ELISA PATRICIO MACEDO

**MODELAGEM MATEMÁTICA COMO FERRAMENTA PARA ELABORAÇÃO
DE PLANOS DE AÇÃO EMERGENCIAL**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo como requisito para obtenção
do Título de Mestre em Ciências.

São Paulo
2013

ELISA PATRICIO MACEDO

**MODELAGEM MATEMÁTICA COMO FERRAMENTA PARA ELABORAÇÃO
DE PLANOS DE AÇÃO EMERGENCIAL**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo como requisito para obtenção
do Título de Mestre em Ciências.

Área de Concentração:
Engenharia Hidráulica

Orientador: Prof. Dr. José Rodolfo
Scarati Martins.

São Paulo
2013

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 26 de setembro de 2013.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Macedo, Elisa Patricio

Modelagem matemática como ferramenta para elaboração de planos de ação emergencial / E.P. Macedo. -- versão corr. -- São Paulo, 2013.

221 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental.

1.Barragens (Segurança) 2.Geometria e modelagem computacional I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental II.t.

Dedico este trabalho aos meus pais, Silas e Ana.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Silas e Ana, e a toda minha família que me incentivou, me deu apoio essencial e torceu pelo meu sucesso na conclusão de mais essa etapa.

Ao professor José Rodolfo Scarati Martins, pela orientação, paciência, estímulo e, principalmente, pela oportunidade de trabalho nessa área, compartilhando sua experiência e conhecimento.

À CAPES e à Fundação Centro Tecnológico em Hidráulica (FCTH) pelo apoio financeiro para desenvolvimento dessa pesquisa.

Aos colegas da FCTH, citando a equipe da Hidráulica Computacional, Flávia, Marcelo, Rodrigo e Tiago, e da equipe de Drenagem e do LabSid, Cristiane, Maria Cristina, André, Letícia, Ana Carolina, Joaquim e Luiz Orsini por seu imenso auxílio, paciência e dedicação para elaboração deste trabalho.

Aos professores, funcionários e alunos do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Escola Politécnica da USP, pela atenção, auxílio e convivência.

À AES Tietê e ao Departamento de Água e Energia Elétrica (DAEE) pelos dados fornecidos e troca de experiências.

Aos professores Sergio Koide e José Goes Vasconcelos, pelo incentivo à pesquisa, apoio e amizade.

Aos meus amigos, pelo apoio constante, troca de experiências, motivação e amizade sincera tornando essa jornada mais leve, agradável e alegre.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para esse trabalho.

E principalmente a Deus, que me deu a benção da vida e cuida do meu espírito sustentando meu crescimento constante.

Muito Obrigada!

*Onde estivermos, atendamos com diligência
e nobreza à missão que a vida nos oferece.*

Emmanuel

RESUMO

O tema segurança de barragens vem adquirindo destaque no cenário brasileiro. Isso se deu tendo em vista os acidentes ocorridos e a recente lei nº 12.334, aprovada em setembro de 2010, que estabeleceu normas e padrões. Desta maneira, os empreendedores voltaram sua atenção para esse tema, resultando em uma grande demanda de ferramentas que possibilitem a adequação de suas barragens à legislação. Esse estudo, então, tem como objetivo apresentar e avaliar um sistema de composição de modelos matemáticos que podem ser utilizados na elaboração dos Planos de Ação Emergencial (PAE). O estudo apresenta uma breve revisão sobre o tema segurança de barragens, identificando quais produtos devem ser buscados por meio da utilização dos modelos. Quanto à composição de modelos, tem-se, inicialmente, o modelo de previsão de precipitação que fornece os dados para o modelo hidrológico sendo que este, por sua vez, fornece dados para o hidrodinâmico. Neste último estão incluídos também o modelo de formação da brecha e o cálculo de *routing* dos reservatórios. Com os resultados de nível d'água, as manchas de inundação são traçadas com o auxílio dos modelos digitais de terreno (MDT). Os aplicativos utilizados em cada modelo foram o ETA no modelo de previsão de precipitação, SMAP como modelo hidrológico e o CLiv+ como modelo hidrodinâmico. O MDT utilizado foi o gerado por meio das curvas de nível do IBGE e pontos levantados no local. Assim, esses modelos foram utilizados para simulações das barragens dos rios Pardo e Mogi Guaçu, sendo elas a UHE Caconde, a UHE Euclides da Cunha, a UHE Limoeiro e a PCH Mogi Guaçu. Desta forma foi realizada a calibração destes modelos e a simulação de vazões acima da de restrição e de cenários de rompimento. Esses resultados foram gerados para um estudo realizado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica para a AES Tietê denominado Sistema de Gerenciamento de Ações Emergenciais (SGAE). Assim, para validação do sistema de composição de modelos e para verificação de pontos de melhoria, foram realizadas avaliações do sistema. Essas foram a comparação dos dados de previsão de precipitação com dados observados, comparação entre diferentes MDTs e comparação entre os aplicativos CLiv+ e o HEC-RAS.

Palavras-chave: Modelos matemáticos. Segurança de barragem. Planos de ação emergencial.

ABSTRACT

Recent dam failures and also the approval of Law n° 12.334, establishing rules and standards to be followed in dam safety management, made dam safety area gain prominence in the Brazilian scenario in the last years. Dam's owners focused their attention into this theme increasing the demand for tools in order to adequate their dam documentation to the requirements of the law. This study presents and evaluate an ensemble of mathematical models that can be used in scenarios analysis that are usually considered in Emergency Action Plans – EAP elaboration. The study includes a review about dam safety regulation and a group of models that can be applied for impact evaluation, establishing data and information needed . Models considered include the forecast precipitation model, that provides data to the hydrological model which, in its turn, provides the information for the hydraulic model. This latter also include the dam breaching model and the reservoir routing calculation model. The flooded area maps are obtained using the results of water level and digital elevation model. This arrange of models apply the ETA as the forecast precipitation model, the SMAP model as the hydrologic model and Cliv+ as the hydraulic model. The digital terrain model used was created by using the cartographic base from IBGE and a point elevation survey in the study area. These models were utilized in simulations involving dams located at the Pardo and Mogi Guaçu Rivers, in Sao Paulo State, named UHE Caconde, UHE Euclides da Cunha, UHE Limoeiro and PCH Mogi Guaçu. Models were calibrated under observed flow conditions and prospective simulations were done considering different scenarios like design hydrographs and failure, under a research project developed by Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica and AES Tietê. To validate the system and identify improvement points, a comparison of forecasted precipitation and water levels were carried out considering observed data, different DTMs and hydraulic models (CLIV + and HEC-RAS).

