através desta técnica os parâmetros do modelo são variados dentro dos limites considerados aceitáveis e segundo distribuições probabilísticas conhecidas ou estimadas. Estes parâmetros são aplicados ao modelo e o resultado vai apresentar uma faixa de variabilidade e uma distribuição probabilística. Desta forma é possível avaliar o efeito da incerteza na determinação dos parâmetros sobre os resultados simulados (Salas 1993 e Kelman 1987).

Os principais fatores que podem causar erros na simulação de cheias devido ao rompimento de barragens são:

1. causa do rompimento;
2. formação da brecha;
3. geometria das seções do rio;
4. coeficientes de rugosidade;
5. material recolhido pela cheia;
6. perdas de volume;
7. erosão e depósito;
8. escoamento complexo;
9. regime de escoamento.

Fread (1981) elaborou um estudo sobre a sensibilidade da simulação numérica da onda de cheia, resultante de um rompimento de barragem, a alguns parâmetros. Trieste (1992) e Jarret (1984) avaliaram as hipóteses de regime supercrítico ou subcrítico em trechos de alta declividade, e Chen e Simons (1979) avaliaram experimentalmente os efeitos de uma

cheia devido ao rompimento de uma barragem sobre um canal de fundo móvel. Uma síntese destes estudos é realizada aqui.

### **2.9.1 Causa do rompimento**

A causa de rompimento é importante porque determina a velocidade com que ocorre a formação da brecha. Rompimentos causados por insuficiência do vertedor durante enchentes (galgamento) podem ter um risco de falha estimado de forma razoável baseado no risco da cheia que ocasiona o galgamento. Este tipo de causa, entretanto, cobre apenas cerca de 30% dos casos registrados.

Considerando ainda as falhas por galgamento, existe grande incerteza associada à definição de qual a vazão ou altura de água por sobre a barragem que determinará o início do processo de erosão. Para barragens de terra, alguns modelos determinísticos foram desenvolvidos (Ponce e Tsivoglou 1981), mas ainda existem várias incertezas na determinação das propriedades do material da barragem.

### **2.9.2 Formação da brecha**

A formação da brecha pode ser descrita por três parâmetros básicos: seu tamanho, tempo de formação e forma geométrica. Todos estes parâmetros são fortemente influenciados pela causa do rompimento e pelo tipo de barragem. Existem três enfoques básicos para tratar estes parâmetros. O primeiro é a análise histórica dos rompimentos ocorridos, que permite relacionar tipos de barragens com formas geométricas, tamanhos e tempos de formação da brecha. Barragens de concreto em arco tendem a romper em menos tempo e completamente (figura 2.1); já barragens de terra rompem mais lentamente e a ruptura pode não ser completa. Barragens de concreto em gravidade rompem, em geral, também em pouco tempo, porém o tamanho da brecha se limita a um ou alguns blocos monolíticos.

A importância do tempo de formação da brecha é evidente quando se imagina a interação da formação da brecha e do esvaziamento do reservatório. Uma brecha que se forma rapidamente não permite que o nível da água no reservatório se reduza de maneira significativa até que a brecha atinja seu tamanho final. O resultado é uma vazão máxima muito

alta, porque dois efeitos se sobrepõem: a grande altura da água e o tamanho máximo da passagem ou brecha. Por outro lado, se a brecha é pequena e se forma muito lentamente, o nível da água no reservatório estará muito baixo quando a brecha atingir seu tamanho máximo. O efeito do tempo de formação da brecha sobre a vazão de pico na barragem foi avaliado por Fread (1981), para o caso do rompimento da barragem de Teton. O tempo de formação da brecha observado neste caso foi de 1,5 horas. A tabela 2.5 apresenta o efeito de subestimar ou superestimar este tempo.

**Tabela 2.5:** Sensibilidade da vazão de pico (na barragem) ao tempo de formação da brecha no rompimento da barragem de Teton (Fread, 1981).

Vazão de Pico (m <sup>3</sup> /s)	Tempo de Formação da Brecha (h)	Erro relativo(%)
55990	0,0	+26,1
49738	0,75	+12,1
44388	1,5	0,0
35783	3,0	-19,3

O efeito do tempo de formação da brecha é mais importante na medida em que o volume do reservatório decresce. Isto ocorre porque reservatórios muito grandes não têm tempo de rebaixar o nível da água. O resultado é um hidrograma de ruptura com um pico largo ou pouco pronunciado, com escoamento quase permanente.

A estimativa do tempo de formação da brecha é um parâmetro que introduz grande incerteza, principalmente quando o reservatório é pequeno. Nestes casos deve ser realizada uma simulação considerando o tempo mínimo possível e outra considerando o tempo máximo.

A largura da brecha é um dos parâmetros mais incertos na modelagem de rompimento. Para barragens de concreto em arco é geralmente admitida a hipótese de rompimento completo. Para barragens de terra Johnson e Illes (1976) demonstraram que a largura (B) da brecha está intimamente ligada à altura original (H) da barragem, num intervalo que pode ser dado por  $0,5 H < B < 3 H$ .

A forte incerteza que está associada a estimativa da largura da brecha praticamente exige duas análises, da mesma forma que o tempo de formação, uma com a largura máxima possível e outra para a largura mínima provável. A interação das estimativas de largura e tempo também deve ser avaliada.

### **2.9.3 Geometria das seções do rio**

A caracterização adequada da geometria das seções no vale a jusante da barragem é muito importante na simulação da cheia, porque existe um forte efeito de atenuação da onda ao longo do trecho inundado. Vales muito encaixados atenuam muito menos a onda de cheia na sua propagação para jusante que vales mais abertos, com largas áreas inundáveis. Neste efeito a geometria do vale e da área inundável tem mais importância que a própria calha do rio. Os erros que podem ocorrer na caracterização da geometria do rio e do vale a jusante são: erros no levantamento a campo de seções transversais do rio, erros devidos à representatividade das seções transversais medidas, erros devidos à hipótese de variação linear entre as curvas de nível de mapas topográficos.

### **2.9.4 Coeficientes de rugosidade**

O coeficiente de rugosidade utilizado na perda de carga por atrito já é de estimativa relativamente complicada em rios normais, para cheias normais, mas onde não existem dados. Em rios normais, porém com cheias excepcionais, que cobrem a vegetação das margens, ilhas, e carregam consigo desde troncos de árvores até animais, a estimativa de um coeficiente de rugosidade é um exercício temerário. Este coeficiente sintetiza as perdas de carga por atrito com o fundo e margens, vegetação, construções e as perdas devidas à forma do canal. As perdas de carga localizadas em alargamentos ou estreitamentos da calha também necessitam uma estimativa delicada.

Um estudo da empresa francesa EDF (Benoist 1989) cita valores do coeficiente de Strickler entre 15 e 35 em unidades do sistema internacional, que equivalem a coeficientes de Manning entre 0,067 e 0,029, para escoamentos de cheias devidas ao rompimento de barragens.



A estimativa de um coeficiente de rugosidade afeta principalmente o tempo de propagação da onda e as alturas atingidas pela água em cada seção. A análise de Fread (1981) conclui que uma superestimativa em 50% do valor do coeficiente de Manning  $n$ , resulta em uma redução de 25% na celeridade da onda de cheia, e em um aumento na profundidade máxima para uma seção qualquer de aproximadamente 20%.

### **2.9.5 Material recolhido pela cheia**

O material recolhido pela onda de cheia inclui árvores, casas demolidas, carros, cercas e animais e pode causar efeitos praticamente impossíveis de prever. O potencial destrutivo da onda de cheia pode ser aumentado com uma grande carga de material deste tipo, como quando o material se acumula em frente aos pilares de uma ponte que sofre então uma força adicional.

### **2.9.6 Perdas de volume**

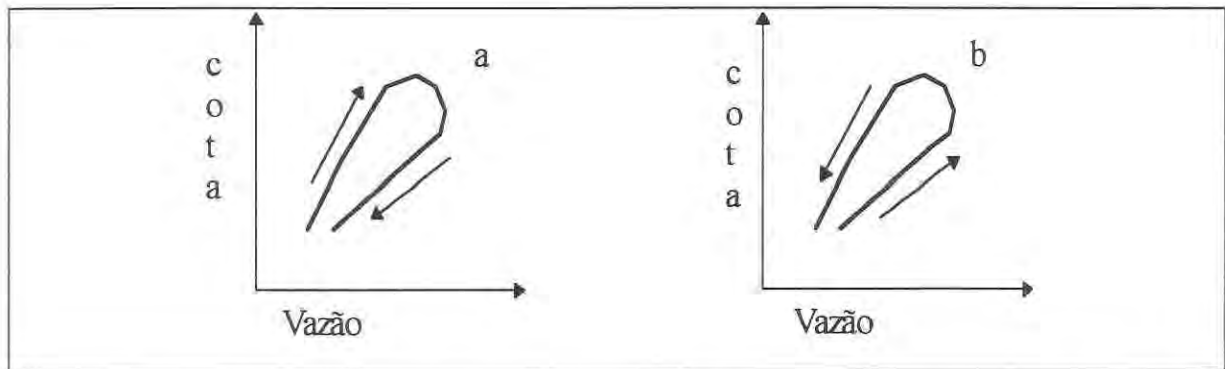
Em cheias excepcionais, muitas áreas distantes do canal principal são atingidas, ocorrendo perdas de volume por retenção, infiltração e desvios para outros rios ou bacias. A estimativa destas perdas é muito difícil e apenas dados conhecidos para algumas cheias muito bem documentadas como a da barragem de Teton, nos EUA, servem de apoio. As perdas no caso desta barragem chegaram a 25% do volume do reservatório, e a consideração destas perdas reduziu a vazão de pico em até 50% e a altura máxima atingida pela água em até 30% para uma seção a aproximadamente 100 km da barragem.

### **2.9.7 Erosão e depósito**

Os efeitos erosivos da cheia e os efeitos dos sedimentos acumulados no reservatório e carregados através da brecha ao vale inundado foram estudados experimentalmente por Chen e Simons (1979) em laboratório. As conclusões deste trabalho são descritas aqui.

A cheia excepcional extravasa ocupando o vale e cortando caminho através dos meandros do rio. A declividade do vale se transforma efetivamente na declividade do rio e os meandros e curvas se transformam em elementos de rugosidade, aumentando o coeficiente de

rugosidade. O escoamento é retardado e a altura da água aumenta. Se o rio for retilíneo este efeito não será tão forte. Na sua propagação a jusante a cheia tende a alargar o canal e cortar os meandros originais. A rugosidade diminui e a altura da água também. Esta mudança pode ser descrita por uma relação Cota x Descarga inversa com relação ao que ocorre normalmente, conforme a figura 2.11.



**Figura 2.11:** Relação cota vazão para: a) cheia excepcional b) cheia normal

O sedimento acumulado no reservatório pode reduzir a rugosidade e alterar a geometria do canal. De maneira geral, porém, os efeitos da erosão e depósito, em cheias devidas ao rompimento de barragens, não são bem entendidos.

Em rios cujo traçado depende mais das falhas geológicas do que da própria mecânica fluvial, onde o fundo é rochoso e as seções transversais bastante encaixadas, os efeitos de alteração do traçado devem ser menos pronunciados.

### 2.9.8 Áreas inundáveis

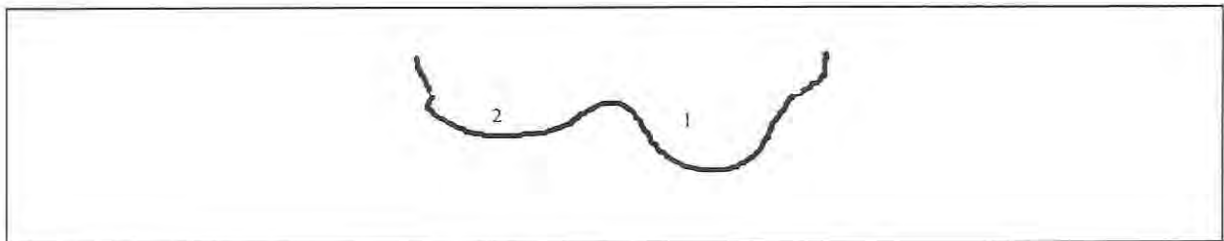
A descrição do escoamento pode ser realizada de diferentes maneiras, que incluem modelos físicos, modelos matemáticos unidimensionais e bidimensionais, e, em cada um deles, existem diferentes formas de representar a realidade. Cunge et al. (1980) afirmam que o escoamento em um vale natural, principalmente nos primeiros instantes e na proximidade da barragem, é essencialmente tridimensional e deveria ser calculado como tal. O custo de uma simulação realística desta primeira etapa não justifica a sua aplicação principalmente porque o objetivo muitas vezes é determinar o que acontece muitos km a jusante da barragem, e não na sua proximidade.

Para avaliar os efeitos logo a jusante da barragem um modelo físico é mais adequado que a simulação numérica, mesmo a bidimensional. À medida que a distância aumenta, o modelo físico se torna cada vez mais caro e cada vez mais inexato, até que sua aplicação não se justifica mais, frente à possibilidade de utilizar um modelo matemático.

Modelos bidimensionais que não tenham significativos problemas de instabilidade e que sejam flexíveis, a ponto de permitir a utilização generalizada, ainda não estão disponíveis de forma prática (Almeida e Franco, 1994).

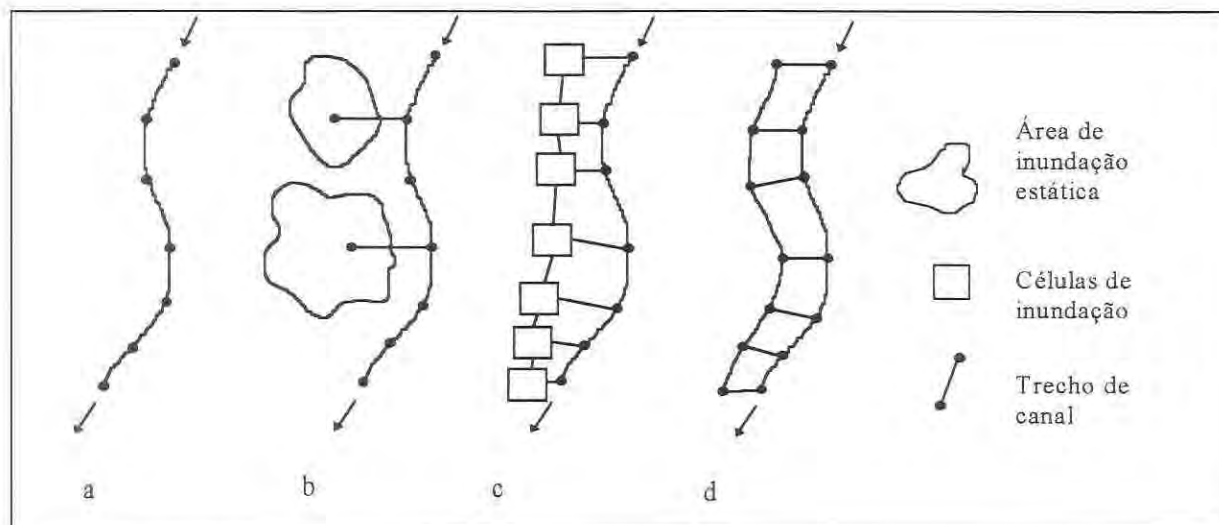
Por fim, admitindo que o modelo numérico unidimensional é adequado para trechos distantes da barragem, ainda permanecem fontes potenciais de incerteza, relacionadas à forma de descrever o rio e as seções transversais. A descrição topológica do trecho e a descrição hidráulica das seções transversais pode variar, dependendo da forma pela qual se encara a natureza e dos dados disponíveis (Cunge et al 1980).

Se a seção transversal do rio e do vale é composta como a da figura 2.12, esta pode ser interpretada de formas diferentes.

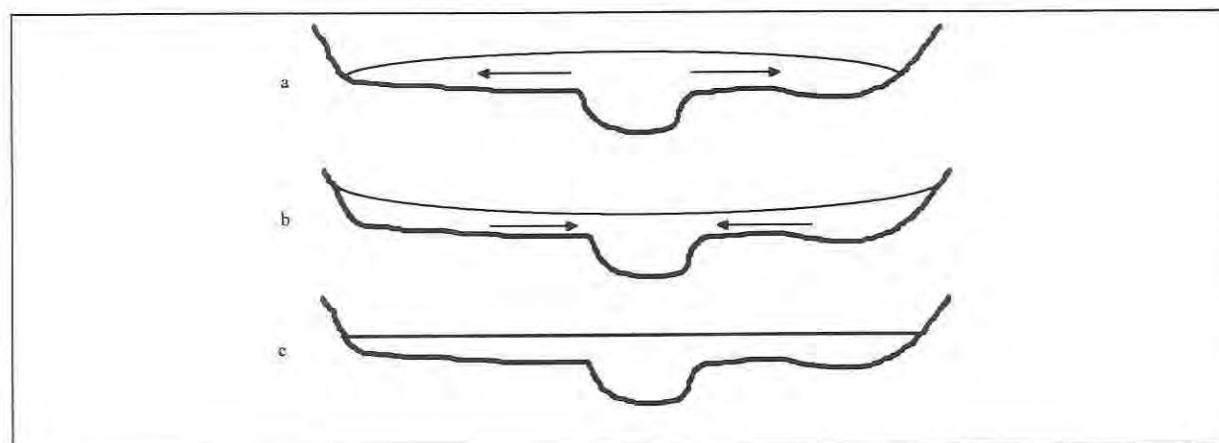


**Figura 2.12:** Seção transversal composta

A descrição mais simples é considerar as seções transversais deste tipo como únicas e simples (figura 2.13a). Esta simplificação pode gerar instabilidade, dependendo da forma pela qual é calculada a condutância hidráulica. Outra forma é admitir que a velocidade na zona inundada 2 é muito baixa e não contribui para a vazão total. A zona 2 inunda, mas está isolada de outras zonas inundadas, como mostra a figura 2.13b. A terceira forma de descrever esta seção é admitir que existe uma zona inundada que tem ligação com outras zonas inundadas, chamadas células ou compartimentos de inundação, a jusante (figura 2.13c), porém a velocidade é baixa e não existem efeitos inerciais. A quarta forma é descrever o sistema como uma rede de canais (figura 2.13d), com a adequada condutância para cada trecho de canal.



**Figura 2.13:** Possíveis representações de um canal com seções compostas (Cunge et al., 1980)



**Figura 2.14:** Declividade transversal: a) na subida do hidrograma; b) na descida do hidrograma; c) representações a e b da figura 2.13; (Cunge et al., 1980).

As representações mais simples, do tipo **a** ou **b** na figura 2.13, incorrem num erro que, em cheias rápidas, como as que ocorrem em casos de rompimentos de barragens, pode ser bem significativo. Na parte ascendente do hidrograma, em uma seção qualquer, a água originalmente no canal extravasa e invade a planície lateral, de uma forma semelhante à representada na figura 2.14a. Quando o hidrograma decresce, é no canal que o nível baixa primeiro, de uma forma semelhante ao da figura 2.14b. O erro incorrido quando se usam as representações **a** ou **b** é desprezar a declividade transversal (figura 2.14c). Este erro aumenta à medida que aumentam as áreas inundadas. A forma de representação com áreas de armazenamento estáticas (figura 2.13b) deve, nestes casos, reduzir muito a velocidade de

propagação da onda, já que a água só avança pelo canal principal apenas quando toda a área de inundação lateral está preenchida.

A vantagem das formas de representação **c** e **d** é permitir uma declividade transversal da linha da água. Neste caso, a velocidade de propagação da onda não é profundamente afetada.

A forma de representação da figura 2.13a é talvez a mais simples, mas apresenta três problemas principais: é numericamente instável na transição entre leito menor e leito maior; não considera a declividade transversal da linha da água e considera a velocidade na área de inundação igual à no canal principal (figura 2.14). Uma alteração da forma de calcular a condutância hidráulica é proposta por Fread (1991) para escoamentos que ocorrem tanto no canal principal como no leito maior, ou vale. Nesta forma alternativa, as equações do escoamento unidimensional são modificadas para representar independentemente o escoamento no canal principal, na área inundada a esquerda e a direita do canal. As vantagens desta forma de representação são: problemas numéricos de instabilidade na transição entre leito menor e maior são evitados e a velocidade no canal principal é diferente da velocidade nas áreas inundadas. Entretanto a linha d'água é considerada horizontal, no sentido transversal ao rio.

A escolha de um tipo de representação, ou outro, depende de fatores como a profundidade da área lateral inundada, a existência de vegetação densa ou outros obstáculos na área inundada, a largura da área inundada e a continuidade da área inundada. Mesmo assim, optar por uma ou outra forma de representar a topologia das seções e do trecho é uma fonte de incerteza.

### **2.9.9 Regime de escoamento**

A simulação de cheias excepcionais em rios quase sempre exige o conhecimento a priori do regime do escoamento. Em rios de baixa declividade o escoamento é subcrítico, porém em rios com trechos de alta declividade determinar o regime pode significar uma fonte de incerteza.

As barragens para geração de energia estão muitas vezes exatamente a montante de trechos de grande declividade do rio, para aproveitar o desnível adicional. O escoamento em trechos de grande declividade como cachoeiras é complexo, influenciado por obstáculos do

fundo, contrações e expansões do canal. Muitos modelos de simulação hidrodinâmica sugerem considerar escoamento supercrítico acima de determinado limite de declividade do fundo.

A teoria de hidráulica apóia a hipótese da ocorrência de escoamento supercrítico sempre que a declividade crítica é excedida, porém recentes levantamentos de Jarret (1984) e Trieste (1992) questionam a validade da simulação de escoamentos supercríticos em canais naturais de alta declividade. Jarret (1984) levantou dados de rios de áreas montanhosas no estado do Colorado (EUA), com até 0,052 (52 m/ km) de declividade, sem encontrar escoamento supercrítico exceto em casos bem localizados. A hipótese levantada é que a resistência hidráulica cresce em rios de grande declividade pelos efeitos da turbulência resultante da combinação de variações das seções transversais e do fundo do canal. Para vazões e profundidades maiores, a vegetação das margens e a energia despendida com transporte do material de fundo tendem a aumentar ainda mais a resistência hidráulica.

Na tentativa de reproduzir a cheia conseqüente ao rompimento da barragem de Quail Creek, no estado de Utah (EUA), Trieste (1992) testou os dois regimes para um curto trecho de alta declividade imediatamente a jusante da barragem e comparou os resultados aos dados levantados a campo. Apesar da alta declividade, cerca de 32 m/km, deste trecho de 1,6 km de extensão, os resultados, considerando escoamento subcrítico, com alta rugosidade, apresentaram resultados mais próximos dos dados observados do que os obtidos considerando este trecho em escoamento supercrítico.

A diferença entre considerar o escoamento supercrítico e subcrítico é que, para a mesma vazão, o nível atingido pela água será muito maior no regime subcrítico. Além disso a propagação da cheia ocorre muito mais rapidamente se o escoamento é supercrítico, e a onda atinge locais que devem ser evacuados a jusante em menos tempo do que se o fluxo fosse subcrítico.

### **2.9.10 Considerações sobre as incertezas**

A simulação de cheias devidas ao rompimento de barragens está sujeita a um grande número de fontes causadoras de incerteza. Mesmo a tentativa de reproduzir, com os mais diversos modelos, eventos observados, onde é conhecida a evolução temporal da brecha,

apresenta erros significativos (Fread, 1981). Quando a evolução da brecha não é conhecida a priori, que é a situação típica de análise, os resultados tendem a ser ainda piores.

Como os resultados da análise estão intimamente ligados às hipóteses e considerações admitidas, convém que, antes de realizar a análise de rompimento a sensibilidade do modelo seja testada. A análise de sensibilidade deve considerar os principais parâmetros, e a sua validade é restrita a situação analisada, isto é, não é possível generalizar os resultados de uma análise para outros casos, de características diversas do estudado.

### 3. METODOLOGIA DE ANÁLISE

O modelo DAMBRK tem sido considerado uma das melhores opções disponíveis para a simulação numérica de rompimentos de barragens. Em regras para a avaliação do impacto de rompimento de barragens no estado americano da Geórgia, McMahon (1981) aconselhou o uso deste modelo, entre quatro desenvolvidos por agências governamentais americanas, baseado em critérios como a facilidade de aplicação, versatilidade e embasamento teórico. Wurbs (1987) comparou oito modelos, também desenvolvidos por agências americanas, e concluiu favoravelmente ao modelo DAMBRK, considerando características como os resultados em aplicações práticas, o equipamento computacional necessário, a documentação, a necessidade de especialização do usuário, a versatilidade, a facilidade de uso e o embasamento teórico. Na necessidade de uma análise mais rápida e superficial, Wurbs (1987) classificou o modelo SMPDBK como a melhor opção. Sem dúvida, estes estudos comparativos não incluíram os modelos desenvolvidos em outros países, principalmente da Europa, onde existe grande desenvolvimento de modelos e aplicações a casos reais e hipotéticos (Benoist, 1989; Almeida e Ornelas, 1987), e não consideraram também os avanços nos modelos da última geração.

Almeida e Franco (1994) citam algumas desvantagens do modelo DAMBRK frente a alguns modelos desenvolvidos na Europa, principalmente no pré-processamento, entrada e saída de dados e na simulação de algumas situações específicas como propagação em leito seco.

O modelo DAMBRK, embora não seja mais da última geração, vem sendo aperfeiçoado (Wortman, 1989) sucessivamente e recebendo interfaces amigáveis por parte de empresas de *software*.

Os modelos DAMBRK e SMPDBK são disponíveis em programas *FORTRAN*, com os códigos fonte, o que torna seu uso mais atraente num ambiente de pesquisa. A possibilidade de alterar o programa original, ou incluir módulos específicos existe, embora não seja parte deste trabalho.



### 3.1. O modelo DAMBRK

O modelo DAMBRK é utilizado para gerar um hidrograma de ruptura de uma barragem e propagar este hidrograma ao longo do rio e vale a jusante. As equações que o modelo utiliza são as equações unidimensionais completas de Saint-Venant, acopladas a equações de escoamento rapidamente variado, representando o escoamento por brechas em barragens e aterros, na forma de condições de contorno internas. Condições de contorno externas nos extremos superior e inferior do trecho também são utilizadas. O sistema de equações é resolvido utilizando um método de diferenças finitas de quatro pontos não linear. O escoamento pode ser supercrítico ou subcrítico, ou uma combinação dos dois variando no tempo e no espaço. O fluido pode apresentar propriedades Newtonianas (água) ou Não-Newtonianas (água muito carregada de sedimentos). O hidrograma a ser propagado pode ser especificado como condição de contorno ou calculado pelo modelo a partir de dados sobre a brecha e o reservatório. A possível presença de barragens, pontes, afluentes, sinuosidade, diques e efeitos de maré ou efeitos de jusante pode ser considerada durante a propagação da cheia. Os principais resultados do modelo são perfis da cheia, tempo de chegada das ondas de cheia em diferentes seções e hidrogramas em seções pré-determinadas.

Sucessivas versões do modelo DAMBRK vem sendo lançadas desde 1977. A versão aqui utilizada é a última, lançada pelo *Office of Hydrology* do *National Weather Service* do *NOAA* (Agência Atmosférica e Oceânica dos Estados Unidos), em 1988, e modificada em 1991.

#### 3.1.1 Descrição da brecha

A brecha é a abertura formada pela falha da barragem, pela qual a água do reservatório passa, alargando e aprofundando a abertura. A mecânica da formação da falha inicial e da formação da brecha não são bem compreendidos em barragens de concreto nem em barragens de terra. Nos estudos iniciais sobre rompimentos de barragens em geral se assumia que a ruptura era instantânea e completa. Estas hipóteses eram utilizadas por conveniência quando se aplicavam variadas técnicas matemáticas ao estudo de rompimento de barragens. Em se tratando de barragens de concreto em arco estas hipóteses podem ser apropriadas mas considerando barragens de terra ou de concreto em gravidade as mesmas superestimam a velocidade de formação e as dimensões finais da brecha. No modelo

DAMBRK a brecha é determinada por três parâmetros básicos representando o tempo (finito) de formação, largura final do fundo e variadas formas dependendo da tangente do lado do trapézio que descreve a brecha. Esta caracterização paramétrica da brecha é utilizada por razões de simplicidade, generalidade, larga aplicabilidade e pela incerteza que cerca o real mecanismo de falha e formação.

O parâmetro de forma  $z$  identifica a declividade do lado da brecha, como pode ser visto na figura 3.1. O valor de  $z$  depende do ângulo de repouso do material da barragem compactado e úmido. Formas retangulares, triangulares ou trapezoidais podem ser definidas por combinações dos parâmetros  $z$  e  $b$ . O modelo assume que a brecha inicia num ponto e cresce, linearmente ou não, com o tempo, até que a largura da base da brecha seja igual a largura máxima da base especificada e a altura da base da brecha seja igual a uma altura previamente especificada  $h_{bm}$ . Se o tempo de formação da brecha  $\tau$  for menor que 1 minuto a largura da base já inicia com o valor de  $b$  e não de zero, para representar uma falha por colapso e não por erosão.

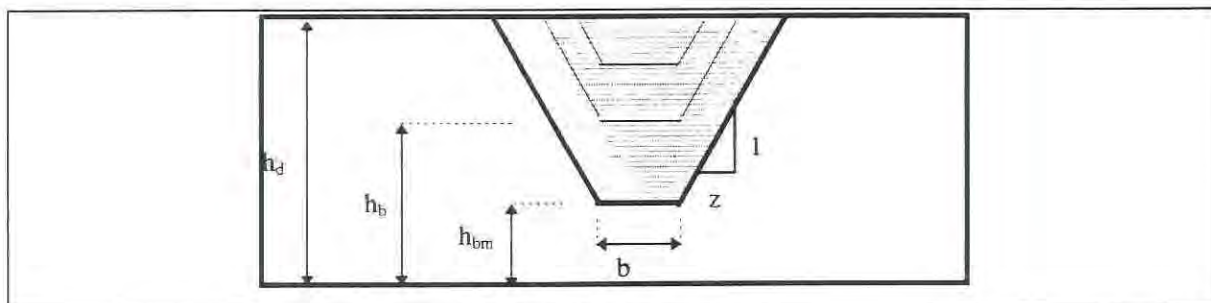


Figura 3.1: Vista da barragem e brecha em formação.

A altura da base da brecha é calculada como uma função do tempo  $\tau$  de acordo com a equação 3.1.

$$h_b = h_d - (h_d - h_{b_m}) \left( \frac{t_b}{\tau} \right)^\rho \quad \text{se} \quad 0 < t_b \leq \tau \quad 3.1$$

onde  $h_{bm}$  é a altura final da base da brecha, que é normalmente, porém não necessariamente, a altura da base do reservatório ou do canal a jusante,  $t_b$  é o tempo desde o início da formação da brecha, e  $\rho$  é o parâmetro que determina o grau de não-linearidade da relação com o tempo. A faixa de variação utilizada para este parâmetro é de 1 a 4 mas a relação linear com  $\rho=1$  é mais usual. A largura instantânea da base da brecha é dada pela equação 3.2.

$$b_i = b \left( t_b / \tau \right)^p \quad \text{se} \quad 0 < t_b \leq \tau \quad 3.2$$

Durante a simulação, a ruptura inicia no instante em que o nível da água do reservatório atinge um valor especificado  $h_r$ . Isto permite simular o galgamento de uma barragem em que a brecha só começa a se formar quando a vazão por cima da barragem atinge um valor limite. Alternativamente é possível determinar o tempo na simulação em que a brecha começa a se formar.

### 3.1.1.1 Barragens de concreto

Barragens de concreto por gravidade tendem a apresentar uma brecha parcial pelo colapso de uma ou mais seções monolíticas. O tempo de formação da brecha é da ordem de minutos. É difícil prever o número de seções monolíticas que devem se deslocar e sofrer colapso, porém é possível utilizar o modelo para diferentes situações, aumentando a largura da base da brecha de modo a representar o número de seções monolíticas deslocadas, até que o crescimento da brecha alivie a pressão sobre os monolitos restantes, algo que não é calculado pelo modelo mas pode ser feito em separado. Barragens de concreto em arco tendem a sofrer falha completa em apenas alguns minutos.

### 3.1.1.2 Barragens de terra

Barragens de terra, que excedem em número a todos os outros tipos de barragem, não apresentam falha completa nem instantânea. A brecha completamente formada em uma barragem de terra tende a apresentar uma largura média ( $b$ ) de  $0,5 H < B < 3 H$ , onde  $H$  é a altura da barragem. Esta faixa corresponde aos valores relatados por Johnson e Illes (1976). Desta forma a largura da brecha em barragens de terra é muitas vezes inferior à largura total da barragem. O tempo de formação de uma brecha em barragem de terra é usualmente maior, dependendo da altura da barragem, do material utilizado na construção, do grau de compactação e da magnitude e duração da vazão de galgamento. O tempo de formação da brecha é maior em casos de *piping* que em casos de galgamento. Barragens de terra e ou detritos construídas sem cuidados, como em lagos de rejeitos de minas, ou ainda, formadas

por deslizamentos de terra e vegetação de encostas, apresentam tempos de formação da ordem de minutos e larguras médias no limite superior da faixa citada acima.

Algumas expressões estatísticas foram obtidas para a largura média e o tempo de formação para barragens de terra por MacDonald e Langridge-Monopolis(1984) e por Froelich (1987 apud Fread, 1991). A estimativa apresenta um erro padrão muito grande (54% para a largura da brecha e 22% para o tempo de formação) que não encoraja sua utilização.

Outro meio de determinar as características da brecha é utilizar modelos de erosão de base física. O item 2.8 deste texto apresenta as formas de determinar os parâmetros de formação da brecha.

### **3.1.1.3 Sensibilidade aos parâmetros**

Estimar parâmetros de formação da brecha introduz um grau de incerteza nos resultados da simulação com o modelo DAMBRK. Erros na estimativa destes parâmetros refletem-se diretamente na vazão de pico do hidrograma de ruptura. Este pico é fortemente amortecido na propagação da onda a jusante, principalmente se o vale a jusante for bastante largo. Testes de sensibilidade aos parâmetros podem ser feitos em seguidas simulações com o modelo e comparando os valores de picos de cheia nos locais a jusante. Desta forma os efeitos da incerteza na estimativa dos parâmetros podem ser controlados.

Para estimativas conservadoras, a largura da brecha deve ser estimada no limite máximo da faixa de variação e o tempo de formação deve ser estimado no mínimo da faixa para o tipo apropriado de barragem.

### **3.1.2 Algoritmo de propagação hidrodinâmica**

O componente essencial do modelo DAMBRK é o seu algoritmo de propagação hidrodinâmica. É este algoritmo que, em conjunto com a descrição paramétrica da brecha no tempo, é usado para calcular a vazão de saída da barragem. O algoritmo de propagação hidrodinâmica também determina a magnitude e tempo de ocorrência de inundações no vale a jusante. O hidrograma de cheia é modificado (atenuado, retardado, deformado) quando

propaga pelo vale, sofrendo os efeitos de armazenamento, resistência por fricção, inércia, perdas de volumes, e restrições de fluxo em pontes e estruturas de controle. As modificações do hidrograma se manifestam na forma de diminuição da vazão de pico, aumento do tempo de base e alterações na celeridade da onda. Se o vale a jusante da barragem tiver largas áreas de armazenamento (planície) a onda de cheia pode ser drasticamente atenuada e os tempos de chegada da onda a locais de interesse, significativamente aumentados. A onda de cheia propagada em vales mais estreitos, com menos área de armazenamento, também sofre os efeitos de atenuação do pico e diminuição da celeridade, embora em menor escala.

Uma característica que distingue a cheia devida ao rompimento de uma barragem de uma cheia gerada por precipitação no mesmo local é a magnitude da vazão de pico. A cheia de rompimento é, em geral, muitas vezes superior à cheia histórica no mesmo vale. Isto significa que é necessário extrapolar certos coeficientes usados nas várias técnicas de propagação de onda de cheia, e torna impossível a calibração dos modelos.

Outra característica única da cheia de rompimento de barragem é sua duração reduzida, sobretudo o reduzidíssimo tempo de ascensão do hidrograma. O tempo de pico é quase sempre semelhante ao tempo de formação da brecha ( $\tau$ ), e, por isso, é de alguns minutos até algumas horas. Esta característica, junto com a grande magnitude da vazão de pico, aumenta muito a importância dos efeitos de inércia nas cheias de rompimento frente às cheias geradas por precipitação.

Existem dois tipos básicos de métodos de propagação de cheia, os métodos hidrológicos e os métodos hidráulicos. Uma descrição detalhada dos dois tipos é dada em Fread (1985). O método hidrológico é mais simples e pode ser utilizado quando os efeitos de inércia podem ser desconsiderados. Quando o hidrograma não tem um crescimento rápido, e é de certa forma semelhante a outros já observados no mesmo local, o método hidrológico é mais apropriado por razões de simplicidade.

Para a propagação de cheias de rompimento de barragens, os métodos hidráulicos são preferidos. Esta escolha está baseada na sua maior precisão para este tipo de cheia que os modelos hidrológicos. E entre os modelos hidráulicos é usado o chamado hidrodinâmico, que é mais adequado que aqueles que não utilizam as equações de Saint Venant completas, como Onda Cinemática e Difusão.

O método hidrodinâmico está baseado nas equações de Saint Venant unidimensionais completas. Nestas equações o único coeficiente que deve ser extrapolado é o coeficiente de resistência ao fluxo, que não é um parâmetro muito sensível na modificação do hidrograma durante o avanço da cheia pelo vale. A aplicabilidade das equações de Saint Venant para simular ondas abruptas é discutida por Terzidis e Strelkoff, e Martin e Zovne (Fread, 1991) que usaram métodos *through computation* que não dão tratamento especial para a frente de onda. O modelo DAMBRK não isola a onda de choque se ela ocorrer, nem utiliza outras equações que não as de Saint Venant na região do choque. Isto caracteriza um método *shock capturing* ou *through computation*, para o qual é fundamental utilizar as equações de Saint Venant na forma conservativa.

### 3.1.2.1 Equações de Saint Venant

As equações de Saint-Venant, expressas na forma conservativa com termos adicionais para os efeitos de expansão/contração, sinuosidade do canal (De Long, 1989) e fluidos não-Newtonianos consistem de uma equação de conservação de massa:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial s_c (A + A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad 3.3$$

e uma equação de conservação de momento:

$$\frac{\partial (s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial (\beta Q^2 / A)}{\partial x} + g A \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L' = 0 \quad 3.4$$

onde  $h$  é a altitude da superfície da água (não é a profundidade),  $A$  é a área ativa da seção transversal,  $A_0$  é a área inativa (área de armazenamento lateral onde a velocidade é desprezível),  $s_c$  e  $s_m$  são coeficientes de sinuosidade, conforme DeLong (1986), que variam com  $h$ ,  $x$  é a distância longitudinal ao longo do canal,  $t$  é o tempo,  $q$  é a vazão afluyente lateral por distância ao longo do canal (pode ser negativa),  $\beta$  é o coeficiente que corrige a distribuição não uniforme da velocidade (Cunge et al., 1980),  $g$  é a aceleração devida à gravidade,  $S_f$  é o termo de perda de carga por atrito,  $S_e$  é o termo de perda de carga localizada por expansão ou contração,  $S_i$  é o termo de carga associado à dissipação interna para fluidos não-Newtonianos, como água com cargas excessivas de sedimentos, e  $L'$  é a contribuição de momento da vazão afluyente lateral

O termo de perda de carga por atrito  $S_f$  na equação 3.4 pode ser estimado pela equação de Chezy, modificada por Manning, para escoamento em regime permanente uniforme:

$$S_f = \frac{n^2 \cdot |Q| \cdot Q}{\mu \cdot A^2 \cdot R^{4/3}} = \frac{|Q| \cdot Q}{K^2} \quad 3.5$$

onde  $n$  é o coeficiente de Manning,  $R$  é o raio hidráulico,  $K$  é a condutância hidráulica, e  $\mu$  é um termo que depende das unidades utilizadas ( $\mu = 1$  para S.I.). Quando a condutância  $K$  é utilizada para representar  $S_f$ , as propriedades da seção transversal do canal e da área inundada são separadas em canal, área de inundação esquerda e área de inundação direita, e a condutância  $K$  é estimada por:

$$K_l = \frac{\omega}{n_l} \cdot A_l \cdot R_l^{2/3} \quad 3.6$$

$$K_c = \frac{\omega \cdot A_c \cdot R_c^{2/3}}{n_c \cdot s_m^{1/2}} \quad 3.7$$

$$K_r = \frac{\omega}{n_r} \cdot A_r \cdot R_r^{2/3} \quad 3.8$$

$$K = K_l + K_c + K_r \quad 3.9$$

onde  $\omega$  é o termo que depende das unidades (1 para S.I), e os subíndices  $l$ ,  $c$  e  $r$  significam área de inundação esquerda, canal e área de inundação direita, respectivamente. Os coeficientes de sinuosidade  $s_c$  e  $s_m$ , nas equações (3.3), (3.4) e (3.7), representam o efeito da diferença entre a distância percorrida pelo canal, em geral maior, e pelo vale, e variam com a profundidade conforme as relações seguintes:

$$s_{c_j} = \frac{\sum_{k=2}^{k=j} \Delta A_{l_k} + \Delta A_{c_k} \cdot s_{c_k} + \Delta A_{r_k}}{A_{l_j} + A_{c_j} + A_{r_j}} \quad 3.10$$

$$s_{m_j} = \frac{\sum_{k=2}^{k=j} \Delta K_{l_k} + \Delta K_{c_k} \cdot s_{m_k} + \Delta K_{r_k}}{K_{l_j} + K_{c_j} + K_{r_j}} \quad 3.11$$

onde  $\Delta A = A_{m+1} - A_m$  e  $s_c$  e  $s_m$  representam os coeficientes de sinuosidade para uma porção diferencial do fluxo entre as profundidades  $m$  e  $m+1$ . As distâncias entre as seções transversais são medidas ao longo do vale. O coeficiente de correção de distribuição da velocidade é estimado por:

$$\beta = \frac{1.06 \cdot (K_l^2 A_l + K_c^2 A_c + K_r^2 A_r)}{(K_l + K_c + K_r)^2 (A_l + A_c + A_r)} \quad 3.12$$

e  $\beta = 1.06$  se as características da planície de inundação não forem especificadas e a seção transversal for considerada composta.

O termo de perda de carga por contração ou expansão do canal,  $S_e$ , é definido como:

$$S_e = \frac{k_{ce} \cdot \Delta (Q/A)^2}{2 \cdot g \cdot \Delta x} \quad 3.13$$

onde  $k_{ce}$  é o coeficiente de contração/expansão, e  $\Delta(Q/A)^2$  é a diferença no termo  $(Q/A)^2$  entre duas seções adjacentes separadas pela distância  $\Delta x$ . O termo  $S_e$  pode ser considerado em separado, como é feito aqui, ou incluído no coeficiente de Manning. Chow (1959) cita a irregularidade do canal como um dos fatores que determinam o coeficiente de rugosidade  $n$ . Para alterações bruscas da forma do canal, este autor sugere aumento de 0,005 no valor de  $n$ . No entanto, as altas velocidades que podem ocorrer em cheias devido ao rompimento de uma barragem, aumentam a importância do tratamento em separado das perdas por expansão e contração do canal, nestes casos é mais adequado considerar  $S_e$  e  $S_f$  em separado. O coeficiente  $k_{ce}$  é positivo para contração, com valores variando entre 0 e 0,4, e negativo para expansão, com valores entre 0 e -0,75.

O termo  $S_i$  na equação (3.4) somente é importante quando o fluido é não-Newtoniano. É estimado pela expressão:

$$S_i = \frac{\kappa}{\gamma} \cdot \left[ \frac{(b+2) \cdot Q}{A \cdot D^{b+1}} + \frac{(b+2) \cdot (\tau_0 \kappa)^b}{2 \cdot D^b} \right]^{1/b} \quad 3.14$$

onde  $\gamma$  é o peso específico do fluido,  $\tau_0$  é a tensão de cisalhamento do fluido,  $D$  é a profundidade hidráulica (relação entre área molhada e largura na superfície),  $b = 1/m$  onde  $m$



é a potência da função de ajuste da relação tensão - deformação do fluido, e  $\kappa$  é a viscosidade aparente. Estas propriedades podem ser estimadas a partir da concentração de sólidos na água (O'Brien e Julien, 1984 apud Fread, 1991).

A área ativa  $A$  e a área inativa  $A_0$  da seção transversal podem ser obtidas em levantamentos hidrográficos e cartas topográficas.

O coeficiente de Manning deve ser especificado para cada um dos trechos entre seções adjacentes, e pode ser considerado variável com o nível da água.

### 3.1.2.2 Técnica de solução das equações

As equações 3.3 e 3.4 constituem um sistema de equações diferenciais parciais com duas variáveis independentes,  $x$  e  $t$ , e duas variáveis dependentes  $h$  e  $Q$ . Os outros termos, ou são funções de  $x$ ,  $t$ ,  $h$  e ou  $Q$ , ou são constantes. Estas equações não têm solução analítica, exceto quando o canal e as condições de contorno são simples e a não linearidade das equações pode ser desconsiderada. As equações 3.3 e 3.4 podem ser resolvidas por métodos numéricos substituindo as equações diferenciais por equações de diferenças finitas e acrescentando condições iniciais e condições de contorno.

As equações 3.3 e 3.4 podem ser resolvidas por esquemas de diferenças finitas explícitos ou implícitos (Liggett e Cunge, 1975). Esquemas explícitos, embora de aplicação mais simples, são restritos devido a questões de estabilidade numérica. Para hidrogramas de cheias devido ao rompimento de barragens o intervalo de tempo de cálculo para um esquema explícito deve ser da ordem de alguns segundos. Tais intervalos tornam os esquemas explícitos ineficientes sob o ponto de vista de tempo de cálculo. Esquemas implícitos, por outro lado, não apresentam as mesmas restrições quanto ao intervalo de tempo, sendo mais eficientes, embora com certas restrições quanto à convergência.

Dos esquemas implícitos desenvolvidos, o “de quatro pontos ponderado” apresentado por Preissmann em 1961, Chaudry e Contractor em 1973 e Fread em 1978, tem a vantagem de utilizar discretização irregular no espaço e propiciar o controle das propriedades de estabilidade e convergência. No esquema de diferenças finitas implícito ponderado de quatro pontos, a região contínua definida pelas variáveis  $x$  e  $t$ , onde são desejadas as soluções para  $h$

e  $Q$ , é representada por uma rede retangular de pontos discretos. Estes pontos são definidos por retas paralelas aos eixos  $t$  e  $x$ . As retas paralelas ao eixo  $t$  representam a posição das seções transversais, e estão espaçadas entre si por  $\Delta x$ , que não é necessariamente constante. As retas paralelas ao eixo  $x$  representam os tempos de cálculo, espaçados por  $\Delta t$ , que também não precisa ser constante. Cada ponto da rede retangular pode ser identificado por um índice subscrito ( $i$ ), que define a posição em  $x$ , e um índice superescrito ( $j$ ), que define o tempo.

As derivadas no tempo são aproximadas por diferenças finitas entre os pontos  $i$  e  $i+1$  no espaço:

$$\frac{\partial K}{\partial t} = \frac{K_i^{j+1} + K_{i+1}^{j+1} - K_i^j - K_{i+1}^j}{2 \cdot \Delta t_j} \quad 3.15$$

onde  $K$  representa uma variável qualquer ( $Q, h, A, A_0, s$ ).

As derivadas no espaço são aproximadas por diferenças finitas ponderadas por  $\theta$  e  $1-\theta$  entre os tempos  $j$  e  $j+1$ :

$$\frac{\partial K}{\partial x} = \theta \cdot \left[ \frac{K_{i+1}^{j+1} - K_i^{j+1}}{\Delta x_i} \right] + (1 - \theta) \cdot \left[ \frac{K_{i+1}^j - K_i^j}{\Delta x_i} \right] \quad 3.16$$

Outras variáveis, que não são derivadas, são aproximadas no mesmo instante de tempo em que são avaliadas as derivadas espaciais, utilizando o mesmo ponderador.:

$$K = \theta \cdot \left[ \frac{K_i^{j+1} + K_{i+1}^{j+1}}{2} \right] + (1 - \theta) \cdot \left[ \frac{K_i^j + K_{i+1}^j}{2} \right] \quad 3.17$$

O valor do ponderador  $\theta$  varia entre 0.5 e 1.0, sendo que 1.0 configura o esquema completamente implícito e o valor 0.5 configura o esquema chamado *box scheme* utilizado por Amein e Fang (1970). A influência do ponderador  $\theta$  na precisão dos resultados foi examinada por Fread (1974), que concluiu que a precisão tende a diminuir a medida que  $\theta$  se aproxima de 1.0. Este efeito é mais pronunciado se o intervalo de tempo é maior. O mesmo autor aconselha um ponderador  $\theta$  de valor 0.6 para conciliar perda de precisão que ocorre para valores maiores e afastar a possibilidade de instabilidades citadas por Chaudry e Contractor (1973 apud Fread, 1991) para  $\theta = 0.5$ .

Quando os operadores 3.15, 3.16 e 3.17 são usados para substituir as derivadas e variáveis das equações 3.3 e 3.4, as seguintes equações de diferenças finitas ponderadas de quatro pontos são obtidas:

$$\theta \cdot \left[ \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta x_i} \right] - \theta \cdot q_i^{j+1} + (1-\theta) \cdot \left[ \frac{Q_{i+1}^j - Q_i^j}{\Delta x_i} \right] - (1-\theta) \cdot q_i^j +$$

$$+ \left[ \frac{s_{c_i}^{j+1} \cdot (A + A_0)_i^{j+1} + s_{c_i}^{j+1} \cdot (A + A_0)_{i+1}^{j+1} - s_{c_i}^j \cdot (A + A_0)_i^j - s_{c_i}^j \cdot (A + A_0)_{i+1}^j}{2 \cdot \Delta t_j} \right] = 0 \quad 3.18$$

$$\left[ \frac{(s_{m_i} \cdot Q_i)^{j+1} + (s_{m_i} \cdot Q_{i+1})^{j+1} - (s_{m_i} \cdot Q_i)^j - (s_{m_i} \cdot Q_{i+1})^j}{2 \cdot \Delta t_j} \right] +$$

$$\theta \cdot \left[ \frac{(\beta \cdot Q^2 \cdot A)_{i+1}^{j+1} - (\beta \cdot Q^2 \cdot A)_i^{j+1}}{\Delta x_i} + g \cdot \bar{A}^{j+1} \left( \frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta x_i} + \bar{S}_f^{j+1} + S_e^{j+1} + \bar{S}_i^{j+1} \right) \right] +$$

$$(1-\theta) \cdot \left[ \frac{(\beta \cdot Q^2 \cdot A)_{i+1}^j - (\beta \cdot Q^2 \cdot A)_i^j}{\Delta x_i} + g \cdot \bar{A}^j \left( \frac{h_{i+1}^j - h_i^j}{\Delta x_i} + \bar{S}_f^j + S_e^j + \bar{S}_i^j \right) \right] = 0 \quad 3.19$$

onde:

$$\bar{A} = \frac{(A_i + A_{i+1})}{2} \quad 3.20$$

$$\bar{S}_f = \frac{n^2 \cdot \bar{Q} \cdot |\bar{Q}|}{\omega \cdot \bar{A}^2 \cdot \bar{R}^{\frac{4}{3}}} = \frac{\bar{Q} \cdot |\bar{Q}|}{K^2} \quad 3.21$$

$$\bar{Q} = \frac{(Q_i + Q_{i+1})}{2} \quad 3.22$$

$$\bar{R} = \frac{\bar{A}}{\bar{B}} \quad 3.23$$

$$\bar{B} = \frac{(B_i + B_{i+1})}{2} \quad 3.24$$

$$\bar{K} = \frac{(K_i + K_{i+1})}{2} \quad 3.25$$

Onde  $A$  é a área da seção,  $B$  é a largura do rio e  $K$  a sua condutância hidráulica. O termo  $\bar{S}_i$  é obtido pela equação 3.14 onde:  $D = \bar{R}$ ,  $Q = \bar{Q}$  e  $A = \bar{A}$ . Os termos associados ao intervalo de tempo  $j$  são conhecidos das condições iniciais ou da solução anterior. As condições iniciais são os valores de  $h$  e  $Q$  conhecidos ao longo do eixo  $x$  para o primeiro intervalo de tempo ( $j=1$ ). Uma descrição mais detalhada das condições iniciais é apresentada adiante.

As equações 3.18 e 3.19 não podem ser resolvidas de forma explícita ou direta porque existem apenas duas equações para quatro incógnitas. Porém, aplicando as equações 3.18 e 3.19 a cada um dos  $N-1$  trechos entre duas seções, onde  $N$  é o número de seções, resulta um número de  $2N-2$  equações para  $2N$  incógnitas. As condições de contorno de montante e jusante completam o sistema, resultando  $2N$  equações para  $2N$  incógnitas. As condições de contorno de jusante e montante são descritas adiante. O sistema de equações não-lineares é resolvido utilizando o método iterativo de Newton - Raphson, conforme Amein e Fang (1970) e Fread (1971).

Os cálculos do processo iterativo iniciam pela escolha de uma estimativa inicial para as  $2N$  incógnitas. A substituição destas estimativas no sistema resulta em um vetor de resíduos. O método de Newton - Raphson corrige a estimativa inicial até que os resíduos se reduzam a um valor tolerável. Esta correção é feita em uma ou duas iterações usando extrapolação linear a partir dos valores da estimativa inicial. Se as correções do método de Newton - Raphson são aplicadas apenas uma vez, a solução de um sistema não-linear degenera para a solução de um sistema quase-linear, em que são necessários intervalos de tempo menores para a mesma precisão.

O método de Newton - Raphson é a aplicação de uma expansão da função não-linear em uma série de Taylor sem os termos de segunda e mais alta ordem. A equação matricial resultante é:

$$J'(X^k) \cdot \Delta X = -f(X^k) \quad 3.26$$

onde  $\mathbf{X}^k$  é a estimativa atual das incógnitas,  $\mathbf{J}^k$  é o Jacobiano (matriz das derivadas parciais avaliada em torno de  $\mathbf{X}^k$ ),  $\mathbf{f}(\mathbf{X}^k)$  é o vetor de resíduos, isto é, o resultado das equações (3.18) e (3.19) avaliadas em  $\mathbf{X}^k$  e  $\Delta\mathbf{X}$  é o vetor das diferenças :

$$\Delta\mathbf{X} = \mathbf{X}^{k+1} - \mathbf{X}^k \quad 3.27$$

onde  $k$  é o número da iteração,  $\mathbf{X}^k$  é a estimativa atual e  $\mathbf{X}^{k+1}$  é a estimativa buscada. A equação (3.26) é linear e pode ser resolvida para  $\Delta\mathbf{X}$  pelo método de eliminação de Gauss. A nova estimativa é obtida da equação (3.27) e o processo é repetido até que os valores do vetor  $\Delta\mathbf{X}$  sejam menores que um critério de convergência preestabelecido.

O processo de convergência depende da qualidade da estimativa inicial do vetor  $\Delta\mathbf{X}$ . No primeiro intervalo de tempo de cálculo, as condições iniciais fornecem esta estimativa. Nos intervalos seguintes, as estimativas podem ser feitas extrapolando as soluções dos passos de tempo anteriores.

Portanto, o método de Newton - Raphson gera um sistema de equações lineares. Este sistema pode ser resolvido pelo método de eliminação de Gauss com algumas modificações para tirar proveito da estrutura em banda da matriz dos coeficientes (Fread, 1971 e 1985).

### 3.1.2.3 Escoamento supercrítico

No item anterior assumiu-se que o escoamento era subcrítico em todo o trecho e em todo o tempo simulado. Quando o escoamento é supercrítico, é necessário um tratamento diferente para as condições de contorno e na resolução das equações de escoamento.

Escoamento supercrítico pode ocorrer em um canal em toda a sua extensão, em apenas um subtrecho, ou pode ser intermitente no tempo e no espaço.

Um meio prático de estimar a priori o regime do escoamento em um trecho do rio é comparar a declividade do fundo com a declividade crítica, isto é, a declividade que ocorre no caso particular em que o número de Froude é igual a 1, isto é:  $Fr = 1$ . O número de Froude é uma relação entre as forças de inércia e as forças de gravidade num escoamento. Quando o número de Froude é maior que 1 o escoamento é supercrítico e predominam as forças inerciais e a velocidade, quando o número de Froude é menor que 1 o escoamento é subcrítico

e predominam a profundidade e as forças de gravidade. Para este caso vale a equação 3.28, e de forma simplificada a equação 3.29, onde **D** é a profundidade média.

$$u = \left( g \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2} \quad 3.28$$

$$Q = A \cdot (g \cdot D)^{1/2} \quad 3.29$$

E igualando a equação 3.29 à equação de Manning, com **R=D**, resulta a expressão para a declividade crítica 3.30.

$$S_c = g \cdot \frac{n^2}{D^{1/3}} \quad 3.30$$

A comparação de  $S_c$  com a declividade do fundo do rio  $S_0$  permite distinguir os trechos subcríticos dos supercríticos. Se  $S_0 > S_c$  o regime do escoamento é supercrítico, se  $S_0 < S_c$  o regime é subcrítico.

Se existe a suspeita de que é possível a alternância entre escoamento subcrítico e supercrítico em alguns trechos do rio, é possível utilizar o algoritmo de escoamento misto, descrito adiante no texto.

Quando o escoamento no rio inteiro ou em um subtrecho é supercrítico, e esta condição pode ser considerada independente do tempo, a técnica da solução das equações pode ser bastante simplificada. Em vez de solucionar um sistema de  $2N \times 2N$  equações, o escoamento supercrítico pode ser solucionado em um sistema  $2 \times 2$  aplicado de maneira sucessiva na direção do escoamento, uma vez que a condição de contorno de jusante não é mais necessária. A expressão adicional que é necessária para que o sistema fique determinado é uma segunda condição de contorno de montante, em geral uma equação relacionando vazão e cota.

As incógnitas **h** e **Q** podem ser determinadas no contorno de montante a partir das duas condições de contorno. Então as equações 3.18 e 3.19 podem ser aplicadas de maneira sucessiva de montante para jusante, de forma a encontrar soluções para  $h_{i+1}$  e  $Q_{i+1}$  em cada trecho. A técnica utilizada para resolver o sistema não linear de duas equações e duas incógnitas é o método iterativo de Newton - Raphson.

### 3.1.2.4 Condições de contorno internas

Ao longo de um rio ou canal podem existir estruturas como pontes e barragens ou locais como quedas d'água, em que as equações de Saint-Venant não são aplicáveis. Nestes pontos o escoamento não pode ser considerado apenas gradualmente variado, como é necessário para a aplicação das equações de Saint-Venant, mas sim ocorre um escoamento rapidamente variado. Para estes pontos podem ser usadas equações empíricas que descrevem relações cota - descarga, como as equações de vertedores. O modelo DAMBRK permite incluir pontos singulares deste tipo mediante a introdução de condições de contorno internas. As condições de contorno internas são pequenos trechos (valores de  $\Delta x$  entre zero e a dimensão real da estrutura representada) em que as equações de Saint-Venant são substituídas por duas outras equações, sendo uma delas a equação da conservação de massa com armazenamento desprezível, isto é:

$$Q_i = Q_{i+1} \quad 3.31$$

e a outra uma equação que depende do tipo de estrutura ou ponto singular que está sendo representado, porém pode ser caracterizada da seguinte forma:

$$Q_i = Q_s + Q_b \quad 3.32$$

em que  $Q_s$  representa a vazão que passa normalmente pela estrutura, por exemplo a vazão do vertedor e turbinada para uma barragem, ou a vazão que passa sob uma ponte, e  $Q_b$  representa a vazão que ocorre se a estrutura romper. Isto permite simular o avanço de uma onda de cheia pelo vale e por barragens e restrições impostas por pontes, e tanto barragens como pontes e aterros podem romper atingindo-se determinadas condições extremas de vazão ou elevação do nível da água, previamente especificadas para cada uma das estruturas.

#### 3.1.2.4.1 Barragem

Uma barragem pode ser considerada uma condição de contorno interna, definida por um trecho curto entre as seções  $i$  e  $i+1$ , onde o escoamento é descrito pelas equações 3.31 e 3.32.

Para uma barragem o termo  $Q_s$  da equação 3.32 é calculado a partir da expressão:

$$Q_s = k_{sp} \cdot c_s \cdot L_s \cdot (h - h_s)^{1.5} + \sqrt{2 \cdot g} \cdot c_g \cdot A_g \cdot (h - h_g)^{0.5} + k_d \cdot c_d \cdot L_d \cdot (h - h_d)^{1.5} + Q_t \quad 3.33$$

onde  $k_{sp}$  é um fator de correção para afogamento,  $c_s$  é um coeficiente de descarga para o vertedor sem comportas,  $h_s$  é a altura da crista do vertedor,  $c_g$  é o coeficiente de descarga para o vertedor com comportas,  $A_g$  é a área de fluxo da comporta,  $h_g$  é a elevação da linha central da comporta ou a altura da água a jusante se esta lhe for superior,  $k_d$  é um fator de correção para afogamento,  $c_d$  é o coeficiente de descarga para escoamento por sobre a barragem,  $L_d$  é o comprimento da barragem menos o comprimento do vertedor,  $L_s$  é o comprimento do vertedor,  $h_d$  é a altura da barragem, e  $Q_t$  é a vazão turbinada, que pode variar com o tempo independentemente da altura da água no reservatório.

A vazão de ruptura da barragem  $Q_b$  pode ser calculada pela expressão:

$$Q_b = c_v \cdot k_s \cdot \left[ 3.1 \cdot b_i \cdot (h - h_b)^{1.5} + 2.45 \cdot z \cdot (h - h_b)^{2.5} \right] \quad 3.34$$

onde  $c_v$  é um fator de correção para a velocidade de aproximação,  $b_i$  é a largura instantânea da base da brecha descrita pela equação 3.2,  $h$  é a altura da superfície da água acima da barragem,  $h_b$  é a altura da base da brecha dependente do tempo segundo a equação 3.1,  $z$  representa a declividade da lateral da brecha ( $z$  unidades horizontais para uma vertical), e  $k_s$  é o fator de correção para afogamento. O valor de  $k_s$  varia com a altura da superfície da água a jusante ( $h_t$ ) e pode ser obtido pela equação seguinte:

$$k_s = 1.0 - 27.8 \left[ \frac{h_t - h_b}{h - h_b} - 0.67 \right]^3 \quad \text{se} \quad (h_t - h_b) / (h - h_b) > 0.67 \quad 3.35$$

se não,  $k_s = 1.0$ . A mesma expressão 3.35 pode ser usada para estimar  $k_{sp}$  e  $k_d$ , neste caso substituindo  $k_s$  e  $h_b$  por  $k_{sp}$  e  $h_g$  e por  $k_d$  e  $h_d$  respectivamente. O fator de correção  $c_v$  para a velocidade de aproximação é calculado pela expressão 3.36.

$$c_v = 1.0 + 0.023 \cdot Q_i^2 / \left[ B_d^2 \cdot (h - h_{bm})^2 \cdot (h - h_b) \right] \quad 3.36$$

onde  $B_d$  é a largura do reservatório próximo a barragem e  $h_{bm}$  é a altura final da base da brecha.



Se a brecha é formada por entubamento (*piping*),  $z$  é considerado nulo, isto é, as paredes da brecha são verticais, e a equação 3.34 é substituída por uma equação de escoamento para orifício:

$$Q_b = 4.8 \cdot A_p \cdot (h - \bar{h})^{1.5} \quad 3.37$$

onde

$$A_p = 2 \cdot b_i \cdot (h_p - h_b) \quad 3.38$$

onde  $h_p$  é altura da linha de centro da brecha, e  $\bar{h} = h_p$  ou  $\bar{h} = h_t$  se  $h_t > h_p$ , onde  $h_t$  é a altura da água a jusante da brecha. A brecha formada por entubamento (*piping*) pode crescer em todas as direções e resultar em solapamento da parte superior, instante em que o orifício se transforma em vertedor e a equação para  $Q_b$  volta a ser a 3.34. O mesmo pode acontecer se o nível do reservatório baixar muito. Neste caso o modelo usa o seguinte critério para voltar a equação de vertedor:

$$h < 3 \cdot h_p - 2 \cdot h_b \quad 3.39$$

#### 3.1.2.4.2 Ponte

Pontes de vias férreas e de estradas, associadas aos seus aterros, também podem determinar pontos de inaplicabilidade das equações de Saint-Venant e devem ser consideradas como condições de contorno internas. Em pontos singulares como pontes o escoamento é rapidamente variado derrubando assim a hipótese de escoamento gradualmente variado, necessária para a aplicação das equações de Saint-Venant. As equações 3.31 e 3.32, gerais para todas as condições de contorno internas, são usadas para cada ponte. O termo  $Q_s$  da equação 3.32 inclui vazão por sob a ponte e vazão sobre o aterro, e é obtido pela expressão:

$$Q_s = \sqrt{2 \cdot g} \cdot C \cdot A_{br} \cdot (h_i - h_{i+1} + (V^2/2 \cdot g) - \Delta h_f)^{1.5} + cc_u \cdot L_u \cdot k_u \cdot (h_i - h_{cu})^{3/2} + cc_l \cdot L_l \cdot k_l \cdot (h_i - h_{cl})^{3/2} \quad 3.40$$

onde

$$k_u = 1.0 \quad \text{se} \quad h_{ru} \leq 0.76 \quad 3.41$$

$$k_u = 1.0 - c_u \cdot (h_{ru} - 0.76)^3 \quad \text{se} \quad h_{ru} > 0.76 \quad 3.42$$

$$c_u = 133 \cdot (h_{ru} - 0.78) + 10 \quad \text{se} \quad 0.76 < h_{ru} \leq 0.96 \quad 3.43$$

$$c_u = 400 \cdot (h_{ru} - 0.96) + 34 \quad \text{se} \quad h_{ru} > 0.96 \quad 3.44$$

$$h_{ru} = \frac{(h_{i-1} - h_{cu})}{(h_i - h_{cu})} \quad 3.45$$

$$cc_u = 3.02 \cdot (h_i - h_{cu})^{0.015} \quad \text{se} \quad 0 < h_u \leq 0.15 \quad 3.46$$

$$cc_u = 3.06 + 0.27 \cdot (h_u - 0.15) \quad \text{se} \quad h_u > 0.15 \quad 3.47$$

$$h_u = \frac{(h_i - h_{cu})}{w_u} \quad 3.48$$

$$\Delta h_r = \Delta x_i \left( Q_{br} / \bar{K}_i \right)^2 \quad 3.49$$

$$V = \frac{Q_i}{A_i} \quad 3.50$$

onde  $C$  é um coeficiente que depende das características da contração da área de escoamento sob a ponte, do número de Froude, da geometria do aterro, e do número e características dos pilares (Chow, 1959),  $A_{br}$  é a área da seção transversal da ponte na sua extremidade inferior, que é função do nível da água,  $h_{cu}$  é a altura da crista do aterro,  $h_i$  é a altura da água na face de montante,  $V$  é a velocidade de escoamento da seção da ponte,  $L_u$  é o comprimento da crista do aterro incluindo o comprimento da própria ponte (medido perpendicularmente à direção de fluxo e considerado função do nível da água),  $k_u$  é o fator de correção para afogamento, e  $w_u$  é a largura (paralela à direção de fluxo) do aterro. Os termos com subscrito  $l$  na equação 3.40 referem se a outra parte do aterro, eventualmente existente e de altura diferente da primeira, e são definidos da mesma forma, portanto pelas equações 3.41 a 3.48 substituindo o subscrito  $u$  pelo subscrito  $l$ . As equações 3.41 a 3.48 foram desenvolvidas por Fread com base em informações de fluxo sobre aterros de estradas (U. S. Dept. of Transportation, 1978 apud Fread, 1991). O coeficiente  $C$  pode se alterar se ocorrer

afogamento do fluxo sob a ponte, isto é, se a água atingir a longarina da ponte. Neste caso o coeficiente  $C$  será substituído pelo coeficiente  $C'$ , que é dado por:

$$C' = c_0 \cdot C \quad 3.51$$

onde

$$c_0 = 1.0 - (r - 0.09) \quad \text{se} \quad 0.09 \leq r \leq 0.31 \quad 3.52$$

ou

$$c_0 = 1.0 \quad \text{para os outros casos} \quad 3.53$$

e

$$r = (h_i - h_{br}) / d_i \quad 3.54$$

onde  $h_{br}$  é a altura da parte inferior da ponte, e  $d_i$  é a profundidade do escoamento a uma distância  $w_u$  da face de montante da ponte.

Um aterro de ponte também pode romper, e neste caso o termo  $Q_b$  da equação 3.32 é obtido de forma semelhante àquela para a barragem, ou seja, com as equações 3.34 a 3.49.

No trecho  $\Delta x$  anterior à ponte deve ser especificado um coeficiente de contração e no trecho posterior à ponte deve ser especificado um coeficiente de expansão.

### 3.1.2.4.3 Queda d'água ou cachoeira

Quando um pequeno trecho do rio apresenta alta declividade, como uma cachoeira, e este trecho não fica completamente submerso pelos efeitos de jusante, a vazão é independente das condições de jusante e uma condição de contorno interna deve ser incorporada ao modelo. Neste caso a equação 3.55 que considera escoamento crítico pode ser utilizada para criar uma relação cota - vazão semelhante à que ocorre em vertedores de barragens.

$$Q = (g \cdot A^3 / B)^{1/2} \quad 3.55$$

Obviamente neste caso não ocorre rompimento e a vazão  $Q_b$  é zero.

### 3.1.2.5 Condição de contorno de montante

A condição de contorno de montante é necessária para a solução das equações no trecho. Na maioria das vezes a vazão é conhecida na primeira seção de montante, isto é, a equação que define a condição de contorno de montante é do tipo abaixo:

$$Q_1 = QI(t) \quad 3.56$$

onde  $Q_1$  é a vazão na seção 1 e  $QI(t)$  é a vazão especificada a cada intervalo de tempo.

Se o trecho do modelo tem um reservatório como início e durante a simulação a superfície deste reservatório pode ser considerada horizontal, então é possível utilizar uma equação do tipo armazenamento para a condição de contorno de montante.

$$Q_1 = QI(t) - 0.5 \cdot \bar{S}_a \cdot 45360 \cdot (\Delta h / \Delta t) \quad 3.57$$

onde  $Q_1$  é a vazão de saída do reservatório ou seja, na seção logo a montante da barragem, e  $QI(t)$  é a vazão de entrada no reservatório especificada a cada intervalo de tempo,  $\bar{S}_a$  é a área média da superfície do reservatório no intervalo de tempo  $\Delta t$ , e  $\Delta h$  é a variação da elevação da água no reservatório no mesmo intervalo de tempo. A equação 3.57 está em unidades americanas e exige o conhecimento da relação cota - área superficial do reservatório.

Se o escoamento na primeira seção do trecho é supercrítico, ou seja, se:

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot A_1 / B_1}} \geq 1 \quad 3.58$$

então as duas condições de contorno devem estar na seção de montante. A primeira é a equação 3.56 e a segunda é a relação cota descarga a seguir:

$$Q_i = \frac{1}{n_i} \cdot A_i \cdot R_i^{2/3} \cdot S^{1/2} = K_i \cdot S^{1/2} \quad 3.59$$

onde

$$S = \frac{(h_i - h_{i+1})}{\Delta x_i} \quad 3.60$$

e  $i=1$ , a primeira seção do trecho.

### 3.1.2.6 Condição de contorno de jusante

Quatro condições de contorno são utilizadas no modelo DAMBRK. As primeiras três apresentam uma relação entre cota e descarga enquanto a última apresenta uma relação entre cota e tempo para a última seção transversal do trecho.

(1) Relação direta cota - vazão

$$Q_i = Q(h) \quad 3.61$$

(2) Relação cota - vazão em laço

$$Q_i = \frac{1}{n_i} \cdot A_i \cdot R_i^{2/3} \cdot S^{1/2} = K_i \cdot S^{1/2} \quad 3.62$$

onde

$$S = \frac{(h_{i-1} - h_i)}{\Delta x_{i-1}} + \frac{(Q'_i - Q_i)}{[0.5 \cdot g \cdot (A_i + A_{i-1}) \cdot \Delta t]} + \frac{\left(\frac{Q_{i-1}^2}{A_{i-1}} - \frac{Q_i^2}{A_i}\right)}{[0.5 \cdot g \cdot (A_i + A_{i-1}) \cdot \Delta x_{i-1}]} \quad 3.63$$

onde  $Q'_i$  é a vazão no intervalo de tempo anterior,  $t-\Delta t$ .

(3) Relação cota - vazão para escoamento crítico

$$Q_i = \frac{A_i^{3/2} \cdot \sqrt{g}}{B_i^{1/2}} \quad 3.64$$

(4) Relação cota - tempo

$$h_i = h(t) \quad 3.65$$

onde  $h(t)$  é uma série conhecida de cotas.

A equação 3.61 pode ser usada quando existe uma relação  $Q(h)$  confiável e única, apresentando para cada valor de  $h$  apenas um valor de  $Q$ . Esta condição de contorno é mais

indicada quando o hidrograma tem crescimento e decrescimento lentos e quando a declividade do fundo do rio é mais pronunciada. Quando a última seção coincide com uma barragem a relação  $Q(h)$  também pode ser utilizada.

Em rios de pequena declividade de fundo, ou com hidrogramas de crescimento rápido é difícil existir uma relação  $Q(h)$  única. Neste caso a equação 3.62 é mais apropriada porque considera a forma de laço da relação  $Q(h)$ . Quando alterações no escoamento a jusante da última seção do trecho tem efeito sobre o escoamento no trecho simulado as equações 3.61 e 3.62 não podem ser usadas. Isto inclui locais pouco a montante de confluências significativas, locais que sofrem o efeito de remanso e locais sob a influência de marés.

A relação para escoamento crítico pode ser usada quando na última seção houver uma queda d'água ou cachoeira que não é afogada completamente. Uma relação cota - tempo pode ser usada num rio quando o contorno de jusante está num local completamente sujeito às flutuações da maré ou absolutamente controlado pelas cotas de jusante e não pela vazão do próprio rio. Situações típicas seriam estuários, grandes lagos ou grandes reservatórios cuja cota não é influenciada pela vazão do rio.

Em alguns casos em que uma barragem é o contorno de jusante este pode ser especificado como uma condição de contorno interna, utilizando a equação 3.32. Estes casos são descritos adiante no texto.

### 3.1.2.7 Condições iniciais

Para resolver as equações de escoamento de Saint-Venant o estado inicial das variáveis  $Q$  e  $h$  deve ser conhecido em todas as seções do trecho. Normalmente o modelo utiliza como condição inicial uma vazão constante, ou dada pela equação 3.67.

$$Q_i = Q_{i-1} + q_{i-1} \cdot \Delta x_{i-1} \quad i=2,3, \dots, N \quad 3.67$$

onde  $Q_1$  é a vazão constante conhecida no tempo  $t = 0$  na primeira seção, e  $q_{i-1}$  é a vazão de tributários ou bacias laterais no tempo  $t = 0$  que contribui no trecho  $\Delta x_{i-1}$ . A vazão inicial nula, isto é, um leito seco, só é utilizada no modelo DAMBRK na propagação de cheias carregadas de sedimentos (*mud-flow*). A vazão de contribuição lateral deve ser especificada

em cada intervalo de tempo da simulação. Se a vazão do rio principal for muito maior, tornando insignificante a contribuição lateral no trecho, esta pode ser considerada nula.

A cota da superfície da água correspondente a vazão inicial pode ser calculada a partir de uma simplificação da equação de conservação do momento.

$$\left(\frac{Q^2}{A}\right)_{i+1} - \left(\frac{Q^2}{A}\right)_i + g \cdot \bar{A}_i \cdot (h_{i+1} - h_i + \Delta x_i \cdot \bar{S}_f + \Delta x_i \cdot \bar{S}_i) = 0 \quad 3.68$$

onde  $\bar{A}$ ,  $\bar{S}_f$  e  $\bar{S}_i$  são definidos pelas equações 3.20, 3.21 e 3.14 respectivamente. A simplificação da equação de conservação do momento 3.4 consiste em desconsiderar os termos de variação no tempo, o efeito de momento  $L'$  da vazão de contribuição lateral, e a perda de carga por expansão e contração.

A cota da superfície da água no contorno de jusante pode ser calculada pela relação cota - vazão que define a condição de contorno ou é diretamente obtida pela cota conhecida quando a condição de contorno é uma relação cota - tempo. As cotas são calculadas de jusante para montante a partir desta condição de contorno. A equação 3.68 é não linear e é resolvida pelo método de Newton - Raphson.

Quando a condição de contorno de jusante é a relação cota - vazão em laço:

$$Q_N = \frac{1}{n_N} \cdot A_N \cdot R_N^{2/3} \cdot S^{1/2} = K_N \cdot S^{1/2} \quad 3.69$$

a solução é obtida iterativamente para o contorno de jusante, considerando a declividade  $S$  igual a declividade de fundo  $S_0$  do último trecho. Neste caso a declividade do fundo do último trecho deve ser determinada cuidadosamente para evitar posteriores flutuações nas soluções das equações de Saint-Venant. O critério é manter a declividade do último trecho representativa do rio e não de uma situação local, o que significa manter a seguinte relação:

$$S_0 = \frac{(h_{N-1} - h_N)}{\Delta x_{N-1}} > 0 \quad 3.70$$

Se o escoamento é supercrítico em todo o trecho simulado as cotas iniciais devem ser calculadas de montante para jusante ( $i = 1, 2, 3, \dots, N-1, N$ ). A equação 3.68 é usada para calcular  $h_{i+1}$ . A cota inicial no contorno de montante  $h_1$  é obtida iterativamente pela equação

3.69 substituindo o subscrito N pelo subscrito 1 e pela equação 3.70 substituindo o subscrito N pelo subscrito 2.

Da mesma forma que aquela utilizada para verificar a ocorrência de escoamento supercrítico no item 3.1.2.3, o regime de escoamento pode ser estimado a priori. As equações 3.28 a 3.30 são rerepresentadas aqui. Para o escoamento crítico vale a equação 3.71 e, de forma simplificada, a equação 3.72, onde **D** é a profundidade média.

$$u = \left( g \cdot \frac{A}{B} \right)^{1/2} \quad 3.71$$

$$Q = A \cdot (g \cdot D)^{1/2} \quad 3.72$$

A declividade do fundo pode ser comparada à declividade crítica, dada pela equação 3.73, em cada seção. O regime é supercrítico se  $S_0 > S_c$  e subcrítico se  $S_0 < S_c$ .

$$S_c = g \cdot \frac{n^2}{D^{1/3}} \quad 3.73$$

### 3.1.2.8 Regime de escoamento misto

As equações de Saint-Venant não podem ser aplicadas na transição de escoamento subcrítico para supercrítico e vice-versa, sob pena de ocorrerem problemas de instabilidade numérica. Para simular escoamentos que se alternam entre supercrítico e subcrítico, tanto no espaço como no tempo, o modelo subdivide o trecho total em sub-trechos completamente subcríticos ou completamente supercríticos. Os pontos de transição, onde as equações de Saint-Venant não são válidas, são tratados como condições de controle internas, caracterizadas por equações de escoamento em regime crítico. O tempo de processamento é aumentado em 20% quando se utiliza a opção de escoamento misto subcrítico - supercrítico.



O algoritmo de escoamento misto tem dois componentes principais. O primeiro para obter as condições iniciais de vazão e profundidade e o segundo que funciona durante a simulação.

As condições iniciais são obtidas por um método similar ao descrito em Molinas e Yang (1985). O algoritmo é:

1. Para cada seção é definida a profundidade crítica e a profundidade normal considerando a vazão no instante  $t=0$ . A seção é considerada subcrítica se a profundidade normal for superior a profundidade crítica ou ela é considerada supercrítica se a profundidade normal for inferior a crítica e se não houver um nível de controle a jusante, como um reservatório, que afogue a seção.
2. Se última seção de jusante for de escoamento subcrítico o cálculo das condições iniciais é feito de jusante para montante utilizando a equação 3.68. Se a última seção de jusante for de escoamento supercrítico as condições iniciais são calculadas de montante para jusante, a partir da seção mais a montante do subtrecho supercrítico, onde a profundidade é considerada normal.
3. Quando são encontradas condições de contorno internas a profundidade inicial é dada, como em casos de reservatórios, ou pode ser calculada como em casos de restrições (pontes). No caso de pontes a equação 3.40 é resolvida para  $h_i$  a partir dos valores conhecidos de vazão e de  $h_{i+1}$ .
4. Os passos 2 e 3 são repetidos até que se encontrem condições iniciais para todo o trecho.

Durante a simulação o número de Froude é usado para testar o escoamento em cada seção transversal do modelo para agrupar seções subcríticas e supercríticas nos subtrechos separados por condições de contorno internas. Seções contíguas cujo número de Froude é inferior a 0,95 são agrupadas em subtrechos subcríticos e seções contíguas cujo número de Froude é superior a 1,05 são agrupadas em subtrechos supercríticos. As seções de número de Froude entre 0,95 e 1,05 são consideradas seções de escoamento crítico. Seções críticas isoladas entre subtrechos completamente supercríticos são consideradas supercríticas, enquanto seções críticas isoladas entre subtrechos completamente subcríticos são consideradas subcríticas. A separação em subtrechos subcríticos e supercríticos é feita a cada intervalo de tempo e a solução é obtida em cada intervalo de tempo para cada subtrecho

separadamente, iniciando do subtrecho mais a montante e seguindo de subtrecho em subtrecho até o contorno de jusante.

As condições de contorno de montante e jusante para cada subtrecho são selecionadas de acordo com o seguinte algoritmo:

1. Se o primeiro subtrecho de montante é subcrítico a condição de contorno de montante é dada pela equação 3.56 e a condição de contorno de jusante é dada pela equação 3.64 já que necessariamente o escoamento deve ser crítico na transição;
2. Se o primeiro subtrecho de montante é supercrítico a condição de contorno de montante é dada pela equação 3.56 e a condição de contorno de jusante não é necessária.
3. Se um subtrecho interior, isto é, um subtrecho que não é nem o mais de montante nem o mais de jusante, é supercrítico as equações 3.74 e 3.75 são utilizadas como as duas condições de contorno de montante, onde  $Q'(t)$  é a vazão calculada no mesmo intervalo de tempo para a última seção do subtrecho de montante e  $y'(t)$  é a profundidade crítica do escoamento na mesma seção;
4. Se um subtrecho interior é subcrítico a equação 3.74 é usada como condição de contorno de montante onde  $Q'(t)$  é a vazão calculada para a última seção do subtrecho de montante no mesmo intervalo de tempo e a equação 3.64 de escoamento crítico é usada como condição de contorno de jusante;
5. Se o subtrecho mais de jusante é subcrítico a equação 3.74 é usada como condição de contorno de montante e a condição de contorno de jusante é escolhida entre as equações 3.61 a 3.65.
6. Se o subtrecho mais de jusante é supercrítico as equações 3.74 e 3.75 são usadas como condições de contorno de montante e não é necessária condição de contorno de jusante.

$$Q_1 = Q'(t) \quad 3.74$$

$$y = y'(t) \quad 3.75$$

Um ressalto hidráulico ocorre entre a última seção de um subtrecho supercrítico e a primeira seção do subtrecho supercrítico adjacente. O ressalto não é tratado com uma

equação específica. Para permitir o possível movimento do ressalto existe um algoritmo específico.

O possível movimento para montante ou para jusante de um ressalto hidráulico é testado antes de avançar ao tempo de simulação seguinte. O teste para movimento para montante é a comparação entre a altura da água extrapolada  $h_e$  para montante do trecho subcrítico a jusante do ressalto e a altura da água  $h'$ , altura conjugada daquela que ocorre antes do ressalto, obtida considerando a equação da conservação do momento, sem considerar as derivadas no tempo, 3.76:

$$\frac{Q^2}{g \cdot A} + \bar{z} \cdot A - \frac{Q^2}{g \cdot A'} - \bar{z}' \cdot A' = 0 \quad 3.76$$

onde  $\bar{z}$  é a distância da superfície da água até o centro de gravidade da seção transversal molhada,  $A$  é a área molhada,  $Q$  é a vazão na seção supercrítica, e a linha sobrescrita representa as variáveis logo a jusante do ressalto, associadas a altura da água  $h'$  logo a jusante do ressalto. A equação 3.76 é resolvida pelo método iterativo de bisseção para  $h'$ , que por sua vez é comparada a  $h_e$ . Se  $h'$  é maior que  $h_e$  o ressalto não se movimenta para montante. Se  $h'$  é menor ou igual a  $h_e$  o ressalto se movimenta para montante de seção em seção até encontrar uma onde  $h' > h_e$ .

A possibilidade de um ressalto hidráulico mover para jusante é avaliada comparando  $h'$  e  $h_e$  para a primeira seção do trecho subcrítico a jusante do ressalto. A altura supercrítica para esta seção é calculada pela equação de momento simplificada 3.68 resolvida para  $h_{i+1}$ . A altura  $h'$  é obtida para a mesma seção pela equação 3.76. A altura  $h'$  é comparada a altura  $h$  subcrítica já calculada para a mesma seção. Se  $h'$  é menor ou igual a  $h$  o ressalto não se movimenta para jusante. Se  $h'$  é maior que  $h$  o ressalto se movimenta para jusante de seção em seção até encontrar uma onde  $h$  é maior ou igual a  $h'$ .

Incrementos espaciais ( $\Delta x$ ) menores são necessários na região em que ocorre o escoamento misto, para garantir a estabilidade numérica e permitir uma boa localização do ressalto hidráulico.

### 3.1.2.9 Contribuição lateral

A contribuição lateral de afluentes ao longo do eixo principal do canal considerado pode ser adicionada ao escoamento principal com o termo  $q$  nas equações 3.3 ou 3.18. A vazão afluyente é especificada como um hidrograma e distribuída ao longo de um incremento espacial ( $\Delta x$ ). Não são considerados os efeitos de represamento que o rio principal pode provocar sobre o afluyente.

Se ocorrer perda de vazão para planícies ou áreas isoladas por diques o termo  $q$  fica negativo. É possível considerar as perdas como escoamento sobre vertedor com a equação 3.77:

$$q = -C_w \cdot (\bar{h} - h_w)^{1,5} \quad 3.77$$

onde  $C_w$  é o coeficiente de descarga para vertedor de crista larga com valores entre 2,6 e 3,2,  $\bar{h}$  é a média das alturas da superfície da água calculadas para as seções  $i$  e  $i+1$  que definem o intervalo  $\Delta x$  onde ocorre a saída da vazão, e  $h_w$  é altura média da crista do vertedor ao longo do trecho considerado.

### 3.1.2.10 Perdas de volume

Muitas vezes em casos de rompimento de barragens, em que as águas atingem grandes áreas fora da calha do rio, ocorrem grandes perdas de volume de cheia. Estas perdas são causadas por infiltração no solo seco e por volumes retidos em depressões topográficas ou escoadas para áreas protegidas por diques. Estas perdas podem ser incorporadas na simulação pelo termo  $q$  das equações 3.3 ou 3.18.

A determinação das perdas de volume a priori é difícil e as perdas não devem ser consideradas se a análise deve ser conservativa. As perdas podem chegar a cerca de 30 % do volume do hidrograma.

### 3.1.2.11 Compartimentos de inundação

As planícies que muitas vezes cercam os rios apresentam aterros de estradas e podem ser separadas por diques tanto longitudinal como transversalmente, formando uma rede de células.

O modelo DAMBRK permite simular tais células e as trocas de volumes realizadas entre estas e o canal principal, porém todas as células ou compartimentos devem ser contíguos (ter comunicação direta) ao canal principal. Assumindo que as trocas entre o canal e o compartimento contíguo ocorrem ao longo de um ou mais intervalos  $\Delta x$  e que o escoamento sobre os diques e aterros pode ser representado por equações de vertedores de crista larga, o nível da água nos compartimentos pode ser calculado por:

$$V_1^t = V_1^{t-\Delta t} + (I^t - O^t) \cdot \Delta t \quad 3.78$$

que é uma equação de armazenamento, onde  $V_1$  é o volume ( $m^3$ ) no compartimento no tempo  $t$  ou  $t - \Delta t$ , e depende do nível da água,  $I$  é a vazão afluente ao compartimento, e  $O$  é a vazão que sai do compartimento para o rio ou para outro compartimento adjacente. As equações de vertedor que controlam os termos  $I$  e  $O$  são as 3.79 e 3.80.

$$I = c_r \cdot s_b \cdot (h_r - h_w)^{3/2} \quad \text{se } h_r > h_w \text{ e } h_r > h_{fp} \quad 3.79$$

$$O = c_r \cdot s_b \cdot (h_{fp} - h_w)^{3/2} \quad \text{se } h_{fp} > h_w \text{ e } h_{fp} > h_r \quad 3.80$$

onde  $c_r$  é um coeficiente de descarga,  $h_r$  é o nível do rio,  $h_{fp}$  é o nível no compartimento inundado,  $h_w$  é a altura da crista do dique ou aterro e  $s_b$  é um fator de correção para afogamento do vertedor, isto é:

$$s_b = 1,0 - 27,8 \cdot (H_r - 0,67)^3 \quad \text{se } H_r > 0,67 \quad 3.81$$

$$H_r = \frac{(h_r - h_w)}{(h_{fp} - h_w)} \quad \text{se } h_r > h_w \text{ e } h_r > h_{fp} \quad 3.82$$

$$H_r = \frac{(h_{fp} - h_w)}{(h_r - h_w)} \quad \text{se } h_{fp} > h_w \text{ e } h_{fp} > h_r \quad 3.83$$

de outra forma  $s_b=1,0$ .

O nível da água no compartimento inundado  $h_{fp}$  é calculado iterativamente em conjunto com uma tabela que relaciona nível e volume para o compartimento.

### 3.1.2.12 Condutância hidráulica

O termo  $S_f$  da equação 3.4, que é o termo da perda de energia devida ao atrito com os contornos do canal, pode ser obtido por dois métodos diferentes como mostra a equação 3.5. O primeiro método considera a seção transversal como única nas suas características de área  $A$ , raio hidráulico  $R$  e rugosidade  $n$ . O segundo método considera as características  $n$ ,  $R$  e  $A$  separadamente para o canal, a área inundada a esquerda e a área inundada a direita do canal. No segundo método, chamado método da condutância hidráulica, as condutâncias de cada parte do canal são calculadas separadamente pelas equações 3.6 a 3.8 e então são combinadas pela equação 3.9 para obter a condutância total do canal.

A principal vantagem de utilizar o método da condutância é que não ocorrem os problemas de convergência na transição entre calha menor e calha maior do canal, normalmente presentes quando se calcula  $S_f$  considerando a seção única. A derivada  $dB/dh$  que é necessária na solução das equações de Saint-Venant não é bem definida na transição entre a calha menor e a calha maior, principalmente se a diferença de largura  $B$  for grande para uma diferença de nível  $h$  pequena. A condutância total do canal, embora varie com o nível, apresenta um comportamento melhor, isto é, a variação  $dK/dh$  é mais suave na vizinhança desta transição.

### 3.1.2.13 Interpolação de seções transversais

É comum que o número de seções transversais conhecidas em um rio seja insuficiente para a discretização numérica necessária a simulação. Nestes casos a interpolação de uma seção transversal intermediária entre duas conhecidas pode ser utilizada como recurso. Este expediente é válido para trechos não muito longos e que não apresentem grandes variações nas suas características.

### 3.1.2.14 Seleção dos incrementos espaciais

A seleção dos incrementos espaciais  $\Delta x$  entre as seções transversais que discretizam o trecho é fundamental para evitar problemas computacionais e erros nos resultados. Quando o incremento espacial é muito grande o erro de truncamento (a diferença entre a solução verdadeira da equação diferencial e a solução aproximada da equação de diferenças) pode ser tão grande que torna irreais os resultados de vazão e nível. Três critérios são utilizados para definir os incrementos espaciais  $\Delta x$ .

O primeiro critério está relacionado à expansão ou contração do canal, que não pode ser exagerada, e foi obtido de modo teórico para o esquema implícito de quatro pontos por Samuels (Samuels apud Fread, 1991).

$$0,635 < A_{i+1}/A_i < 1,576 \quad 3.84$$

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

Caso este critério não seja satisfeito o incremento original é dividido:

$$DXM_i = L/M \quad 3.85$$

onde

$$M = 1 + 2 \cdot \frac{|A_i - A_{i+1}|}{\hat{A}} \quad 3.86$$

$$\hat{A} = A_{i+1} \quad \text{se } A_i > A_{i+1} \quad (\text{contração}) \quad 3.87$$

$$\hat{A} = A_i \quad \text{se } A_{i+1} > A_i \quad (\text{expansão}) \quad 3.88$$

onde  $L$  é o incremento de distância original e  $M$  é arredondado para o inteiro mais próximo.

O segundo critério está relacionado às características do hidrograma que deve ser propagado:

$$DXM_i \leq \frac{c \cdot t_r}{2 \cdot M} \quad 3.89$$

onde  $DXM_i$  é o incremento de distância (km),  $c$  é a velocidade da onda (km/hora),  $t_r$  é o tempo de crescimento (horas) do hidrograma e  $M$  é um valor entre 5 e 20.