Key words: Mathematical models. Dam safety. Emergency action plan.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Rompimento da barragem de Algodões – PI – (CARVALHO & PARAJARA, 2009)	10
Figura 2 – Rompimento do Açude das Nações – PE – (Zona de Risco, 2010)	11
Figura 3 – Rompimento do dique próximo à região dos Campos de Goytacazes (TEIXEIRA, 2012)	11
Figura 4 – Galgamento dos diques na região leste de New Orleans. (ASCE, 2007)	13
Figura 5 – Inundação em New Orleans resultante do rompimento dos diques. (ASCE, 2007)	13
Figura 6 – Arranjo esquemático da Política Nacional da Segurança de Barragens. Fonte: (ANA, 2012)	20
Figura 7 – Grade E de Arakawa. (BLACK, 1994)	32
Figura 8 – Distribuição vertical das camadas atmosféricas no modelo Eta de 38 níveis. Adaptado de Black (1994)	33
Figura 9 – Seção vertical do modelo ETA. (BLACK, 1994)	34
Figura 10 – Processos modelados no SMAP em sua versão diária. (LOPES, BRAGA, & CONEJO, 1982)	38
Figura 11 – Formação da brecha. Adaptado de (FREAD & LEWIS, 1998)	43
Figura 12 – Obtenção da profundidade crítica sobre a soleira em função dos parâmetros H e b. (AES TIETE, 2007)	47
Figura 13 – Valor do coeficiente de descarga em função da relação H/L. (AES TIETE, 2007)	48
Figura 14 – Valor do coeficiente de submergência em função da relação H_J/H_M . (AES TIETE, 2007)	49
Figura 15 – Ilustração do sistema analisado	53
Figura 16 – Apresentação das variáveis estudadas dentro do sistema.	56
Figura 17 – Ilustração da disposição das forças consideradas no equacionamento da conservação de massa.	57
Figura 18 – Aproximação por diferenças finitas. (PORTO, 2006)	62
Figura 19 – Esquema de diferenças finitas. (PORTO, 2006)	65
Figura 20 – Esquema utilizado no método dos oito vizinhos mais próximos (FCTH, 2004)	70

Figura 21 – Mancha de inundação gerada sobre as imagens do Google Earth com diferentes MDTs na região da cidade de São José do Rio Pardo. (LUCCI, <i>et. al.</i> , 2012)	73
Figura 22 – Hidrograma utilizado no cenário de cheias paramétricas. (FCTH, 2012)	82
Figura 23 – Exemplo de uma planta geral. (FCTH, 2013)	85
Figura 24 – Detalhe da mancha de inundação apresentada na planta geral. (FCTH, 2013)	85
Figura 25 – Detalhe da tabela de pontos impactados apresentada na planta geral. (FCTH, 2013)	86
Figura 26 – Detalhe da legenda apresentada na planta geral. (FCTH, 2013)	86
Figura 27 – Exemplo de Limnigrama. (FCTH, 2013)	87
Figura 28 – Localização dos aproveitamentos estudados	90
Figura 29 – Vista geral da UHE Caconde. (FCTH, 2010)	91
Figura 30 – Curva cota x área x volume da UHE Caconde (FCTH, 2010).	93
Figura 31 – Vista geral da UHE Euclides da Cunha (FCTH, 2010).	94
Figura 32 – Curva cota x área x volume da UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2010).	96
Figura 33 – Vista geral da UHE Limoeiro. (FCTH, 2010)	97
Figura 34 – Curva cota x área x volume da UHE Limoeiro. (FCTH, 2010)	98
Figura 35 – Vista geral da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2010)	99
Figura 36 – Curva cota x área x volume da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2010).	101
Figura 37 – Sub-bacias do rio Mogi Guaçu e postos fluviométricos e pluviométricos utilizados na calibração (FCTH, 2012)	102
Figura 38 – Sub-bacias do rio Pardo e postos fluviométricos e pluviométricos utilizados na calibração (FCTH, 2012)	104
Figura 39 – Localização do posto fluviométrico Jovino Rodrigues Faria utilizado na calibração do canal a jusante da UHE Caconde. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)	106
Figura 40 – Indicação das localizações da barragem e do canal de fuga da casa de máquinas da UHE Euclides da Cunha. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)	107
Figura 41 – Localização da régua limnimétrica utilizada para calibração do canal a jusante da UHE Limoeiro. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)	108