A velocidade da onda  $c$  pode ser obtida para a maioria dos rios pela expressão da onda cinemática:

$$c = 0,68 K_w V \quad 3.90$$

onde  $K_w$  é

$$K_w = \frac{5}{3} - \frac{2}{3} \left( \frac{\bar{D} \cdot d\bar{B} \, dh}{\bar{B}} \right) \quad 3.91$$

$$\bar{B} = \frac{(B_{i-1}^j + B_{i-1}^{j+1} + B_i^j + B_i^{j+1})}{4} \quad 3.92$$

$$\bar{D} = \frac{\bar{A}}{\bar{B}} \quad 3.93$$

e onde a velocidade  $V$  é calculada pela equação de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot S_0^{1/2}}{n} \quad 3.94$$

O terceiro critério está relacionado às mudanças da declividade do fundo do canal. Em locais onde o canal apresenta uma rápida variação na declividade do fundo as distâncias entre seções devem ser reduzidas.

### 3.1.2.15 Seleção dos incrementos temporais

O modelo DAMBRK utiliza o esquema de diferenças finitas implícito, portanto não precisa satisfazer a condição de Courant - Friedrichs - Levy na escolha do intervalo de tempo. Isto permite utilizar intervalos de tempo maiores que aqueles utilizados em esquemas explícitos. Porém tão fundamental como a escolha dos incrementos de espaço, ou distâncias entre as seções transversais do modelo, é a seleção dos incrementos temporais ( $\Delta t$ ). Se os incrementos de tempo são grandes demais o hidrograma não será caracterizado



apropriadamente e ocorrem sérios erros de truncamento, dispersão e atenuação do hidrograma. O primeiro critério para evitar estas fontes de erro é utilizar como incremento de tempo um valor vinte vezes menor que o tempo de crescimento do hidrograma ou o tempo de falha da barragem em casos de simulação de rompimentos.

$$\Delta t_j = \frac{t_r}{M} \quad 3.95$$

onde  $M$  é um valor próximo a 20 e  $t_r$  é o tempo de crescimento do hidrograma.

Em casos de rompimento de barragens o hidrograma vai se atenuando rapidamente e o modelo pode ter incremento de tempo variável, menor no início e maior à medida que a simulação avança.

O segundo critério para definir o intervalo de tempo é utilizado para garantir a precisão da solução numérica em níveis aceitáveis. Este critério é na verdade um compromisso entre o intervalo de tempo, o incremento na distância, o ponderador  $\theta$  e as características do rio e do hidrograma expressas pela velocidade da onda. Expressas normalmente por gráficos (Tucci, 1986) estas relações podem ser consideradas também pelas equação 3.96 e 3.97.

$$\Delta t_j \leq 0,075 \cdot c \cdot t_r \cdot \left(\frac{\bar{Z}}{D}\right)^{0,5} \quad 3.96$$

onde

$$\bar{Z} = \frac{(1 - \varepsilon^2)}{[4 \cdot \theta^2 \cdot \varepsilon^2 - (2 \cdot \theta - 2)^2]} \quad 3.97$$

onde  $\Delta t_j$  é o intervalo de tempo (horas),  $c$  é a velocidade da onda em milhas por hora,  $t_r$  é o tempo de crescimento do hidrograma (horas),  $D$  é a profundidade média do rio (ft),  $\varepsilon$  é a precisão desejada ( $0,90 < \varepsilon < 0,99$ ), e  $\theta$  é o ponderador do esquema numérico.

Em geral o erro de truncamento decresce com a diminuição do intervalo de tempo. Porém quanto menor o intervalo de tempo menor deve ser o incremento de distância e assim o tempo de processamento é muito maior.

### 3.1.2.16 Área de armazenamento

Em cada seção transversal do modelo uma parte da área, onde a velocidade é muito baixa, pode ser considerada área de armazenamento. Esta área de armazenamento não é considerada na equação de conservação de momento, mas é considerada na equação de conservação de volume. Ali a água é temporariamente armazenada na subida da cheia. A área onde a velocidade não pode ser considerada baixa é a chamada área hidráulicamente ativa.

As áreas de armazenamento em geral estão associadas a trechos de contração ou expansão do canal, ou na confluência de um tributário. Em áreas de contração ou expansão podem existir porções da seção onde ocorrem grandes vórtices e a componente principal da velocidade não é paralela ao canal, principalmente em trechos onde o canal se expande. Em confluências do rio principal com tributários é comum existir uma larga faixa inundável paralela ao tributário no seu trecho inferior. Esta área é ocupada pela cheia do rio principal mas a velocidade é paralela ao canal tributário.

Nestes casos é mais adequado considerar a área inundada apenas como uma área de armazenamento, através da inclusão do termo  $BSS_k$  que corresponde a largura de inundação. A largura de inundação pode ser difícil de ser determinada se a geometria do vale for complexa mas pode ser aproximada pela área inundada na forma dada pela equação 3.98.

$$BSS_k = \frac{Sa_k}{L} \quad 3.98$$

onde o subscrito  $k$  representa a cota numa tabela cota - área ou cota - largura,  $Sa_k$  representa a área superficial próxima à seção considerada que seria inundada na  $k$ -ésima cota da tabela,  $L$  é o comprimento do trecho e  $BSS_k$  é a largura da área inundada a partir da seção ativa do canal principal.

O nível da água na área lateral inundada é considerado igual ao da seção transversal ativa do canal no mesmo intervalo de tempo. Isto pode gerar um erro significativo se  $BSS_k$  for muito grande, pois neste caso a superfície da água não deverá ser sempre horizontal.

Outro tipo de área de armazenamento é o compartimento de inundação descrito antes, em que a presença de um aterro permite que parte do volume fique permanentemente retido na área inundada.

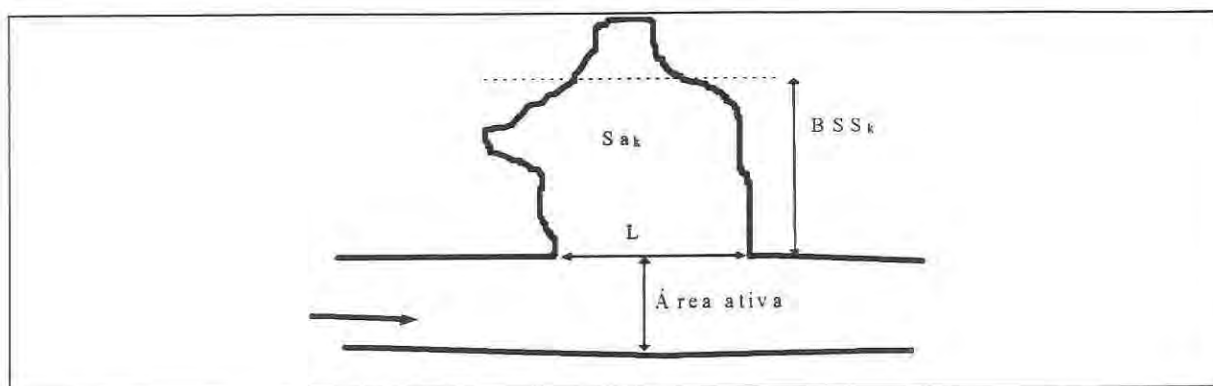


Figura 3.2: Área de inundação ou de armazenamento estático.

### 3.1.2.17 A rugosidade do canal

A perda de carga por atrito é incluída através do termo  $S_f$  na equação 3.4 e é obtida considerando o canal inteiro ou separado. Nas duas formas de obter  $S_f$  o parâmetro que representa a rugosidade é o coeficiente de Manning  $n$ . Este coeficiente deve representar a influência do material do fundo e das margens do rio, das obstruções do canal, da irregularidade das margens, e especialmente da vegetação.

A vegetação é responsável pela grande variação da rugosidade  $n$  com a profundidade. Quando a lâmina de água aumenta e a vegetação é de porte pequeno, esta pode se deitar de acordo com a velocidade da água e  $n$  tende a diminuir. Já quando a vegetação é de maior porte  $n$  pode aumentar a medida que a profundidade aumenta porque galhos e folhagem formam mais obstáculos à passagem da água que apenas os troncos.

A referência básica para a estimativa de valores do coeficiente de Manning tem sido Chow (1959) e para rios de declividade relativamente alta ( $0,002 < S_0 < 0,040$ ) e leito de seixos, pedras e matacões, é o trabalho de Jarret (1984). Infelizmente estas metodologias são desenvolvidas a partir da observação de cheias normais. As cheias bem maiores resultantes de rompimentos de barragens inundam áreas nunca atingidas e apresentam velocidades muito altas. A água em alta velocidade carrega uma grande quantidade de sedimentos, vegetação e objetos diversos como casas demolidas e veículos. A energia que é despendida no transporte

deste material deve ser considerada mediante um aumento do coeficiente de rugosidade  $n$ . Uma estimativa inicial para o valor de  $n$  pode ser obtida calibrando o modelo para o caso da maior cheia observada no local.

### 3.2 O MODELO SMPDBK

As dificuldades encontradas na simulação de cheias devidas ao rompimento de barragens com modelos hidrodinâmicos incluem tempo de cálculo em computadores, exigência de computadores de porte razoável, dados e conhecimento técnico. Com o objetivo de contornar estes problemas foram desenvolvidos paralelamente modelos simplificados em diferentes centros de pesquisas. Com a evolução computacional principalmente em termos de *hardware*, as dificuldades relacionadas ao tempo de cálculo e ao porte dos computadores desapareceram, pois é possível utilizar modelos como o DAMBRK em microcomputadores em apenas alguns minutos. Permanecem, porém, as dificuldades relacionadas a disponibilidade de pessoal treinado e de dados disponíveis e do tempo da sua preparação. Em alguns casos de emergência em que resultados são necessários em pouco tempo os modelos simplificados são mais indicados.

Neste contexto é interessante a descrição do modelo SMPDBK, desenvolvido pelo *National Weather Service* do *NOAA*, e a análise dos seus resultados, comparados aos obtidos com o próprio modelo DAMBRK.

O modelo SMPDBK mantém as principais características determinísticas do modelo DAMBRK. O canal natural é aproximado por um de forma prismática, incluindo efeitos de armazenamento, e a simulação é realizada basicamente sobre as vazões de pico, alturas máximas e tempos de propagação. Efeitos de jusante como barragens e pontes não podem ser considerados no modelo simplificado.

O modelo simplificado está de certa forma ligado ao modelo DAMBRK porque a propagação da vazão de pico para o vale a jusante é feita utilizando funções de propagação adimensionais desenvolvidas em repetidos testes com o modelo DAMBRK.

O procedimento de simulação com o modelo SMPDBK é realizado em três etapas básicas:

1. cálculo da vazão de pico na barragem
2. ajuste do canal natural por uma forma prismática
3. propagação da vazão de pico

### 3.2.1 Cálculo da vazão de pico

A máxima vazão que ocorre na barragem é determinada utilizando uma equação de vazão para vertedor de crista larga com correção para a diminuição da carga com o tempo (Wetmore e Fread, 1984):

$$Q_{\text{bmax}} = Q_0 + 3.1 \cdot B_r \cdot \left[ \frac{C}{\frac{t_f}{60} + \frac{C}{\sqrt{H}}} \right]^3 \quad 3.99$$

$$C = \frac{23.4 \cdot A_s}{B_r} \quad 3.100$$

onde  $A_s$  é a área superficial do reservatório no nível máximo (Acre);  $H$  é a altura do nível máximo no reservatório menos a altura da base da brecha (pés);  $B_r$  é a largura média final da brecha (pés);  $t_f$  é o tempo de formação da brecha (minutos);  $Q_0$  é a vazão adicional à da brecha das turbinas ou vertedor (pés cúbicos por segundo); e

### 3.2.2 Ruptura instantânea

Quando a formação da brecha é muito rápida uma onda negativa se forma dentro do reservatório. Esta onda negativa pode afetar a vazão através da brecha de forma significativa. Nestes casos uma equação alternativa à equação 3.99 é utilizada:

$$Q_{\text{bmax}} = Q_0 + 3.1 \cdot B_r \cdot (I_v \cdot I_n) \cdot H_d^{3/2} \quad 3.101$$

onde

$$I_v = \left[ 1.0 + 0.148 \cdot \left( \frac{B_r}{B} \right)^2 \cdot (m_p + 1)^2 - 0.083 \cdot \left( \frac{B_r}{B} \right)^3 \cdot (m_p + 1)^3 \right]^{3/2} \quad 3.102$$

$$I_n = \left[ 1.0 - 0.5467 \cdot \left( \frac{B_r}{B} \right) \cdot (m_p + 1) + 0.2989 \cdot \left( \frac{B_r}{B} \right)^2 \cdot (m_p + 1)^2 - 0.1634 \cdot \left( \frac{B_r}{B} \right)^3 \cdot (m_p + 1)^3 + 0.0893 \cdot \left( \frac{B_r}{B} \right)^4 \cdot (m_p + 1)^4 - 0.0488 \cdot \left( \frac{B_r}{B} \right)^5 \cdot (m_p + 1)^5 \right]^{3/2} \quad 3.103$$

onde  $B_r$  é a largura da brecha;  $B$  é a largura do vale na altura da crista da barragem;  $H_d$  é a altura da barragem e  $m_p$  é o parâmetro da função  $B=Kh^{m_p}$ , usada para aproximar as relações cota largura das seções transversais do rio, calculado conforme a expressão 3.104.

$$m_p = \frac{\log(B_i) - \log(B_2)}{\log(h_i) - \log(h_2)} \quad 3.104$$

onde os termos com subscrito  $i$  se referem às características do canal no nível da água calculado e o índice  $2$  se refere às propriedades da calha menor do canal.

A equação 3.101 deve ser escolhida quando o tempo de formação da brecha satisfaz a condição  $t_f < 0.001 \cdot H_d$  onde  $t_f$  é o tempo de formação da brecha e  $H_d$  é a altura da barragem em pés.

### 3.2.3 Cálculo da altura máxima a jusante da barragem

Uma vez que a máxima vazão através da brecha foi calculada é necessário determinar a altura da água imediatamente a jusante da barragem para a mesma vazão. Considerando a equação de Manning para a vazão:

$$Q = \frac{1.486}{n} \cdot S^{1/2} \cdot A \cdot R^{2/3} \quad 3.105$$

onde

$$S = S_0 + \frac{\Delta y}{\Delta t} \left( \frac{1}{c} + \frac{V \cdot B}{g \cdot A} \cdot \left( 1 - \frac{V}{c} \right) \right) - \frac{1}{g} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad 3.106$$

$$c = \left( \frac{5}{3} - \frac{2 \cdot A}{3 \cdot B^2} \cdot \frac{\Delta B}{\Delta h} \right) \cdot V \quad 3.107$$

onde  $Q$  é a vazão máxima calculada por 3.99 ou 3.101;  $A$  é a área molhada da seção transversal, que é função da altura da água;  $R$  é o raio hidráulico ( $R=A/B$ );  $n$  é o coeficiente de rugosidade de Manning;  $S$  é a declividade total da linha da água;  $S_0$  é a declividade do fundo do rio;  $\Delta y$  é a diferença entre a altura da água na descarga máxima e na descarga mínima;  $\Delta V$  é a diferença entre a velocidade na descarga máxima e na descarga mínima;  $\Delta t$  é o tempo de formação da brecha;  $g$  é a aceleração da gravidade;  $c$  é a velocidade da onda cinemática; e  $\Delta B$  é a diferença de largura do canal nas descargas máxima e mínima.

Como  $A$ ,  $R$  e  $n$  são funções da altura da água  $h$ , uma técnica iterativa é usada para resolver a equação 3.105. A primeira estimativa necessária na técnica de Newton Raphson é a média entre alturas máxima e mínima:

$$h^* = 0.5 \cdot (h_{mn} + h_{mx}) \quad 3.108$$

onde  $h_{mn}$  é a profundidade mínima possível e  $h_{mx}$  é a profundidade máxima possível. Com o valor calculado para  $h^*$  é possível obter valores para  $A$  e  $B$  e é possível resolver a equação 3.105 para obter a vazão  $Q^*$ . O asterisco indica que trata-se de uma estimativa da variável em questão.

A seguir uma nova estimativa para a altura  $h$  é calculada pela expressão 3.109:

$$h_{new}^* = h^* - \left( \frac{Q^* - Q}{dQ^*} \right) \quad 3.109$$

onde

$$dQ^* = Q^* \cdot \left( \frac{-dn}{n} + \frac{5}{3} \cdot \frac{B}{A} - \frac{2}{3} \cdot \frac{dB}{B} \right) \quad 3.110$$

e  $Q$  é a vazão conhecida pela equação 3.99, 3.101 ou pelo algoritmo de propagação;  $dB$  é o incremento da largura do canal com respeito à profundidade; e  $dn$  é o incremento da rugosidade do canal com respeito à profundidade.

Quando a diferença entre  $h$  e  $h^*$  é menor que um critério de convergência o cálculo de altura máxima encerra. A expressão para a diferença é:

$$e_h = |h^* - h_{\text{new}}| \quad 3.111$$

Quando a técnica de Newton Raphson não converge é usada a técnica da Bissecção, que garante convergência, embora seja mais lenta.

### 3.2.4 Efeitos de afogamento da brecha

A vazão de saída da brecha pode ser reduzida se a altura da água imediatamente a jusante da barragem for suficiente. Este efeito é levado em conta pela inclusão de um coeficiente de afogamento ou submersão. A correção à vazão de saída é feita iterativamente se a altura máxima da água imediatamente a jusante da barragem  $E_t$  menos a altura da base da brecha  $E_b$  é maior que  $0.67h_{\text{vert}}$ , onde  $h_{\text{vert}}$  é a altura da água sobre a base da brecha no tempo  $t_f$ :

$$h_{\text{vert}} = \left[ \frac{C}{\frac{t_f}{60} + \frac{C}{\sqrt{H}}} \right]^2 \quad 3.112$$

onde  $C$  é definido pela equação 3.100 e  $H$  e  $t_f$  são definidos como na equação 3.99.

Satisfeita a condição acima o fator de correção  $K_s$  é calculado pela expressão 3.113.

$$K_s = 1.0 - 27.8 \left[ \frac{E_t - E_b}{h_{\text{vert}}} - 0.67 \right]^3 \quad 3.113$$

Este valor de  $K_s$  é substituído na equação 3.114 para obter um fator de correção médio:



$$K_s^k = \frac{K_s + K_s^{k-1}}{2} \quad 3.114$$

onde o superescrito **k** é o contador de iterações e quando  $k=0$ ,  $K=1$ . Este fator de correção é aplicado ao valor obtido para a vazão de saída:

$$Q_{bmax}^k = K_s^k \cdot Q_{bmax} \quad 3.115$$

O valor corrigido é usado para calcular um novo valor da altura da água sobre a base da brecha:

$$h_{vert}^k = H - Q_{bmax}^k \cdot \frac{t_f \cdot (60)}{2 \cdot A_s (43560)} \quad 3.116$$

e um novo valor do coeficiente de submersão. A nova vazão máxima calculada na equação 3.115 é comparada à calculada na iteração anterior e se a diferença for menor que um critério de convergência o cálculo se encerra.

### 3.2.5 Propagação até a segunda seção transversal

A vazão máxima na barragem é propagada pelo vale a jusante utilizando as funções de propagação adimensionais desenvolvidas em estudos com o modelo DAMBRK completo. Estas funções de propagação são agrupadas em famílias de acordo com o número de Froude associado ao pico da cheia. A escolha da curva de propagação que melhor descreve a cheia é feita com base em parâmetros de propagação. Antes, porém, o vale a jusante da barragem é aproximado por um canal de forma prismática, cujas características geométricas correspondem a média entre as seções, ponderada pela distância dos trechos. Uma largura média por trecho para cada profundidade é calculada por 3.117.

$$\bar{B}_{i,j} = 0.5 \cdot (B_{i,j} + B_{i,j+1}) \quad 3.117$$

A ponderação com as distâncias dos trechos entre as seções é feita com a expressão 3.118.

$$\widehat{B}_{i,j} = \frac{\sum_{k=1}^j (X_{k-1} - X_k) \cdot \overline{B}_{i,k}}{X_{j+1} - X_1} \quad 3.118$$

$i=1, 2, \dots, I$

$j=1, 2, \dots, J$

onde  $I$  é o número total de larguras nas tabelas das seções transversais e  $J$  é o número de trechos, que é sempre o número de seções menos 1.

A área molhada da seção transversal dos trechos prismáticos é calculada a partir das larguras obtidas com a equação 3.118.

$$\widehat{A}_{i,j} = \widehat{A}_{i-1,j} + 0.5(\widehat{B}_{i-1,j} + \widehat{B}_{i,j})(h_{i,j} - h_{i-1,j}) \quad 3.119$$

$i=1, 2, \dots, I$

$j=1, 2, \dots, J$

onde  $\widehat{A}_{1,j}=0$ ;  $h_i$  é a altura  $i$ ;  $i$  é o número do par considerado na tabela  $B - h$ ;  $j$  é o número do trecho ou da seção transversal;  $B_{i,j}$  é a largura  $i$  da seção transversal  $j$ ;  $\overline{B}_{i,j}$  é a largura média para a profundidade  $i$  e para a seção  $j$ ;  $\widehat{B}_{i,j}$  é a largura média ponderada pela distância para a profundidade  $i$  e para o trecho  $j$ ;  $\widehat{A}_{i,j}$  é a área média ponderada para distância para a profundidade  $i$  e para o trecho  $j$ ; e  $X_j$  é a distância da seção à barragem.

A tabela dos valores médios  $\overline{B}_{i,j}$  é usada para determinar uma equação do tipo  $B=K_p \cdot h^{m_p}$  por ajuste e obter os fatores de forma  $K_p$  e  $m_p$ .

### 3.2.6 Parâmetros de propagação

Os parâmetros de propagação são: parâmetro de distância, parâmetro de volume, o ponderador  $\theta$  e o número de Froude do escoamento.

O parâmetro de distância é dado em milhas e é calculado pela expressão 3.120:

$$X_c = \frac{43560 \cdot \text{Vol}_r}{5280 \cdot \hat{A}} \cdot \left( \frac{6}{1 + 4 \cdot (0.5)^{m_r + 1}} \right) \quad 3.120$$

onde  $\text{Vol}_r$  é o volume do reservatório (acres.pés);  $\hat{A}$  é a área média ponderada correspondente a altura da água para  $Q_{b\max}$ ;  $X_c$  é o parâmetro de distância (pés).

Até a distância  $X_c$  a jusante da barragem a profundidade da cheia é atenuada de  $h_{\max}$  até  $h_x$ . A variação da profundidade neste trecho é considerada linear, isto é:

$$\bar{h} = \frac{h_{\max} + h_x}{2} = \theta \cdot h_{\max} \quad 3.121$$

onde  $\theta$  é o ponderador que deve ser determinado de forma iterativa. A primeira estimativa é geralmente 0,95.

A profundidade hidráulica média  $\hat{D}$  no trecho é dada pela equação 3.122:

$$\hat{D} = \frac{\hat{A}}{\hat{B}} \quad 3.122$$

onde  $\hat{A}$  e  $\hat{B}$  são respectivamente a área média e a largura média do trecho para a profundidade  $\bar{h}$ . A velocidade média no trecho é dada pela equação de Manning:

$$\hat{V} = \frac{1,486}{n} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot \hat{D}^{\frac{2}{3}} \quad 3.123$$

onde  $S$  é a declividade do canal entre a seção da barragem e a seção de interesse a jusante.

A velocidade média e a profundidade hidráulica média são utilizadas para determinar o número de Froude do escoamento, que é necessário para determinar a família de curvas de propagação a ser utilizada:

$$Fr = \frac{\hat{V}}{\sqrt{g \cdot \hat{D}}} \quad 3.124$$

onde  $g$  é a aceleração da gravidade ( $g=32.2$  pés/s<sup>2</sup>).

O parâmetro de volume  $V^*$  identifica a curva de propagação (entre todas as curvas da família definida pelo número de Froude) que deve ser utilizada, e é calculado pela razão entre volume do reservatório e o volume escoado (que ocupa o vale a jusante da barragem).

$$V^* = \frac{\text{Vol}_r \cdot 43560}{\hat{A} \cdot X_c \cdot 5280} \quad 3.125$$

### 3.2.7 Curvas de propagação de vazão de pico

Tomando  $\theta=0,95$  como primeira estimativa e calculando o valor dos parâmetros  $Fr$  (número de Froude),  $V^*$  (parâmetro de volume) e  $X_c$  (parâmetro de distância) é possível saber exatamente qual curva utilizar para calcular a propagação, e se obtém a vazão de pico no ponto  $X_c$ . As curvas de propagação relacionam a distância adimensional ( $X^*=X_i/X_c$ ) no eixo horizontal, à vazão de pico adimensional ( $Q^*=Q_{pi}/Q_{bmax}$ ) no eixo vertical. Para uma distância  $X_i=X_c$ ,  $X^*$  é igual a 1.

A profundidade correspondente à vazão obtida pelas curvas é calculada resolvendo a equação de Manning (3.105) de forma iterativa. Esta profundidade corresponde ao termo  $h_x$  na equação 3.121. A estimativa original de  $\theta$  pode ser avaliada rearranjando a equação 3.121 de forma a dar uma nova estimativa de  $\theta$ :

$$\theta' = \frac{h_{max} + h_x}{2 \cdot h_{max}} \quad 3.126$$

Se a diferença entre a estimativa original de  $\theta$  e a nova estimativa  $\theta'$  for significativa as equações 3.122 até 3.125 devem ser resolvidas novamente e uma nova vazão propagada até o ponto  $X_c$  deve ser obtida. Em geral em duas iterações o valor de  $\theta$  atinge o critério de convergência de 1%.

Conhecendo a curva de propagação a utilizar, a distância ao primeiro ponto em que se deseja as informações de inundação (cota máxima, vazão máxima e tempo de chegada da onda) deve ser adimensionalizada na forma:

$$X_i^* = \frac{X_i}{X_c} \quad 3.127$$

onde  $X_i$  é a distância ao ponto de interesse  $i$ .

O gráfico das curvas de propagação define um valor  $Q^*$  de vazão de pico adimensional para o valor de  $X^*$ , do ponto de interesse. O valor  $Q^*$  é dado por:

$$Q^* = \frac{Q_{pi}}{Q_{bmax}} \quad 3.128$$

Multiplicando  $Q_{bmax}$  pelo valor  $Q^*$  obtém-se a vazão de pico à distância  $X_i$  da barragem ( $Q_{pi}$ ).

O tempo necessário para a onda atingir o ponto  $X_i$  é calculado considerando a velocidade da onda entre a barragem e o ponto  $X_i$ . A vazão em  $X_i/2$  é obtida da mesma forma que em  $X_i$ . Esta vazão é multiplicada pelo fator  $(0.3 + \hat{m}_p/10)$  para obter  $Q_{xc}$  que é chamada a vazão característica. A equação 3.105 é resolvida para  $h$  considerando  $Q_{xc}$  como a vazão. A profundidade obtida é chamada profundidade de referência  $h_{ref}$ .

A profundidade hidráulica de referência  $\hat{D}_{xi}$  é calculada com a equação 3.122 onde  $\hat{A}$  e  $\hat{B}$  são calculadas a partir de  $h_{ref}$ .

A velocidade de referência  $V_{xi}$  é dada pela seguinte equação:

$$V_{xi} = \frac{Q_{xc}}{\hat{A}} \quad 3.129$$

Este valor de velocidade é substituído na equação da onda cinemática (3.130) para encontrar a velocidade  $c$  da onda em milhas/hora.

$$c = 0.682 \cdot \hat{V}_{xi} \cdot \left[ \frac{5}{3} - \frac{2}{3} \cdot \left( \frac{\hat{m}_{pi}}{\hat{m}_{pi} + 1} \right) \right] \quad 3.130$$

A quantidade em parênteses considera a forma das seções transversais e o termo 0.682 converte pés por segundo em milhas por hora.

O tempo de pico é dado em horas por:

$$t_{pi} = \frac{t_f}{60} + \frac{X_i}{c} \quad 3.131$$

onde  $t_r$  é o tempo de formação da brecha em minutos.

Para calcular a profundidade máxima no ponto  $X_i$  o parâmetro de forma da seção de interesse é obtido pela equação 3.104, para as profundidades e larguras no ponto  $X_i$ . A seguir a equação 3.105 é resolvida para  $h$  já que a vazão neste ponto já é conhecida. O resultado obtido ( $h_{xi}$ ) é a profundidade máxima que corresponde à vazão  $Q_{pi}$ .

O tempo em horas que decorre até que determinada cota seja atingida em uma seção de interesse qualquer é obtido pela expressão 3.132:

$$t_{nd} = t_{pi} - \left( \frac{Q_{pi} - Q_r}{Q_{pi} - Q_0} \right) \cdot \frac{t_r}{60} \quad 3.132$$

onde  $t_{pi}$  é o tempo de pico dado pela equação 3.131;  $t_r$  é o tempo de formação da brecha em minutos;  $Q_0$  é a vazão de base (turbinas, vertedor) em pés cúbicos por segundo; e  $Q_r$  é a vazão que corresponde à cota desejada (calculada pela equação 3.105);

O tempo em que a inundação encerra é dado pela equação 3.133.

$$t_{nd} = t_{pi} + \left( \frac{Q_{pi} - Q_r}{Q_{pi} - Q_0} \right) \cdot \left( \frac{24.2 \cdot Vol_r}{Q_{pi} - Q_0} - \frac{t_r}{60} \right) \quad 3.133$$

onde  $Vol_r$  é o volume do reservatório (Acre \* pés).

Para cada seção transversal onde se deseja conhecer a vazão máxima, a cota máxima e o tempo de chegada da onda é necessário determinar as propriedades  $\hat{D}$ ,  $\hat{A}$  e  $\hat{B}$  para cada trecho que começa com a seção imediatamente a jusante da barragem e termina com a seção de interesse. A partir destas propriedades é possível calcular o parâmetro de forma  $\hat{m}_p$  pela equação 3.104. A seguir é possível determinar iterativamente com as funções de propagação as informações desejadas.

### 3.3 Necessidades de dados

Os dados necessários para uma simulação de rompimento de barragens são divididos em dois grupos: 1) dados relativos à barragem, ao reservatório e à formação da brecha; 2) dados relativos à propagação da cheia.

A brecha é descrita pelos seguintes parâmetros: tempo de formação, largura final da brecha, inclinação da lateral, altura final da base, altura da água quando a brecha começa a se formar e a altura da crista da barragem. O reservatório deve ser representado por uma tabela cota - volume ou cota - área, se o modelo utilizado para a simulação for concentrado, ou ser representado pelas suas seções transversais se for simulado hidrodinamicamente. Na barragem devem ser conhecidos os dados relativos ao vertedor, aos descarregadores de fundo e descarga turbinada.

A propagação do hidrograma exige o conhecimento das seções transversais do rio e do vale e das condições de resistência hidráulica. As seções do leito menor não precisam, necessariamente, de um levantamento detalhado, tendo em vista que a cheia a ser representada extravasa em muito o leito menor. Já as seções do vale devem ser obtidas em levantamentos no local ou em cartas topográficas na escala aproximada de 1:24.000. O número de seções transversais depende das variações do canal e do vale.

## 4. BARRAGEM DE ERNESTINA

### 4.1 O alto rio Jacuí

O rio Jacuí pode ser considerado o rio mais importante do estado do Rio Grande do Sul, pela sua extensão, pela importância para a navegação, para a geração de energia, pela atividade econômica que existe na bacia e, até, por sua importância histórica. A bacia do alto rio Jacuí está representada na figura 4.1.

O Rio Jacuí tem suas nascentes no norte do Rio Grande do Sul, na região conhecida por Planalto, no Município de Passo Fundo. O rio corre na direção sudoeste por pouco mais de 200 quilômetros, a seguir, segue a direção sul, até a cidade de Cachoeira, onde ingressa na Depressão Central, percorrendo mais cerca de 300 quilômetros até formar o Guaíba, junto com os rios Caí, Sinos e Gravataí, nas proximidades da região metropolitana de Porto Alegre. A área total da bacia é de aproximadamente 70000 km<sup>2</sup>. As nascentes do rio estão a 750 metros de altitude e sua foz no delta está a menos de 10 metros de altitude. A área da bacia, na barragem de Ernestina, é de 1040 km<sup>2</sup>, e em Passo Real é de 7920 km<sup>2</sup>.

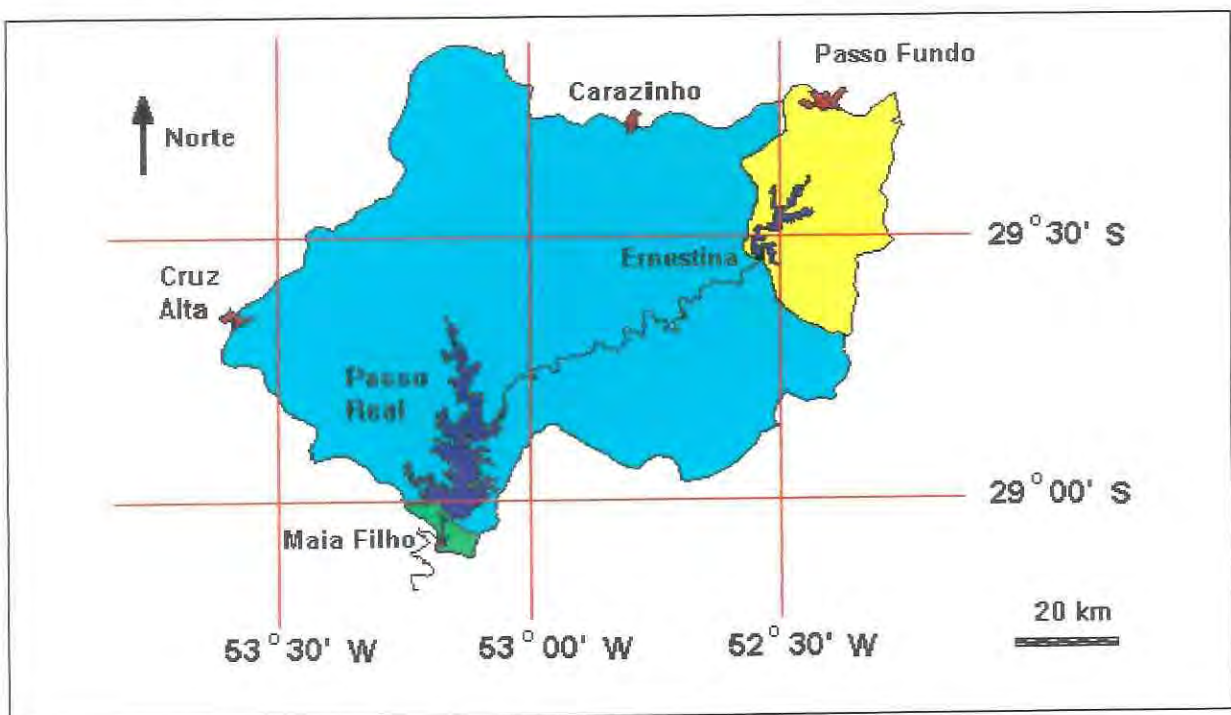
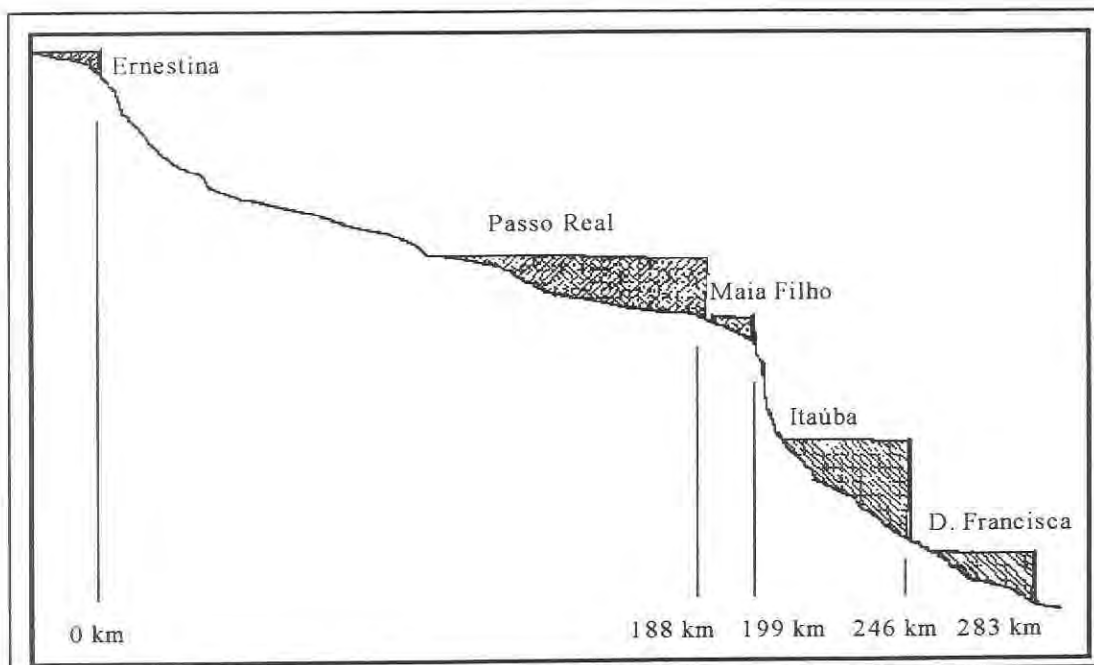


Figura 4.1: Localização das bacias e barragens no alto rio Jacuí.



Quanto à altitude, o rio pode ser classificado em trecho de planalto, trecho de escarpa e trecho de planície. A maior parte do trecho de escarpa é utilizado para geração de energia, como pode ser visto na figura 4.2. O trecho de planície vai da foz até aproximadamente a cidade de Cachoeira e é todo utilizado para navegação e irrigação. O trecho de planalto, das nascentes em Passo Fundo até a barragem de Passo Real, corta a região de topografia ondulada quase que integralmente utilizada para a produção de soja e trigo. É neste trecho que se encontra a barragem de Ernestina. Das matas que originalmente cobriam a região e que foram substituídas pelas plantações de forma rápida e radical a partir da década de 20, sobram apenas alguns capões isolados e as estreitas matas ciliares.

O Rio Jacuí é o mais importante do estado sob o ponto de vista de geração de energia elétrica. As Usinas de Ernestina, Passo Real, Jacuí e Itaúba, todas da CEEE, somam 780 MW de potência instalada. A usina de Dona Francisca deve vir a se somar a este sistema com mais 128 MW de potência instalada. A figura 4.2 apresenta um perfil longitudinal de parte do rio, evidenciando o sistema Jacuí de geração de energia.



**Figura 4.2:** Perfil do Rio Jacuí e os aproveitamentos hidroelétricos.

O rompimento de uma das barragens situadas mais a montante, num sistema como o representado na figura 4.2, pode representar um grande risco para todo o sistema a jusante. A ocorrência de rompimentos em cascata, numa espécie de efeito dominó, deve ser investigada.

A aplicação proposta neste trabalho é avaliar os efeitos de um rompimento hipotético da Barragem de Ernestina sobre o vale a jusante e sobre os outros aproveitamentos. No caso desta aplicação, a avaliação não se estende por todo o sistema da figura 4.2, mas apenas até os reservatórios de Passo Real e Maia Filho e a Usina do Jacuí, de tal forma que apenas estes três aproveitamentos serão descritos em detalhe.

#### **4.1.1 A barragem de Ernestina**

A Usina de Ernestina é o primeiro aproveitamento hidroelétrico do Rio Jacuí a contar de sua nascente e está localizada no município de Ernestina, próximo a Passo Fundo. A barragem foi construída entre 1950 e 1954, em um local de grande declividade, conhecido como Cachoeira de Ernestina, e entrou em operação em 1957.

A barragem foi construída em concreto protendido e consiste essencialmente de um muro levemente arqueado (raio de curvatura de 300 metros), de seção muito fina, profundamente engastada na rocha do leito do rio. O concreto protendido foi de aplicação bastante inovadora na época de sua construção, como evidencia a conferência (Costa Nunes, 1952) organizada no Clube de Engenharia do Rio de Janeiro em novembro de 1950. Este tipo de construção permitiu utilizar apenas um terço do concreto que seria utilizado para uma barragem semelhante, porém do tipo gravidade.

A altura do muro no vertedor e nos encontros é de 10,50 e 13,00 metros, respectivamente. O comprimento total da barragem é de 400 metros, dos quais 132 são do vertedor. A usina está localizada 500 metros afastada da barragem, de modo a aproveitar a queda adicional ao longo de uma curva do rio.

A área da bacia hidrográfica do Jacuí, na barragem, é de 1044 km<sup>2</sup> e os principais afluentes são os arroios Povinho, Pessegueiro, Lageado Conceição e Três Passos.

O reservatório tem uma capacidade de acumulação de 258,6 hm<sup>3</sup> no nível máximo operacional, dos quais 237,5 hm<sup>3</sup> são úteis. À época da sua construção, o reservatório foi dimensionado para regularizar a vazão para o aproveitamento na Usina do Jacuí, 200 km a jusante. A vazão regularizável 95% do tempo é de 15 m<sup>3</sup>/s.

A curva cota - volume e a curva cota - área são diferentes para as diversas fontes consultadas. Os dados considerados como verdadeiros estão na tabela 4.1 abaixo.

**Tabela 4.1:** Relação cota - área - volume para o reservatório de Ernestina (CEEE, 1976).

Cota arbitrária (m)	Área Superficial (km <sup>2</sup> )	Volume (hm <sup>3</sup> )
114.0	75	374
112.5	60	273
112.0	55	244
111.0	50	191
110.0	38	147
107.5	25	69
105.0	10	25
100.0	0	0

O vertedor tem 132 metros de comprimento e está aparelhado com 8 comportas superiores de 15,00 x 1,50 metros, que dão vazão a 635 m<sup>3</sup>/s no nível máximo excepcional. Este valor corresponde à vazão de projeto. O descarregador de fundo de dois condutos de 1,50 metros de diâmetro dá vazão a 28,7 m<sup>3</sup>/s.

O único trabalho encontrado sobre a avaliação das condições de segurança da barragem de Ernestina foi realizado pela empresa Magna Engenharia LTDA. em 1991, a pedido da Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE). Neste trabalho (Magna Engenharia, 1991) cita-se a ocorrência de vibrações na barragem, por ocasião do vertimento pelo extravasor de cheias, de erosão localizada junto ao pé do vertedor e de vazões superiores às de projeto.

A ocorrência de vibrações na estrutura da barragem é observada quando a água é liberada pelo vertedor. As vibrações foram previstas no projeto da obra, porém foram de intensidade muito forte nas cheias de 1983 e 1990. O problema das vibrações por ocasião das

cheias estaria ligado à deficiência de aeração do recinto criado entre a lâmina de água e a barragem. De qualquer forma, a barragem não apresentava (em 1991) qualquer sinal de exaustão, não obstante tenha passado por várias cheias ao longo dos seus, até então, 35 anos de uso.

Sobre a erosão localizada junto ao pé da barragem, foi realizada uma visita (Magna Engenharia, 1991), e não foram encontrados fissuras ou sinais de erosão no revestimento de concreto que cobre a rocha imediatamente a jusante da barragem nem no leito rochoso do rio a jusante da área revestida.

Sobre a ocorrência de vazões superiores à de projeto, o trabalho (Magna Engenharia, 1991) sugere que estas foram causadas pela operação inadequada do reservatório. Nas cheias de 1983 e 1990, as comportas do vertedor foram abertas com atraso e, no evento de 1990, as comportas de dois vãos do vertedor emperraram, agravando o crescimento do nível da água no reservatório. Um estudo atualmente em andamento (Brum, 1997) apresenta resultados semelhantes. Neste caso, as vazões efluentes do reservatório nestas cheias excepcionais, eventualmente superiores à de projeto, seriam superiores às vazões afluentes, que por sua vez não necessariamente seriam superiores à de projeto.

#### **4.1.2 A barragem de Passo Real**

A barragem de Passo Real é o primeiro aproveitamento a jusante de Ernestina. É de construção mais recente que as Barragens de Ernestina e Maia Filho e apresenta também um volume muito maior.

A barragem, que é do tipo enrocamento, com núcleo impermeável de argila, tem 47 metros de altura. O reservatório apresenta um volume total de 3672 hectômetros cúbicos e uma área de 226 km<sup>2</sup> ao nível de 327,00 metros. A bacia hidrográfica tem na barragem 7920 km<sup>2</sup>.

O vertedor foi projetado para uma cheia de 6250 m<sup>3</sup>/s, que corresponde à cheia máxima provável. A máxima cheia observada em 54 anos de registros chegou a 3380 m<sup>3</sup>/s. Sérios problemas para os aproveitamentos de jusante (Barragem Maia Filho, Usina do Jacuí, e

Barragem de Itaúba) devem ocorrer se esta vazão for atingida, e mesmo para vazões inferiores, de acordo com Resende (1979).

#### **4.1.3 A Barragem de Maia Filho**

Cerca de 12 quilômetros a jusante de Passo Real, via fluvial, encontra-se a barragem de Maia Filho, que é do tipo gravidade, de concreto e de alinhamento reto. A sua altura total é de 24,45 metros nos muros e 15 metros no vertedor. Seu comprimento é de 431,5 metros entre as extremidades das ombreiras.

O reservatório de Maia Filho é pequeno, se comparado ao reservatório de Passo Real, com um volume de apenas  $31 \text{ hm}^3$  na cota máxima de 280,39 metros. A acumulação útil é de  $26,8 \text{ hm}^3$ . O vertedor desta barragem foi dimensionado para dar vazão a  $7850 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  na cota 281,0 metros.

A Usina do Salto do Jacuí, ou, simplesmente, Usina do Jacuí, situa se aproximadamente 10 km a jusante da Barragem de Maia Filho, no lado oposto de uma curva acentuada do Rio Jacuí. Esta Usina, em particular a sua subestação elevadora, está situada em local perigoso quando da ocorrência de grandes vazões (naturais ou por rápidos rebaixamentos do nível do reservatório de Maia Filho ou Passo Real). Ensaios com um modelo reduzido foram realizados no IPH-UFRGS, para determinar a vazão em frente à Usina do Jacuí para a qual é atingida a subestação e a própria casa de máquinas. De acordo com o trabalho de Resende (1979) a subestação é atingida para uma vazão da ordem de  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$  e os geradores da Usina são atingidos para uma vazão de  $3700 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### **4.1.4 A bacia incremental entre Ernestina e Passo Real**

Entre a barragem de Ernestina e a cidade de Espumoso, 84 km a jusante, a bacia hidrográfica do Jacuí passa de  $1044 \text{ km}^2$  para  $2990 \text{ km}^2$ . Entre Espumoso e a barragem de Passo Real, numa distância de 104 quilômetros, a bacia cresce até  $7920 \text{ km}^2$ .

Os maiores afluentes são os Rios Ingaí e Jacuí-Mirim, ambos contribuindo diretamente para o reservatório de Passo Real. Estes têm área contribuinte maior que  $1000 \text{ km}^2$ . Outros

afluentes menores estão distribuídos mais ou menos uniformemente em todo o trecho, conforme a tabela 4.2.