Figura 42 – Localização da régua limnimétrica utilizada para calibração do canal a jusante da PCH Mogi Guaçu. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012).....	109
Figura 43 – Localização dos postos fluviométricos utilizados para a calibração dos canais a jusante da UHE Limoeiro e da PCH Mogi Guaçu. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)	110
Figura 44 – Rompimento da UHE Euclides da Cunha (CARVALHO E. , 2007).	111
Figura 45 – Rompimento da UHE Armando Salles de Oliveira Cunha (CARVALHO, 2007).	112
Figura 46 – Localização das seções transversais utilizadas no trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)	115
Figura 47 – Comparação dos dados encontrados na calibração com os valores da curva chave do posto 4C-001. (FCTH, 2012).....	121
Figura 48 – Comparação dos dados encontrados na calibração com os valores da curva chave do posto 5B-011. (FCTH, 2012).....	122
Figura 49 – Comparação dos dados encontrados na calibração com os valores da curva chave do posto 5B-001. (FCTH, 2012).....	123
Figura 50 – Comparação dos dados encontrados na calibração com os valores da curva chave do posto 5C-025. (FCTH, 2012).....	124
Figura 51 – Hidrogramas de entrada utilizados na simulação de cheias por patamares nas usinas de Caconde e Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)	125
Figura 52 – Hidrogramas de entrada utilizados nos cenários de cheias por patamares nas usinas de Limoeiro e Mogi Guaçu. (FCTH, 2013).....	126
Figura 53 – Envolvórias do nível de água no rio Pardo na simulação de vazões por patamares da UHE Caconde no trecho entre a UHE Caconde e a UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2013).....	128
Figura 54 – Manchas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação de vazões por patamares da UHE Caconde em trechos do rio Pardo entre as UHEs Caconde e Euclides da Cunha. (FCTH, 2013).....	129
Figura 55 – Número de pontos impactados na simulação de vazões por patamares da UHE Caconde. (FCTH, 2013).....	130
Figura 56 – Envolvórias do nível de água no rio Pardo na simulação de vazões por patamares da UHE Euclides da Cunha no trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2013).....	131

Figura 57 – Manchas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação de vazões por patamares da UHE Euclides da Cunha em trechos do rio Pardo a jusante da UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)	132
Figura 58 – Número de pontos impactados na simulação de vazões por patamares da UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)	133
Figura 59 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de vazões por patamares da UHE Limoeiro no trecho entre a UHE Limoeiro e o encontro com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)	135
Figura 60 – Manchas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação de vazões por patamares da UHE Limoeiro em trechos do rio Pardo a jusante da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)	136
Figura 61 – Número de pontos impactados na simulação de vazões por patamares da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)	137
Figura 62 – Envoltórias do nível de água no rio Mogi Guaçu na simulação de vazões por patamares da PCH Mogi Guaçu no trecho entre a PCH Mogi Guaçu e a junção com o rio Pardo. (FCTH, 2013)	139
Figura 63 – Manchas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação de vazões por patamares da PCH Mogi Guaçu em trechos do rio Mogi Guaçu ao longo desse rio. (FCTH, 2013)	140
Figura 64 – Número de pontos impactados na simulação de vazões por patamares da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)	141
Figura 65 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>overtopping</i> da UHE Caconde no trecho entre a UHE Caconde e a PCH Itaiquara. (FCTH, 2013)	143
Figura 66 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>overtopping</i> da UHE Caconde no trecho entre a PCH Itaiquara e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)	144
Figura 67 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>overtopping</i> da UHE Caconde no trecho entre a UHE Limoeiro e a junção com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)	144
Figura 68 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Caconde por <i>overtopping</i> . (FCTH, 2013)	145

Figura 69 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Caconde por <i>overtopping</i> . (FCTH, 2013)	146
Figura 70 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>overtopping</i> da UHE Euclides da Cunha no trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2013).....	148
Figura 71 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>overtopping</i> da UHE Euclides da Cunha no trecho entre a UHE Limoeiro da Cunha e a junção com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)	148
Figura 72 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Euclides da Cunha por <i>overtopping</i> . (FCTH, 2013).....	149
Figura 73 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Euclides da Cunha por <i>overtopping</i> . (FCTH, 2013).....	150
Figura 74 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>overtopping</i> da UHE Limoeiro no trecho entre a UHE Limoeiro e a junção com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)	151
Figura 75 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do GoogleEarth resultantes da simulação do rompimento da UHE Limoeiro por <i>overtopping</i> . (FCTH, 2013).....	152
Figura 76 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Limoeiro por <i>overtopping</i> . (FCTH, 2013).....	153
Figura 77 – Envoltórias do nível de água no rio Mogi Guaçu na simulação de rompimento por <i>overtopping</i> da PCH Mogi Guaçu no trecho entre a PCH Mogi Guaçu e a junção com o rio Pardo. (FCTH, 2013)	155
Figura 78 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da PCH Mogi Guaçu por <i>overtopping</i> . (FCTH, 2013)	156
Figura 79 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da PCH Mogi Guaçu por <i>overtopping</i> . (FCTH, 2013)	157
Figura 80 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>piping</i> da UHE Caconde no trecho entre a UHE Caconde e a PCH Itaiquara. (FCTH, 2013)	159

Figura 81 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>piping</i> da UHE Caconde no trecho entre a PCH Itaquara e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)	159
Figura 82 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>piping</i> da UHE Caconde no trecho entre a UHE Limoeiro e a junção com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)	160
Figura 83 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Caconde por <i>piping</i> . (FCTH, 2013)	161
Figura 84 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Caconde por <i>piping</i> . (FCTH, 2013)	162
Figura 85 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>piping</i> da UHE Euclides da Cunha no trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)	164
Figura 86– Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Euclides da Cunha por <i>piping</i> . (FCTH, 2013)	165
Figura 87 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Euclides da Cunha por <i>piping</i> . (FCTH, 2013).....	165
Figura 88 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por <i>piping</i> da UHE Limoeiro no trecho entre a UHE Limoeiro e a PCH Itaipava. (FCTH, 2013)	167
Figura 89 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Limoeiro por <i>piping</i> . (FCTH, 2013)	168
Figura 90 – Envoltórias do nível de água no rio Mogi Guaçu na simulação de rompimento por <i>piping</i> da PCH Mogi Guaçu no trecho entre a PCH Mogi Guaçu e a junção com o rio Pardo. (FCTH, 2013).....	170
Figura 91 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do GoogleEarth resultantes da simulação do rompimento da PCH Mogi Guaçu por <i>piping</i> . (FCTH, 2013)	171
Figura 92 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da PCH Mogi Guaçu por <i>piping</i> . (FCTH, 2013)	172