**Tabela 4.2:** Afluentes no trecho Ernestina - Reservatório de Passo Real.

Distância de Ernestina (km)	Área aproximada (km <sup>2</sup> )	Nome
17.5	100	Arroio Grande
20.5	100	Arroio Porongos
43.0	150	Arroio Espreado
58.0	750	Rio da Glória
80.0	400	Arroio São Bento
96.0	750	Rio Colorado
99.0	700	Rio da Anta
115.0	500	Arroio Grande

## 4.2 Dados disponíveis

Os dados necessários para a análise de rompimento, no que concerne à propagação do hidrograma de ruptura, são seções transversais do rio, topografia do vale em toda a área em que pode ocorrer inundação, informações sobre a cobertura vegetal e outros fatores que influenciam a rugosidade hidráulica e informações hidrológicas. Além disso são necessários os dados relativos aos reservatórios e às barragens de Ernestina, Passo Real e Maia Filho.

### 4.2.1 Dados hidrológicos

A CEEE mantém dois postos linigráficos entre as barragens de Ernestina e Passo Real com dados a partir de 1941 (Espumoso - 85080001) e 1940 (Passo Bela Vista - 85140000). O posto Espumoso, onde a bacia tem 2990 km<sup>2</sup>, está localizado 84 km a jusante da barragem de Ernestina e o posto Passo Bela Vista, onde a bacia tem 4470 km<sup>2</sup>, está a 106 km da

barragem. As maiores enchentes registradas no posto Passo Bela Vista foram, em ordem decrescente, as de 83, 92, 84, 41 e 89, todas com vazão máxima superior a 1500 m<sup>3</sup>/s. No Posto Espumoso, que começou a ser operado no final de 1941, as maiores cheias registradas são as de 92, 89, 84, 83 e 90, todas com vazão máxima superior a 1200 m<sup>3</sup>/s. Uma análise de frequência de vazões máximas foi realizada para os dois postos utilizando para ajuste a distribuição Log-Pearson, e o resultado está na tabela 4.3.

O posto Espumoso aparentemente não é confiável, por apresentar tendência a superestimar as vazões (CEEE, 1996). Este pode ser o motivo pelo qual os dois postos apresentam tão pouca diferença para a vazão com período de retorno de 10.000 anos, apesar da diferença de área de drenagem.

**Tabela 4.3:** Vazões máximas e tempos de recorrência para Espumoso e Passo Bela Vista.

T.R. (anos)	Vazão em Espumoso (m <sup>3</sup> /s)	Vazão em Passo Bela Vista (m <sup>3</sup> /s)
10.000	2355	2466
50	1606	1922
25	1447	1782
10	1199	1549

#### 4.2.2 O leito menor

A grande dificuldade encontrada na aplicação ao caso da Barragem de Ernestina, no Rio Jacuí - RS, foi a falta de dados topográficos e seções transversais do rio. Ao longo de um trecho de mais de 100 quilômetros, a partir da barragem, existem apenas dois postos fluvigráficos onde existe o perfil batimétrico do rio. Os dois postos existentes também estão mal distribuídos com relação a esta aplicação específica. O posto Espumoso 85080001 está a 84 km da barragem e o Posto Passo Bela Vista 85140000 está a 106 km da barragem. Na barragem também é conhecida a seção transversal, porém nos 84 km entre a barragem e o posto Espumoso, as únicas informações são visitas ao local e seções em pontes.

A enchente resultante de um rompimento de barragens excede em muito às enchentes naturais. Em consequência, o rio extravasa seu leito indo a água ocupar larga faixa do vale. Para a simulação do escoamento, um detalhamento profundo do leito do rio é desejável, porém perde importância frente ao conhecimento detalhado do vale, já que apenas parte da água escoou pelo leito menor.

De qualquer forma, uma estimativa razoável da largura do rio e da profundidade do leito menor é necessária para a simulação. Observações em alguns locais de acesso mais livre no trecho superior permitiram estimar em aproximadamente 2 metros a profundidade média do leito menor e em 40 a 50 metros a largura do rio. Já no trecho inferior existem dados de seções transversais nos postos fluviométricos. Para este trecho, as profundidades são de aproximadamente 3,5 metros e a largura de aproximadamente 70 metros.



**Figura 4.3:** Localização dos postos fluviométricos e afluentes principais do alto rio Jacuí (PBV- Passo Bela Vista; ESP - Espumoso)

A hipótese feita relaciona os incrementos da largura do rio com o aumento da área da bacia. A largura foi considerada crescendo linearmente com a distância, de 40 metros a 60 metros, a partir de Ernestina até a confluência com o Rio da Glória (figura 4.3). Este crescimento está de acordo com o tipo de contribuição distribuída que ocorre no trecho. A maior contribuição lateral existe no trecho Mormaço - Espumoso, pela confluência com os



rios da Glória e São Bento. Logo após a confluência, a largura passa de 60 para 65 metros e, após a confluência com o Arroio São Bento, passa de 65 a 70 metros.

A profundidade foi estimada de forma semelhante. De Ernestina até a confluência com o Rio da Glória, a profundidade cresce de 2 metros a 3,5 metros. A partir daí a profundidade se mantém constante.

#### **4.2.3 A topografia do vale**

A maior fonte de dados para a determinação das características hidráulicas do vale do Jacuí, no trecho entre Ernestina e Passo Real são as cartas da Divisão de Levantamento do Exército. Estas cartas estão ainda numa escala inadequada para o objetivo, como é comentado no item 3.3, porém quanto à topografia, são realmente a única fonte disponível de forma rápida e barata.

As cartas na escala 1:50.000 do Ministério do Exército (Diretoria de Serviço Geográfico) que cobrem a área de estudo são: Fortaleza dos Valos (folha SH.22-V-A-V-4), Victor Graeff (folha SH.22-V-A-VI-2), Espumoso (folha SH.22-V-A-VI-1) e Campos Borges (folha SH.22-V-A-VI-3).

Em alguns pontos existem outras fontes de informação, como nas barragens, onde existem algumas plantas, e na zona urbana de Espumoso, que fica próxima ao rio Jacuí. Na cidade de Espumoso a informação mais detalhada foi obtida de uma carta da CORSAN (Companhia de Saneamento do Rio Grande do Sul) e de uma carta da prefeitura local. A carta da CORSAN tem curvas de nível de 5 em 5 metros, porém não existem curvas bem próximas ao rio, nem existe amarração de cotas entre as referências da CORSAN e das cartas da Divisão de Levantamento, assim como não existe amarração entre as referências da CORSAN e da seção de medição do posto linigráfico local da CEEE. Na realidade todas as fontes de dados são independentes entre si.

A diferença nos dados altimétricos existe também no local da Barragem de Ernestina, entre as cartas da Divisão de Levantamento e as plantas da Barragem. A opção escolhida neste trabalho foi admitir como corretos os dados das cartas da Divisão de Levantamento. Esta opção se justifica pelo caráter abrangente, em termos de extensão, da área de estudo. É

justamente em grandes extensões que as cartas do exército fornecem o melhor conjunto de dados.

#### **4.2.4 População**

Informações sobre a população da região foram obtidas junto ao IBGE, do censo de 1991. A população do município de Espumoso é de 17010 habitantes, dos quais 53,9% (9173) estão na área urbana. Existem 2483 domicílios particulares na área urbana de Espumoso. Entre 1980 e 1991, a população diminuiu cerca de 5,6%. Esta redução pode ser causada pelo êxodo rural e pela emancipação de antigos distritos. O número de domicílios rurais é de 1954 e a população rural é de 7837 habitantes, o que resulta 4 habitantes por domicílio (média) na zona rural. Na área urbana cerca de 95% dos domicílios tem abastecimento de água adequado.

As informações de infra-estrutura dos domicílios podem ser utilizadas para a estimativa de prejuízos na zona urbana afetada. Na área urbana, existem em média 3,69 habitantes por domicílio. As informações da área rural do município de Espumoso podem ser consideradas representativas da região, o que significa que em toda a área rural do vale pode-se considerar que existem 4 habitantes por domicílio.

#### **4.2.5 Agricultura**

A Fundação de Economia e Estatística Siegfried Emanuel Heuser, do estado do Rio Grande do Sul, dispõe de dados relativos à agricultura dos municípios gaúchos. Para os municípios de Espumoso e Victor Graeff, os dados de área e o valor da produção dos principais produtos agrícolas, para o ano de 1994, estão na tabela 4.4.

**Tabela 4.4:** Área colhida e valor da produção dos principais produtos agrícolas do Alto Jacuí.

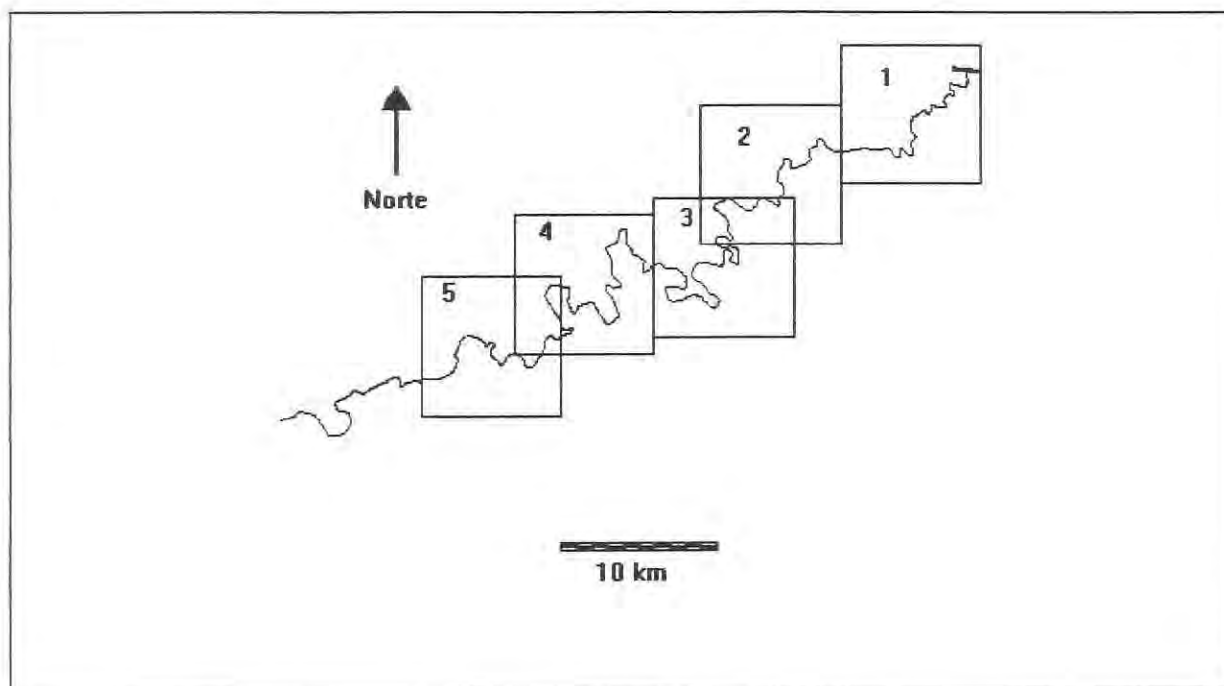
Município	Produto	Área Colhida (hectares)	Valor da produção (dólares)	Valor por área colhida (dólares/hectare)
Espumoso	Milho	2800	1.113.000	400
Espumoso	Soja	35700	13.923.000	390
Victor Graeff	Milho	2625	906.000	350
Victor Graeff	Soja	16475	4.290.000	260

#### 4.2.6 Imagem de sensoriamento remoto

A última fonte de dados incorporada ao estudo foi uma imagem do satélite LANDSAT, de 1987 da região de estudo. As bandas 3, 4 e 5 foram utilizadas para determinar a cobertura vegetal da área próxima ao rio. A imagem de satélite permitiu a identificação da área lavrada nas áreas sujeitas a inundação, e a posterior determinação de prejuízos aos produtores rurais.

#### 4.2.7 Digitalização

As informações disponíveis nas cartas na escala 1:50.000 foram digitalizadas em trechos, cobrindo o vale numa espécie de mosaico, conforme esquema da figura 4.4. Este trabalho foi realizado para manter uma base digital, em um ambiente de Geoprocessamento, que pudesse ser utilizada como ferramenta nos diversos passos da análise do rompimento e no levantamento de suas conseqüências, bem como na produção de mapas de inundação e na melhor compreensão do processo. As informações digitalizadas foram: topografia, rodovias, moradias isoladas e a rede hidrográfica.



**Figura 4.4:** Esquema da divisão da área de estudo em trechos para a digitalização.

### 4.3 Riscos Potenciais de rompimento

Neste item pretende-se discutir as causas que poderiam resultar num rompimento da barragem de Ernestina, a forma com que ocorreria este rompimento hipotético e a probabilidade de ocorrer o rompimento, utilizando para tanto o texto do item sobre causas de rompimento (2.2) deste trabalho, o relatório de inspeção de Magna Engenharia (1991), as orientações de Franzini e McCan (1988), e as regras sugeridas por McMahon (1981) para a análise de rompimento de barragens no estado americano da Geórgia.

Os problemas da barragem de Ernestina citados por Magna Engenharia (1991) incluem ocorrência de vibrações na barragem por ocasião do vertimento pelo extravasor de cheias, erosão localizada junto ao pé do vertedor e vazões superiores à de projeto. Os três problemas surgem quando ocorrem vazões próximas da vazão de projeto.

Não existem indícios de que a área da barragem esteja sujeita a abalos sísmicos ou acomodações do terreno, principalmente considerando que o reservatório já está em operação há mais de quarenta anos. Não foram encontrados vazamentos ou surgências significativos, nem trincas, rachaduras ou deformações (Magna Engenharia, 1991), embora a monitoração sistemática da estrutura tenha sido abandonada.

Uma ação de sabotagem na barragem parece uma probabilidade remota, mas, se ocorrer, será de fácil execução, já que a barragem não conta com um esquema de segurança.

Nos dias 26 e 27 de maio de 1992, chuvas intensas e de grande duração ocorreram na região da bacia contribuinte ao reservatório de Ernestina, superando a vazão de projeto em várias pequenas centrais hidroelétricas de bacias vizinhas. Na própria Barragem de Ernestina a cheia foi excepcional (ver dados hidrológicos) e a água chegou a atingir a janela do porão da usina, a jusante da barragem (CEEE, 1992). Em outras usinas da região como a Capigüi, no rio de mesmo nome e a Andorinhas, no Rio Potiribu houve problemas de erosão, acúmulo de detritos e inundação da casa de máquinas, com risco de vida para os operadores.

As barragens da região afetadas pela cheia de maio de 92 foram construídas antes da década de 60, com um curto período de dados de vazão para a determinação da vazão de projeto. A barragem de Ernestina foi construída durante a década de 50, sendo que no local foram observados dados de vazão a partir de 1941. O número de anos de dados observados é pequeno, se comparado ao tempo de recorrência associado aos eventos das chuvas e cheias excepcionais de maio de 1992 (Chevalier e Dhein, 1993), da ordem de centenas de anos (chuvas) e dezenas de anos (vazões). As cinco maiores vazões máximas ocorridas no posto Espumoso, citadas no item 4.2.1, ocorreram a partir da década de 80. A década de 40, período utilizado para a determinação da vazão de projeto, foi marcada apenas pela cheia de 1941, que eventualmente não foi registrada no posto utilizado para o dimensionamento do vertedor de Ernestina, que começou a operar naquele ano.

Todos estes fatos levam a crer que a determinação da vazão de projeto na barragem de Ernestina pode ter sido realizada com base num período muito curto de dados e, principalmente, num período não representativo. Ernestina pode estar sujeita no futuro a cheias superiores à de projeto, como já ocorreu em várias barragens menores em bacias próximas.

Considerando que a vazão superior à de projeto ocorra quando o reservatório esteja cheio, ou que ocorram problemas com as comportas do vertedor, de forma a dificultar o amortecimento da cheia no interior do reservatório, esta cheia superior a de projeto pode desencadear os problemas de vibração e possivelmente de galgamento na intensidade suficiente para provocar um rompimento. Como a probabilidade da combinação destes eventos é de difícil quantificação e, por outro lado, não estão sendo levados em conta causas estruturais, terremotos e sabotagens, a probabilidade de ocorrência de um rompimento da Barragem de

Ernestina pode ser razoavelmente relacionada à probabilidade de ocorrência de uma cheia superior à de projeto.

Não existem dados de vazões afluentes ao reservatório de Ernestina que permitam uma análise de frequência e a determinação de uma probabilidade de ocorrência de vazões superiores à de projeto. A própria vazão de projeto foi determinada com um período muito curto de dados de um posto atualmente desativado. A única coleta de dados realizada é o registro de níveis da água no reservatório. Com estes dados, é possível obter a vazão de saída do reservatório, mas esta, aparentemente, tem pouca relação com a vazão de entrada (Brum, 1997).

Um estudo de regionalização hidrológica (Tucci et al., 1991) foi utilizado para estimar o tempo de recorrência de uma vazão superior à de projeto na barragem de Ernestina. A vazão de projeto na Barragem de Ernestina é de  $635 \text{ m}^3/\text{s}$ , o que corresponde a um tempo de recorrência de aproximadamente 10.000 anos.

Este valor é semelhante à probabilidade sugerida por Baecher et al. (1980), de  $10^{-4}$  de ocorrência de falha em um ano qualquer. Assim podemos considerar este valor como válido para contabilizar os prejuízos esperados em um ano qualquer, associados ao rompimento da barragem.

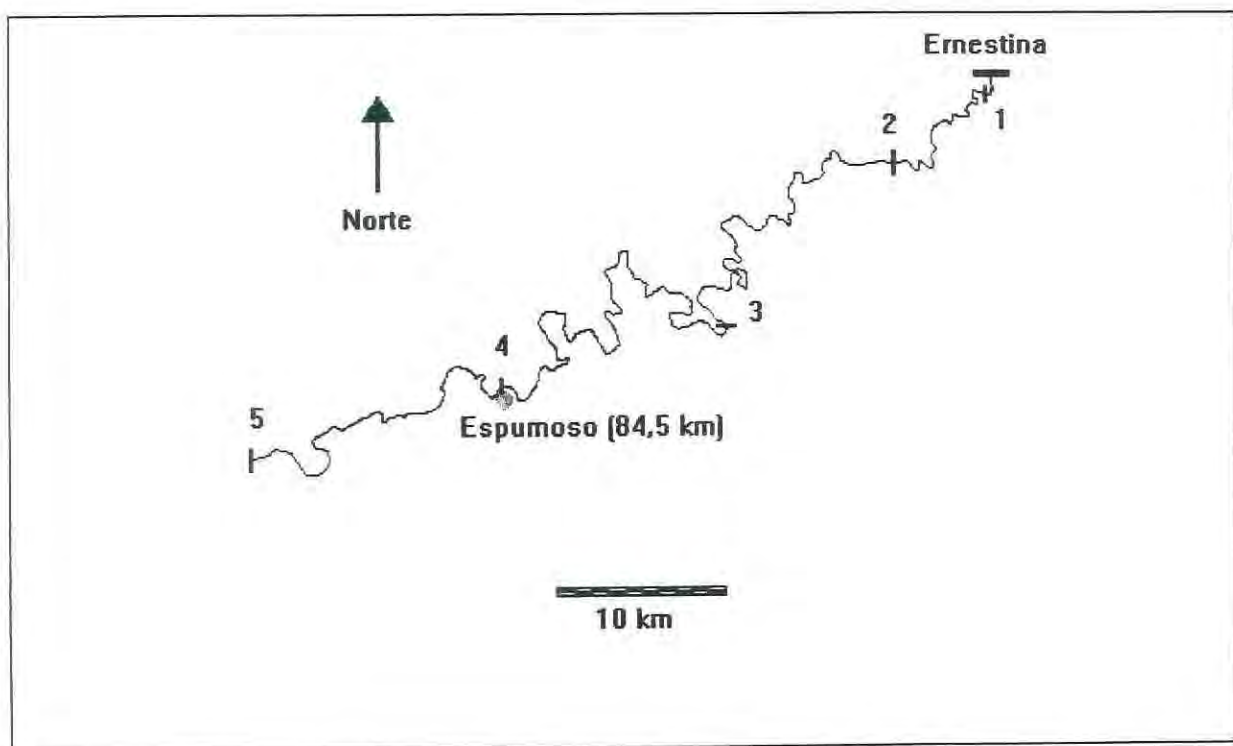
#### **4.4 Impactos potenciais no vale**

O vale do Rio Jacuí, a jusante de Ernestina, não é ocupado por grandes centros urbanos. A região é essencialmente agrícola, com moradias esparsas, pequenos povoados e apenas uma cidade situada diretamente às margens do rio. Existem áreas utilizadas para a agricultura que podem sofrer prejuízos variáveis conforme a época do ano e o estágio da cultura. O sistema de transportes pode ser profundamente afetado, caso a cheia resultante de um rompimento venha a destruir as diversas pontes que cruzam o rio no trecho entre Ernestina e Passo Real.

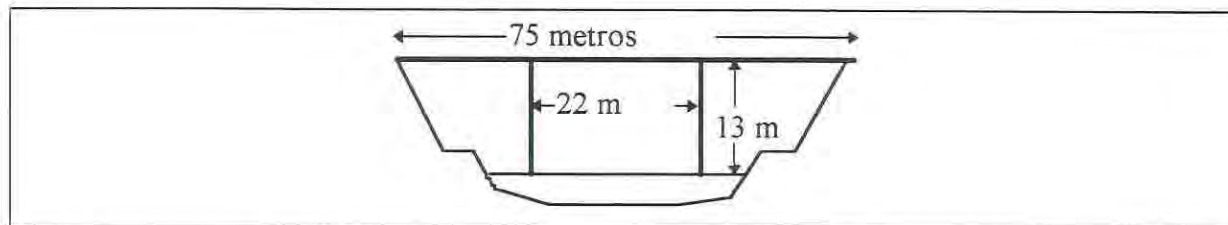
#### 4.4.1 Pontes

As pontes sobre o Rio Jacuí no trecho considerado são 5, localizadas de acordo com o mapa da Figura 4.5. A primeira ponte (número 1 na figura 4.5) está localizada a menos de 1 km da barragem e está tão exposta que a sua destruição é certa, no caso de um rompimento; por outro lado esta ponte não é muito importante sob o ponto de vista econômico e apresenta pouco tráfego.

A segunda ponte, cerca de 13 km a jusante da barragem, é muito importante do ponto de vista econômico. A BR 386 que seria interrompida, caso ocorresse a destruição desta ponte, é uma das mais importantes do estado, principalmente na época da colheita da soja, no período de março a maio. Um desenho esquemático da ponte da BR 386 é dado na figura 4.6. Os aterros em ambos os lados invadem significativamente a área lateral ao rio, que é relativamente plana neste ponto, configurando um estrangulamento significativo no caso de uma grande cheia.

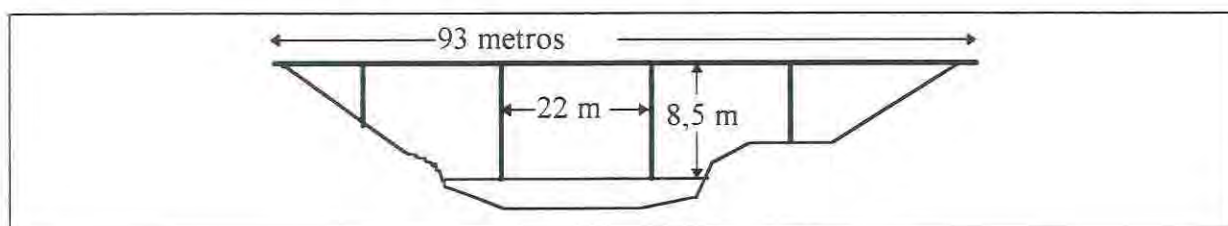


**Figura 4.5:** Localização da cidade de Espumoso e de pontes ao longo do Rio Jacuí.



**Figura 4.6:** Ponte da BR 386 sobre o Rio Jacuí a 13 km da Barragem de Ernestina.

A terceira ponte do trecho liga os municípios de Victor Graeff e Mormaço e é de construção relativamente recente. O projeto foi feito tomando por base a cota máxima da cheia de 1941 e o desenho esquemático é dado na figura 4.7. A destruição desta ponte deverá ter impactos econômicos locais, pela baixa intensidade do tráfego entre os dois municípios.



**Figura 4.7:** Ponte sobre o Rio Jacuí entre Victor Graeff e Mormaço.

Em Espumoso existe uma ponte (RS 332), a cerca de 84 km da barragem, próxima ao posto fluviográfico, cujo desenho foi obtido junto ao Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (DAER). A viga está colocada acima da cota da cheia de 1941. A destruição desta ponte não deverá trazer tantos prejuízos ao transporte regional como a da BR 386 citada acima, porém, com certeza, tumultuará a vida e a economia da cidade de Espumoso, considerando que a cidade atualmente está se estendendo para a outra margem do rio, em novos bairros e loteamentos.

A última ponte por sobre o Jacuí, no trecho entre Ernestina e Passo Real, é a que une as localidades de Alto Alegre e Bela Vista. Esta ponte é também de construção relativamente recente e se encontra pouco a montante do final do trecho de remanso do reservatório de Passo Real e pouco mais de 1 km a montante da ponte está o posto linigráfico de Passo Bela Vista. O desenho da ponte foi obtido junto à Companhia Intermunicipal de Estradas Alimentadoras (CINTEA), hoje extinta. O aterro desta ponte também obstrui significativamente a área próxima ao rio, pelo menos na sua margem esquerda, onde pode ocorrer escoamento em casos de cheias excepcionais. O vão foi dimensionado para uma cheia superior a  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ . O prejuízo associado à obstrução desta ponte é pequeno e bem



localizado, dado o tráfego pouco intenso que ocorre. Juntamente com o prejuízo pela interrupção do tráfego, o cálculo deve considerar o custo de construção de novas pontes ou de reconstrução em caso de danos parciais.

O critério a ser assumido para testar a destruição das pontes é a verificação do nível máximo atingido pela cheia, comparado à cota inferior da viga. Se o nível da água atingir a cota inferior da viga, a ponte será considerada completamente destruída.

#### **4.4.2 População**

A população rural da região próxima ao rio é esparsa e distribuída em pequenos povoados e moradias isoladas. As cartas do Ministério do Exército, na escala 1:50000 trazem a informação da localização de moradias isoladas. Esta informação é relativamente antiga (os levantamentos aerofotogramétricos foram realizados na década de 70), mas a região em estudo não passou por grandes transformações e a população rural se mantém estável nos últimos 30 anos (a população do município de Espumoso reduziu-se, entre 1980 e 1991, em cerca de 5%). Todas as moradias isoladas no vale foram digitalizadas e, comparando sua localização com a área atingida pela cheia, é possível determinar se cada uma delas é atingida. Os dados do IBGE permitem estimar que em média cada uma das moradias isoladas é habitada por uma família de 4 pessoas.

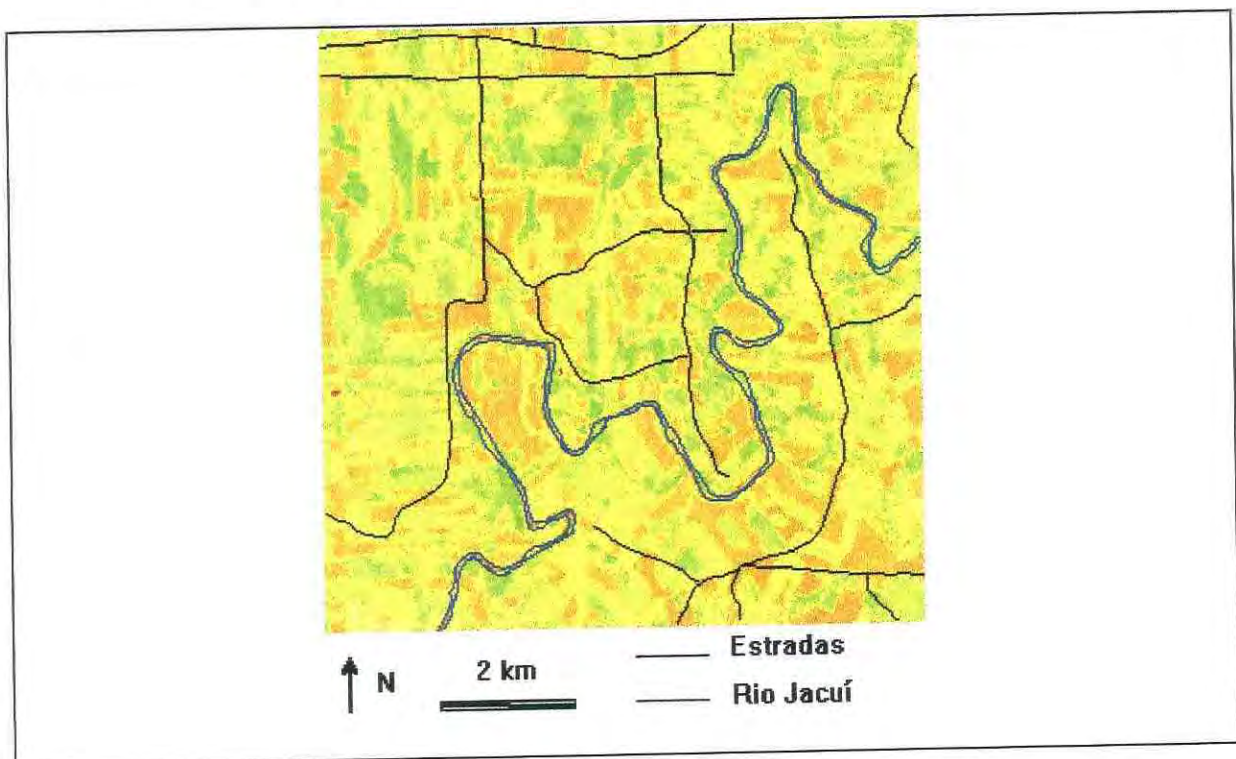
Conforme o censo do IBGE de 1991, a população do município de Espumoso é de 17010 habitantes, dos quais 53.9% (9173) estão na área urbana.

#### **4.4.3 Agricultura**

A imagem do satélite LANDSAT TM nas bandas 3, 4 e 5 permite identificar as áreas cultivadas e diferenciá-las das áreas de campo ou de floresta. A época em que a imagem foi obtida (outubro) coincide com o início da época de preparação da terra para o cultivo da soja e do milho. Em um tratamento das bandas 3 e 4, que correspondem ao vermelho e ao infravermelho do espectro eletromagnético, é obtido o índice de vegetação normalizado (NDVI) (Eastman, 1995 e Thenkabail et al. 1992). O resultado desta operação é uma imagem onde as áreas com recente preparação de terras são perfeitamente diferenciáveis de áreas de

floresta e campo. A figura 4.8 apresenta o trecho número 4 do vale, conforme a figura 4.4, onde é possível reconhecer as áreas de lavoura pela cor marrom predominante. Áreas de cor verde são campos, pastagens ou florestas. Algumas estradas (em preto) e o rio Jacuí (azul) estão sobrepostos à imagem da figura 4.8.

As áreas de cultivo diferenciadas desta forma são aquelas que, se atingidas pela cheia, devem contribuir mais significativamente para o prejuízo na área rural. Para cultivos como a soja e o milho, basta que o terreno sofra inundação para comprometer toda a colheita. Se a inundação ocorrer próxima à época de colheita, provavelmente toda a safra é perdida. Por outro lado, se a inundação ocorrer imediatamente antes ou após o plantio, o prejuízo é apenas das sementes e insumos, pois a área pode ser replantada.



**Figura 4.8:** Índice de vegetação de um trecho do vale do Jacuí.

#### **4.5 Impactos sobre Passo Real e Maia Filho**

O aproveitamento dos rios para geração de energia e navegação tende a transformar o perfil longitudinal do rio em um sistema de barragens e reservatórios, numa espécie de escada. Um dos maiores perigos associados ao rompimento de barragens é que a cheia resultante de

uma barragem mais a montante venha a provocar o rompimento de uma barragem mais a jusante, no que se costuma chamar rompimentos em cascata ou efeito dominó.

Diversos fatores são considerados na análise de rompimento em cascata, mas, talvez o principal seja o volume dos reservatórios. O rompimento de uma pequena barragem, num afluente menor de um rio, dificilmente deve provocar uma cheia de proporções suficientes para colocar em risco uma barragem com um grande reservatório no rio principal. Porém, por particularidades da topografia, pode ocorrer em um sistema que a um reservatório grande de montante, cuja principal função é regularizar a vazão do rio, sucede uma barragem muito alta, mas com pouco volume no reservatório, cuja principal função é a geração de energia. Esta combinação, que é relativamente comum, pode ser fatal se ocorrer uma falha na barragem de montante.

Originalmente a Barragem de Ernestina foi construída para gerar energia e para regularizar a vazão do Rio Jacuí para aproveitamento na Usina do Jacuí (ou Usina do Salto do Jacuí), que está localizada junto à Barragem Maia Filho. Atualmente o reservatório de Passo Real é que tem a principal função de regularizar a vazão para os outros aproveitamentos do sistema (figura 4.2). O reservatório de Passo Real é muitas vezes maior em volume e superfície que o reservatório de Ernestina, tornando improvável que o rompimento de Ernestina possa desencadear rompimentos em cascata no Rio Jacuí. Se a aplicação deste trabalho estivesse centrada sobre um hipotético rompimento da Barragem de Passo Real, então a necessidade de simular uma verdadeira catástrofe, com os rompimentos em cascata de Maia Filho, Itaúba, e Dona Francisca (em construção), seria indispensável.

De qualquer forma, uma análise do efeito do rompimento sobre Passo Real é realizada aqui. Uma análise preliminar bastante simples é realizada com base no volume do reservatório de Ernestina e da superfície do reservatório de Passo Real. Uma análise mais elaborada inclui a propagação do hidrograma de cheia gerado pelo rompimento de Ernestina com o modelo hidrodinâmico, incluindo considerações sobre a operação das estruturas extravasoras de Passo Real e Maia Filho. Embora possua grande capacidade de absorver ondas de cheia, pelas suas dimensões e pela vazão para a qual o vertedor foi dimensionado ( $6250 \text{ m}^3/\text{s}$ ), a operação da Barragem de Passo Real está limitada pelos problemas que pode causar a jusante. As limitações são dadas pela vazão máxima que pode ocorrer na Usina do Jacuí, a jusante da Barragem de Maia Filho, e a ocorrência de galgamento em Passo Real ou Maia Filho.

De acordo com o trabalho de Resende (1979) a subestação da Usina do Jacuí é atingida para uma vazão da ordem de 3000 m<sup>3</sup>/s e os geradores da usina são atingidos para uma vazão de 3700 m<sup>3</sup>/s. E, sobre as limitações impostas pela possibilidade de galgamento, McMahon (1981) sugere que quando uma barragem de terra sofre galgamento com uma altura de 0,6 metros (2 pés) pode se supor que ocorrerá rompimento. Para barragens de concreto, o mesmo autor sugere como limite a altura de 9 metros (30 pés), desde que não seja superado o limite de estabilidade estática.

## 5. SIMULAÇÃO DO ROMPIMENTO DA BARRAGEM DE ERNESTINA

### 5.1. Comparação SMPDBK x DAMBRK

Os modelos SMPDBK e DAMBRK foram descritos em detalhe no capítulo da metodologia. Estes modelos juntamente com os modelos FLOW SIM 1, FLOW SIM 2, HEC 1, TR 66 e MILHY, foram avaliados por Wurbs (1987) para os casos dos rompimentos de Teton, Laurel Run e para uma simplificação do caso de Teton onde as seções do vale a jusante foram consideradas prismáticas para a simulação com todos os modelos.

Wurbs (1987) encontrou grandes diferenças entre os resultados dos modelos e os dados observados nos casos de Teton Dam e Laurel Run. Os modelos foram aplicados apenas com base na estimativa dos parâmetros. A calibração, embora possível nos dois casos estudados, não foi aplicada porque geralmente as cheias resultantes de rompimentos de barragens são muito maiores que as que ocorrem no mesmo trecho por precipitação.

Os resultados se mostraram fortemente sensíveis às irregularidades geométricas do vale. Os maiores erros foram encontrados para o caso de Teton, onde o vale bastante encaixado nos primeiros 8 km se abre para uma área mais plana em que as inundações abrangeram uma largura de 14,5 km. O vale a jusante de Laurel Run, embora irregular, é mais estreito e se mantém com larguras de até 150 metros. Neste caso a aplicação encontrou erros menores para todos os modelos utilizados.

Aqui os modelos SMPDBK e DAMBRK foram testados e comparados em uma aplicação ao caso de rompimento hipotético da Barragem de Ernestina, no Rio Jacuí - RS. O vale do Rio Jacuí, logo a jusante da barragem, apresenta muita declividade, iniciando com uma corredeira de aproximadamente 800 metros e passando por trechos muito encaixados nos primeiros 15 km. A seguir a declividade se reduz muito e o vale se abre um pouco num relevo mais suave. As confluências com os maiores afluentes ocorrem em áreas baixas que são inundadas nas simulações, ocasionando grande amortecimento do pico de cheia e retardo da propagação. Estas áreas são representadas nas seções transversais por larguras de armazenamento estático. O trecho simulado tem a extensão de aproximadamente 100 km e foram selecionados 5 pontos ao longo do trecho para descrever os resultados.

Os modelos foram avaliados com o vale descrito por 50 seções obtidas das cartas 1:50000 e das seções com levantamento no local, incluindo áreas de armazenamento estático, com o coeficiente de rugosidade de Manning constante e igual a 0,050 e para tempos de formação da brecha de 6 minutos, 1 hora e 2 horas.

As incertezas associadas ao tempo de formação da brecha são tratadas com mais detalhe em outra parte, porém algumas variações foram introduzidas para avaliar as formas diferenciadas com que os dois modelos consideram o tempo de formação da brecha frente ao volume do reservatório. A vazão calculada pelos dois modelos foi muito próxima na seção da barragem, mas a diferença aumentou nos primeiros 30 km. A partir daí, a diferença voltou a diminuir.

**Tabela 5.1:** Vazão máxima obtida com os modelos ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 6 minutos)

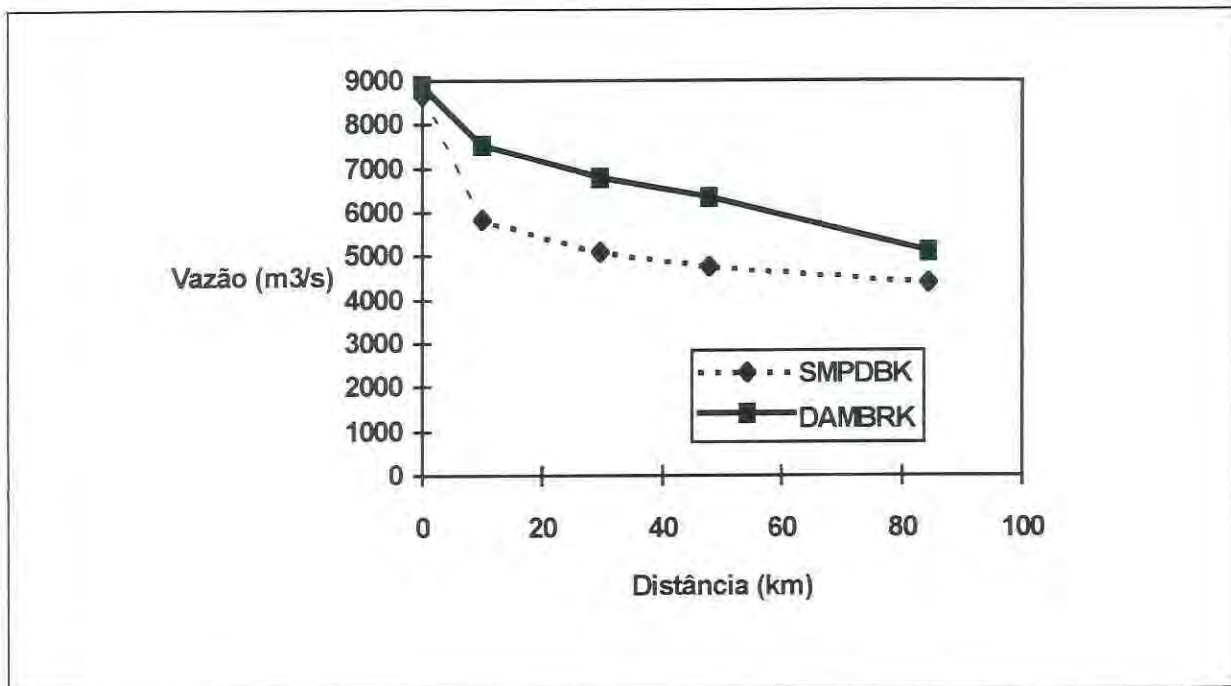
km	SMPDBK m <sup>3</sup> /s	DAMBRK m <sup>3</sup> /s	DIFERENÇA %
0.0	9087	9310	-2
10.0	6326	7630	-17
29.6	5329	6861	-16
47.7	5017	6366	-21
84.4	4630	5088	-9

**Tabela 5.2:** Vazão máxima obtida com os modelos ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 1 hora)

km	SMPDBK m <sup>3</sup> /s	DAMBRK m <sup>3</sup> /s	DIFERENÇA %
0.0	8882	9087	-2
10.0	6035	7583	-20
29.6	5209	6836	-24
47.7	4904	6350	-23
84.4	4525	5088	-11

**Tabela 5.3:** Vazão máxima obtida com os modelos ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 2 h)

km	SMPDBK m <sup>3</sup> /s	DAMBRK m <sup>3</sup> /s	DIFERENÇA %
0.0	8662	8864	-2
10.0	5854	7507	-22
29.6	5080	6799	-25
47.7	4783	6330	-24
84.4	4413	5092	-13



**Figura 5.1:** Vazão máxima obtida com os modelos ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 2 h)

Os resultados de profundidades máximas atingidas pela cheia foram de certa forma semelhantes aos encontrados para a vazão. No trecho intermediário, as diferenças entre alturas máximas calculadas pelos dois modelos foram grandes, refletindo o que ocorreu com as vazões.

**Tabela 5.4:** Profundidades máximas de cheia ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 2 h)

km	SMPDBK m	DAMBRK m	Diferença %
10,0	12,3	14,8	-17
29,6	12,6	16,8	-25
47,7	12,4	14,7	-16
84,4	13,9	14,9	-7

A vazão máxima na barragem encontrada com o modelo SMPDBK foi, em média, 2,3% inferior à vazão máxima obtida pelo modelo DAMBRK. Esta diferença se acentuou no trecho intermediário a até 23,8%, e voltou a diminuir no fim do trecho simulado para 13,3%. Grandes diferenças foram encontradas nas cotas máximas atingidas. Estas diferenças chegaram a 4, metros numa profundidade total de aproximadamente 15 metros, no trecho intermediário. No trecho inferior, as diferenças foram de 1 metro em aproximadamente 10 metros.

As maiores diferenças foram encontradas no tempo de propagação do pico da cheia. Este tempo é o que corresponde à cota máxima atingida em uma seção qualquer.

**Tabela 5.5:** Tempos de alturas máximas de cheia ao longo do trecho (tempo de formação da brecha: 2 h)

km	SMPDBK (h)	DAMBRK (h)
0.0	0	0
10.0	0.54	2.2
29.6	2.4	5.5
47.7	3.98	7.8
84.4	10.04	14.1

De maneira geral o modelo DAMBRK encontrou velocidades de propagação do pico de cheia inferiores às calculadas pelo modelo SMPDBK. As maiores diferenças de velocidade foram encontradas no trecho superior, logo a jusante da barragem. As velocidades de propagação médias para o trecho completo foram de 8,5 km/h para o SMPDBK e de 5,8 km/h para o DAMBRK. Estas velocidades, aparentemente pequenas, correspondem razoavelmente aos eventos de rompimento observados, particularmente ao caso de Teton Dam. A diferença no tempo entre os modelos ocorre, em parte, porque o modelo SMPDBK admite que a vazão



máxima e a cota máxima ocorrem ao mesmo tempo. Já o modelo DAMBRK encontra as cotas máximas algum tempo depois da passagem da vazão máxima, porque considera os efeitos de jusante sobre o escoamento. A diferença entre o tempo de passagem da vazão máxima e o tempo da cota máxima chegou a aproximadamente 1 hora para o modelo DAMBRK.

Um novo teste, com o vale simplificado, foi realizado para avançar no estudo comparativo. Neste teste foi modelado um rio com 4 seções iguais, e a declividade constante. Todas as áreas de armazenamento laterais foram suprimidas. A tabela 5.6 apresenta os resultados da simulação com o vale simplificado.

**Tabela 5.6:** Resultados para um vale simplificado (tempo de formação da brecha: 1 hora)

Distância km	DAMBRK			SMPDBK		
	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Profundidade (m)	Tempo (h)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Profundidade (m)	Tempo (h)
0	9087	8.06	0.55	8161	9.06	0.00
25	6831	19.91	4.08	5492	15.61	2.47
50	6685	19.76	5.45	5429	16.12	4.27
100	6442	16.84	7.74	5408	17.16	7.49

Um dos resultados obtidos por Wurbs (1987) ficou evidenciado aqui, que é a influência da complexidade do vale nas diferenças entre os resultados dos modelos. As diferenças na vazão praticamente se mantém iguais a partir da barragem mas as diferenças na profundidade se alteram, conforme os efeitos de jusante são intensos e são levados em conta ou não. Mas são as diferenças na profundidade que são mais importantes, porque é da altura da cheia que depende a área inundada. Os tempos de propagação são bastante reduzidos em relação a vales com mais irregularidades e a diferença entre os tempos calculados pelos dois modelos diminui também.

## 5.2. Avaliação da sensibilidade do modelo DAMBRK aos parâmetros

No item 2.9 deste trabalho foram descritas as possíveis fontes de incerteza nos resultados dos modelos matemáticos de simulação. Concluiu-se que uma análise da sensibilidade do modelo, pelo menos aos principais parâmetros, é necessária antes da análise do rompimento propriamente dita.

Neste trabalho foi realizada uma análise de sensibilidade do modelo DAMBRK a alguns parâmetros que contribuem para a incerteza com relação aos resultados. A análise realizada não é exaustiva, cada parâmetro foi considerado isoladamente e as faixas de variação consideradas não foram muito amplas. Os parâmetros escolhidos para análise foram:

1. Rugosidade ( $n$  de Manning);
2. Tempo de formação da brecha;
3. Largura da brecha;
4. Nível inicial da água no reservatório;
5. Vazão inicial no rio;
6. Largura média do rio.