Figura 93 – Mancha de inundação sobre as imagens do Google Earth gerada com diferentes MDTs para a região da cidade de Mogi Guaçu.	174
Figura 94 – Comparação da precipitação observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-033.	175
Figura 95 – Comparação da precipitação observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-043.	176
Figura 96 – Comparação da precipitação observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-075.	176
Figura 97 – Histograma dos erros entre precipitação prevista com 1 dia de antecedência e a observada para todos os postos observados.	177
Figura 98 – Histograma dos erros entre precipitação prevista com 5 dias de antecedência e a observada para todos os postos observados.	178
Figura 99 – Comparação da precipitação acumulada observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-033.	179
Figura 100 – Comparação da precipitação acumulada observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-043.	179
Figura 101 – Comparação da precipitação acumulada observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-075.	180
Figura 102 – Histograma dos erros entre precipitação acumulada prevista com 1 dia de antecedência e a observada para todos os postos observados.	181
Figura 103 – Histograma dos erros entre precipitação acumulada prevista com 5 dia de antecedência e a observada para todos os postos observados.	181
Figura 104 – Comparação dos valores de vazão calculados e observado para o posto 4C-001.	183
Figura 105 – Histograma dos erros entre a vazão calculada pelo SMAP resultante da precipitação observada e a vazão observada no posto fluviométrico.	184
Figura 106 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação observados nos postos do DAEE.	184
Figura 107 – Histograma dos erros entre vazão resultante da precipitação prevista com 1 dia de antecedência e a observada.	185
Figura 108 – Histograma dos erros entre vazão resultante da precipitação prevista com 5 dias de antecedência e a observada.	186
Figura 109 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação previstos com 1 dia de antecedência pelo CPTEC.	186

Figura 110 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação previstos com 5 dias de antecedência pelo CPTEC.....	187
Figura 111 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação previstos ajustados com 1 dia de antecedência.	188
Figura 112 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação previstos ajustados com 5 dias de antecedência.	189
Figura 113 – Localização dos pontos das redes simuladas no CLiv+ e HEC-RAS.	190
Figura 114 – Resultado da simulação do HEC-RAS no período utilizado para calibração do Cliv+.	191
Figura 115 – Comparação entre os resultados observados e calculados pelo HEC-RAS.....	192
Figura 116 – Hidrograma resultante do rompimento da PCH Mogi Guaçu.	193
Figura 117 – Comparação entre vazões calculadas pelo HEC-RAS e CLiv +.	194
Figura 118 – Comparação entre níveis d'água calculados pelo HEC-RAS e CLiv +.	194
Figura 119 – Comparação entre as manchas de inundação geradas pelo HEC-RAS e pelo CLiv+ na região da cidade de Mogi Guaçu. Adaptado de Google Earth, 2013.	195
Figura 120 – Comparação entre as manchas de inundação geradas pelo HEC-RAS e pelo CLiv+ em uma região com meandros próxima à cidade de Guataporã. Adaptado de Google Earth, 2013.....	196
Figura 121 – Comparação entre as manchas de inundação geradas pelo HEC-RAS e pelo CLiv+ na região final do canal simulado. Adaptado de Google Earth, 2013.	196

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estudos para determinação dos Parâmetros da Brecha Baseados em Estudos de Caso. Adaptado de (WAHL T. L., 1998).	43
Tabela 2 – Estudos para determinação da Vazão de Pico Baseados em Estudos de Caso. Adaptado de (WAHL T. L., 1998).	44
Tabela 3 – Modelos com Embasamento Físico para Modelagem de Brecha. Adaptado de (SINGH e SCARLATOS, 1988 ; WURBS, 1987 <i>apud</i> WAHL, 1998). ..	44
Tabela 4 – Padrão de Exatidão Cartográfica (PEC) para a Escala 1:50.000 (LUCCI R. M., MARTINS, CASTRO, MACEDO, & SILVA, 2011)	72
Tabela 5 – Características da UHE Caconde. Fonte: modificado de (AES TIETÊ, 2011)	92
Tabela 6 – Características da UHE Euclides da Cunha. Fonte: modificado de (AES TIETÊ, 2011)	95
Tabela 7 – Características da UHE limoeiro. Fonte: modificado de (AES TIETE, 2011)	97
Tabela 8 – Características da PCH Mogi Guaçu. Fonte: modificado de (AES TIETE, 2011)	100
Tabela 9 – Estações pluviométricas utilizadas em cada sub-bacia do rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2012)	103
Tabela 10 – Estações pluviométricas utilizadas em cada sub-bacia do rio Pardo. (FCTH, 2012)	105
Tabela 11 – Parâmetros e inicializações encontrados por meio da calibração do modelo SMAP para sub-bacias do rio Pardo e Mogi Guaçu. (FCTH, 2012)	113
Tabela 12 – Coeficientes encontrados para a avaliação da calibração e validação do modelo para as sub-bacias dos rios Pardo e Mogi Guaçu. (FCTH, 2012)	113
Tabela 13 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho entre as UHEs Caconde e Euclides da Cunha. (FCTH, 2012)	114
Tabela 14 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2012)	116
Tabela 15 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho a jusante da UHE Limoeiro. (FCTH, 2012)	117

Tabela 16 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho a jusante da UHE Limoeiro (continuação). (FCTH, 2012).....	118
Tabela 17 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho a jusante da PCH Mogi Guaçu no rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2012).....	119
Tabela 18 – Coeficientes obtidos na calibração e validação do modelo para a divisão de trechos dos rios Pardo e Mogi Guaçu considerada. (FCTH, 2012).....	120
Tabela 19 – Vazões defluentes das usinas utilizadas na simulação por patamares na rede dos rios Pardo e Mogi Guaçu. (FCTH, 2013).....	125
Tabela 20– Resultados encontrados na simulação do cenário das vazões por patamares da UHE Caconde. (FCTH, 2013).....	127
Tabela 21 – Resultados encontrados na simulação do cenário das vazões por patamares da UHE Euclides da Cunha. . (FCTH, 2013).....	130
Tabela 22 – Resultados encontrados na simulação do cenário das vazões por patamares da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)	134
Tabela 23 – Resultados encontrados na simulação do cenário das vazões por patamares da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2013).....	138
Tabela 24 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por <i>overtopping</i> da UHE Caconde. . (FCTH, 2013).....	142
Tabela 25 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por <i>overtopping</i> da UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2013).....	146
Tabela 26 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por <i>overtopping</i> da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013).	150
Tabela 27 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por <i>overtopping</i> da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2013).....	153
Tabela 28 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por <i>piping</i> da UHE Caconde. (FCTH, 2013).....	157
Tabela 29 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por <i>piping</i> da UHE Euclides da Cunha. . (FCTH, 2013)	162
Tabela 30 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por <i>piping</i> da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013).....	166
Tabela 31 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por <i>piping</i> da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)	169
Tabela 32 – Resultados das Classificações dos MDTs de acordo com os PECs. ..	173

LISTA DE ABREVIATURAS

ANA	Agência Nacional de Águas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
ARPS	Advanced Regional Prediction System
ASTER GDEM	Advanced Spacebone Thermal Emission and Reflection Radiometer Global Digital Elevation Model
BUREC	Bureau of Reclamation
CAPS	Center of Analysis and Prediction of Storms
CBGB	Comitê Brasileiro de Grandes Barragens
CESP	Companhia Energética de São Paulo
CHERP	Companhia Hidroelétrica do Rio Pardo
CN	Curve Number
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
CPTEC	Centro de Previsão de Tempo e Estudos Climáticos
CTH	Centro Tecnológico de Hidráulica
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
FERC	Federal Energy Regulatory Commission
HEC	Hydrologic Engineering Center
IBAMA	Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Renováveis
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICOLD	International Commission on Large Dams
INPE	Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais

IWR	Institute for Water Resources
LPI	Local Partial Inertial
MDT	Modelo Digital de Terreno
METI	Ministério da Economia Comércio e Indústria do Japão
NASA	National Aeronautics and Space Administration
NCEP	National Center for Environmental Prediction
NGA	National Geospatial-Intelligence Agency
NWS	National Weather Service
PAE	Plano de Ação Emergencial
PCH	Pequena Central Hidrelétrica
PEC	Padrão de Exatidão Cartográfica
PNSB	Plano Nacional de Segurança de Barragem
PSB	Plano de Segurança de Barragem
RSB	Relatório de Segurança de Barragens
SCS	Soil Consevation Service
SGAE	Sistema de Gerenciamento de Ações Emergenciais
SIGRH	Sistema de Informações para Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo
SMAP	Soil Moisture Accounting Procedure
SNISB	Sistema Nacional de informações sobre Segurança de Barragens
SOSEm	Sistema de Operação em Situação de Emergência
SRTM	Shuttle Radar Topography Mission
UGRHI	Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos
UHE	Usina Hidrelétrica
UNESP	Universidade Estadual Paulista

UNET

Unsteady NET workmodel

LISTA DE VARIÁVEIS

A	Área da seção
Ad	Área de drenagem
Ai	Abstração inicial
b	Largura final na base da brecha (base da soleira espessa)
β	Coeficiente da quantidade de movimento
C_a	Coeficiente de submergência
$Capc$	Coeficiente associado à capacidade de campo
C_d	Coeficiente de descarga
Eb	Escoamento básico
$Ebin$	Vazão básica inicial
Ed	Escoamento direto
EM	Erro médio
EMQ	Erro médio quadrático
Ep	Evaporação potencial
Er	Evapotranspiração real
Es	Escoamento superficial
g	Aceleração da gravidade
H	Carga hidráulica sobre a soleira
h_{bm}	Altura final da base da brecha
h_d	Altura da água através da brecha
h_f	Altura de galgamento para início da formação da brecha
H_j	Profundidade do escoamento a jusante da soleira

H_m	Profundidade do escoamento a montante da soleira
K_{2t}	Constante de recessão do escoamento superficial
K_{kt}	Constante de recessão do escoamento básico
k_o	Parâmetro utilizado no cálculo da formação de brecha
L	Comprimento de soleira
λ	Erro relativo quadrático
M	Massa do sistema
n	Coeficiente de Manning
NA	Cota do nível d'água
η	Coordenada eta
P	Precipitação
p_{ref}	Pressão de referência da atmosfera
p_s	Pressão na camada inferior
p_t	Pressão no topo do domínio (50 hpa - modelo ETA)
ρ_o	Parâmetro de não linearidade da formação da brecha
ϕ	Fator de ponderação no espaço
Q	Vazão
Q_E	Vazão de entrada
Q_S	Vazão de saída
R^2	Coeficiente de correlação
Rec	Recarga subterrânea
R_{solo}	Reservatório do solo na zona aerada
R_{sub}	Reservatório subterrâneo na zona aerada
R_{sup}	Reservatório da superfície da bacia
S	Armazenamento

S_f	Declividade da linha de energia
S_o	Declividade do canal
Str e Sat	Capacidade de saturação do solo
$Supin$	Vazão superficial inicial
t_b	Tempo da formação da brecha
$Tuin$	Teor de umidade inicial
Θ	Fator de ponderação no tempo
V	Velocidade média
V_r	Volume do reservatório
x_i e y_i	Coordenadas do ponto vizinho
y	Nível d'água
y_c	Profundidade crítica
z	Inclinação
z_i	Cota do ponto vizinho
Z_s	Altitude na camada inferior