A avaliação de sensibilidade foi realizada considerando a topografia do vale do Rio Jacuí, a jusante de Ernestina, e as características do Reservatório e da Barragem de Ernestina. O vale foi descrito por 83 seções transversais, incluindo áreas de armazenamento. O reservatório foi simulado dinamicamente, isto é, foi utilizado o método de propagação hidrodinâmico. As simulações foram limitadas pelas condições de convergência do modelo, isto é, quando o modelo divergia ou não encontrava solução.

Os resultados foram registrados em algumas seções em todo o trecho. As seções escolhidas foram

1. 0 km a jusante da barragem;
2. 10 km a jusante da barragem;
3. 45 km a jusante da barragem;

4. 84,5 km a jusante da barragem.

Três variáveis foram consideradas para a avaliação:

1. Vazão máxima;
2. Profundidade máxima de cheia;
3. Tempo da vazão máxima.

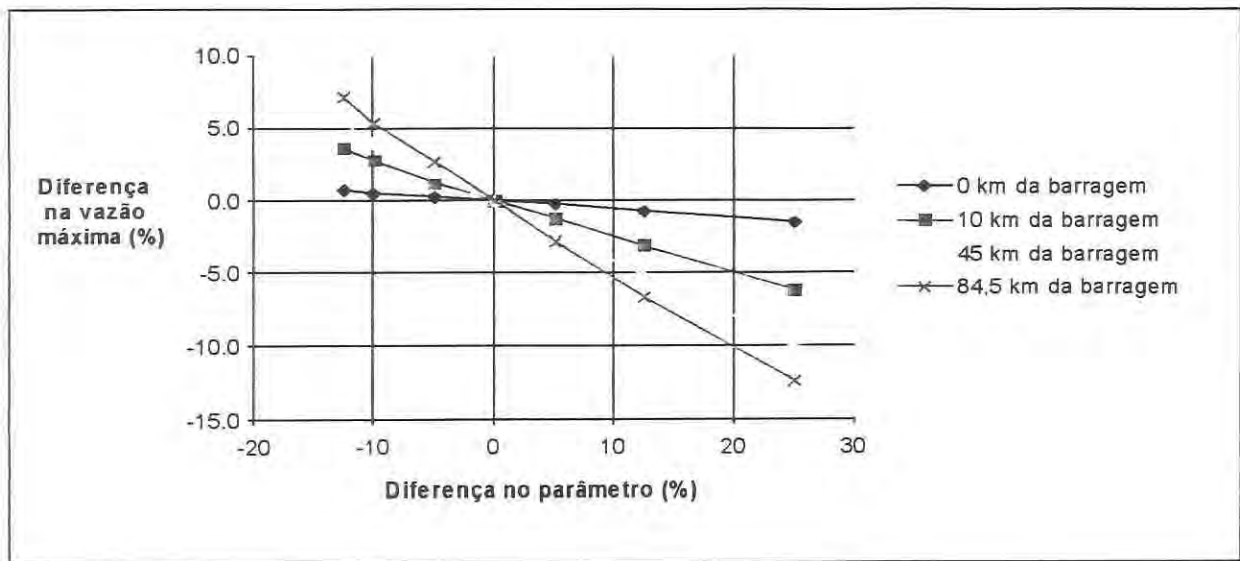
### 5.2.1 Rugosidade do leito

A avaliação da sensibilidade do modelo às variações do coeficiente de rugosidade mostraram um comportamento já encontrado na bibliografia, ou seja, a rugosidade afeta mais as profundidades e os tempos de propagação do que as vazões máximas. O coeficiente de rugosidade  $n$  indicado foi adotado no leito menor em todas as 83 seções. No leito maior o coeficiente adotado foi sempre 45 % maior que este. O valor de base para o coeficiente de rugosidade de Manning no leito menor foi de 0,040 e no leito maior de 0,057. Estes valores correspondem razoavelmente às estimativas de Chow (1959) e Chang (1988), e permitem avaliar uma larga faixa de valores no seu entorno.

A tabela 5.7 apresenta os resultados de vazão máxima e a figura 5.2 apresenta a sensibilidade da vazão máxima às diferenças na estimativa do coeficiente de rugosidade.

**Tabela 5.7:** Sensibilidade da vazão ( $m^3/s$ ) ao coeficiente de rugosidade.

km rio	Coeficiente $n$ de Manning						
	0.035	0.036	0.038	0.04	0.042	0.045	0.050
0	8298	8276	8258	8240	8215	8180	8120
10	6747	6697	6594	6520	6439	6320	6117
45	5332	5258	5152	5059	4955	4805	4566
84.5	4013	3942	3840	3744	3639	3498	3283

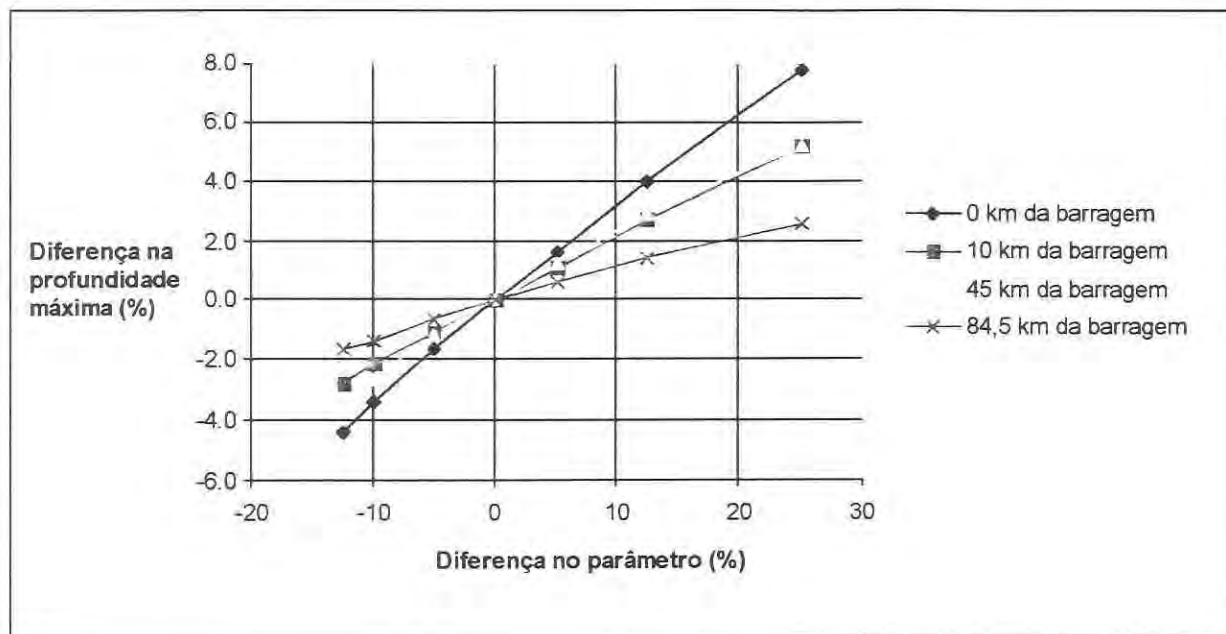


**Figura 5.2:** Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa do coeficiente de rugosidade “n”; (o valor considerado correto é 0,040).

A tabela 5.8 apresenta os resultados de profundidade máxima atingida pela água nas seções e a figura 5.3 apresenta a sensibilidade da profundidade máxima às diferenças na estimativa do coeficiente de rugosidade.

**Tabela 5.8:** Sensibilidade da profundidade máxima (m) ao coeficiente de rugosidade.

km rio	Coeficiente n de Manning						
	0.035	0.036	0.038	0.04	0.042	0.045	0.050
0	6.99	7.06	7.19	7.31	7.43	7.60	7.88
10	13.36	13.45	13.59	13.74	13.89	14.11	14.45
45	13.00	13.09	13.29	13.45	13.62	13.84	14.15
84.5	12.93	12.97	13.07	13.15	13.23	13.34	13.49

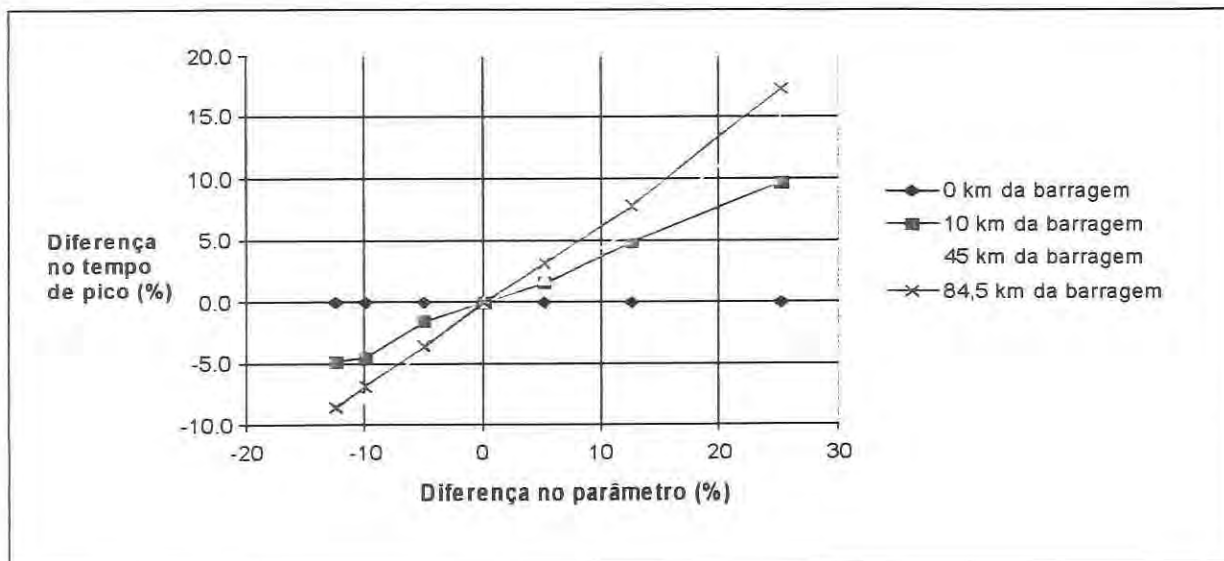


**Figura 5.3:** Sensibilidade da profundidade máxima à diferença na estimativa do coeficiente de rugosidade “n”; (o valor considerado correto é 0,040).

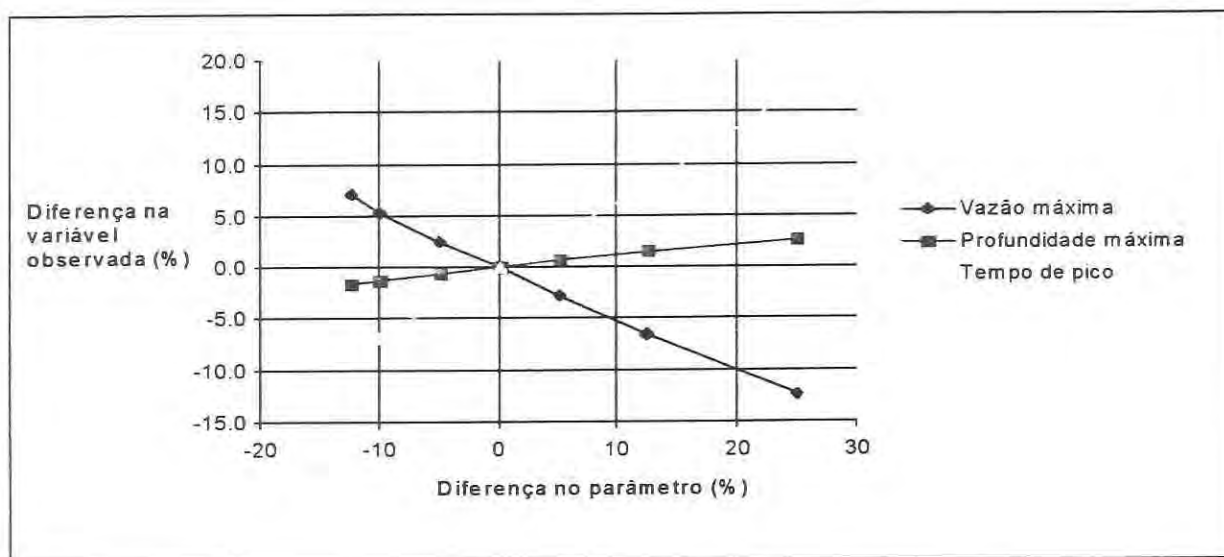
A tabela 5.9 apresenta os resultados de tempo de pico de vazão nas seções e a figura 5.4 apresenta a sensibilidade do tempo de pico às diferenças na estimativa do coeficiente de rugosidade.

**Tabela 5.9:** Sensibilidade do tempo de pico (h) ao coeficiente de rugosidade.

km rio	Coeficiente n de Manning						
	0.035	0.036	0.038	0.04	0.042	0.045	0.050
0	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
10	2.95	2.96	3.05	3.10	3.15	3.25	3.40
45	7.50	7.55	7.86	8.19	8.34	8.66	9.38
84.5	13.50	13.75	14.25	14.77	15.24	15.92	17.32



**Figura 5.4:** Sensibilidade do tempo de pico à diferença na estimativa do coeficiente de rugosidade “n”; (o valor considerado correto é 0,040).



**Figura 5.5:** Sensibilidade das três variáveis selecionadas ao coeficiente de rugosidade (os valores são observados a 84,5 km da barragem e a rugosidade considerada correta é  $n=0,040$ ).

A figura 5.5 apresenta as curvas de sensibilidade da vazão máxima, profundidade máxima e tempo de pico para a seção distante 84,5 km da barragem. Entre as três variáveis observadas o tempo de pico de vazão é a mais sensível a variações na estimativa da rugosidade do rio e do vale. A profundidade máxima é a variável menos sensível.

As três variáveis analisadas apresentaram sensibilidade à rugosidade do leito, principalmente nas seções mais afastadas da barragem. O aumento da rugosidade provoca o

aumento do amortecimento e do retardo do hidrograma. A variável mais sensível à rugosidade do leito é o tempo de pico, ou tempo de chegada da onda. Em toda a faixa de valores do coeficiente de Manning avaliada neste trabalho, o tempo de pico calculado para uma seção a cerca de 85 km da barragem variou de 13,5 a 17,3 horas. Esta diferença é grande para o planejamento de ações de alerta à população.

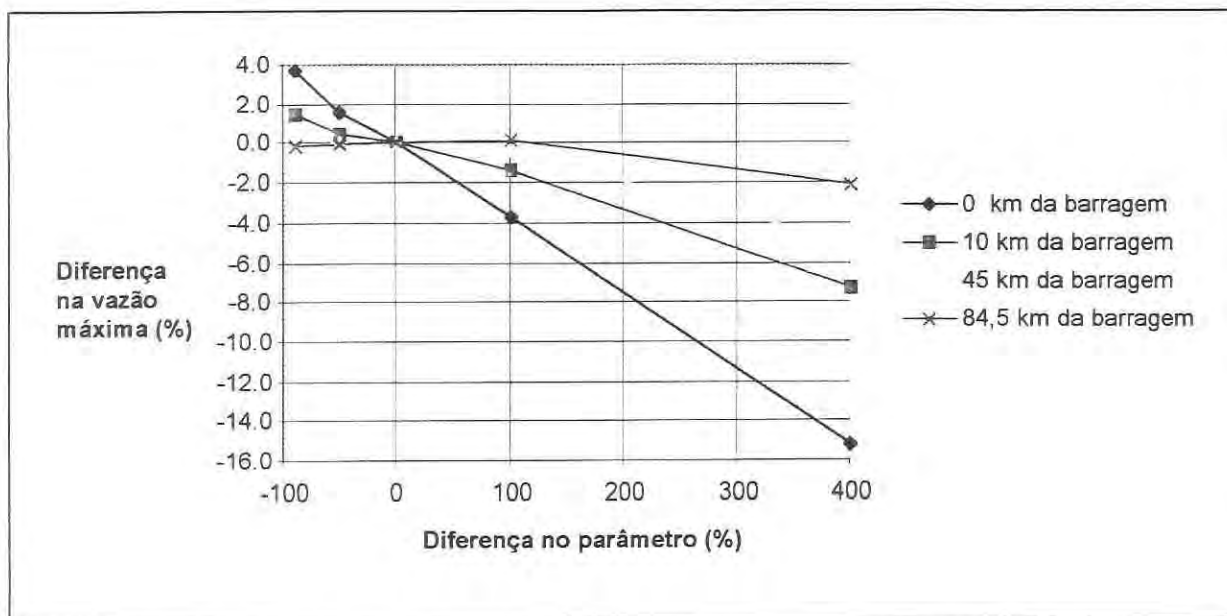
A sensibilidade calculada neste trabalho corresponde às estimativas de Fread (1981). Este autor mostrou que uma superestimativa em 50% do valor do coeficiente de Manning resulta em uma redução de 25% na celeridade da onda.

### 5.2.2 Tempo de formação da brecha

Os resultados da análise de sensibilidade ao tempo de formação da brecha foram observados considerando os tempos de 6 minutos, 30 minutos, 1 hora, 2 horas, 5 horas e 20 horas. O valor de base para o tempo de formação da brecha foi de 1 hora. Este tempo é relativamente alto para a ruptura de uma barragem de concreto em arco, mas permite analisar uma larga faixa de valores no entorno, sem comprometer a solução. Acima deste valor de base se encontram tipicamente os rompimentos de barragens de terra e abaixo os de barragens de concreto. A tabela 5.10 apresenta os resultados de vazão máxima e a figura 5.6 apresenta a sensibilidade da vazão máxima às diferenças na estimativa do tempo de formação da brecha.

**Tabela 5.10:** Sensibilidade da vazão máxima ( $m^3/s$ ) ao tempo de formação da brecha (h).

km rio	Tempo de formação da brecha (h)					
	0.1	0.5	1.0	2.0	5.0	20.0
0	8548	8372	8240	7933	6992	4332
10	6616	6551	6520	6432	6047	4092
45	5075	5063	5059	5040	4805	3576
84.5	3739	3740	3744	3750	3666	2993



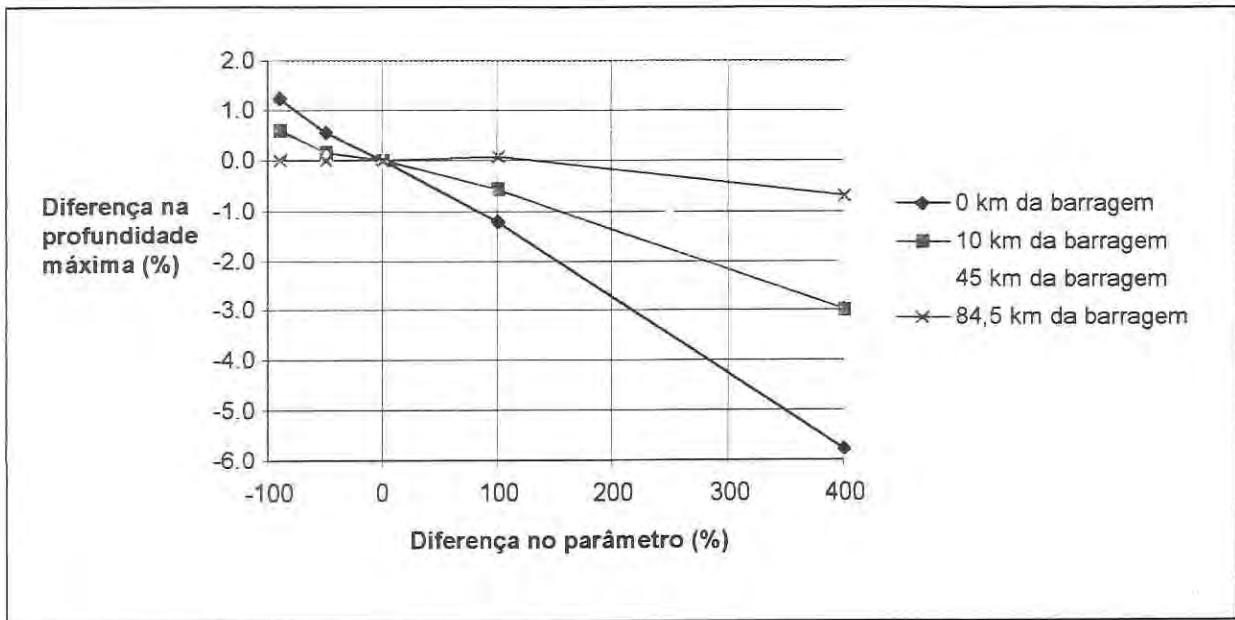
**Figura 5.6:** Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa do tempo de formação da brecha; (o valor considerado correto é 1 hora).

A tabela 5.11 apresenta os resultados de profundidade máxima atingida pela água nas seções e a figura 5.7 apresenta a sensibilidade da profundidade máxima às diferenças na estimativa do tempo de formação da brecha.

**Tabela 5.11:** Sensibilidade da profundidade máxima (m) ao tempo de formação da brecha (h).

km rio	Tempo de formação da brecha (h)					
	0.1	0.5	1.0	2.0	5.0	20.0
0	7.40	7.35	7.31	7.22	6.89	5.86
10	13.82	13.76	13.74	13.66	13.33	11.37
45	13.47	13.46	13.45	13.44	13.19	11.62
84.5	13.15	13.15	13.15	13.16	13.06	12.19



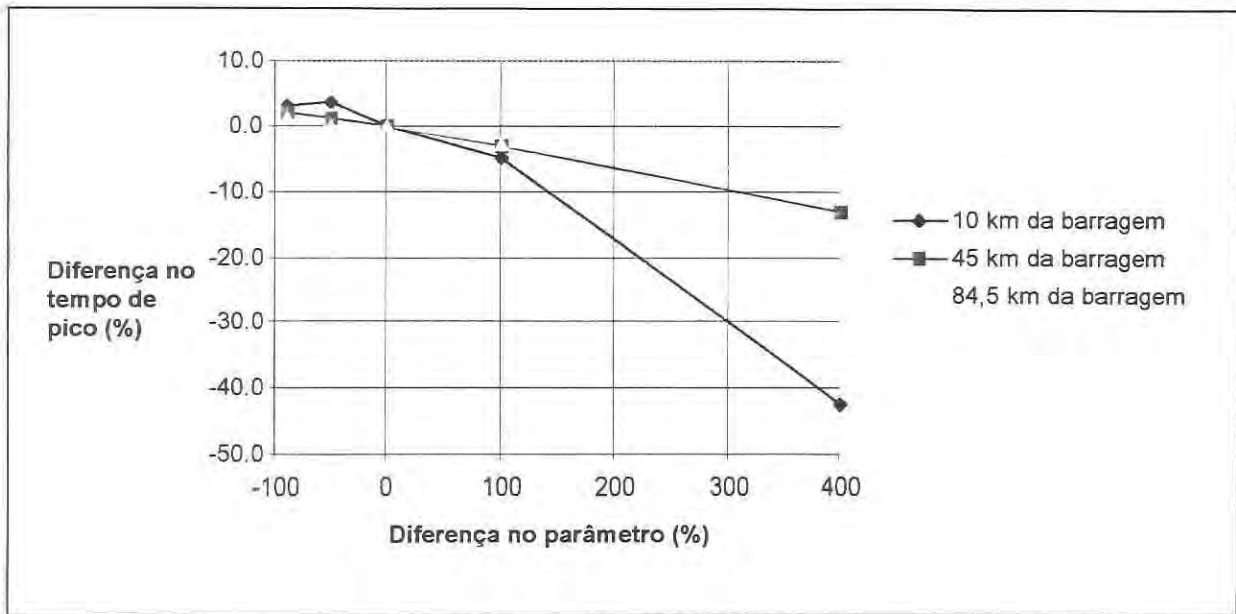


**Figura 5.7:** Sensibilidade da profundidade máxima à diferença na estimativa do tempo de formação da brecha; (o valor considerado correto é 1 hora).

A tabela 5.12 apresenta os resultados de tempo de pico de vazão nas seções e a figura 5.8 apresenta a sensibilidade do tempo de pico às diferenças na estimativa do tempo de formação da brecha. Na tabela 5.12, o tempo de pico é dado em h, a partir do momento em que a brecha atinge seu tamanho máximo. Os tempos negativos indicam que o pico de vazão ocorreu antes da brecha atingir seu tamanho máximo.

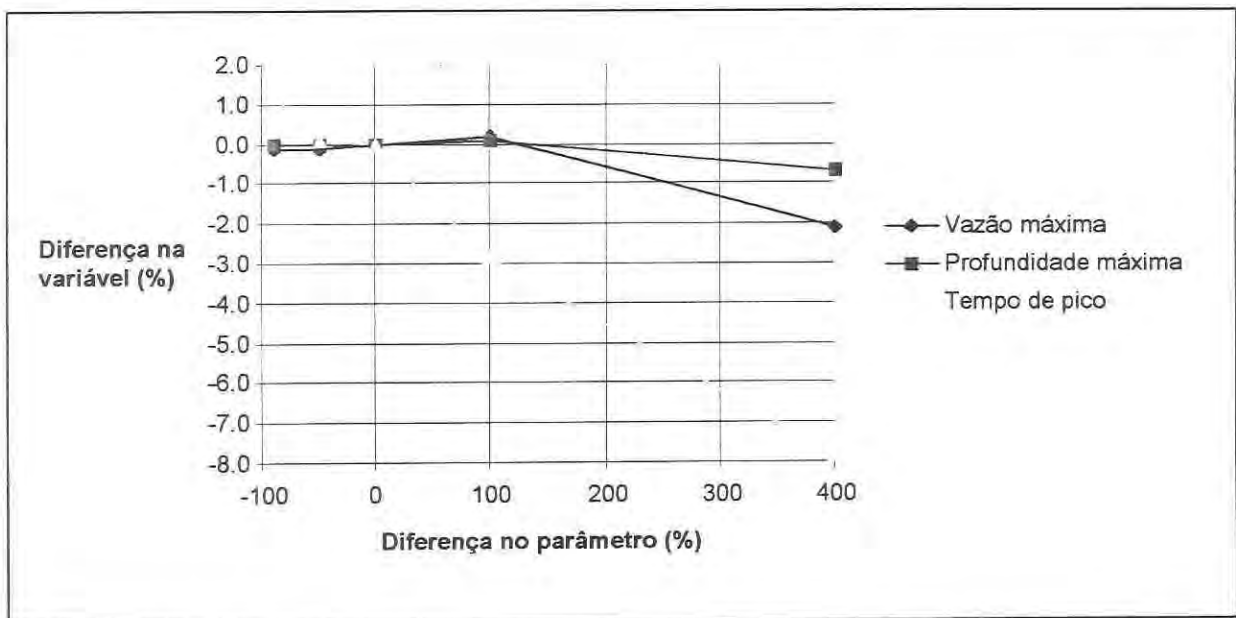
**Tabela 5.12:** Sensibilidade do tempo de pico (h) ao tempo de formação da brecha.

km rio	Tempo de formação da brecha (h)					
	0.1	0.5	1.0	2.0	5.0	20.0
0	0.00	0.00	0.05	0.10	-0.10	-2.10
10	2.06	2.07	2.00	1.90	1.15	-1.10
45	7.23	7.18	7.09	6.88	6.15	2.40
84.5	13.84	13.68	13.67	13.28	12.60	8.40



**Figura 5.8:** Sensibilidade do tempo de pico ao tempo de formação da brecha; (o tempo de formação considerado correto é 1 hora).

A figura 5.9 apresenta as curvas de sensibilidade da vazão máxima, profundidade máxima e tempo de pico para a seção distante 84,5 km da barragem, ao tempo de formação da brecha. Quando o tempo de formação é muito grande (20 h para o caso estudado), a vazão de pico é a variável mais afetada.



**Figura 5.9:** Sensibilidade das três variáveis selecionadas ao tempo de formação da brecha (os valores são observados a 84,5 km da barragem e o tempo considerado correto é 1 hora).

O tempo de formação da brecha é fortemente dependente do tipo de barragem em que ocorre o rompimento. Grandes variações neste parâmetro podem ser esperadas em barragens de terra, com diferentes graus de compactação e coesividade do material. Os valores de tempo de formação da brecha maiores que 1 hora correspondem tipicamente a este tipo de barragem. É nesta faixa que as variáveis analisadas apresentaram maior sensibilidade ao parâmetro. Para tempos de formação da brecha de até 2 horas, nenhuma das variáveis analisadas demonstrou sensibilidade forte.

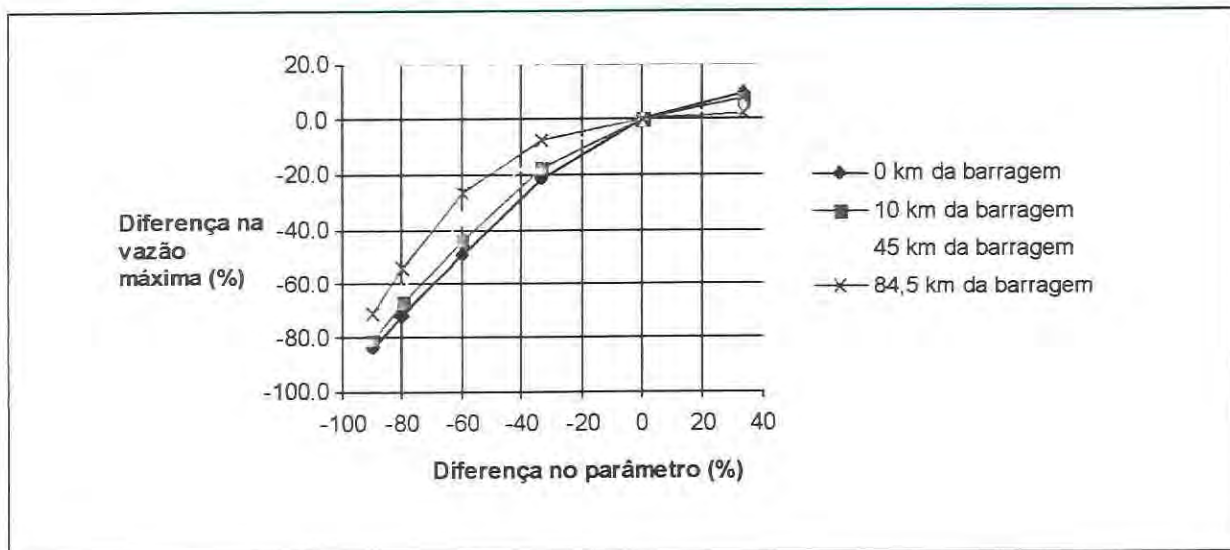
Este resultado é válido para o caso de Ernestina, onde o volume do reservatório é relativamente grande. O volume do reservatório pode ser o principal fator que determina a falta de sensibilidade da vazão máxima e o resultado encontrado para Ernestina deve ser encarado com cautela e não pode ser generalizado.

O tipo de solução utilizada no modelo DAMBRK, bem como o de outros modelos de diferenças finitas, é sensível ao incremento de tempo ( $\Delta t$ ) utilizado na discretização. Quando o incremento de tempo é muito alto, podem ocorrer instabilidades. Quando o incremento de tempo é muito pequeno, os incrementos no espaço ( $\Delta x$ ) devem ser reduzidos, o que nem sempre é possível, pela limitação dos computadores. Se apenas o incremento de tempo é reduzido, a precisão se reduz, e o hidrograma sofre amortecimento e dispersão numérica muito grandes. Por outro lado, os critérios de escolha do incremento de tempo exigem que este seja proporcional ao tempo de crescimento do hidrograma, que é semelhante ao tempo de formação da brecha. A pouca sensibilidade das variáveis ao tempo de formação da brecha até o valor de 2 horas permite realizar o cálculo para tempos de formação da brecha maiores que os esperados para barragens de concreto e utilizar um incremento de tempo maior, sem comprometer os resultados.

A sensibilidade da vazão máxima ao tempo de formação da brecha é maior em seções mais próximas da barragem. A vazão máxima de ruptura, que passa através da brecha, é muito sensível às variações do tempo de formação da brecha. O hidrograma de cheia é amortecido enquanto avança pelo vale e as diferenças de vazão máxima vão diminuindo.

### 5.2.3 Largura da brecha

Os resultados da análise de sensibilidade à variações na estimativa da largura máxima da brecha foram obtidos para 15, 30, 60, 100, 150 e 200 metros de largura. A brecha foi considerada retangular em todas as situações. A largura assumida como correta foi de 150 metros. A largura de 15 metros corresponde a apenas uma seção do vertedor. A largura de 150 metros corresponde a aproximadamente todo o vertedor. A tabela 5.13 apresenta os resultados de vazão máxima e a figura 5.10 apresenta a sensibilidade da vazão máxima às diferenças na estimativa da largura máxima da brecha.



**Figura 5.10:** Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa da largura máxima da brecha; (o valor considerado correto é 150 m).

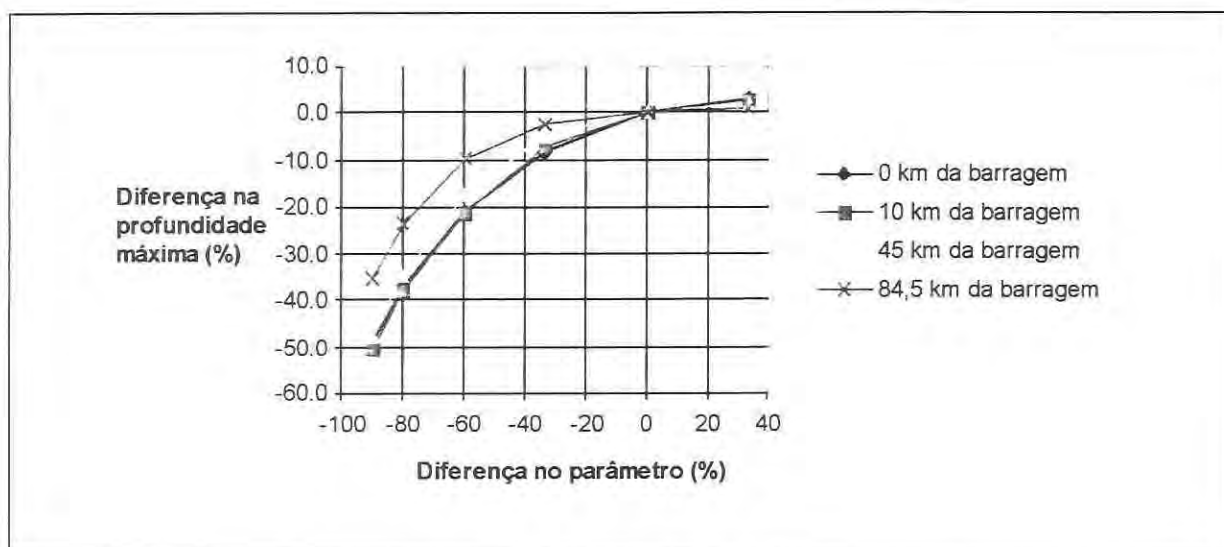
**Tabela 5.13:** Sensibilidade da vazão máxima ( $m^3/s$ ) à largura máxima da brecha (m).

km rio	Largura máxima da brecha (m)					
	15	30	60	100	150	200
0	1325	2285	4159	6484	8240	9049
10	1259	2100	3641	5396	6520	7004
45	1182	1907	3224	4462	5059	5300
84.5	1088	1720	2754	3474	3744	3843

A tabela 5.14 apresenta os resultados de profundidade máxima atingida pela água nas seções e a figura 5.11 apresenta a sensibilidade da profundidade máxima às diferenças na estimativa da largura máxima atingida pela brecha.

**Tabela 5.14:** Sensibilidade da profundidade máxima (m) à largura máxima da brecha (m).

km rio	Largura máxima da brecha (m)					
	15	30	60	100	150	200
0	3.74	4.61	5.77	6.70	7.31	7.55
10	6.82	8.56	10.82	12.73	13.74	14.14
45	7.03	8.80	11.12	12.78	13.45	13.71
84.5	8.52	10.08	11.86	12.83	13.15	13.27

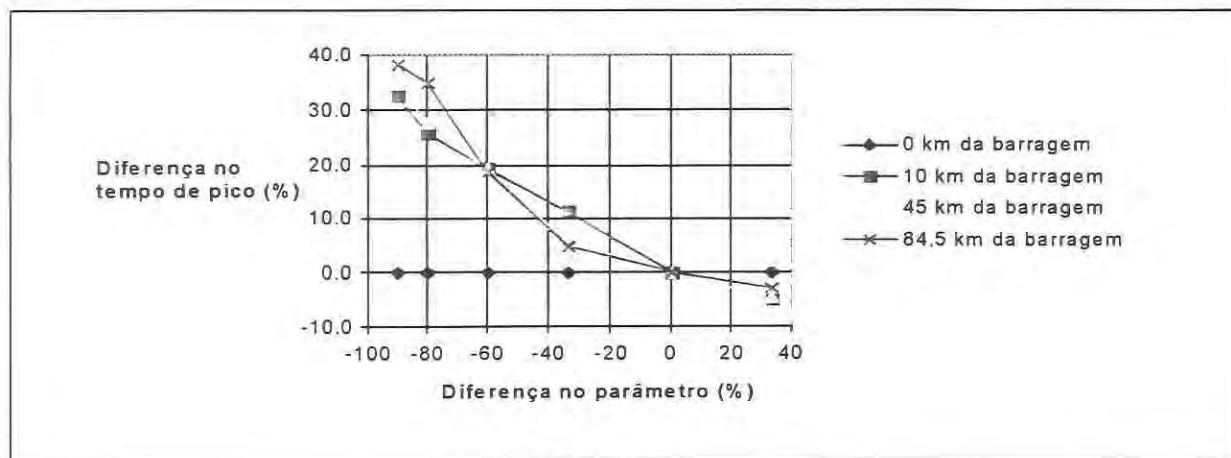


**Figura 5.11:** Sensibilidade da profundidade máxima à diferença na estimativa da largura máxima da brecha; (o valor considerado correto é 150 m).

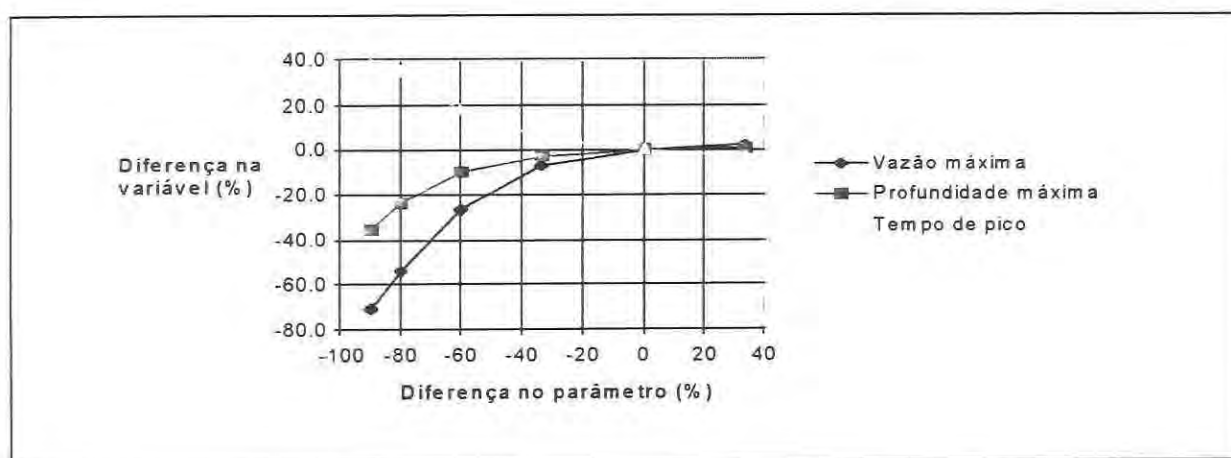
A tabela 5.15 apresenta os resultados de tempo de pico de vazão nas seções e a figura 5.12 apresenta a sensibilidade do tempo de pico às diferenças na estimativa da largura máxima da brecha.

**Tabela 5.15:** Sensibilidade do tempo de pico (h) à largura máxima da brecha (h).

km rio	Largura máxima da brecha (m)					
	15	30	60	100	150	200
0	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
10	4.10	3.90	3.70	3.45	3.10	2.95
45	11.14	10.44	9.76	8.67	8.19	7.83
84.5	20.40	19.93	17.51	15.50	14.77	14.36



**Figura 5.12:** Sensibilidade do tempo de pico à diferença na estimativa da largura máxima da brecha; (o valor considerado correto é 150 m).



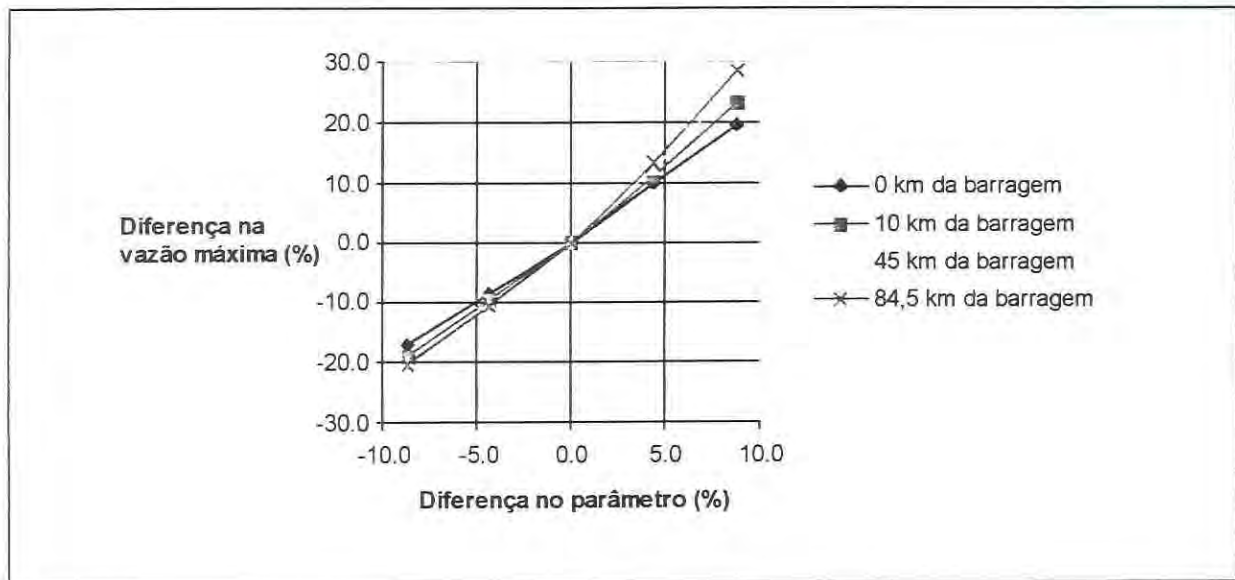
**Figura 5.13:** Sensibilidade das três variáveis selecionadas à largura máxima da brecha (os valores são observados a 84,5 km da barragem e a largura considerada correta é 150 m).

A figura 5.13 apresenta as curvas de sensibilidade da vazão máxima, profundidade máxima e tempo de pico para a seção distante 84,5 km da barragem, à largura máxima da brecha.

A largura máxima da brecha mostrou ser um parâmetro muito importante na simulação do rompimento. Todas as variáveis analisadas são sensíveis a variações neste parâmetro. Além disso a sensibilidade é praticamente a mesma ao longo do trecho simulado, sem diminuir com a distância da barragem, como ocorre com o tempo de formação da brecha.

### 5.2.4 Nível inicial no reservatório

O nível inicial do reservatório pode ser reduzido na iminência de um rompimento e por isto é muito importante conhecer o efeito deste parâmetro sobre a magnitude da cheia no vale a jusante. Os resultados da análise de sensibilidade à variações na estimativa do nível inicial do reservatório foram obtidos para 10.5, 11.0, 11.5, 12.0 e 12.5 metros acima da base da barragem. A tabela 5.16 apresenta os resultados de vazão máxima e a figura 5.14 apresenta a sensibilidade da vazão máxima à estimativa do nível inicial do reservatório. O nível inicial considerado correto é 11.5 metros, por estar no centro da faixa de variação.

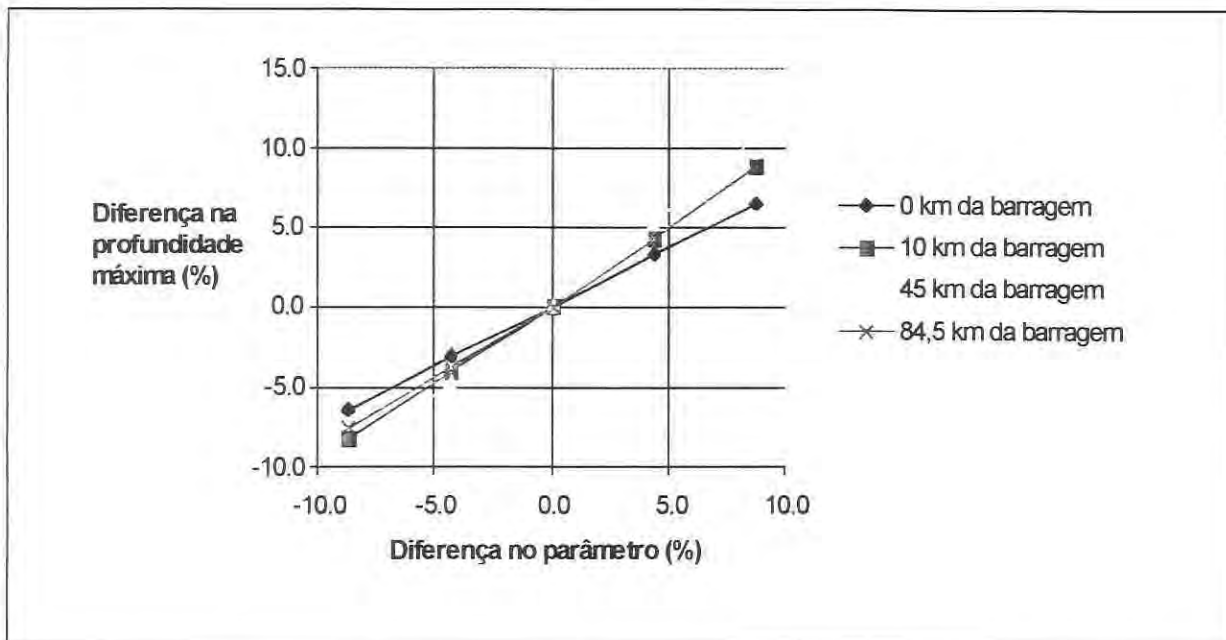


**Figura 5.14:** Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa do nível inicial do reservatório; (o valor considerado correto é 11,5 m).

**Tabela 5.16:** Sensibilidade da vazão máxima ( $m^3/s$ ) ao nível inicial do reservatório(m).

km rio	Nível inicial do reservatório (m)				
	10.5	11.0	11.5	12.0	12.5
<b>0</b>	6844	7526	8240	9057	9860
<b>10</b>	5285	5885	6520	7235	8038
<b>45</b>	4045	4531	5059	5688	6399
<b>84.5</b>	2982	3341	3744	4237	4815

A tabela 5.17 apresenta os resultados de profundidade máxima atingida pela água nas seções e a figura 5.15 apresenta a sensibilidade da profundidade máxima às diferenças na estimativa do nível inicial do reservatório.