SUMÁRIO

1	Introdução	1
1.1	Antecedentes	1
1.2	Estrutura do Trabalho.....	6
2	Objetivos	9
2.1	Objetivo Geral	9
2.2	Objetivo Específico.....	9
3	Emergências em Sistemas Hídricos.....	10
3.1	Acidentes Recentes	10
3.2	Histórico do Tema Segurança de Barragens em Diversos Países.....	14
3.3	Legislação no Brasil	18
3.4	Planos de Ação Emergencial	24
4	Modelagem de Apoio	28
4.1	Modelagem Atmosférica.....	28
4.1.1	Conceitos gerais e aplicações	28
4.1.2	O modelo ETA	31
4.2	Modelagem Hidrológica.....	35
4.2.1	Conceitos gerais e aplicações	35
4.2.2	O modelo SMAP	37
4.3	Modelagem de Reservatórios	40
4.4	Modelagem da Formação da Brecha	41
4.5	Modelagem Hidrodinâmica em Canais.....	51
4.5.1	Equações básicas para escoamento Unidimensional (1D).....	52
4.5.2	Métodos numéricos para a resolução das equações de Saint-Venant ..	60
4.5.3	Aplicativos correntes para modelagem hidrodinâmica.....	67
4.6	Modelo Digital de Terreno (MDT)	69
5	Materiais e Métodos	74

5.1	Descrição Geral e Condicionantes Legais	74
5.2	Calibração dos Modelos	77
5.3	Cenários Simulados	81
5.4	Caracterização dos Resultados	83
5.5	Avaliação do Sistema	87
5.5.1	Avaliação de previsão de precipitação	88
5.5.2	Comparação de manchas geradas em diferentes MDT	88
5.5.3	Comparação entre modelos: Cliv+ e HEC-RAS	89
6	Estudo de Caso – Rios Pardo e Mogi Guaçu – UHEs Caconde, Euclides da Cunha, Limoeiro e PCH Mogi Guaçu.	90
6.1	Descrição dos Aproveitamentos	90
6.1.1	UHE Caconde	91
6.1.2	UHE Euclides da Cunha	93
6.1.3	UHE Limoeiro (Armando Salles de Oliveira)	96
6.1.4	PCH Mogi Guaçu	99
6.2	Dados Utilizados para Simulação	101
6.3	Histórico de Acidentes e Regiões Urbanas nos Vales de Jusante	110
6.4	Resultados da Calibração	112
6.5	Resultados da Simulação	124
6.5.1	Simulação das vazões por patamares	124
6.5.2	Simulação de rompimento por <i>overtopping</i>	141
6.5.3	Simulação de rompimento por <i>piping</i>	157
7	Análise Crítica	173
7.1	Comparação entre Diferentes MDTs	173
7.2	Avaliação da Previsão de Precipitação	175
7.3	Comparação entre Modelos CLiv+ e HEC-RAS	189
8	Conclusões e Recomendações	198

9	Referências Bibliográficas.....	204
	ANEXO I – Hidrogramas utilizados na calibração e validação do modelo hidrológico	211
	ANEXO II – Limnigramas utilizados na calibração e validação do modelo hidráulico.	219

1 INTRODUÇÃO

1.1 Antecedentes

As barragens têm grande importância no aproveitamento e na gestão dos recursos hídricos tendo em vista as diversas atividades que possibilita. Dentre essas, pode-se destacar a geração de energia, regularização de vazão e armazenamento para abastecimento público.

Com relação aos impactos gerados para realização dessas atividades, estes foram agrupados em três ordens (ALMEIDA, 2001). O impacto de primeira ordem é relativo à inundação na região de montante, na área de seu reservatório, podendo implicar na realocação de populações. O impacto de segunda ordem é caracterizado pelas modificações decorrentes das variações no regime natural de cheias ou da variação de vazão resultante da operação das barragens. Nesses dois casos, o ecossistema o qual a barragem está inserida, é fortemente afetado. O impacto de terceira ordem é relacionado à situação de falha ou ruptura, sendo o vale de jusante ameaçado.

Dentre as ordens apresentadas, são de grande importância os impactos de segunda e terceira ordens. Isso ocorre pois, uma vez construída, a barragem regulariza as vazões na região de jusante, reduzindo os impactos nessa área. Esse evento gera uma maior sensação de segurança na população dos vales, de forma que há um aumento da ocupação dessa região, que ocorre, por vezes, de maneira irregular. Como resultado, tem-se que essa ocupação gera um grande risco, uma vez que pode existir a necessidade de liberação de grandes vazões ou pode ocorrer o colapso da barragem, comprometendo a região de jusante.

O estudo de segurança de barragens, leva à necessidade da definição do conceito de risco. Isso ocorre porque há uma necessidade de incorporar uma quantificação do estado de segurança e, conseqüentemente, da incerteza relacionada a esse estado (VISEU, 2006).

O conceito de risco pode englobar diversas dimensões. Segundo Viseu (2006), está associado a aspectos psicológicos do indivíduo ou da sociedade, decorrentes de fenômenos inter-subjetivos ou de construção social, estando associado a uma métrica certeza frente a eventos possíveis e futuros. Assim, percebe-se que risco pode ser conceituado sobre diferentes pontos de vista de acordo com a disciplina científica que o realiza. Ainda segundo Viseu (2006), na área da engenharia, risco envolve probabilidades de ocorrência e perdas associadas.

Quanto à formulação para o cálculo do risco, tem-se que este é o produto do risco potencial pela probabilidade de ocorrência de um evento associado a este risco, considerando também as consequências da falha. Risco potencial é definido como aquele que avalia toda e qualquer possibilidade de dano que possa ocorrer na área de inundação como consequência de uma cheia, independente de sua probabilidade (VISEU, 2006). Visto isso, chega-se a expressão apresentada abaixo:

$$Risco = P \begin{bmatrix} \text{ocorrência} \\ \text{da} \\ \text{solicitação} \end{bmatrix} \times P \begin{bmatrix} \text{falha} \\ \text{decorrente} \\ \text{solicitação} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \text{consequências} \\ \text{da} \\ \text{falha} \end{bmatrix} \quad (1.1)$$

Analizando os termos da equação apresentada, tem-se que a primeira é probabilidade de ocorrência de uma solicitação a que a barragem está sujeita. Essa solicitação pode decorrer de diversos eventos como os de origem hidrológica, sísmico além de eventos à montante como deslizamento de terra. O segundo termo está relacionado a como a barragem irá se comportar quando solicitada. (BALBI, 2008). O conhecimento relacionado às duas primeiras incógnitas, condições de solicitação e resposta da barragem, é imperfeito ou incompleto. Isso pode resultar em graus discrepantes na análise de risco relativo à barragem (VISEU, 2006).

Quanto às consequências da falha, tem-se que este fator está associado ao grau de perigo do evento, à vulnerabilidade do vale e à exposição. Segundo Viseu (2006), esses fatores podem ser resumidos como a porcentagem do valor exposto ao risco que pode ser de fato perdida, em função do grau de

perigo, da resistência dos bens e da resposta dos indivíduos e da sociedade nas zonas de jusante.

Desta maneira, percebe-se que a ocorrência de acidentes em barragens pode levar a situações de emergência, no sentido de ocorrência de qualquer situação crítica ou acidente imprevisto que coloque em perigo a segurança da barragem ou do vale (ALMEIDA, 2001). E, tendo visto o conceito de risco e como seu cálculo é realizado, percebe-se que atingir uma condição de risco nulo é impossível. Assim, apenas a possibilidade dessa ocorrência já é justificativa suficiente para o estudo dessa situação, tendo em vista a altíssima responsabilidade associada ao evento. Essa responsabilidade abrange os diversos agentes envolvidos na situação, desde os técnicos responsáveis pelo projeto, controle e operação da barragem até as autoridades públicas, que atuam e fornecem recursos econômicos e humanos necessários à gestão. Desta forma, faz-se necessário gerenciar o risco, de forma que esteja em níveis aceitáveis para a sociedade (VISEU, 2006).

A gestão dos riscos é o conceito que tem sido utilizado para definir o enquadramento e a aplicação de metodologias de resposta aos problemas de segurança integrada da barragem e do vale (ALMEIDA, 2001). É tratada de forma diferente em cada região, de acordo com as características e demandas a serem atendidas. Assim, conforme a disponibilidade de recursos e da percepção de risco da sociedade e das autoridades, produtos diferentes são propostos. O resultado dessa interação de fatores propiciará um diferente grau de vulnerabilidade da região de jusante. De forma geral, o conjunto de ações a serem realizadas no caso de ocorrência de uma emergência é apresentado nos Planos de Ações Emergenciais (PAE).

A definição de segurança de barragem, segundo a Lei 12.334 (BRASIL, 2010), é a condição que visa manter a sua integridade estrutural e operacional e a preservação da vida, da saúde, da propriedade e do meio ambiente. Assim, de acordo com os fundamentos dessa mesma lei, a segurança de uma barragem deve ser considerada nas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e vertimento, operação, desativação e de usos futuros.

Analizando ainda o aspecto de segurança de barragem, pode-se estudar separadamente os aspectos estruturais e geotécnicos, hidráulicos, operacionais e ambientais. Dessa maneira, a segurança estrutural e geotécnica caracteriza-se pela capacidade de satisfazer as exigências de comportamento estrutural, associadas às diversas etapas de implantação, operação e também de eventos excepcionais. Com relação à segurança hidráulica, tem-se que essa é relacionada à capacidade de comportamento hidráulico dos órgãos de segurança e exploração da barragem. Quanto à segurança operacional, esta é a capacidade de satisfazer as exigências de comportamento pela funcionalidade dos órgãos de segurança e exploração. E, por último, tem-se segurança ambiental, que é o respeito aos limites de incidências sobre o meio ambiente, em destaque sobre os meios populacionais e produtivos (ALMEIDA, 2001).

Para garantir todos os aspectos de segurança acima listados, faz-se necessário o desenvolvimento e a implementação dos PAEs, que apresentam as ações a serem implementadas pelo empreendedor da barragem, uma vez ocorrida a emergência, e ainda a identificação dos agentes a serem notificados. O PAE, segundo Balbi (2008), é dividido em duas partes; o plano interno e externo. O primeiro contempla as ações de detecção do problema, tomada de decisões e notificação dos agentes envolvidos. Neste plano são apresentados os cenários de emergência formados pelas emergências hidrológicas, como a ocorrência de vazões de grande tempo de retorno, e estruturais, como é o caso do rompimento por *piping*. Para cada cenário de emergência, são apresentados os mapas de inundação resultantes, verificando os pontos atingidos. O plano externo contempla os sistemas de alerta às populações atingidas e o procedimento para sua retirada (BALBI, 2008).

A preocupação com relação a acidentes em barragens tem crescido devido a sua ocorrência em diversos países e aos problemas gerados na área de jusante. Outro ponto que tem trazido o tema de segurança de barragens à grande exposição é a recente legislação aprovada no Brasil, motivando grandes progressos. Em setembro de 2010 a lei nº 12.334 foi criada, estabelecendo a Política Nacional de Segurança de Barragem (PNSB) e criando o Sistema Nacional de Segurança de Barragens (SNSB).

A lei também estabeleceu os instrumentos da PNSB, dentre os quais se destaca o sistema de classificação de barragens por categoria de risco e por dano potencial associado e o Plano de Segurança de Barragem (PSB). Assim, quando exigido, o PSB deve conter o PAE. O conteúdo do plano precisa contemplar a identificação e análise de possíveis situações de emergência, procedimentos de identificação e notificação de mau funcionamento ou de condições potenciais de ruptura, procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situação de emergência e estratégia e meio de divulgação e alerta para as comunidades potencialmente afetadas no caso de ocorrer uma emergência. Assim, para este plano devem ser realizados estudos quanto à operação em caso de eventos extremos e de rompimento da barragem de forma a possibilitar o planejamento de ações de emergência.