**Figura 5.15:** Sensibilidade da profundidade máxima à diferença na estimativa do nível inicial do reservatório; (o valor considerado correto é 11,5 m).

**Tabela 5.17:** Sensibilidade da profundidade máxima (m) ao nível inicial do reservatório (m).

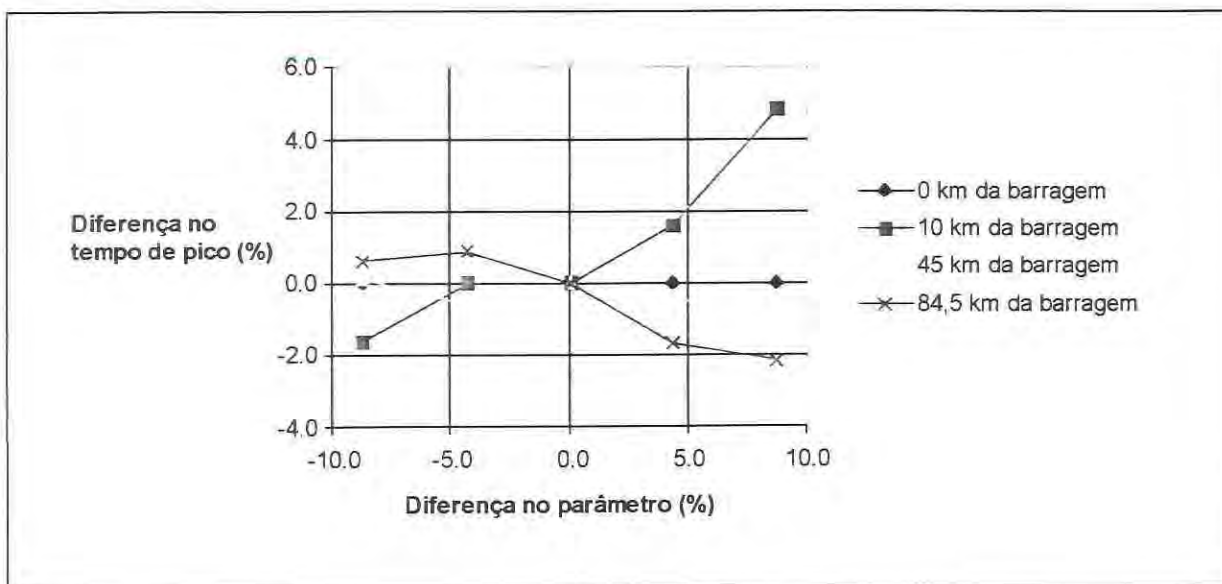
km rio	Nível inicial do reservatório (m)				
	10.5	11.0	11.5	12.0	12.5
0	6.84	7.09	7.31	7.55	7.79
10	12.61	13.19	13.74	14.33	14.97
45	12.20	12.82	13.45	14.16	14.89
84.5	12.17	12.66	13.15	13.71	14.32

A tabela 5.18 apresenta os resultados de tempo de pico de vazão nas seções e a figura 5.16 apresenta a sensibilidade do tempo de pico às diferenças na estimativa do nível inicial do reservatório.



**Tabela 5.18:** Sensibilidade do tempo de pico (horas) ao nível inicial do reservatório (m).

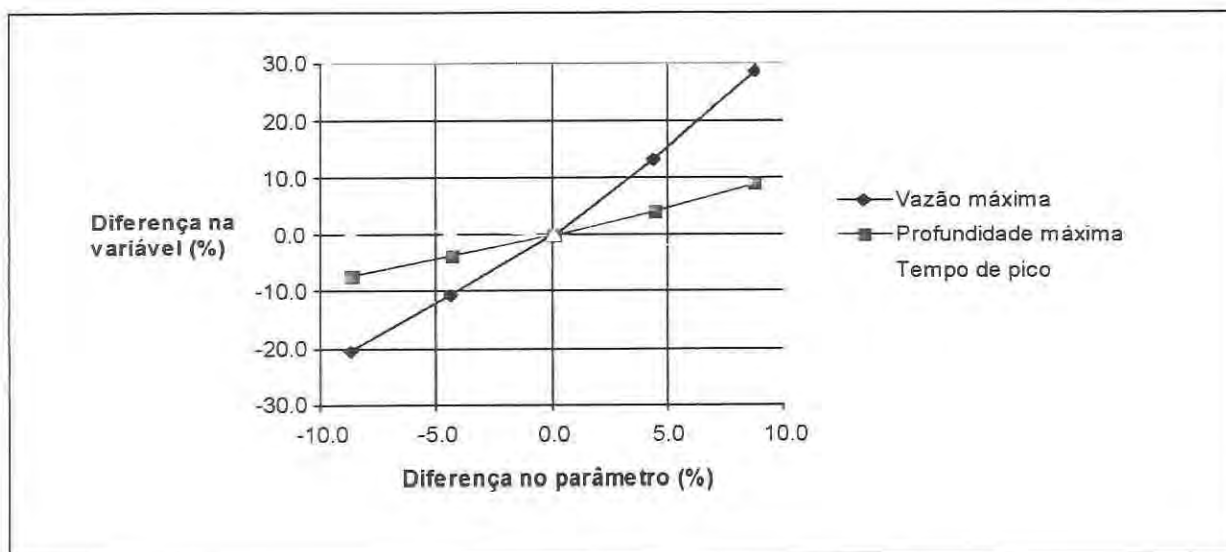
km rio	Nível inicial do reservatório (m)				
	10.5	11.0	11.5	12.0	12.5
0	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
10	3.05	3.10	3.10	3.15	3.25
45	8.20	8.14	8.19	8.15	8.14
84.5	14.86	14.90	14.77	14.52	14.45



**Figura 5.16:** Sensibilidade do tempo de pico à diferença na estimativa do nível inicial no reservatório; (o valor considerado correto é 11,5 m).

A figura 5.17 apresenta as curvas de sensibilidade da vazão máxima, profundidade máxima e tempo de pico para a seção distante 84,5 km da barragem, ao nível inicial do reservatório.

O nível inicial do reservatório está diretamente relacionado ao volume do reservatório, e este está relacionado ao volume do hidrograma da cheia de rompimento. Além disso, o nível imediatamente a montante da barragem é que determina a vazão que passa através da brecha. Os resultados de sensibilidade mostram que o tempo de propagação não é profundamente afetado pelo nível inicial no reservatório. Já a vazão máxima e a profundidade máxima revelam sensibilidade semelhante àquela da largura máxima da brecha, ou seja, são fortemente dependentes do nível inicial do reservatório. Além disso, a sensibilidade da vazão máxima e da profundidade máxima não se altera com a distância.



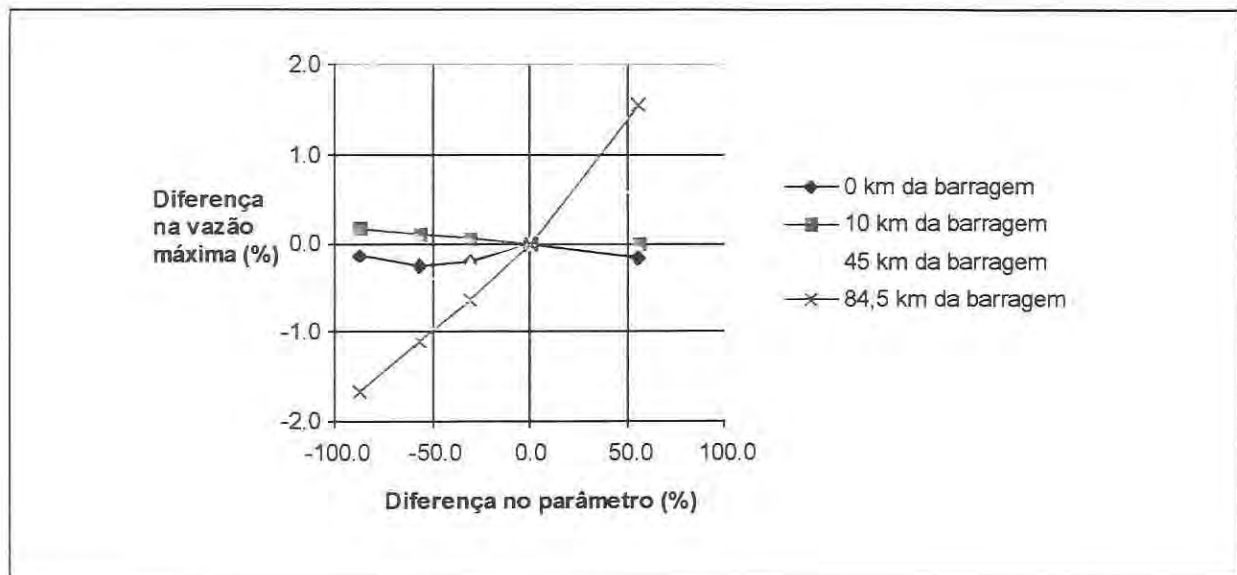
**Figura 5.17:** Sensibilidade das três variáveis selecionadas ao nível inicial do reservatório; (os valores são observados a 84,5 km da barragem o nível considerado correto é 150 m).

### 5.2.5 Vazão inicial no rio

A jusante da barragem de Ernestina, a vazão natural tem uma faixa de variação que pode ser definida pela vazão regularizada e pelos eventos extremos registrados. A vazão regularizada, em 95% do tempo, pelo reservatório de Ernestina é de 15 m<sup>3</sup>/s. A vazão vertida nos eventos de 1992 e 1990 é próxima a 600 m<sup>3</sup>/s. Neste intervalo foi avaliada a sensibilidade dos resultados à vazão inicial do rio. Os valores utilizados foram 46, 156, 249, 358 e 558 m<sup>3</sup>/s. A tabela 5.19 apresenta os resultados de vazão máxima e a figura 5.18 apresenta a sensibilidade da vazão máxima à estimativa de vazão inicial no rio. A vazão inicial considerada correta é 358 m<sup>3</sup>/s.

**Tabela 5.19:** Sensibilidade da vazão máxima (m<sup>3</sup>/s) à vazão inicial no rio (m<sup>3</sup>/s).

km rio	Vazão inicial no rio (m <sup>3</sup> /s)				
	46.0	156.0	249.0	358.0	558.0
0	8228	8218	8222	8240	8227
10	6531	6526	6523	6520	6520
45	5025	5036	5047	5059	5091
84.5	3682	3703	3720	3744	3802

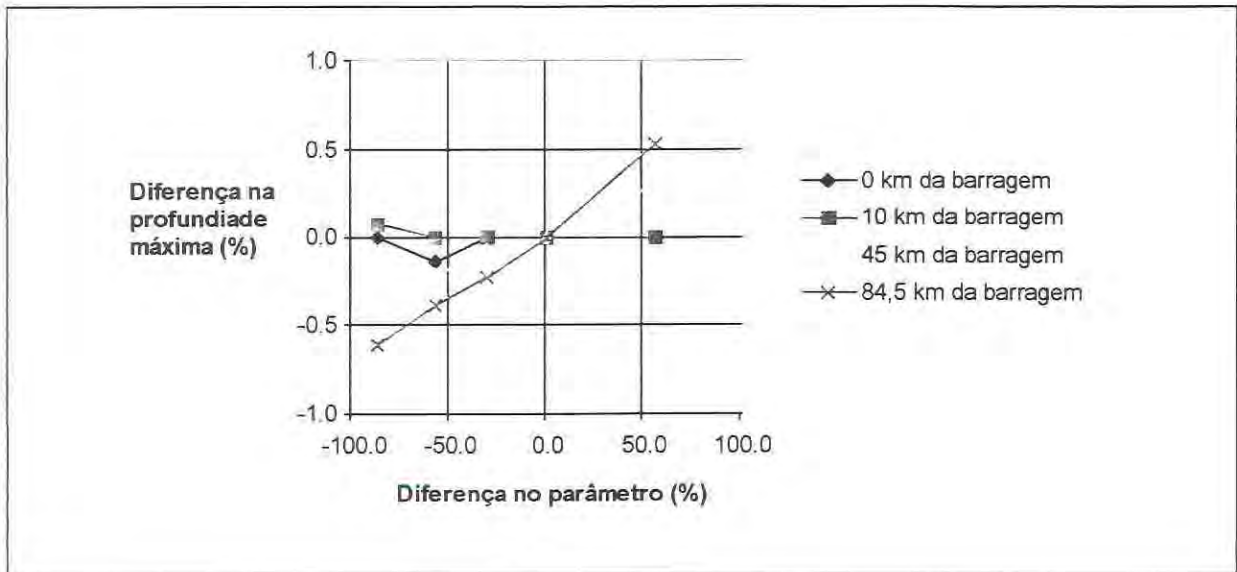


**Figura 5.18:** Sensibilidade da vazão máxima à vazão inicial no rio; (a vazão inicial considerada correta é 358 m<sup>3</sup>/s).

A tabela 5.20 apresenta os resultados de profundidade máxima atingida pela água nas seções e a figura 5.19 apresenta a sensibilidade da profundidade máxima às diferenças na estimativa da vazão inicial no rio a jusante da barragem.

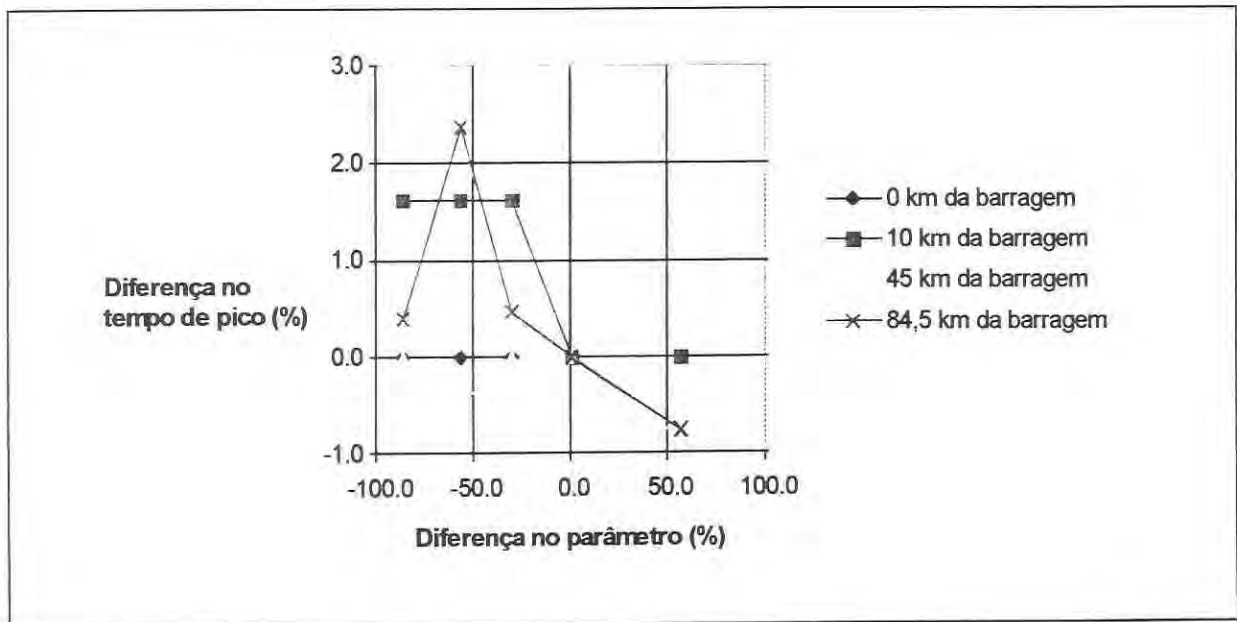
**Tabela 5.20:** Sensibilidade da profundidade máxima (m) à vazão inicial no rio (m<sup>3</sup>/s).

km rio	Vazão inicial no rio (m <sup>3</sup> /s)				
	46.0	156.0	249.0	358.0	558.0
0	7.31	7.30	7.31	7.31	7.31
10	13.75	13.74	13.74	13.74	13.74
45	13.41	13.42	13.44	13.45	13.49
84.5	13.07	13.10	13.12	13.15	13.22



**Figura 5.19:** Sensibilidade da profundidade máxima à vazão inicial no rio; (a vazão inicial considerada correta é 358 m<sup>3</sup>/s).

A tabela 5.21 apresenta os resultados de tempo de pico de vazão nas seções e a figura 5.20 apresenta a sensibilidade do tempo de pico às diferenças na estimativa da vazão inicial no rio.

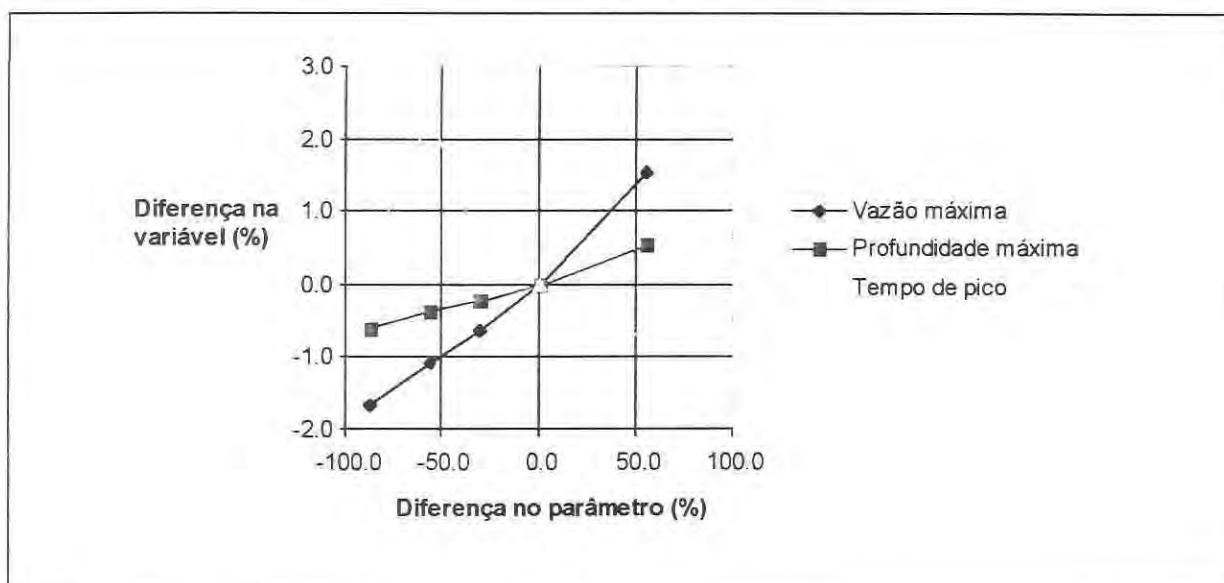


**Figura 5.20:** Sensibilidade do tempo de pico à vazão inicial no rio a jusante da barragem; (a vazão inicial considerada correta é 358 m<sup>3</sup>/s).

**Tabela 5.21:** Sensibilidade do tempo de pico (h) à vazão inicial no rio ( $m^3/s$ ).

km rio	Vazão inicial no rio ( $m^3/s$ )				
	46.0	156.0	249.0	358.0	558.0
0	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
10	3.15	3.15	3.15	3.10	3.10
45	8.19	8.15	8.19	8.19	8.12
84.5	14.83	15.12	14.84	14.77	14.66

A figura 5.21 apresenta as curvas de sensibilidade da vazão máxima, profundidade máxima e tempo de pico para a seção distante 84,5 km da barragem, à vazão inicial no rio a jusante da barragem.



**Figura 5.21:** Sensibilidade das três variáveis selecionadas à vazão inicial no rio; (os valores são observados a 84,5 km da barragem e a vazão inicial considerada correta é  $358 m^3/s$ ).

Os resultados mostram que a sensibilidade das variáveis analisadas à vazão inicial no rio é insignificante frente a outros parâmetros como a largura da brecha e rugosidade do leito.

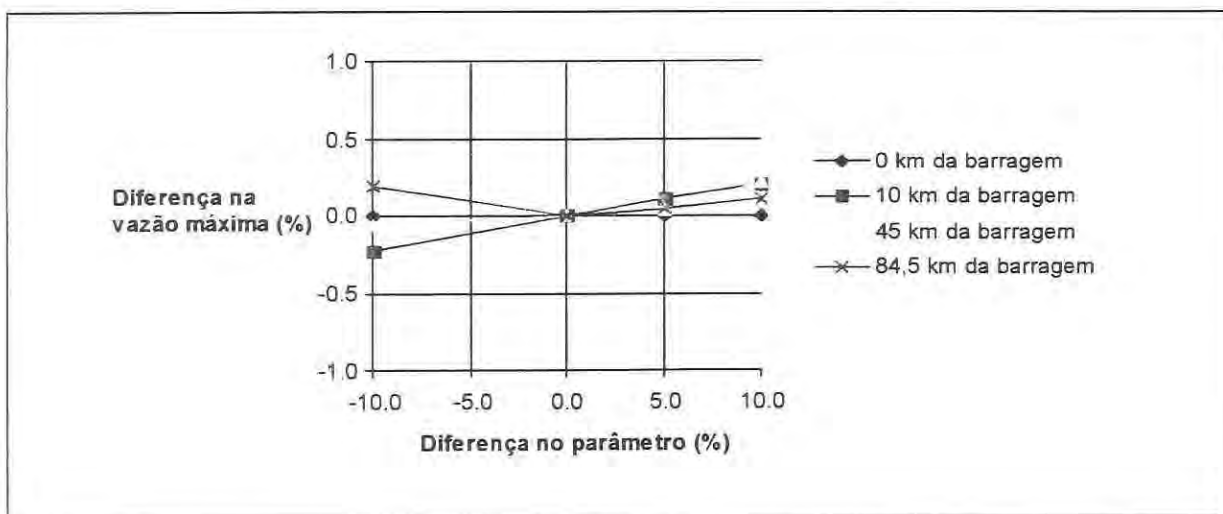
### 5.2.6 Largura média do rio

A sensibilidade à largura média do rio foi testada considerando variações percentuais em torno dos valores estimados através das cartas e informações disponíveis. As variações testadas foram 100% (valor correto), 90%, 105% e 110% da largura estimada. A tabela 5.22

apresenta os valores de vazão máxima e a figura 5.22 apresenta a sensibilidade da vazão máxima à estimativas da largura média do rio.

**Tabela 5.22:** Sensibilidade da vazão máxima ( $m^3/s$ ) à diferença na estimativa da largura média do rio (%).

km rio	Diferença na largura do rio (%)			
	-10	0	+5	+10
0	8240	8240	8240	8240
10	6505	6520	6527	6533
45	5056	5059	5061	5070
84.5	3751	3744	3746	3748

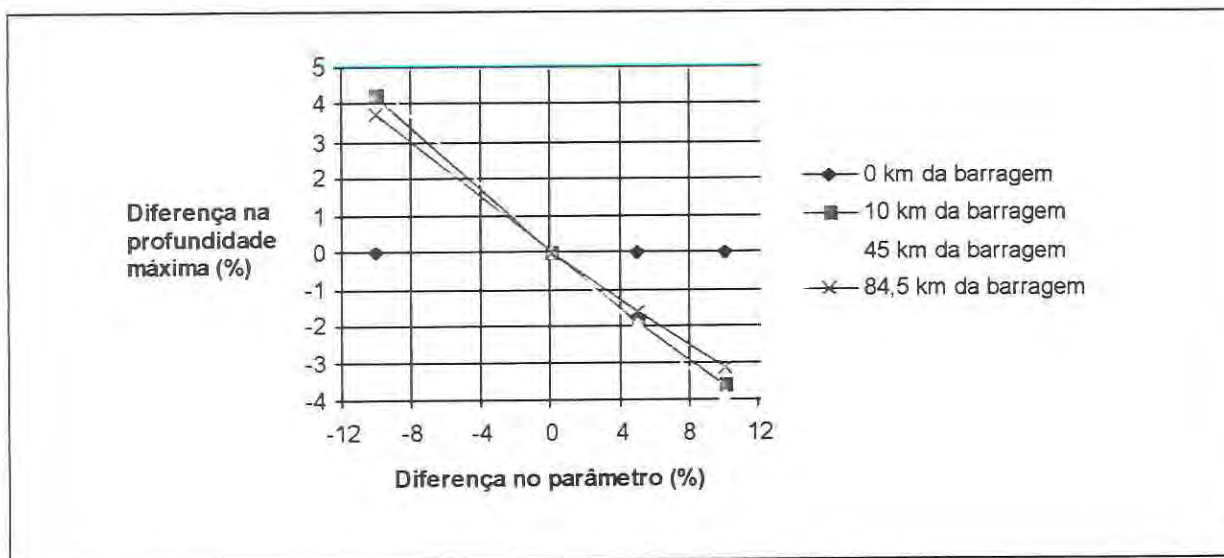


**Figura 5.22:** Sensibilidade da vazão máxima à diferença na estimativa da largura do rio; (a largura considerada correta é a estimada pelas cartas e seções disponíveis).

A tabela 5.23 apresenta os valores de profundidade máxima e a figura 5.23 apresenta a sensibilidade da profundidade máxima à estimativas da largura média do rio.

**Tabela 5.23:** Sensibilidade da profundidade máxima (m) à largura média do rio (%).

km rio	Diferença na largura do rio (%)			
	-10	0	5	10
0	7.31	7.31	7.31	7.31
10	14.32	13.74	13.48	13.24
45	14.08	13.45	13.18	12.92
84.5	13.64	13.15	12.94	12.74

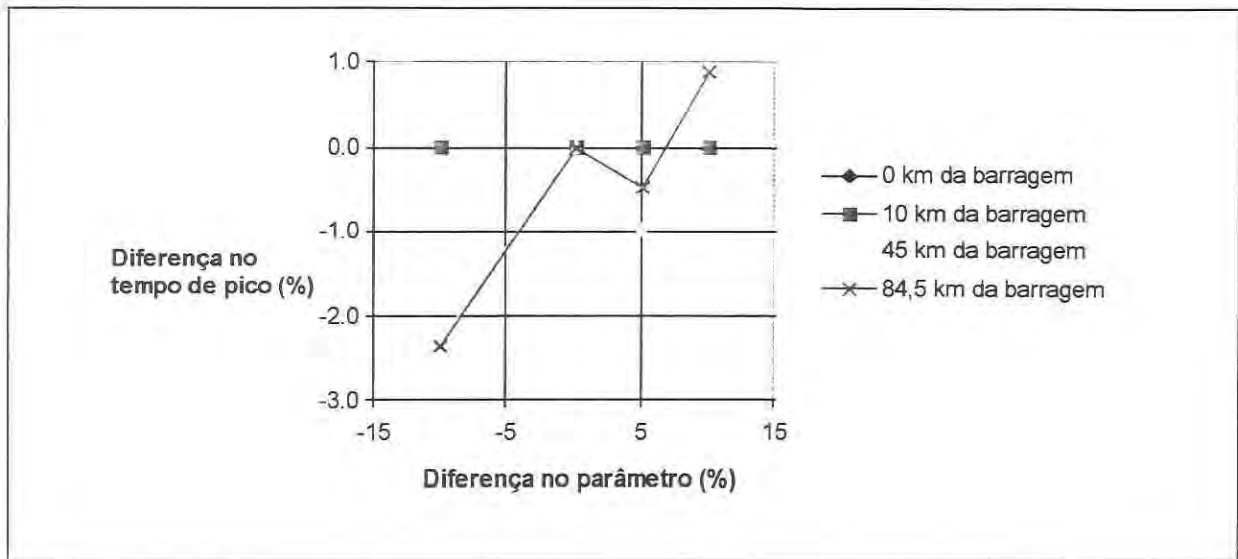


**Figura 5.23:** Sensibilidade da profundidade máxima à estimativa de largura do rio; (a largura considerada correta é a estimada pelas cartas e seções disponíveis).

A tabela 5.24 apresenta os valores de tempo de pico e a figura 5.24 apresenta a sensibilidade do tempo de pico à estimativas da largura média do rio.

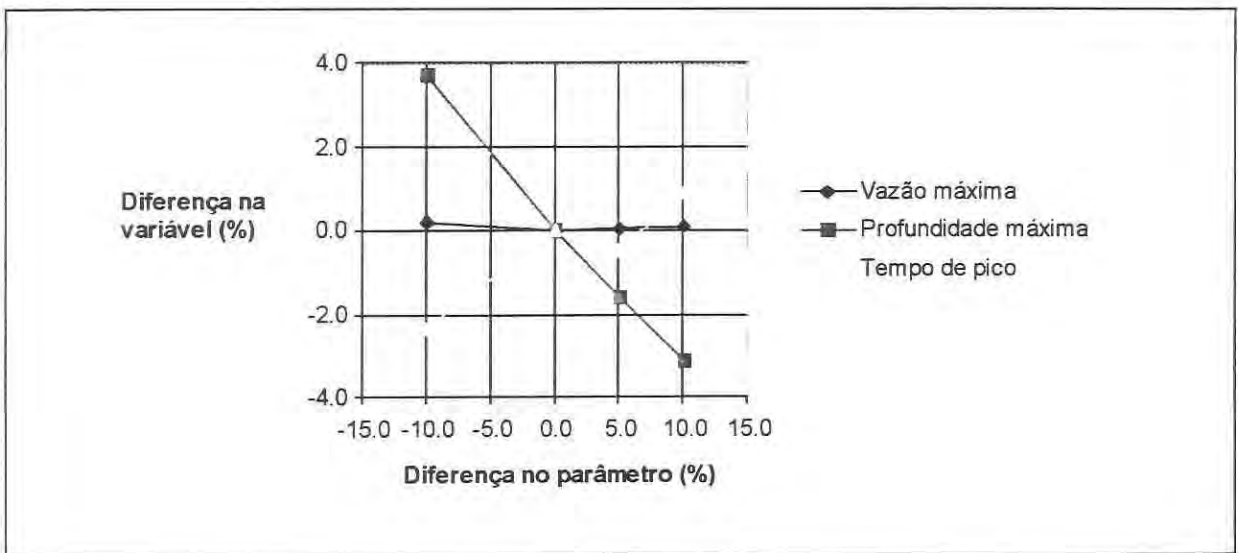
**Tabela 5.24:** Sensibilidade do tempo de pico (h) à largura média do rio (%).

km rio	Diferença na largura do rio (%)			
	-10	0	5	10
0	1.15	1.15	1.15	1.15
10	3.1	3.1	3.1	3.1
45	8	8.19	8.11	8.15
84.5	14.42	14.77	14.7	14.9



**Figura 5.24:** Sensibilidade do tempo de pico às diferenças na estimativa da largura do rio; (a largura considerada correta é a estimada pelas cartas e seções disponíveis).

A figura 5.25 apresenta as curvas de sensibilidade da vazão máxima, profundidade máxima e tempo de pico para a seção distante 84,5 km da barragem, à diferenças na estimativa da largura do rio a jusante da barragem.



**Figura 5.25:** Sensibilidade das três variáveis selecionadas à largura do rio; (os valores são observados a 84,5 km da barragem).

Variações na largura média do rio, dentro do intervalo testado, não apresentam consequências significativas na vazão máxima e no tempo de propagação da cheia. Apenas a profundidade máxima é afetada por este parâmetro. Esta sensibilidade é consequência de um

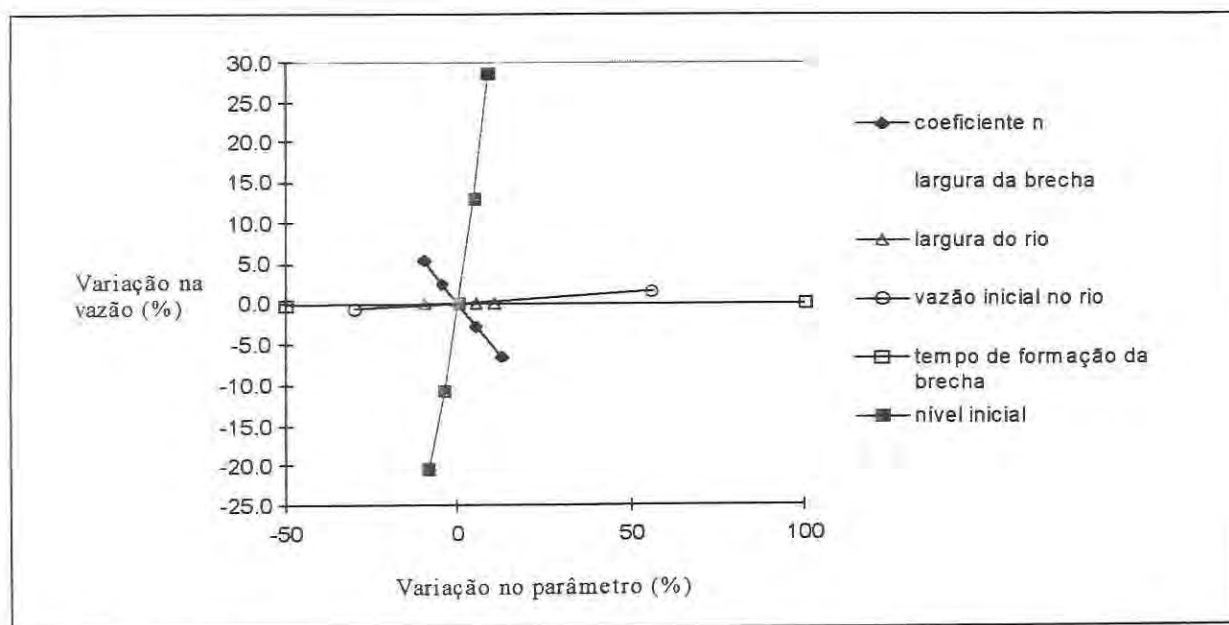


efeito local de alteração da condutância hidráulica, pois um aumento da largura média das seções significa um aumento na área das seções.

### 5.2.7 Considerações sobre a análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade mostrou que o nível inicial no reservatório, a largura da brecha e o coeficiente de rugosidade de Manning são os parâmetros aos quais a vazão máxima é mais sensível. A figura 5.26 apresenta a sensibilidade da vazão máxima, em uma seção a 84,5 km da barragem, aos diversos parâmetros testados.

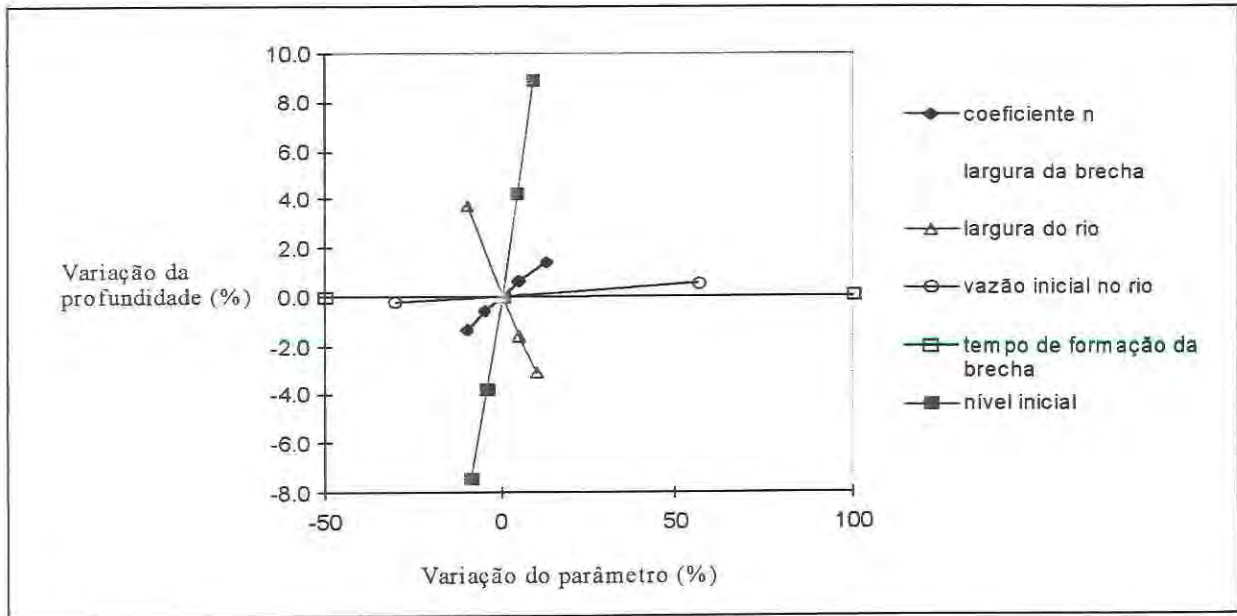
A sensibilidade da vazão máxima ao tempo de formação da brecha também é pequena. Mas este resultado está ligado às características do reservatório de Ernestina e ao tempo de formação considerado como base. Já para o intervalo de tempos de formação típicos de barragens de terra, o tempo de formação da brecha pode contribuir significativamente para a incerteza.



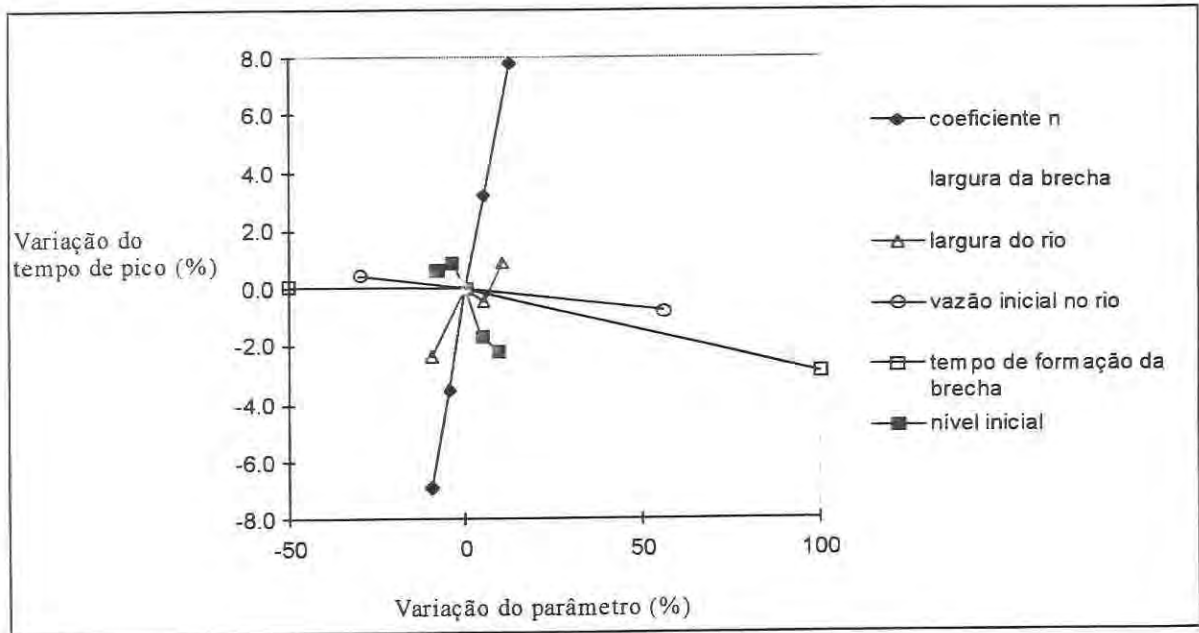
**Figura 5.26:** Sensibilidade da vazão máxima, a 84,5 km da barragem, aos parâmetros testados.

A figura 5.27 apresenta a sensibilidade da profundidade máxima, em uma seção a 84,5 km da barragem, aos diversos parâmetros considerados. Para esta variável a largura do rio é um parâmetro que introduz incerteza nos resultados. Este efeito deve ser local, por um aumento da condutância hidráulica da seção. Os outros parâmetros se comportam de maneira

semelhante ao apresentado para a vazão máxima. O aumento na rugosidade em uma redução na vazão máxima e em um aumento da profundidade máxima na mesma seção.



**Figura 5.27:** Sensibilidade da profundidade máxima a 84,5 km da barragem aos parâmetros testados.



**Figura 5.28:** Sensibilidade do tempo de pico de uma seção a 84,5 km da barragem aos parâmetros testados.

O tempo de pico de vazão é sensível principalmente ao coeficiente de rugosidade e à largura máxima da brecha. A figura 5.28 apresenta a sensibilidade do tempo de pico em uma seção a 84,5 km da barragem aos diversos parâmetros testados.

### **5.2.8 Incerteza associada à forma de representar o reservatório**

Durante a simulação, o reservatório pode ser representado como um canal, utilizando as equações dinâmicas completas, ou pode ser representado por um modelo hidrológico, que considera apenas uma equação de conservação de massa concentrada no espaço.

A diferença fundamental é que o modelo hidrológico considera a linha da água horizontal no interior do reservatório. Este modelo é muito utilizado na simulação hidrológica da propagação de cheias através de sistemas de canais e reservatórios, principalmente pela sua simplicidade, por exigir poucos dados sobre o reservatório e por mostrar bons resultados quando os hidrogramas são lentos e o reservatório pequeno.

Já a simulação utilizando as equações de Saint-Venant na sua forma completa exige o conhecimento das seções transversais e uma estimativa do coeficiente de rugosidade no interior do reservatório, que raramente estão disponíveis. Por outro lado permite simular a onda negativa que se forma no interior do reservatório durante o rompimento. Esta onda negativa pode afetar o hidrograma de ruptura, reduzindo o seu pico, principalmente se o reservatório for longo e se a brecha for grande e se formar rapidamente.

É possível distinguir dois tipos principais de reservatórios: aqueles destinados principalmente à regularização de vazão do rio e os destinados principalmente à elevação do nível da água para a geração de energia. Os reservatórios cuja principal função é a regularização de vazão do rio exigem um grande volume de acumulação. Este tipo de reservatório em geral também tem área superficial grande e com forma complexa. Em outras palavras sua forma é diferente da forma de um canal simples. O próprio reservatório de Ernestina é um exemplo, com uma grande área inundada, com largos vales de afluentes diretos ao reservatório completamente inundados. Nesta situação, a representação do reservatório com as equações unidimensionais de Saint Venant pode ser uma hipótese tão distante da realidade como a própria representação hidrológica. Por outro lado, reservatórios em vales encaixados, longos e estreitos, têm a configuração inteiramente diferente da hipótese de

reservatório concentrado (adimensional) admitida na simulação hidrológica. As diferenças entre os resultados utilizando as duas formas de representação são apresentadas aqui, bem como a sensibilidade das diferenças ao tempo de formação da brecha.

**Tabela 5.25:** Características da barragem e do reservatório para a comparação entre metodologias de simulação hidrodinâmica e hidrológica.

Área superficial do reservatório	41,4 km <sup>2</sup>
Volume do reservatório	aproximadamente 220 hm <sup>3</sup>
Comprimento do reservatório	15 km
Largura média na superfície	2760 m
Altura da barragem	11,5 m
Largura da brecha	150 m
Tempo de formação da brecha	6 minutos, 1 hora e 10 horas
Vazão máxima afluente	620 m <sup>3</sup> /s
Vazão inicial a jusante	358 m <sup>3</sup> /s

As duas metodologias para simular o escoamento no interior do reservatório foram comparadas para um reservatório largo e curto, de características semelhantes ao de Ernestina, ou seja, de grande área e volume, comparados ao comprimento. As características da barragem e do reservatório estão na tabela 5.25.

As duas metodologias foram utilizadas com tempos de formação da brecha de 6 minutos, 1 hora e 10 horas. As vazões máximas resultantes a jusante da barragem estão apresentadas nas tabelas 5.26 a 5.28, em quatro locais de interesse.

**Tabela 5.26:** Diferenças entre a simulação hidrodinâmica e hidrológica do reservatório na vazão máxima em locais a jusante da barragem - tempo de formação da brecha: 10 horas.

Local	Vazão com simulação hidrodinâmica (m <sup>3</sup> /s)	Vazão com simulação hidrológica (m <sup>3</sup> /s)	Erro relativo à simulação hidrodinâmica
0 km	5379	5298	- 1.5 %
10 km	5073	4996	- 1.5 %
45 km	4369	4298	- 1.6 %
85 km	3474	3434	- 1.1 %

**Tabela 5.27:** Diferenças entre a simulação hidrodinâmica e hidrológica do reservatório na vazão máxima em locais a jusante da barragem - tempo de formação da brecha: 1 hora.

Local	Vazão com simulação hidrodinâmica (m <sup>3</sup> /s)	Vazão com simulação hidrológica (m <sup>3</sup> /s)	Erro relativo à simulação hidrodinâmica
0 km	7480	7836	+ 4.8 %
10 km	5944	5949	0 %
45 km	4724	4652	- 1.5 %
85 km	3564	3515	- 1.3 %

**Tabela 5.28:** Diferenças entre a simulação hidrodinâmica e hidrológica do na vazão máxima em locais a jusante da barragem - tempo de formação da brecha: 6 minutos.

Local	Vazão com simulação hidrodinâmica (m <sup>3</sup> /s)	Vazão com simulação hidrológica (m <sup>3</sup> /s)	Erro relativo à simulação hidrodinâmica
0 km	7763	8233	+ 6.0 %
10 km	5957	5960	0 %
45 km	4725	4651	- 1.6 %
85 km	3562	3511	- 1.4 %

Os resultados mostram que a simulação hidrológica do reservatório tende a superestimar a vazão de pico na barragem. No entanto o maior erro relativo encontrado, cerca de 6 %, é pequeno, se comparado a outros fatores causadores de incerteza na simulação. Além disso a diferença decresce para seções mais a jusante. Nos locais a 45 e 85 km a diferença relativa entre as vazões máximas permanece sempre insignificante. O efeito do tempo de formação da brecha foi considerado na análise e os resultados mostram que, para tempos de formação da brecha grandes, a diferença entre as metodologias praticamente não existe.

### 5.3 Conseqüências do rompimento hipotético de Ernestina

#### 5.3.1 Cenários da análise

A análise das conseqüências do rompimento hipotético da barragem de Ernestina exige a adoção de alguns critérios, dada a sensibilidade dos resultados aos parâmetros. A análise de sensibilidade aos parâmetros do item 5.2 deste trabalho permite concluir que os parâmetros mais importantes são a largura máxima da brecha, a rugosidade e o nível inicial no

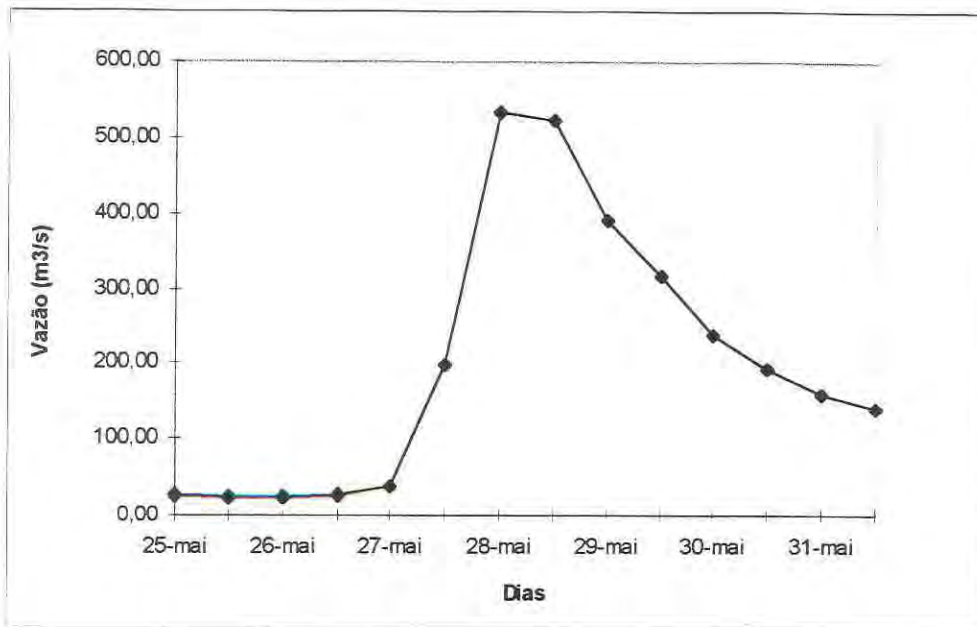
reservatório. Considerando estes três parâmetros pode-se definir cenários de análise mais ou menos severos.

O tempo de formação da brecha não pode ser muito elevado, já que barragens de concreto em arco, como é o caso de Ernestina, tendem a romper quase que instantaneamente. Por outro lado o modelo DAMBRK é inadequado para simular eventos em que o incremento de tempo é muito reduzido, porque a precisão pode diminuir. A análise de sensibilidade demonstrou que, para o caso de Ernestina, a vazão de pico não é muito afetada por variações no tempo de formação da brecha até o limite de 2 horas. Esta característica é devida ao grande volume do reservatório, e à sua grande área superficial. O tempo de formação da brecha mais adequado para a análise está entre 30 minutos e 1 hora, mantendo a precisão numérica por um lado e evitando que o tempo de formação da brecha diminua a vazão de pico. Por estes motivos e pelo menor tempo computacional necessário, optou-se, para as simulações, pelo tempo de formação da brecha único e igual a 1 hora.

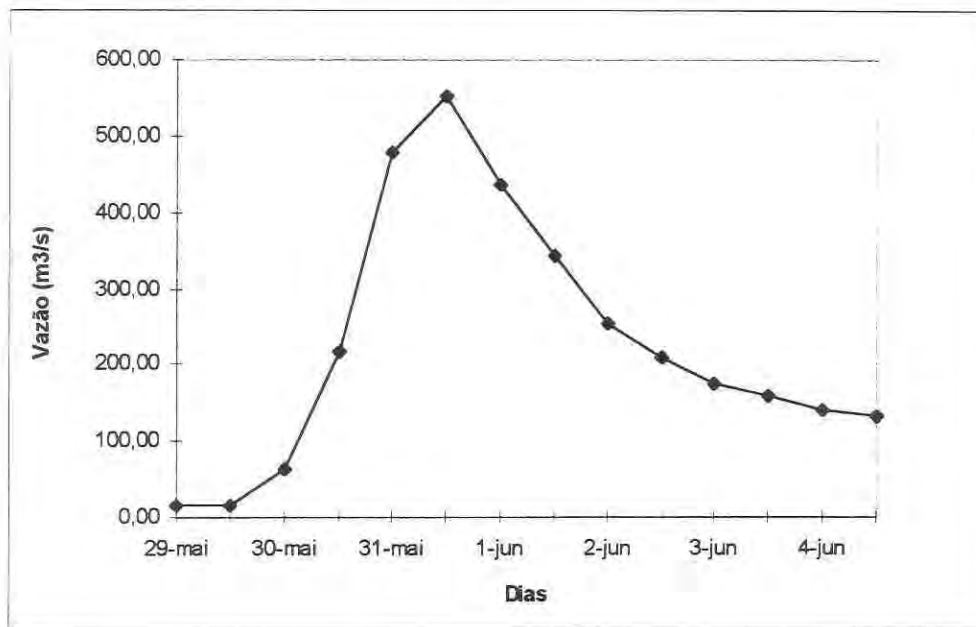
McMahon (1981) aconselha considerar, para barragens de concreto, o rompimento completo. Esta hipótese é sugerida também por Benoist (1989) para barragens de concreto em arco. A largura total da crista da barragem de Ernestina é de aproximadamente 400 metros, porém, junto ao leito do rio, a largura é de apenas 150 metros. A largura da brecha constitui um dos parâmetros de maior sensibilidade. A condição mais crítica corresponderia às dimensões totais. Outra condição possível é a formação de uma brecha limitada às dimensões do vertedor. Neste caso, esta teria 132 metros e uma forma retangular.

O leito do rio na barragem está a 460 metros acima do nível do mar. A crista da barragem está a 473 metros. A soleira do vertedor com as comportas rebaixadas está a 470,5 metros e com as comportas fechadas está a 472 metros. Num evento de cheia excepcional, com ocorrência de galgamento da crista da barragem o nível da água estará pouco acima de 473 metros, que pode ser considerado um limite máximo de nível para a análise. A barragem vem operando entre os níveis 470,5 e 472 metros, o que permite admitir os 470,5 metros como o nível mínimo.

A condição de contorno de montante para as simulações é um hidrograma obtido com base nos resultados preliminares de Brum (1997) para os hidrogramas das cheias de 1992 e 1990 na barragem de Ernestina, conforme as figuras 5.29 e 5.30.



**Figura 5.29:** Hidrograma da cheia de maio de 1992 na Barragem de Ernestina. (Brum, 1997)



**Figura 5.30:** Hidrograma da cheia de maio-junho de 1990 na Barragem de Ernestina. (Brum, 1997)

Desta forma, podem ser definidos os cenários de análise, com tempo de formação da brecha de 1 hora, larguras de brecha entre 132 metros e 400 metros na crista e 132 e 150 na base, níveis iniciais de 473 e 470,5 metros e vazão afluente máxima de aproximadamente 600 m<sup>3</sup>/s. As combinações que descrevem os cenários estão na tabela 5.29, dentre as quais o cenário 1 é o mais crítico e o cenário 2 o menos crítico.

**Tabela 5.29:** Cenários de avaliação do rompimento de Ernestina.

Nível inicial no reservatório		
Largura da brecha (m)	473 m	470,5 m
150 base 400 topo	Cenário 1	
132 base 132 topo	Cenário 2	

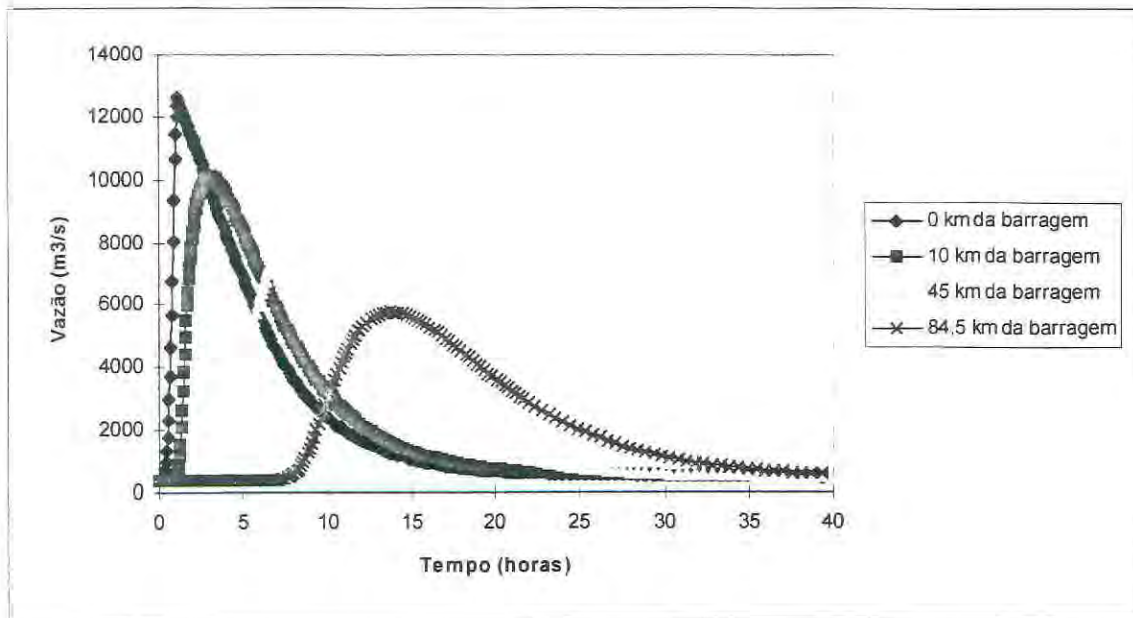
O coeficiente  $n$  estimado para todo o trecho é de 0,040 na calha principal do rio e de 0,057 nas laterais. O reservatório é representado pelas equações hidrodinâmicas, num comprimento total de 15 km. O regime de escoamento é misto, variando com o espaço e o tempo, conforme a opção descrita na metodologia.

São utilizadas 86 seções transversais para definir o vale desde o início do reservatório até cerca de 107 km a jusante da barragem, onde se encontra o posto fluviográfico Passo Bela Vista e, imediatamente a jusante, a ponte entre Bela Vista e Alto Alegre. A condição de contorno de jusante é a curva chave do posto. As seções transversais são interpoladas, quando insuficientes, de forma a garantir um incremento espacial máximo de 2 km. O número total de seções utilizadas é de 152.

### 5.3.2 Resultados do cenário 1

O cenário 1 corresponde justamente ao mais severo possível, com a brecha formada ao tamanho total da barragem e com o nível do reservatório no máximo possível. Os resultados de vazão de pico e tempo de altura máxima são dados para todas as seções no trecho simulado nas figuras 5.33, 5.34, 5.35. Os hidrogramas são dados para algumas seções na figura 5.31. Estes hidrogramas traduzem o comportamento típico na propagação, com uma forte atenuação do pico da cheia que se reduz à metade em cerca de 70 km.





**Figura 5.31:** Propagação do hidrograma de cheia de rompimento (Cenário 1).

No trecho do rio próximo à cidade de Espumoso, a vazão máxima atingida no cenário 1 é de aproximadamente  $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esta vazão é cerca de 4 vezes maior que a vazão de tempo de retorno de 50 anos no Posto Espumoso, que é de aproximadamente  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Já no Posto Passo Bela Vista, 22 km a jusante, esta proporção se reduz a apenas 1,5 vezes. Neste local, a vazão máxima no cenário 1 é de aproximadamente  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$  e a vazão de período de retorno 50 anos é próxima a  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### 5.3.3 Resultados do cenário 2

O cenário 2 é menos crítico, com a brecha formada na largura do vertedor e com o nível do reservatório no nível de operação normal. Os resultados de vazão de pico, altura máxima e tempo de altura máxima são dados para todas as seções no trecho simulado nas figuras 5.33, 5.34 e 5.35. Os hidrogramas são dados para algumas seções na figura 5.32. O comportamento típico na propagação, com uma forte atenuação do pico da cheia, que se reduz à metade em cerca de 70 km, se repete, embora para vazões menores.

Na seção que corresponde ao Posto Espumoso, a vazão máxima simulada no cenário 2 é de cerca de  $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esta vazão corresponde a cerca de 2 vezes a vazão de 50 anos de tempo de retorno médio. No Posto Passo Bela Vista a vazão máxima simulada para o cenário 2 é inferior à vazão de 50 anos.

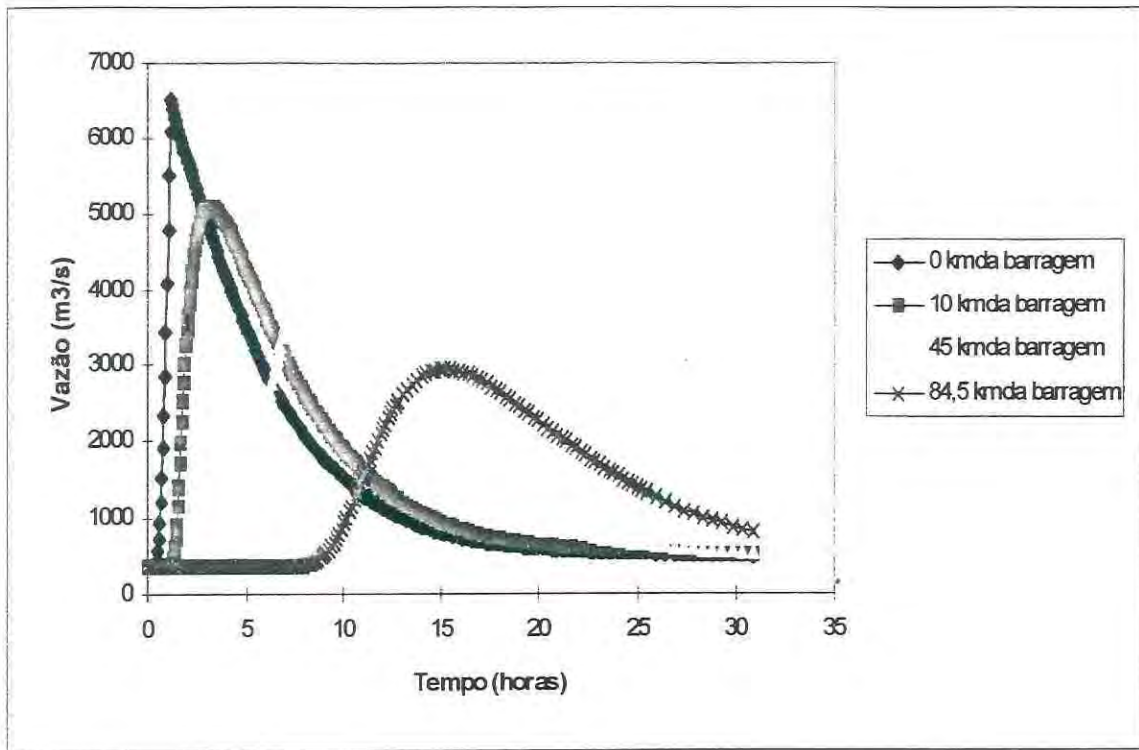


Figura 5.32: Propagação do hidrograma de cheia de rompimento (Cenário 2).

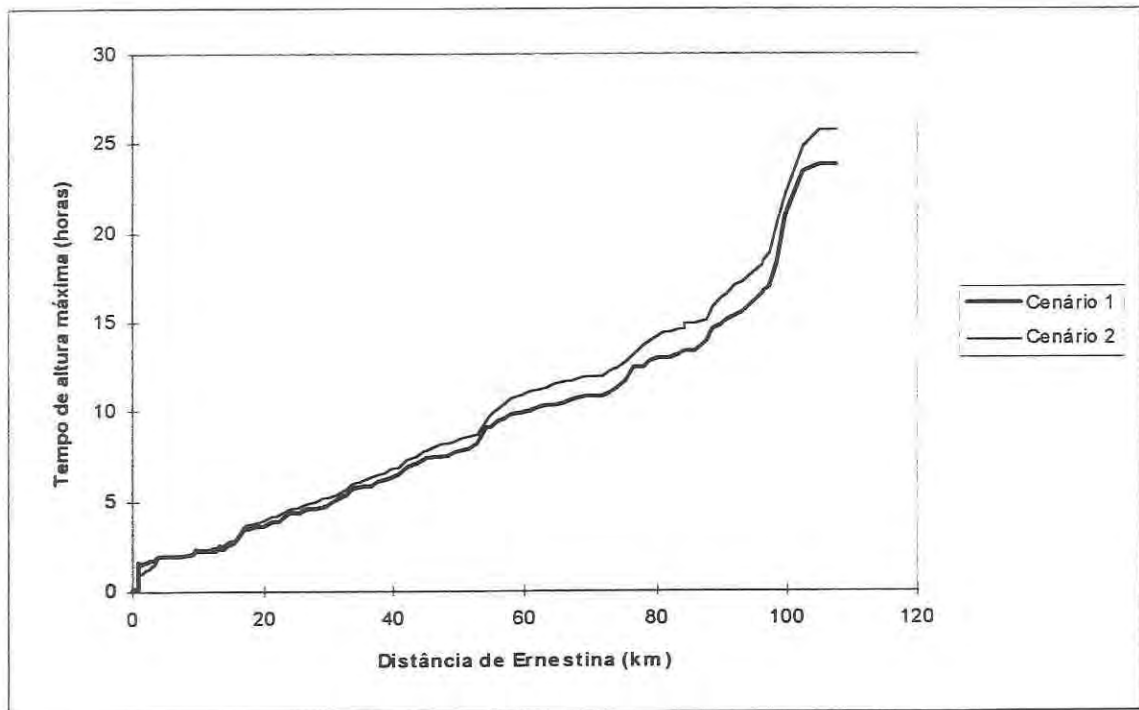
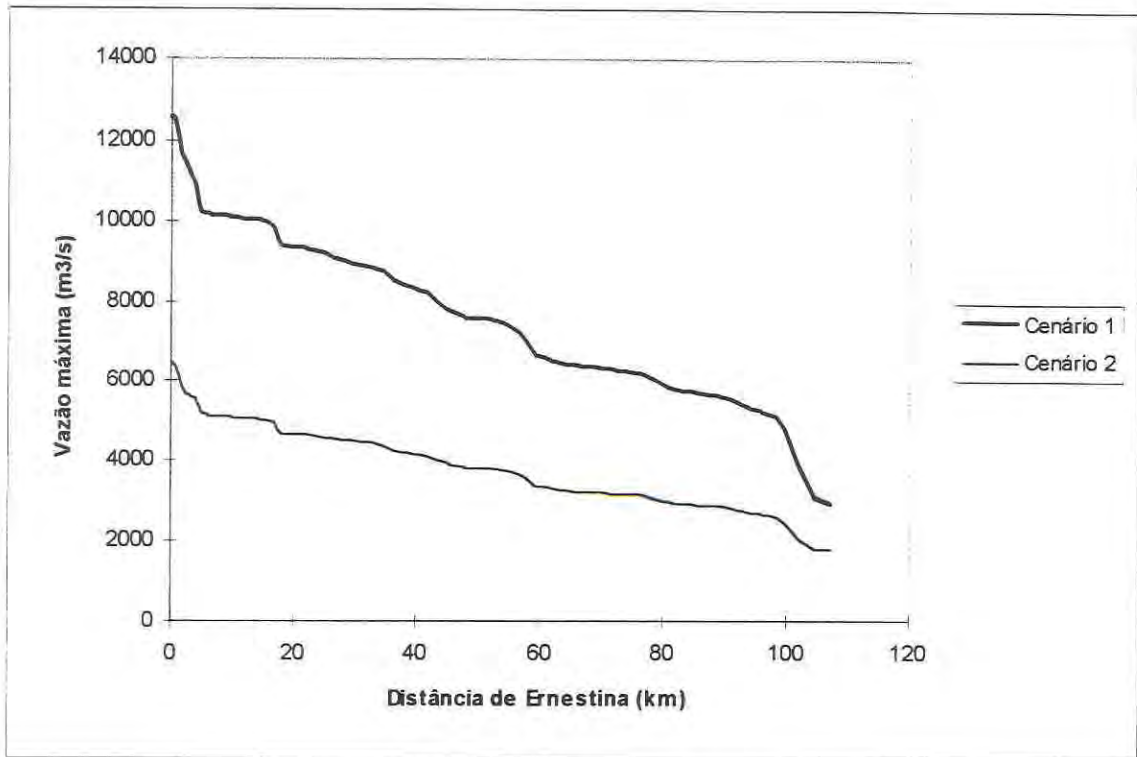
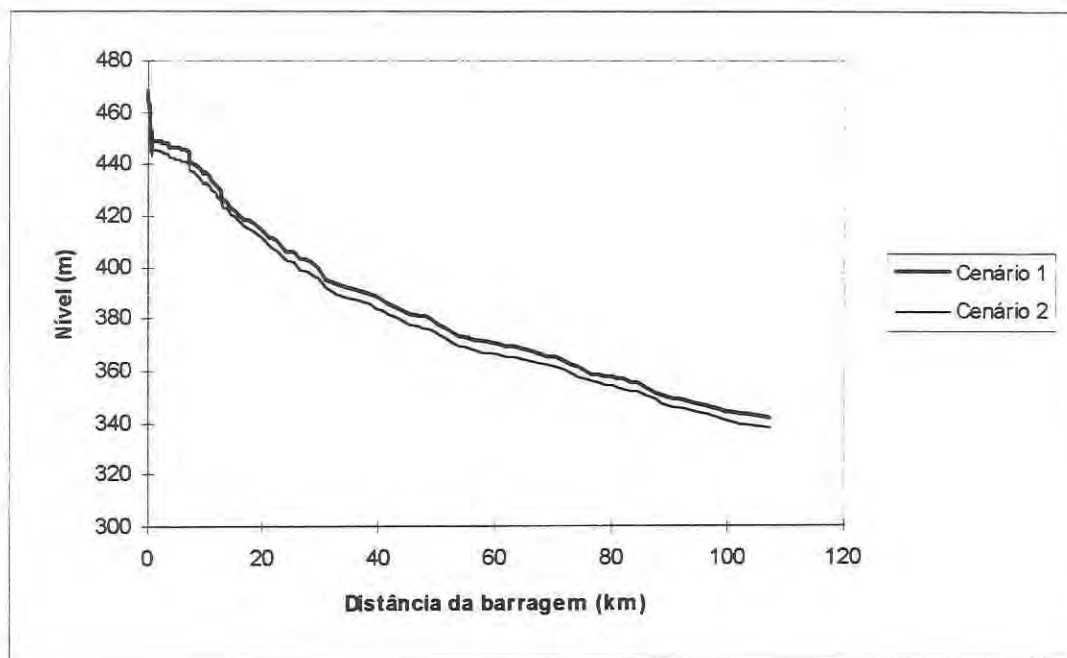


Figura 5.33: Tempo de altura máxima ao longo do trecho.



**Figura 5.34:** Vazões máximas ao longo do trecho.



**Figura 5.35:** Níveis máximos ao longo do trecho.

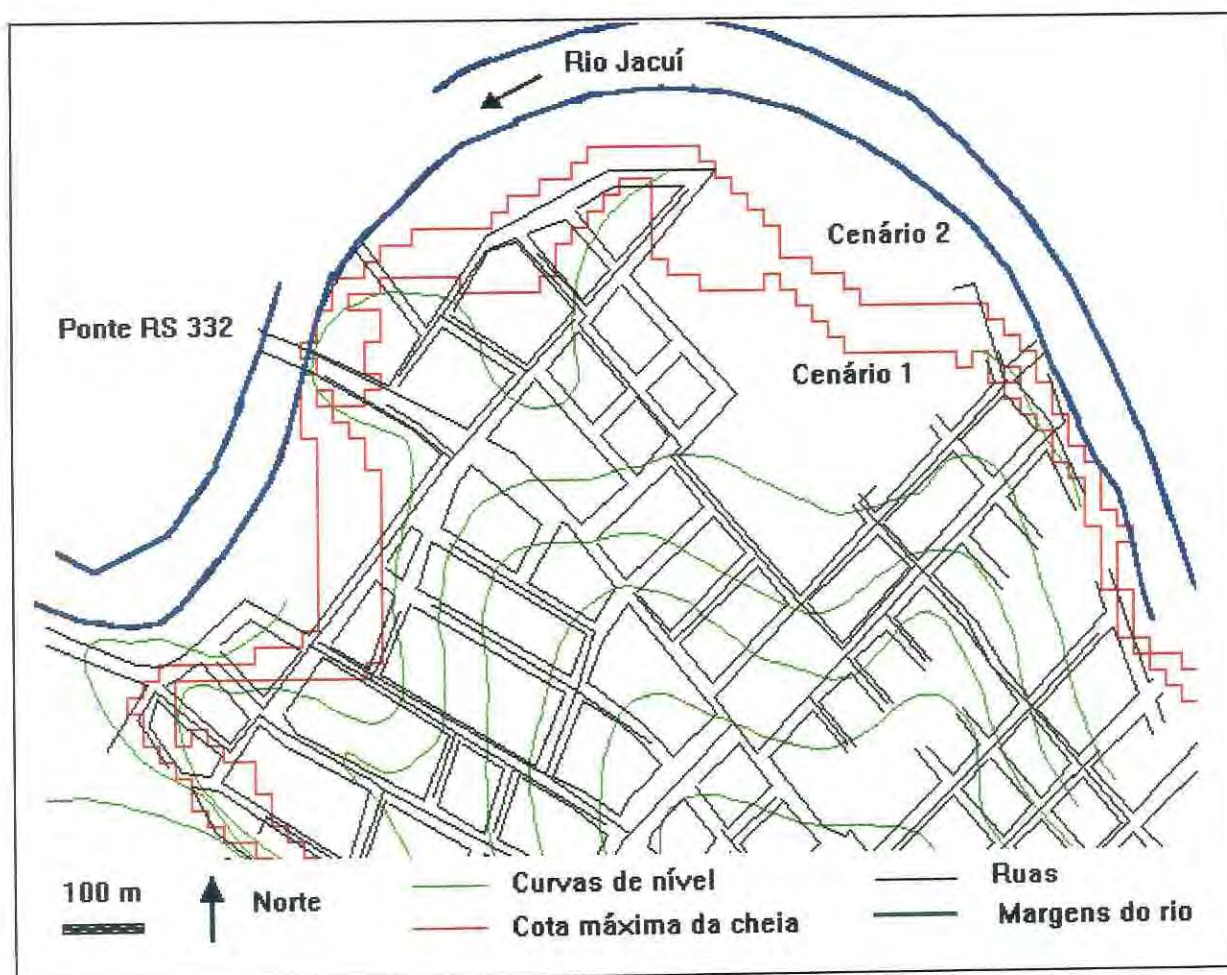
#### 5.3.4 Impactos na área urbana de Espumoso

Na cidade de Espumoso, principal concentração urbana próxima ao rio, os dados de topografia foram digitalizados e interpolados para criar um modelo numérico do terreno. A

extensão da área inundada foi avaliada utilizando a altura máxima da cheia comparada à altitude do terreno. Os resultados para os dois cenários estão na figura 5.36.

A estimativa aproximada realizada mostra que cerca de 130 residências devem ser atingidas pela cheia do cenário 1, e 35 pela cheia do cenário 2, na área urbana de Espumoso. Considerando o número médio de habitantes por domicílio, isto equivale a 480 e 130 pessoas atingidas nos cenários 1 e 2, respectivamente.

A diferença entre as alturas máximas de cheias junto à cidade de Espumoso, para os dois cenários simulados, é de aproximadamente 3 m, porém a área inundada não é muito maior para o cenário 2. A topografia da área urbana diminui os riscos a que estão expostos os moradores.



**Figura 5.36:** Área atingida pela cheia na cidade de Espumoso nos dois cenários simulados.

O tempo que decorre a partir da formação completa da brecha até que ocorra o pico de inundação em Espumoso é de 12 horas. Se houver alguma forma de comunicação para alertar

e evacuar a população, os prejuízos podem ser muito reduzidos. O tempo, a partir da chegada da frente da onda neste local, até que a cheia atinja o máximo, é de cerca de 6 horas. Este tempo, embora reduzido, permite o deslocamento também da população que ignora a ocorrência da cheia.

A figura 5.36, que apresenta a área inundada na cidade de Espumoso, é baseada em dados incompletos, principalmente da topografia local. Para estimativas mais precisas seriam necessários dados mais completos sobre a topografia da cidade e batimetria do rio, e levantamentos atualizados sobre a ocupação da área urbana.

### **5.3.5 Impactos no vale**

O vale foi separado em 5 trechos, conforme a figura 4.4, para diminuir a necessidade de armazenamento das imagens de sensoriamento remoto e das cartas digitalizadas. Para cada trecho os prejuízos foram estimados a partir da comparação entre as cotas de cheia e as alturas do modelo numérico do terreno. As áreas em que as cotas de cheia são superiores às cotas do MNT são consideradas inundadas. A imagem resultante é uma mancha de inundação ao longo do rio, de largura variável, conforme as características do relevo e da cheia.

A população sob risco e a área de lavoura atingida pela inundação podem ser calculadas a partir da sobreposição da mancha descrita acima com outros níveis de informação.

#### **5.3.5.1 População rural sob risco**

Para estimar a população sob risco a imagem da mancha de inundação é sobreposta ao nível de informação que contém as moradias isoladas digitalizadas das cartas. O mesmo procedimento foi repetido para os cinco trechos e para os dois cenários de análise, conforme as figuras 5.37 à 5.41.

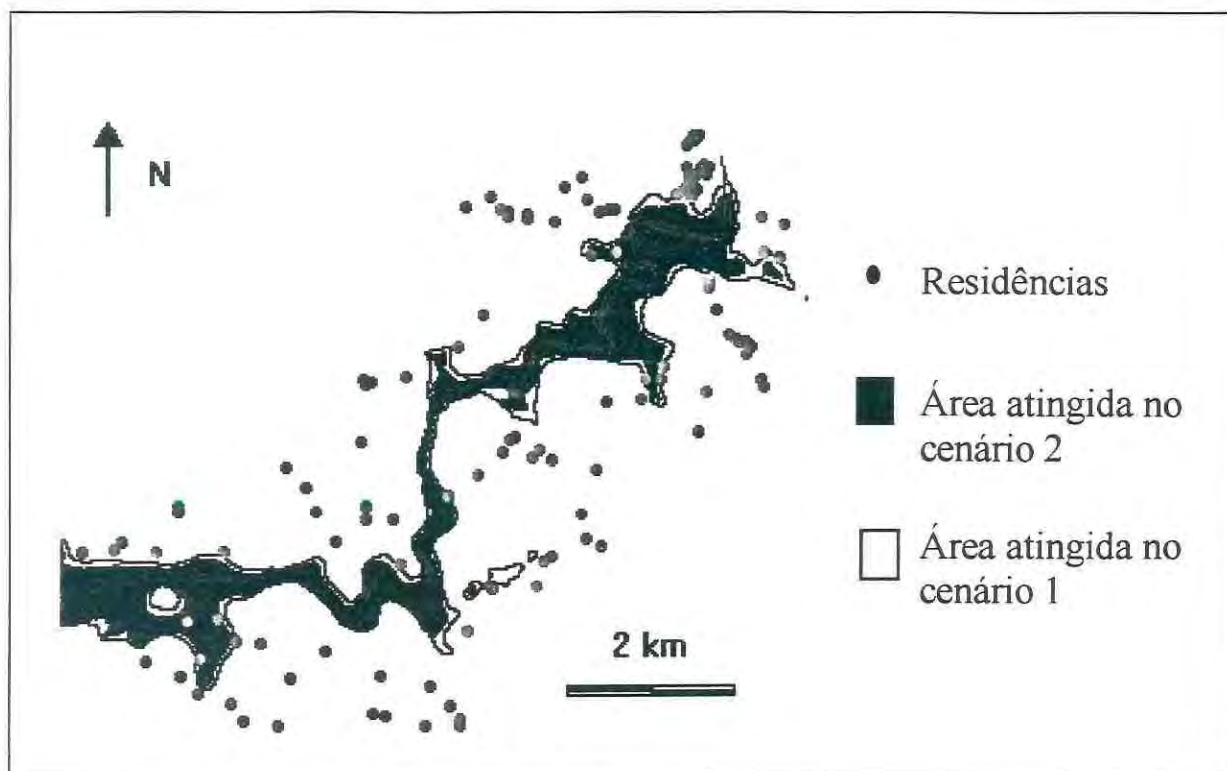


Figura 5.37: População rural ameaçada pela cheia no trecho 1.

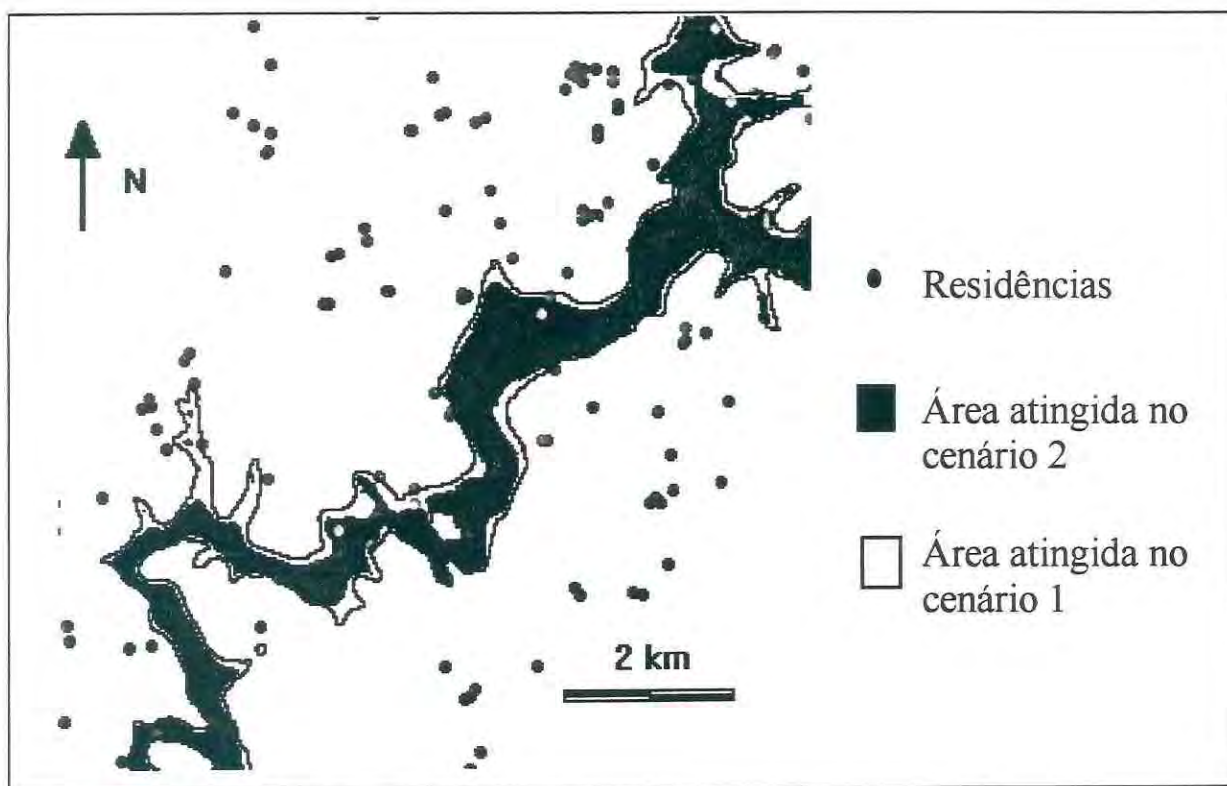


Figura 5.38: População rural ameaçada pela cheia no trecho 2.

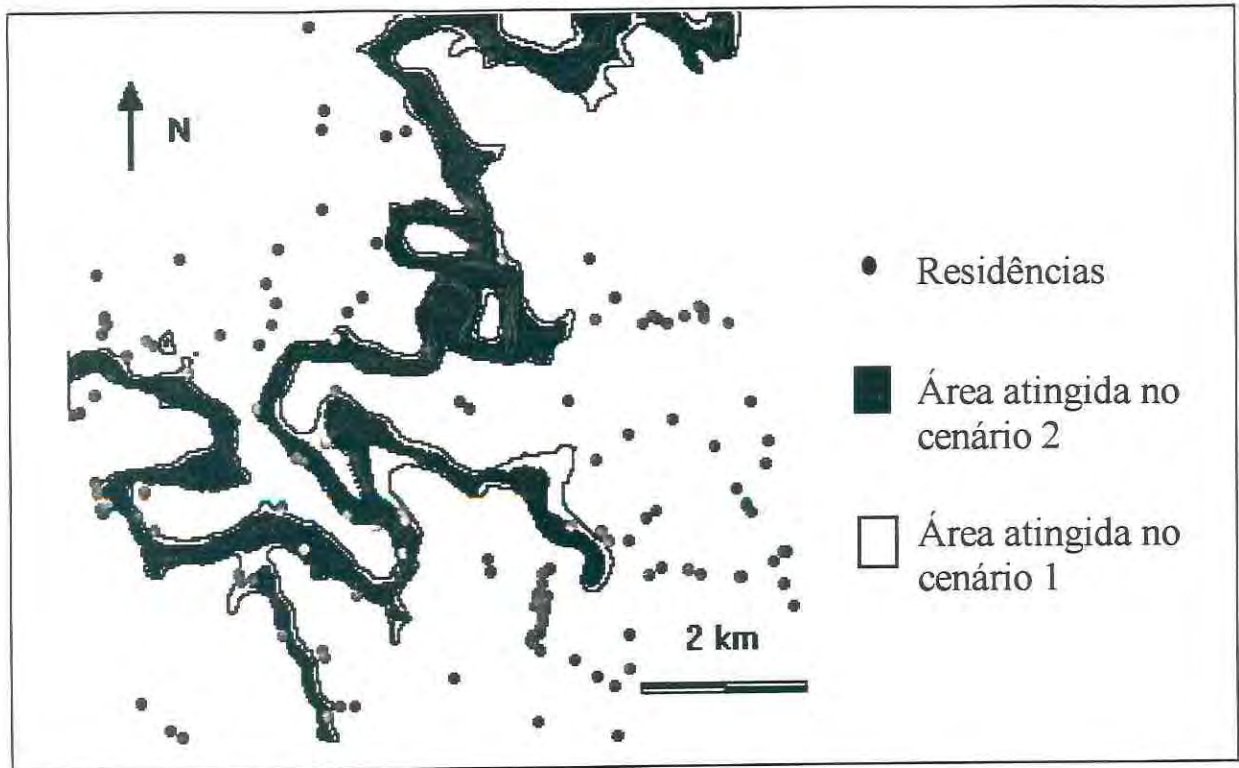


Figura 5.39: População rural ameaçada pela cheia no trecho 3.

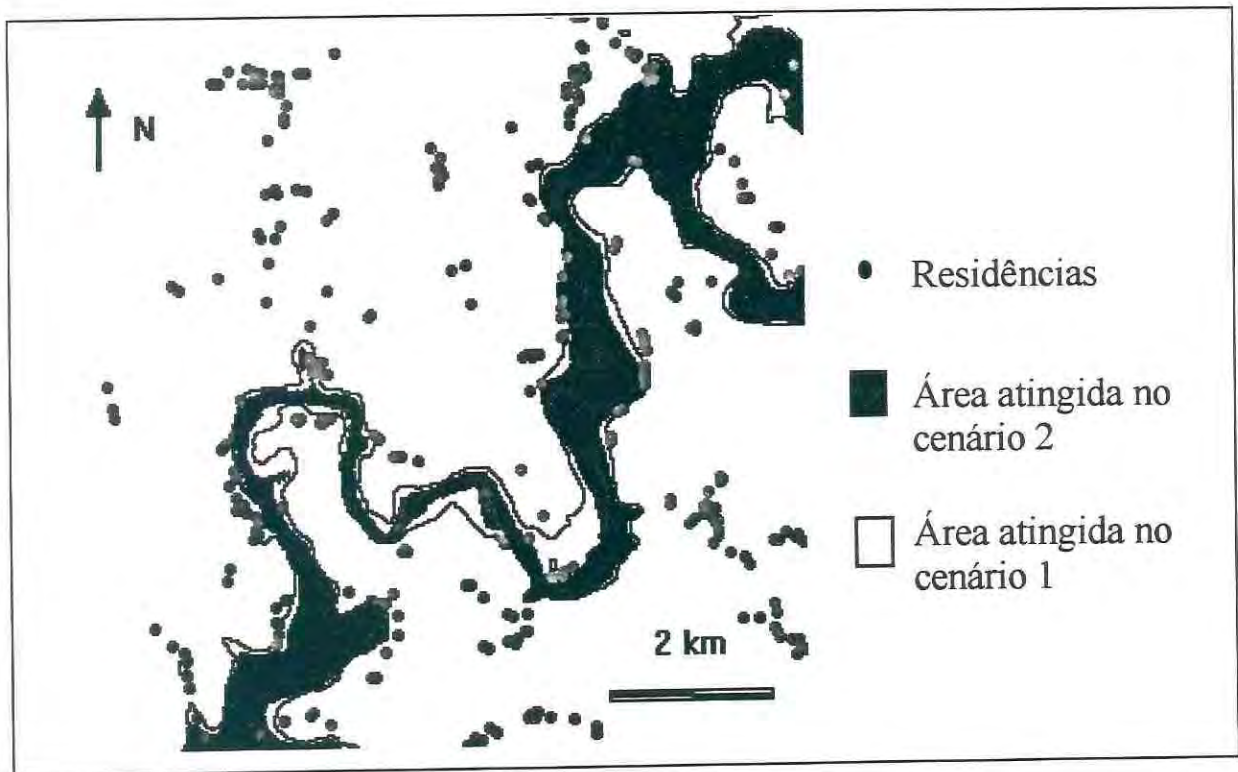
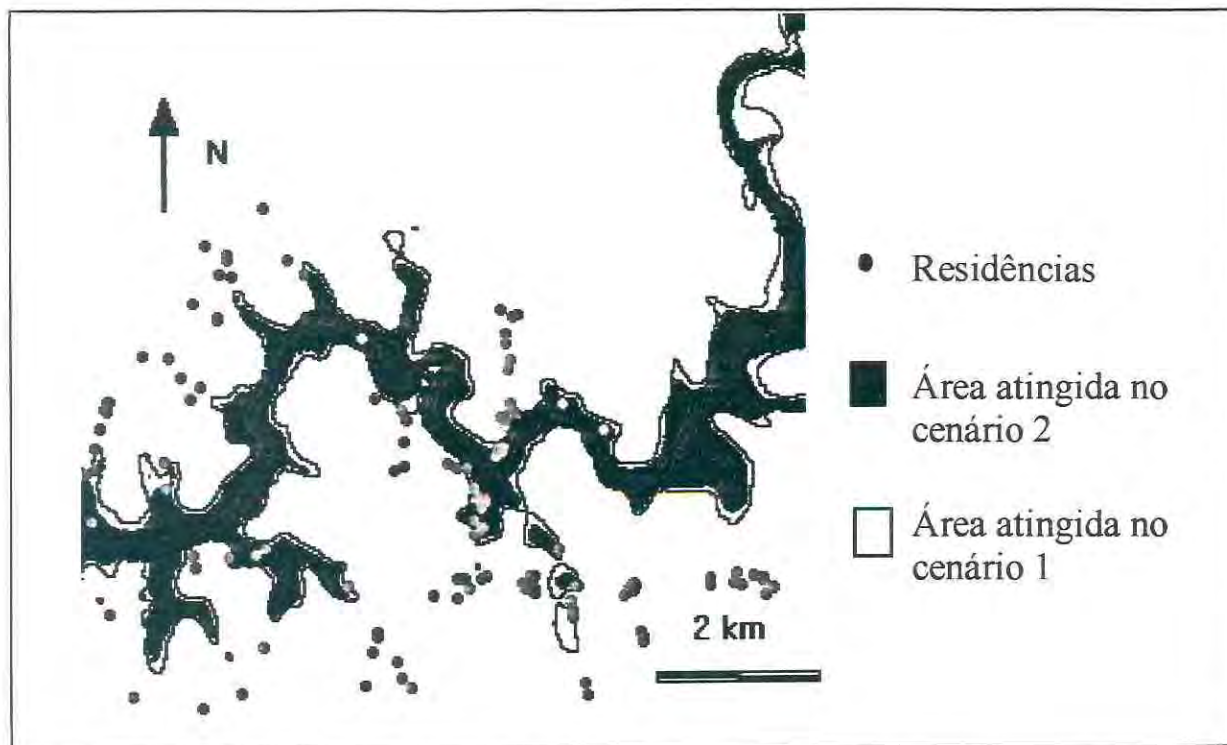


Figura 5.40: População rural ameaçada pela cheia no trecho 4.



**Figura 5.41:** População rural ameaçada pela cheia no trecho 5.

O resultado da contagem de casas atingidas para os dois cenários é apresentado na tabela 5.30. O número de pessoas é estimado considerando a média de habitantes por domicílio da área rural do município de Espumoso conforme o censo do IBGE de 1991.

**Tabela 5.30:** Número de casas e pessoas fora da área urbana ameaçadas pela cheia.

	Cenário 1	Cenário 2	Tempo médio disponível para alerta
	casas (pessoas)	casas (pessoas)	
Trecho 1	6 (24)	4 (16)	0 h
Trecho 2	12 (48)	5 (20)	3 h
Trecho 3	18 (72)	12 (48)	5 h
Trecho 4	34 (136)	16 (64)	8 h
Trecho 5	27 (108)	20 (80)	10 h
<b>Total</b>	<b>97 (388)</b>	<b>57 (228)</b>	



Um total de 97 residências da zona rural do vale do rio Jacuí é atingida, ao longo de 100 km de rio, no cenário 1. Considerando que cada residência é habitada, em média, por 4 pessoas, o número de pessoas ameaçadas pela cheia neste cenário é de 388. Para aproximadamente 24 pessoas, a cheia ocorre em menos de 1,5 horas. Para as 364 restantes o tempo disponível para um eventual alerta é superior a 1,5 horas.

Pelas expressões empíricas obtidas por Brown e Graham (1988), cerca de 7 pessoas morreriam no cenário 1. Para o cenário 2, as mesmas expressões estimam o número de mortes em 5. Todas estas vítimas estariam localizadas no trecho mais próximo, onde o tempo disponível para alerta é pequeno.

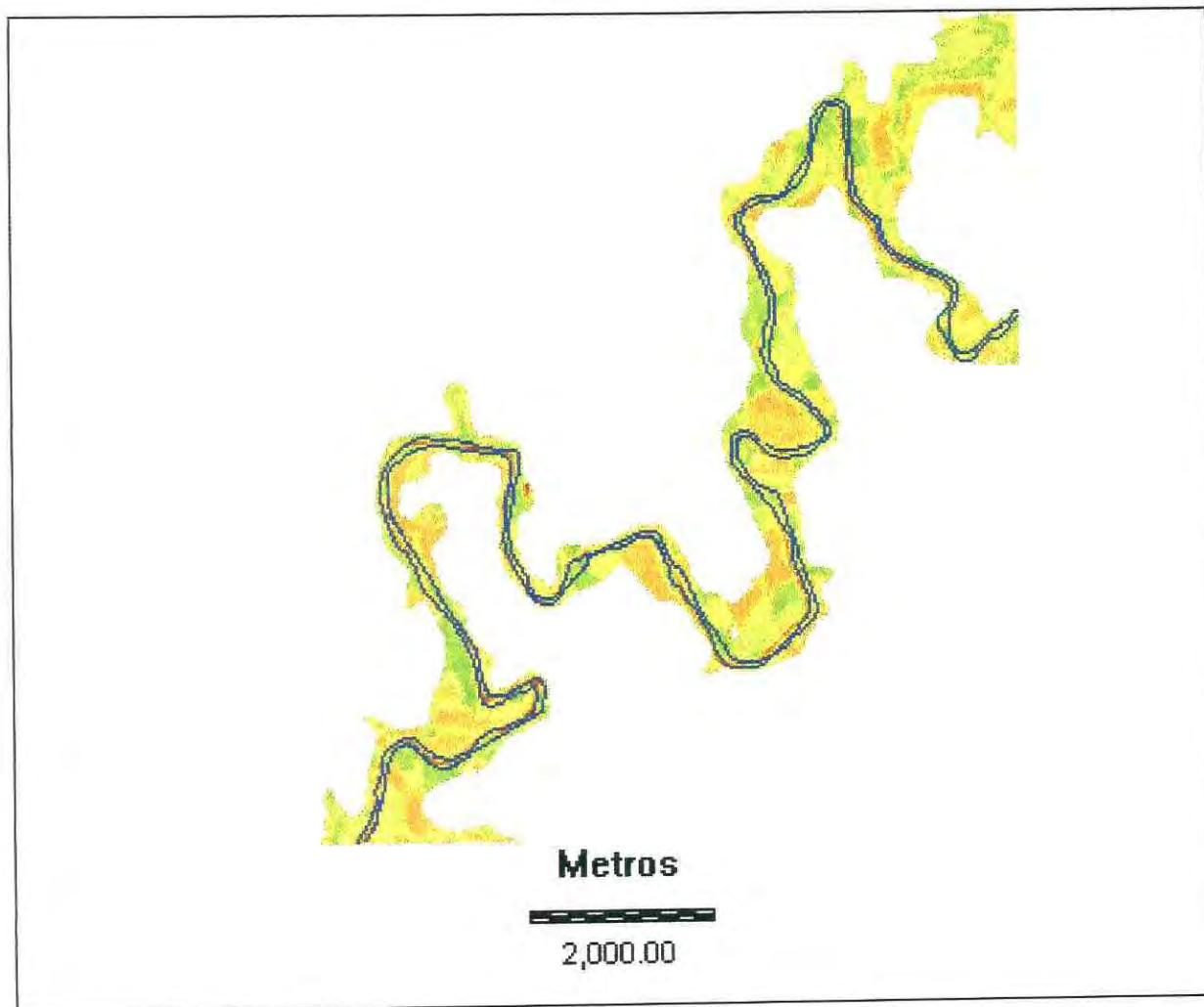
Se não existir nenhuma forma de alerta, toda a população rural é atingida sem ser alertada. Neste caso a estimativa de Brown e Graham (1988) resulta em um número de 35 vítimas no cenário 1 e 26 vítimas no cenário 2.

#### **5.3.5.2 Prejuízos à agricultura**

Para a estimativa da área de lavoura atingida pela cheia é utilizada uma metodologia semelhante àquela descrita acima. A mancha de inundação é sobreposta à imagem de índice de vegetação, e a área de lavoura, identificada pela cor marrom na figura 5.42, é computada.

O procedimento é aplicado aos dois cenários e aos 5 trechos considerados. Os resultados são apresentados na tabela 5.31, abaixo. Os prejuízos são calculados considerando os dados de valor por área colhida, obtidos da Fundação de Economia e Estatística e apresentados na tabela 4.4. Toda a área agrícola foi considerada plantada com soja, que é a principal cultura da região. O valor médio por área colhida para a cultura da soja nos municípios de Espumoso e Vítor Graeff é de 325 dólares por hectare. Este valor corresponde ao ano de 1994, enquanto a área foi obtida de uma imagem de 1987.

Com base nestes dados, o prejuízo para a agricultura pode chegar a 200 mil dólares ao longo dos 100 km de rio analisados. Este valor corresponde ao cenário mais crítico e à perda total da safra e não chega a ser grande frente aos outros danos que o rompimento de Ernestina pode causar. O prejuízo real deve variar, conforme a época do ano, pois depende das etapas de desenvolvimento da cultura. A cultura da soja, principal produto agrícola da região, ocorre no verão (de novembro a abril) já as maiores cheias, que poderiam provocar um rompimento, ocorrem no inverno (de maio a outubro).



**Figura 5.42:** Sobreposição de imagens de área atingida pela cheia e de índice de vegetação.

**Tabela 5.31:** Área de lavoura atingida pela cheia e prejuízo.

	Cenário 1	Cenário 2
Trecho 1	76 ha	65 ha
Trecho 2	94 ha	76 ha
Trecho 3	100 ha	72 ha
Trecho 4	239 ha	178 ha
Trecho 5	101 ha	84 ha
Total	610 ha	475 ha

### 5.3.5.3 Pontes atingidas

A análise do efeito da cheia sobre uma ponte deve considerar a obstrução que a própria ponte e seu aterro exercem sobre o escoamento. Para isto é necessário simular cada uma das pontes como uma condição de contorno interna.

A simulação do rompimento realizada aqui não incluiu todas as pontes como condições de contorno internas porque não existem dados topográficos detalhados na proximidade das pontes, porque o perfil dos aterros não é conhecido e porque a cheia dos dois cenários simulados atinge quase todas sem que a obstrução seja considerada.

A única exceção é a ponte da BR386 - número 2 na figura 4.5. Neste ponto a cheia não atinge a ponte se a obstrução causada pelos aterros não é levada em conta. A condição de contorno interna neste ponto foi definida com base em medições no local, conforme desenho esquemático da figura 4.6. A tabela 5.32 apresenta os resultados das simulações.

**Tabela 5.32:** Altura da água acima ou abaixo da base da viga das pontes do rio Jacuí.

Ponte	Cenário 1	Cenário 2
BR 386	+ 3 m	+ 1 m
Mormaço - Vítor Graeff	+ 5 m	+ 1,5 m
RS 332	+ 6 m	+ 3 m
Bela Vista - Alto Alegre	+ 1,5 m	-2 m

Em geral as pontes não resistem quando a água ultrapassa a cota inferior da viga, e são arrastadas. Os resultados da tabela 5.32 mostram que, para o cenário 1, todas as pontes sobre o rio Jacuí, apresentadas na figura 4.5, devem ser destruídas pela cheia. Para o cenário 2, a ponte entre Alto Alegre e Bela Vista - número 5 na figura 4.5 - deve permanecer intacta. Neste local a vazão para o cenário 2 é inferior à cheia com período de retorno de 50 anos.

O efeito da cheia dos dois cenários sobre a ponte entre Alto Alegre e Bela Vista pode ter uma análise mais aprofundada. Mas os resultados mostram, apesar da falta de dados, que o rompimento da barragem de Ernestina deve provocar a destruição de pontes e interrupções prolongadas em pelo menos 4 vias, sendo duas asfaltadas e uma delas de grande importância no estado.

#### **5.3.5.4 Mapa de inundação**

Um mapa de inundação do vale do rio Jacuí, a jusante de Ernestina, foi elaborado para o cenário 1. O mapa abrange cerca de 90 km do rio e os principais pontos de interesse. A linha azul é o rio no curso original. As linhas pretas demarcam a área inundada máxima para o cenário 1. As linhas vermelhas são as estradas da região. Estão indicados em três locais diferentes do vale o tempo em que a cheia inicia e o tempo em que a altura da água atinge o máximo.

Pela sobreposição da mancha de inundação e das estradas no mapa da figura 5.43, percebe-se que as estradas podem ser interrompidas em alguns pontos do vale, além das pontes sobre o rio Jacuí.

Lembrando que o cenário 1 é, possivelmente, um limite superior de cheia devida ao rompimento da barragem de Ernestina, o mapa da figura 5.43 corresponde ao limite superior de inundação. Além disso os dados utilizados para a elaboração deste mapa limitam em muito a sua utilização.

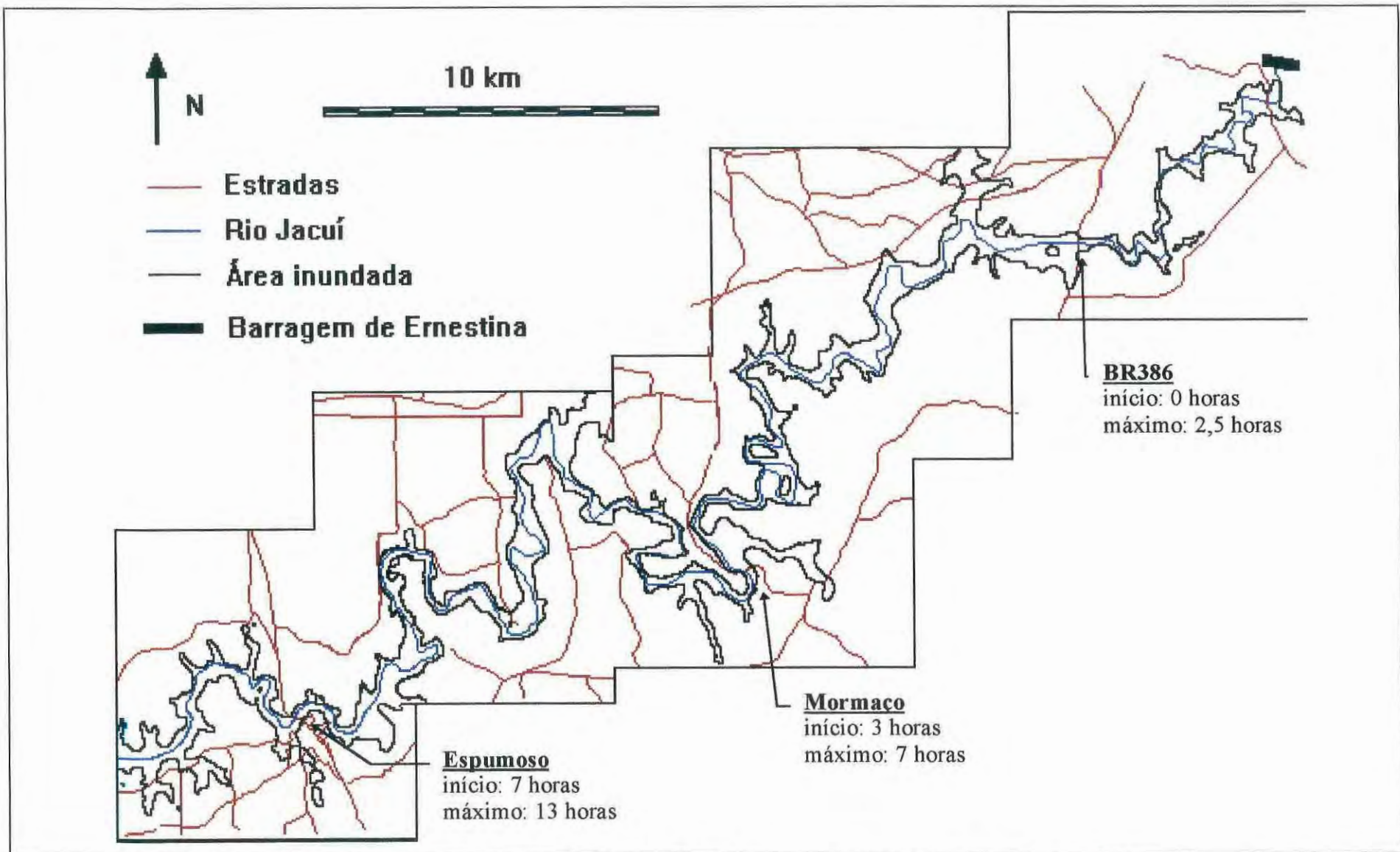


Figura 5.43: Mapa de inundação do vale do rio Jacuí, conforme os resultados do cenário 1.

## **5.4 Impacto sobre as barragens de jusante**

### **5.4.1 Cenários de análise**

Os cenários para a análise do impacto do rompimento da barragem de Ernestina sobre as barragens de jusante são diferentes daqueles utilizados para analisar os impactos sobre a cidade de Espumoso e sobre o vale do rio Jacuí. Aqui é menor a sensibilidade dos resultados às hipóteses consideradas para o rompimento, como o tamanho da brecha e o nível inicial do reservatório. Isto ocorre porque a distância entre Ernestina e Passo Real é grande, e o hidrograma é fortemente amortecido. Por outro lado surge a necessidade de formular hipóteses sobre a operação e condição inicial dos reservatórios de jusante.

Uma análise simplificada e três cenários de análise hidrodinâmica são propostos. A análise simplificada não considera o amortecimento do hidrograma pelos efeitos de armazenamento no rio entre Ernestina e Passo Real, nem outros fatores que podem intervir como a ocorrência simultânea de um rompimento de Ernestina com uma grande cheia no restante da bacia contribuinte ao reservatório de Passo Real.

O primeiro cenário de análise hidrodinâmica estuda o impacto do rompimento da barragem de Ernestina ocorrendo de forma isolada, mas em uma condição severa. Além disso o nível da água no reservatório de Passo Real é mantido constante a 327 m.

O segundo cenário é semelhante ao anterior, porém o nível em Passo Real pode se alterar. Desta forma a capacidade de amortecimento de cheias de Passo Real é considerada.

O terceiro cenário é semelhante ao segundo, porém uma grande enchente natural ocorre simultaneamente ao rompimento da barragem de Ernestina.

### **5.4.2 Análise simplificada**

O impacto que o rompimento da barragem de Ernestina teria sobre as barragens a jusante é abordado em primeiro lugar numa análise simplificada. Esta análise consiste em transferir para o reservatório de Passo Real todo o volume do reservatório de Ernestina. Todo o volume do reservatório de Ernestina ( $254 \text{ hm}^3$ ) transferido para Passo Real inicialmente no nível 327 m ( $225 \text{ km}^2$ ) resulta num incremento de nível de 1,13 m.

$$\Delta y_{\text{Passo Real}} = \text{Volume}_{\text{Ernestina}} / \text{Área}_{\text{Passo Real}} = 1,13 \text{ m} \quad 5.1$$

Este incremento determinaria um novo nível apenas 3 cm superior ao máximo previsto de 328,10 m, e significa um limite superior para o efeito isolado da cheia devida ao rompimento de Ernestina.

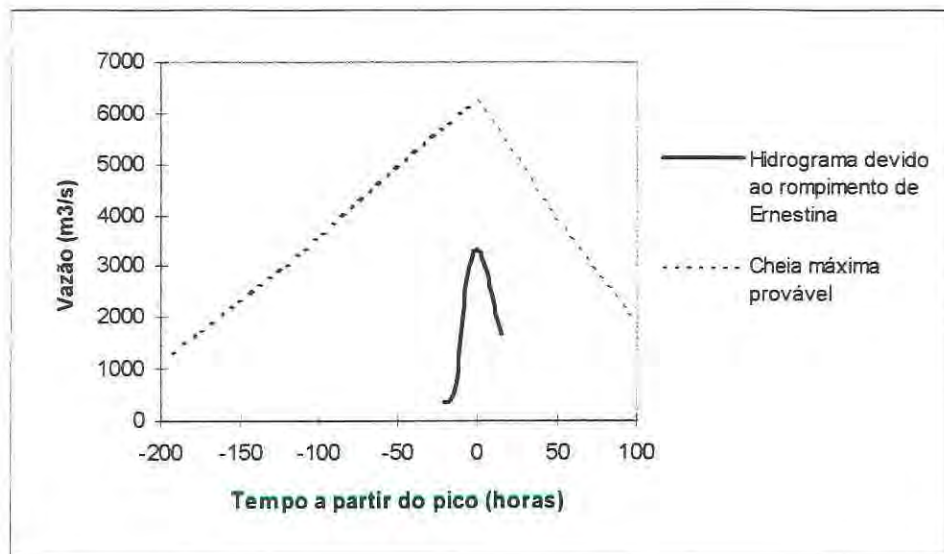
### 5.4.3 Resultados do cenário 1

O primeiro cenário proposto para a avaliação do impacto sobre Passo Real determina que a vazão afluente ao reservatório de Passo Real é unicamente devida ao rompimento de Ernestina. Não existe contribuição lateral de nenhum afluente ao rio nem outras afluições diretas ao reservatório de Passo Real. Além disso, o cenário 1 determina que o nível no reservatório de Passo Real deve ser mantido em 327 m, que equivale ao nível normal de operação. Esta hipótese simplifica a simulação permitindo utilizar uma relação cota - tempo como condição de jusante. Com este cenário é possível avaliar quais seriam as vazões necessárias no vertedor de Passo Real para manter o nível constante.

**Tabela 5.33:** Vazões máximas a serem vertidas em Passo Real para manter o nível do reservatório a 327 m.

Nível inicial no reservatório de Ernestina	Largura da brecha	Tempo de formação	Vazão máxima Ernestina	Vazão máxima Passo Real
471.50 m	150 m	10 h	5838 m <sup>3</sup> /s	2333 m <sup>3</sup> /s
471.50 m	200 m	4 h	7731 m <sup>3</sup> /s	2444 m <sup>3</sup> /s
472.50 m	200 m	4 h	9670 m <sup>3</sup> /s	3019 m <sup>3</sup> /s
473.00 m	200 m	4 h	10726 m <sup>3</sup> /s	3367 m <sup>3</sup> /s

Os resultados apresentados na tabela 5.33 demonstram que, mesmo na pior condição simulada, as vazões a serem vertidas são muito inferiores à capacidade do vertedor, que é de 6250 m<sup>3</sup>/s. No entanto a vazão máxima é superior ao limite imposto pela Usina do Jacuí, a jusante da barragem de Maia Filho.



**Figura 5.44:** Hidrograma de cheia máxima provável e hidrograma de rompimento da Barragem de Ernestina afluente ao reservatório de Passo Real na pior situação do cenário 1.

A figura 5.44 apresenta o hidrograma calculado para a pior situação do cenário 1, numa seção que coincide aproximadamente com o início do reservatório, comparado ao hidrograma da cheia máxima provável estimada para dimensionar o vertedor deste aproveitamento. O hidrograma de cheia resultante de um rompimento de Ernestina, propagado até Passo Real é menor em todos os sentidos ao da cheia máxima provável neste local.

#### 5.4.4 Resultados do cenário 2

O segundo cenário proposto para a avaliação do impacto sobre Passo Real determina que a vazão afluente a este reservatório é devida ao rompimento de Ernestina, porém, neste caso, a capacidade de laminação de cheias do reservatório de Passo Real é considerada, ou seja, o nível pode subir. O limite é a altitude de 331 m, quando começa a ocorrer galgamento.

Sob o ponto de vista da simulação, a principal alteração existe na condição de contorno de jusante. Tanto vazões, como níveis da água, podem variar com o tempo, porém estão relacionados por uma função que é característica do vertedor e das comportas. Mesmo esta função pode ser alterada conforme ocorre a abertura das comportas. A abertura de comportas é realizada de acordo com regras operacionais, que resultam em vazões variáveis com o tempo e com o nível da água no reservatório.



Os resultados mostram que, mesmo mantendo apenas duas comportas abertas em Passo Real, cada uma com abertura de apenas 1,90 m aproximadamente, o nível no reservatório deve subir muito pouco. A partir do nível inicial normal, igual a 327,00 m o nível máximo atingido é de 327,43 metros. Esta flutuação de nível é inferior à calculada para a cheia de 1972 (CEEE, 1976), e respeita o limite superior definido pela análise simplificada. A tabela 5.34 apresenta os resultados para uma condição de rompimento de Ernestina bastante conservadora.

**Tabela 5.34:** Níveis e vazões na Barragem de Passo Real devido ao rompimento da barragem de Ernestina (para apenas duas comportas semi-abertas e a partir do nível inicial 327,00 m)

Nível inicial Ernestina	Largura da brecha	Tempo de formação	Vazão máxima Ernestina	Vazão máxima Passo Real	Nível máximo Passo Real
473.00 m	200 m	4 h	10726 m <sup>3</sup> /s	492 m <sup>3</sup> /s	327.43 m

#### 5.4.5 Resultados do cenário 3

O terceiro cenário proposto para a avaliação do impacto sobre Passo Real determina que a vazão afluente ao reservatório de Passo Real é devida ao rompimento de Ernestina e também à contribuição do restante da bacia, numa cheia semelhante à máxima provável. Neste caso a capacidade de laminação de cheias do reservatório de Passo Real também é considerada, ou seja, o nível pode subir até o limite de 331 metros, quando começa a ocorrer galgamento.

As manobras das estruturas extravasoras na simulação foram determinadas de forma a provocar o crescimento gradual da vazão a jusante. O objetivo foi não superar os incrementos máximos citados no texto CEEE (1976), de 1000 m<sup>3</sup>/s por dia. É evidente que operações de comportas mais radicais podem aliviar a situação no reservatório, mas podem causar problemas a jusante e nas próprias comportas (CEEE, 1976).

**Tabela 5.35:** Níveis e vazões na Barragem de Passo Real devido ao rompimento de Ernestina e à cheia máxima provável (os parâmetros de rompimento são iguais aos da tabela anterior, com exceção do tempo de formação da brecha e o nível inicial no reservatório é 327 m).

Cheia máxima provável	Rompimento Ernestina	Número máximo de comportas abertas	Abertura das comportas	Vazão máxima Passo Real	Nível máximo Passo Real
sim	sim	6	total	6005 m <sup>3</sup> /s	328.86 m
sim	não	6	total	5901 m <sup>3</sup> /s	328.54 m

A tabela 5.35 apresenta os resultados para o cenário 3. O nível atingido nas duas situações é superior ao máximo previsto (CEEE, 1976), que é de 328,10 metros. A cheia devida ao rompimento da barragem de Ernestina apenas intensifica um pouco uma situação que já é preocupante.

A jusante de Passo Real, cerca de 11 km, está a barragem de Maia Filho, cujo reservatório é muito menor em volume e área que o de Passo Real. Além disso a Usina do Jacuí, imediatamente a jusante da barragem de Maia Filho impõe uma séria limitação de vazão para não haver prejuízo.

### 5.5 Considerações sobre os impactos do rompimento de Ernestina

A análise dos impactos do rompimento de Ernestina foi desenvolvida de forma independente para o vale e para os aproveitamentos a jusante de Ernestina.

Para a análise no vale foram considerados dois cenários na simulação, cujos resultados permitiram estimar, mesmo que de forma preliminar, o número de pessoas e residências ameaçadas pela cheia, tanto entre a população rural como entre os habitantes da cidade de Espumoso. Estes resultados permitiram identificar também os impactos sobre a agricultura e sobre o sistema de transportes, principalmente as possíveis destruições de pontes sobre o rio Jacuí. Com exceção da agricultura, não foi possível estimar os prejuízos decorrentes do rompimento da barragem de Ernestina. A tabela 5.40 apresenta os danos causados pelo rompimento de Ernestina nos dois cenários simulados.

**Tabela 5.36:** Estimativa dos possíveis danos causados pelo rompimento hipotético de Ernestina.

	Cenário 1	Cenário 2
População diretamente atingida	868	358
Mortes	7	5
Residências atingidas	227	92
Pontes destruídas	5	4
Área de lavoura atingida	610 ha	475 ha

Para a análise dos impactos sobre os reservatórios e barragens de jusante foram definidos três cenários. Os resultados desta análise mostram que, em condições normais - quando não estão ocorrendo cheias incomuns - o hidrograma de cheia devido ao rompimento da barragem de Ernestina será **completamente** absorvido pelo reservatório de Passo Real, sem que seja necessária a liberação de grandes vazões. Neste caso, a barragem de Maia Filho e a Usina do Jacuí não são ameaçadas. Porém, se o rompimento ocorrer durante uma grande cheia, para evitar que o nível em Passo Real atinja valores muito elevados, é necessário verter grandes vazões. A capacidade de amortecimento do reservatório de Maia Filho é pequena e a vazão na Usina do Jacuí deve superar o limite dos 3000 m<sup>3</sup>/s. Durante o acontecimento hipotético da cheia máxima provável, combinada ao rompimento da barragem de Ernestina, a importância relativa do rompimento é pequena. Na tabela 5.35 os resultados mostram que a vazão em Passo Real é muito superior ao limite na Usina do Jacuí, de 3000 m<sup>3</sup>/s, mesmo para a cheia máxima provável ocorrendo sozinha. Durante cheias menores que a máxima provável é que o rompimento da barragem de Ernestina pode ser significativo e alterar um quadro inicialmente seguro, vindo a atingir a Usina do Jacuí. Mesmo para a ocorrência isolada do rompimento, combinada à operação ideal da barragem de Passo Real (mantendo o nível no reservatório sempre em 327 m), a vazão de 3000 m<sup>3</sup>/s pode ser atingida.

As possíveis conseqüências do rompimento da barragem de Passo Real não são analisadas neste trabalho, mas podem ser muito mais graves, considerando o grande volume do reservatório e a altura da barragem.

## 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Ao longo do trabalho, os modelos SMPDBK e, principalmente, o modelo DAMBRK foram exhaustivamente testados. Seus resultados foram comparados entre si para algumas situações diferentes. Para o modelo DAMBRK foi realizada uma análise de sensibilidade aos parâmetros e sensibilidade a algumas hipóteses de representação matemática.

O modelo SMPDBK mostrou-se de aplicação mais simples e rápida. A comparação com o modelo DAMBRK mostrou que estimativas razoáveis de vazões e cotas máximas ao longo do vale podem ser obtidas com este modelo. As deficiências do modelo SMPDBK estão principalmente na impossibilidade de avaliar rompimentos em cascata e na sensibilidade dos resultados à topografia do canal e do vale.

O modelo DAMBRK supre parcialmente as deficiências do modelo SMPDBK. É possível incluir várias barragens e reservatórios numa análise. O modelo é “inteligente” na medida em que adequa parâmetros numéricos, como os incrementos no espaço e no tempo, para evitar a instabilidade e garantir a precisão da solução. As limitações do programa impedem sua utilização para incrementos de tempo muito reduzidos. Isto impede a definição de tempos de formação da brecha extremamente reduzidos sem comprometer a qualidade da solução. Trechos de alta declividade ao longo do rio podem ser convenientemente tratados pelo modelo, com escoamento supercrítico, e o regime pode se alterar no tempo e no espaço.

As deficiências do modelo DAMBRK estão principalmente na dificuldade de utilização (frente a modelos simplificados) e nas simplificações impostas pela hipótese de escoamento unidimensional.

A análise de sensibilidade mostrou que os resultados - níveis e vazões - são mais sensíveis às incertezas dos parâmetros relacionados ao rompimento (nível inicial no reservatório e largura máxima da brecha). A rugosidade do leito do rio também é importante, principalmente para o tempo de propagação da cheia. Já a geometria das seções transversais e a vazão inicial no rio são menos importantes. Até um determinado limite o tempo de formação da brecha é um parâmetro importante na definição da vazão de pico da barragem, porém não influi fortemente nas vazões de pico em locais mais afastados da barragem.

A análise de sensibilidade a diferentes hipóteses na representação matemática do reservatório mostrou que a simulação hidrológica superestima o pico de vazão. Porém esta superestimativa só ocorre em seções próximas à barragem. Mostrou também que, se o tempo de formação da brecha for grande, as duas formas de representar o reservatório são praticamente equivalentes. Estas conclusões não podem ser generalizadas para reservatórios com características diversas do de Ernestina.

A análise sobre o caso específico da barragem de Ernestina e do vale do Rio Jacuí mostrou que a população que habita áreas mais baixas e próximas ao rio, tanto na área rural como na cidade de Espumoso, pode ser atingida se o rompimento ocorrer de forma rápida e a brecha for grande. Na pior condição analisada, cerca de 97 casas na área rural seriam atingidas em 100 km ao longo do rio. A população ameaçada na área rural é de aproximadamente 400 pessoas. Considerando as conseqüências semelhantes aos casos históricos de rompimentos, a cheia provocaria a morte de 7 pessoas. Na área urbana 130 residências seriam atingidas, resultando em 480 pessoas desabrigadas, conforme a estimativa preliminar realizada para a pior situação simulada. Os prejuízos para a agricultura, na pior condição analisada, seriam provocados pela inundação de aproximadamente 600 hectares de lavouras ao longo dos mesmos 100 km de rio, e equivaleriam a aproximadamente 200 mil dólares. Cinco pontes sobre o rio Jacuí seriam destruídas, incluindo a ponte da BR 386 entre Soledade e Carazinho e a da RS 332 entre Espumoso e Tapera, se o rompimento ocorresse conforme a pior situação simulada.

A probabilidade de ocorrer uma vazão superior à de projeto, que pode vir a causar um rompimento da barragem de Ernestina, é de aproximadamente  $10^{-4} \cdot \text{ano}^{-1}$ . Considerando que 10 pessoas, entre uma população de aproximadamente 30.000, podem perder a vida, o risco imposto pela barragem sobre a população é de  $3 \cdot 10^{-8}$  por ano por pessoa. Este risco é relativamente baixo, e isto se deve principalmente à baixa densidade demográfica da região, e ao tamanho relativamente pequeno da barragem. Mas é preciso lembrar que este valor foi obtido com base em dados escassos e hipóteses simplificadas.

O tempo necessário para o deslocamento da onda é um resultado que se mostrou sensível a certas simplificações impostas pela simulação, mas é grande o suficiente no caso de Ernestina, para diminuir o número de mortes e prejuízos econômicos se um sistema de alerta for implementado.

Um sistema de alerta, aliado ao monitoramento periódico da barragem e a um sistema de previsão de cheias, pode diminuir os riscos de forma eficaz. O mesmo sistema de previsão de cheias pode ser utilizado para a otimização da operação do reservatório de Ernestina, sob o ponto de vista da geração de energia.

O reservatório de Passo Real deve absorver, sem problemas, todo o hidrograma de cheia devida ao rompimento da barragem de Ernestina. As barragens de Passo Real e de Maia Filho não deverão sofrer prejuízos, nem correr risco de rompimento em cascata, como consequência do rompimento de Ernestina. A Usina do Jacuí, a jusante da barragem de Maia Filho, não é atingida, a menos que uma cheia natural excepcional ocorra na bacia simultaneamente com o rompimento de Ernestina. Conseqüências bem mais graves podem ser esperadas do rompimento da barragem de Passo Real, embora este caso hipotético não tenha sido analisado.

A manutenção de uma base de dados digitais, em um ambiente de Geoprocessamento, com níveis de informações obtidos de cartas digitalizadas e imagens de sensoriamento remoto, mostrou ser muito útil para a estimativa de prejuízos e a confecção de mapas de inundação.

Não foi possível estimar o prejuízo às propriedades, nem o prejuízo decorrente da interrupção de atividades na área atingida.

A análise das conseqüências de um rompimento hipotético da barragem de Ernestina, efetuada neste trabalho, é preliminar. As maiores limitações estão na estimativa de prejuízos decorrentes dos cenários simulados, pela pobreza de dados disponíveis. O modelo matemático também apresenta limitações, principalmente quando o escoamento ocorre em largas áreas inundáveis.

Uma análise aprofundada poderia ser efetuada com dados de topografia mais confiáveis, com mapas em escala 1:25.000 na área rural e 1:10.000 na área urbana. Dados complementares de seções do rio em um maior número de pontos a jusante da barragem, e dados batimétricos dos reservatórios também são necessários para uma avaliação mais precisa. A estimativa de prejuízos pode ser incrementada com imagens de sensoriamento remoto atualizadas, fotografias aéreas da área urbana e com estimativas dos valores das propriedades atingidas.

## REFERÊNCIAS

1. ALMEIDA, A. B., FRANCO, A. B. 1994. Modeling of dam-break flow. In: CHAUDRY, M. H., MAYS, L. W. **Computer Modeling of Free-Surface and Pressurized Flows**. Dordrecht: Kluwer. p. 343-373.
2. ALMEIDA, A. B.; ORNELAS, R. 1987. Simulação matemática de cheias provocadas pela rotura em cadeia de barragens - um caso estudado em Portugal. **III Simpósio luso-brasileiro de hidráulica e recursos hídricos**, Salvador.
3. AMEIN, M.; FANG, C. S. 1970. Implicit flood routing in natural channels. **Journal of the Hydraulics Division ASCE**, V. 96, n. HY 12, p. 2481-2500, December.
4. BAECHER, G. B., PATÉ, M. E., DE NEUFVILLE, R. 1980. Risk of dam failure in benefit-cost analysis. **Water Resources Research**, vol 16 No. 3 p. 449-456 June.
5. BALLOFFET, A., SCHEFFLER, M. L. 1982. Numerical analysis of the Teton Dam failure flood. **Journal of Hydraulic Research**. Vol. 20, No. 4, p. 317-328.
6. BALLOFFET, A., COLE, E.; BALLOFFET, A. F. 1974. Dam collapse wave in a river. **Journal of the Hydraulics Division ASCE**. Vol. 100, No. HY5, p. 645-665. May.
7. BASCO, D. R. 1989. Limitations of de Saint-Venant equations in dam-break analysis. **Journal of Hydraulic Engineering**, New York, V. 115, n. 7, p. 950-965, July.
8. BENOIST, G. 1989. Les études d'ondes de submersion des grands barrages d'EDF. **La Houille Blanche**. No. 1, p. 43-54.
9. BERTONI, J. C. 1987. **Modelacion unidimensional de onda de ruptura de pequena presa en flujo subcrítico**. Porto Alegre: IPH/UFRGS. [Não publicado].
10. BRAZILIAN dam failures: a preliminary report. 1977. **Water Power and Dam Construction**, London, V. 29, n.10, p. 51-53, Oct.
11. BROWN, C. A.; GRAHAM, W. J. 1988. Assessing the threat to life from dam failure. **Water Resources Bulletin**, Vol. 24, No. 6 p. 1303-1309, December.

12. BRUM, G. 1997 **Operação do reservatório de Ernestina com estimativa de vazão afluente em tempo real**. Dissertação de mestrado em desenvolvimento. Porto Alegre, IPH-UFRGS.
13. BUEHLER, B. 1975. Monetary values of life and health. **Journal of the Hydraulics Division ASCE**, Vol. 101 No. HY1, p. 29-48, January.
14. CARRERAS, P.; MENENDEZ, A. 1986. Simulación numerica de ondas abruptas en rios de gran pendiente. **XII Congresso Latinoamericano de Hidraulica**, São Paulo p.336-348.
15. CHANG, H. H. 1988. **Fluvial processes in River Engineering**. New York, John Wiley & Sons. 432 p.
16. CHEN, C.; AMBRUSTER, J. T. 1980. Dam-break wave model: formulation and verification. **Journal of the Hydraulics Division ASCE**, Vol. 106, No. HY5, p. 747-767. May.
17. CHEN, Y. H.; SIMONS, D. B. 1979. An experimental study of hydraulic and geomorphic changes in an alluvial channel induced by failure of a dam. **Water Resources Research**, Vol. 15, No. 5. p.1183-1188. October.
18. CHEVALIER, P.; DHEIN, R. A. 1993. As chuvas excepcionais de 26 e 27 de maio de 1992 na região de Ijuí-RS. **Revista Brasileira de Engenharia**. Vol. 11, No. 1. p. 55-66.
19. CHOW, V. T., 1959. **Open-channel Hydraulics**. New York: McGraw-Hill. p. 476-481.
20. COIMBRA, D. 1996. O vilarejo que sumiu do mapa. **Zero Hora**, Porto Alegre, 3 Jan., p.4-5.
21. COMPANHIA ESTADUAL DE ENERGIA ELÉTRICA 1976. **Aproveitamentos e principais aspectos hidráulicos e hidrológicos do Rio Jacuí até Maia Filho**. Departamento de hidráulica, hidrologia e estudos especiais. Porto Alegre. 300p.
22. COMPANHIA ESTADUAL DE ENERGIA ELÉTRICA 1992. **Relatório dos danos causados pela enchente de maio de 1992**. Passo Fundo 64p.



23. COMPANHIA ESTADUAL DE ENERGIA ELÉTRICA 1996. Superintendência de Geração - Setor de Hidrologia. Comunicação pessoal.
24. COSTA NUNES, A. J. 1952. A barragem de Ernestina: Novas aplicações do concreto protendido no Brasil. **Sanevia - Boletim Técnico do Departamento Nacional de Obras de Saneamento**, No. 11, p. 5-31, Porto Alegre. Fevereiro.
25. CUNGE, J. A., HOLLY, F. M., VERWEY, A. 1980. **Practical Aspects of Computational River Hydraulics**. Boston: Pitman. 420 p.
26. DANILEVSKY, A. 1993. Dam safety legislation in the USA. **International Water Power and Dam Construction**. p. 24-27. August.
27. DAVIDSON, D. D., McCARTNEY, B. L. 1975. Water waves generated by landslides in reservoirs. **Journal of the Hydraulics Division ASCE**, Vol. 101, No. HY12, p. 1489-1501. December.
28. DELONG, L. L. 1989, "Mass conservation: 1-D open channel flow equations", **Journal of Hydraulic Engineering**, Vol. 115, n 2, February, páginas 263-269.
29. DOUBLE disaster for Brazilian earthfill dams. 1977. **Water Power and Dam Construction**, p. 3, March.
30. EASTMAN, R. J. 1995. **Idrisi user's guide**. Clark University, Worcester. 372 p..
31. ELLINGWOOD, B., COROTIS, R. B., BOLAND, J., JONES, N. P. 1993. Assessing cost of dam failure. **Journal of Water Resources Planning and Management**, V.119, n.1, p. 64-82, January/February.
32. ELLIOT, R. C., CHAUDRY, M. H. 1993. A wave propagation model for two-dimensional dam-break flows. **Journal of Hydraulic Research**. Vol. 30, No. 4. p. 467-483.
33. FERNÁNDEZ, P. C., FORNERO, L., MAZA, J., YAÑEZ, H. 1991. Simulation of flood waves from outburst of glacier-dammed lake. **Journal of Hydraulic Engineering**. Vol. 117, No. 1, p. 42-53. January.
34. FRANZINI, J. B.; MCCANN, M. 1988. **Análise de risco na segurança de barragens**. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH). São Paulo. 4 volumes.

35. FREAD, D. L. 1971. Implicit flood routing in natural channels. **Journal of the Hydraulics Division ASCE**, V. 97, n. HY 7, p. 1156-1159, July.
36. FREAD, D. L. 1975. Comparison of four numerical methods for flood routing. **Journal of the Hydraulics Division ASCE**. vol. 101 No. HY3, p. 565-567. March.
37. FREAD, D. L. 1977. The development and testing of a dam-break flood forecasting model. In: **Dam-Break Flood Modelling Workshop. Proceedings**. Washington: Water Resources Council. p. 164-197.
38. FREAD, D. L. 1981. **Some limitations of dam-breach flood routing models**. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland. 15 p..
39. FREAD, D. L. 1985. Channel routing. In: ANDERSON, M. G., BURT, T. P., **Hydrological Forecasting**. New York: John Wiley. p. 437-503.
40. FREAD, D. L. 1988, **Breach: An erosion model for earthen dam failures**. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland.
41. FREAD, D. L. 1991, **The NWS DAMBRK model: Theoretical background / User documentation**. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland. 123 p..
42. FRENCH, R. H. 1986. **Open channel hydraulics**. Singapore: McGraw-Hill. 705 p.
43. GRIGG, N. S., HELWEG, O. J. 1975. State of the art of estimating flood damage in urban areas. **Water Resources Bulletin American Water Resources Association**. vol 11, No. 2. p. 379-390. April.
44. HENDERSON, F. M. 1966. **Open channel flow**. New York. MacMillan. 522 p..
45. INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS 1974. **Lessons from dam incidents**. Paris 1069 págs.
46. JARRET, R. D. 1984. Hydraulics of high-gradient streams. **Journal of Hydraulic Engineering**, Vol. 110, No. 11, p. 1519-1539. November.

47. JOHNSON, F. A., ILLES, P. 1976. A classification of dam failures. **Water Power and Dam Construction**, London, V.28, n.12, p. 43-45, Dec.
48. KEEFER, T. N., McQUIVEY, R. S. 1975. Simplified routing of dam break waves. . **Proceedings, 16th Congress of the IAHR**. vol 2, São Paulo. p. 325-329.
49. KELMAN, J. 1987. Modelos Estocásticos no Gerenciamento dos Recursos Hídricos. In: BARTH, F. T. et al. **Modelos para gerenciamento dos recursos hídricos**. Coleção ABRH de Recursos Hídricos, Vol. 1, p. 327-420.
50. KOK, M. 1995. **Decision support for assessing flood damage of the Meuse River in the Netherlands**. Delft Hydraulics publication No. 495. 14 p. December.
51. LAFFITE, R. 1993. Probabilistic risk analysis of large dams: its value and limits. **International Water Power and Dam Construction**. p. 13-16. March.
52. LAVE, L. B., RESENDIZ-CARRILLO, D., McMICHAEL, F. C. 1990. Safety goals for high-hazard dams: Are dams too safe?. **Water Resources**, V.26, n.7, p. 1383-1391, July.
53. LIGGETT, J., CUNGE, J. A. 1975. Numerical methods of solution of the unsteady flow equations. In: Mahmood, K. e Yevjevich, V. (ed.) **Unsteady flow in open channels**. Ft Collins, Colorado, p.89-182.
54. MacDONALD, T. C., LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. 1984, Breaching characteristics of dam failures, **Journal Hydraulics Division ASCE**, vol 110 No. 5, May, páginas 567-476.
55. MAGNA ENGENHARIA 1991. **Considerações relativas à Barragem de Ernestina**. Porto Alegre, Maio.
56. MARENGO, H. M. 1996. Análisis de riesgo de falla en presas, estadísticas y parámetros de referencia. **Ingeniería Hidráulica en México**. vol. XI, No. 2, p. 65-77, mayo-agosto.
57. MASCARENHAS, F. C. B. 1990. **Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ. 295 f. Tese (Doutorado).

58. MASCARENHAS, F. C. B. 1995. Modelos matemáticos de propagação de onda de ruptura de barragens. In: Silva, R. C. (ed.) **Métodos numéricos em recursos hídricos 2**. Rio de Janeiro: ABRH. p.155-206.
59. McMAHON, G. F. 1981. Developing dam-break flood zone ordinance. **Journal of the Water Resources Division ASCE**. vol. 107, No. WR2. p. 461-476. October.
60. MOKHIBER, R. 1995. **Crimes Corporativos**. São Paulo: Página Aberta. 394 p.
61. MOLINAS, A., YANG, C. T. 1985. Generalized water surface profile computations. **Journal of Hydraulic Engineering**, Vol. 111, n 3, p. 263-269. March.
62. PATÉ-CORNELL, M. E., TAGARAS, G. 1986, Risk costs for new dams: Economic analysis and effects of monitoring, **Water Resources Research**, vol 22 No. 1 p. 5-14 January.
63. PETRASCHECK, A. W., SYDLER, P. A. 1984. Routing of dam break floods. **Water Power and Dam Construction**, Sutton, V. 36, n. 7, p. 29-32, July.
64. PONCE, V. M.; TSIVOGLU, A. J. 1981. Modeling gradual dam breaches. **Journal of the Hydraulics Division**, V.107, HY7, p. 829-838, July.
65. RAJAR, R. 1978. Mathematical simulation of dam-break flow. **Journal of the Hydraulics Division ASCE**. vol. 104 No. HY7, p. 1011-1026. July.
66. REITER, P. 1992. The importance of dam break hazard analysis. **International Water Power and Dam Construction**. p. 31-34. June.
67. RESENDE. B. 1979. **Metodologia de estudo de compatibilidade de utilização conjunta de um reservatório para geração de energia elétrica e amortecimento de cheias**. Dissertação, IPH -UFRGS, Porto Alegre.
68. ROSE, D. 1978 Risk of catastrophic failure of major dams. **Journal of the Hydraulics Division**, V.104, HY9, p. 1349-1351, September.
69. SALAS, J. D. 1993. Analysis and modelling of time series. In: MAIDMENT, D. R. **Hanbook of hydrology**. McGraw-Hill, p. 19.1-19.72.
70. SALMON, G. M., HARTFORD, D. N. D. 1995. Risk analysis for dam safety. **International Water Power and Dam Construction**. p. 42-47. March.

71. SAVIC, L. J., HOLLY Jr, F. M. 1993. Dambreak flood waves computed by modified Godunov method. **Journal of Hydraulic Research**. Vol. 31, No. 2. p. 187-203.
72. SERAFIM, J. L. 1981. Safety of dams judged from failures. **Water Power and Dam Construction**, Sutton, V.33, n.12, p.32-35, Dec.
73. SINGH, V. P., SCARLATOS, P. D. 1988. Analysis of gradual earth-dam failure. **Journal of Hydraulic Engineering**, New York V.114, n.1, p. 21-42, Jan.
74. THENKABAIL, P. S.; WARD, A. D.; LYON, J. G.; VAN DEVENTER, P. 1992. Landsat thematic mapper indices for evaluating management and growth characteristics of soybeans and corn. **Transactions of the American Society of Agricultural Engineers**. Vol. 35 No. 5. September-October.
75. TRIESTE, D. J. 1992. Evaluation of supercritical/subcritical flows in high-gradient streams. **Journal of Hydraulic Engineering**, Vol. 118, No. 8, p. 1107-1119. August.
76. TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A.; BERTONI, J. C.; LOVATEL, R.; TROVISCAL, A. P.; ALVES, C. A. ; KREBS, C. M.; SOUZA, P. C.; FROES, F.. 1991. **Regionalização de vazões do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: IPH/UFRGS.
77. TUCCI, C. E. M. 1989. **Rompimento de barragens**. Porto Alegre: IPH/UFRGS [Não publicado].
78. TUCCI, C. E. M. 1986. Modelos matemáticos em hidrologia e hidráulica. **Revista Brasileira de Engenharia**, 3 volumes.
79. VIEIRA DA SILVA, R. C. 1986. **Considerações sobre a modelação de ondas causadas por ruptura de barragens**. Convênio COPPE/UFRJ - CEPEL/Eletróbrás - Furnas Centrais Elétricas.
80. VIEIRA DA SILVA, R. C., MASCARENHAS, F. C. B. 1987. Propagação de onda provocada por ruptura de barragem de concreto. **Revista Brasileira de Engenharia**. Vol. 5, No. 2. p. 33-47.
81. WETMORE, J. N. e FREAD, D. L. 1981. **The NWS simplified dam-break flood forecasting model for desk-top and hand-held microcomputers**. Silver Spring: Hydrologic Research Laboratory. 114 p.

82. WORTMAN, R. T. 1989. Spillway discharge calculations in NWS DMBRK. **Journal of Hydraulic Engineering** Vol. 115, No. 7. p. 976-981. July.
83. WURBS, A. 1985. **State-of-the-art review and annotated bibliography of dam breach flood forecasting**. Vicksburg: Waterways Experiment Station. 157 p. (Military Hydrology Report, 9).
84. WURBS, R. A. 1987, "Dam-breach flood wave models", **Journal of Hydraulic Engineering**, vol 113 No. 1, January páginas 29-46.
85. YEVJEVICH, V. 1975. Sudden water release. In: MAHMOOD, K., YEVJEVICH, V. **Unsteady Flow in open channels**. Fort Collins: Water Resources Publications. vol. 2, p. 587-668.