Para a realização do PAE, faz-se necessário o entendimento da situação de emergência sendo a modelagem computacional uma importante ferramenta utilizada.

No entanto, a modelagem de um evento emergencial em barragens é complexa. Isso ocorre devido às grandes incertezas envolvidas nos processos de modelagem da cheia de ruptura, modelagem quanto à formação da brecha, além dos erros provenientes da imprecisão dos dados de entrada. Com relação a esse último, tem-se a dificuldade da determinação dos hidrogramas de entrada e da caracterização das seções de jusante.

Desta forma, este estudo apresenta um protótipo de união de diversos modelos para estudo de situações emergenciais e previsão de seus impactos, tendo como estudo de caso a aplicação ao conjunto de quatro barragens nos rios Pardo e Mogi Guaçu. Este conjunto de instrumentos inicia-se com um modelo de previsão de precipitações, denominado modelo atmosférico, para a geração dos dados de previsão de chuva. Tendo essa informação, será utilizado o modelo chuva-vazão para determinar as contribuições nos rios e reservatórios. Com esses dados, o modelo hidrodinâmico indicará a translação da onda de cheia proveniente dos eventos previstos e, em caso de emergência, o impacto decorrente desta situação, podendo esta ser uma cheia excepcional ou uma situação de ruptura da barragem, com o auxílio de um Modelo Digital de Terreno (MDT). Com os resultados das simulações,

juntamente com as características das usinas e da região de jusante, obtém-se as informações necessárias para elaboração do PAE de cada usina.

O objeto de estudo, portanto, será a verificação desta união de modelos utilizados por meio da análise de alguns de seus fatores como verificação da qualidade da previsão da precipitação, comparação entre diferentes modelos digitais de terreno e comparação entre o aplicativo de simulação de rompimento de barragem utilizado, CLiv+ e o HEC-RAS. Desta forma, busca-se verificar a validade das respostas encontradas e a determinação de quais pontos podem ser melhorados.

1.2 Estrutura do Trabalho

O presente estudo tem como objetivo a apresentação de modelos que, interagindo entre si, fornecem informações para auxílio da gestão da segurança dos vales de barragem. E, após essa apresentação, uma série de avaliações foram realizadas sobre esses modelos, de forma a validar seus resultados. Para alcançar tal objetivo, o presente documento foi dividido conforme apresentado a seguir:

No **Capítulo 1**, Introdução, tem-se a apresentação de um breve histórico relacionado à temática de segurança de barragens e fatores que fomentaram esse estudo e justificaram sua execução.

No **Capítulo 2**, Objetivos, são apresentados os principais objetivos que norteiam o trabalho e os objetivos específicos, decorrentes do primeiro.

No **Capítulo 3**, Emergências em Sistemas Hídricos, o tema de segurança de barragens é abordado de forma que uma revisão bibliográfica sobre o assunto foi realizada. Dessa maneira, inicialmente o capítulo trata de recentes acontecimentos relacionados à segurança de barragens. Em seguida é apresentado como o tema de segurança de barragens foi abordado ao longo dos anos em diversos países. Por fim, trata-se de como o tema evoluiu no Brasil, focando no tratamento legal, chagando-se aos Planos de Ações Emergenciais exigidos e quais informações necessárias para sua execução.

No **Capítulo 4**, Modelagem de Apoio, os diversos modelos utilizados assim como o embasamento teórico de cada um, são descritos. Desta maneira tem-se a apresentação do modelo atmosférico, com foco no ETA, e do modelo hidrológico, no SMAP. Tem-se, também, a modelagem nos reservatórios e da hidrodinâmica nos canais, apresentando-se os aplicativos que realizam essa função, CLiv+ e HEC-RAS. E, por último, há a modelagem digital de terrenos, exemplificando com alguns modelos disponíveis.

No **Capítulo 5**, Materiais e Métodos, é descrito como os modelos interagem para produção de informações para elaboração dos PAEs. Além disso, apresenta o método utilizado para a calibração dos modelos hidrológico e hidráulico. Apresenta, também, quais os cenários simulados e como os resultados decorrentes destas simulações serão apresentados. Por fim, são apresentadas as formas de avaliação do sistema em detalhe. Desta maneira, esse capítulo foca no método utilizado no estudo.

No **Capítulo 6**, Sistema de Gestão de Emergências Hídricas, é descrito como os modelos interagem para produção de informações necessárias à elaboração dos PAEs. Além disso, apresenta-se o método utilizado para a calibração dos modelos hidrológico e hidráulico. Detalha-se, também, quais os cenários que foram simulados e como os resultados decorrentes destas simulações serão disponibilizados. Por fim, tem-se as formas de avaliação do sistema em detalhes. Desta maneira, esse capítulo apresenta o método utilizado no estudo.

No **Capítulo 7**, Estudos de Caso – Rios Pardo e Mogi Guaçu, é realizada uma descrição dos aproveitamentos analisados, incluindo um subitem dedicado ao histórico de acidentes que ocorreram na região. Além disso, são apresentados os dados necessários para as simulações e de quais fontes eles foram obtidos. Em seguida, tem-se os resultados decorrentes da calibração e simulação dos cenários pré-definidos. Esses resultados foram obtidos por meio do estudo SGAE realizado pela Fundação Centro Tecnológico em Hidráulica (FCTH) para a AES Tietê.

No **Capítulo 8**, Análise Crítica, o sistema de modelos e os resultados anteriormente apresentados são validados por meio de três avaliações sendo elas a comparação entre diferentes MDTs, avaliação da previsão de

precipitação e comparação entre o modelo utilizado, CLiv + e o HEC-RAS. Por meio destes resultados é possível verificar a aplicabilidade do sistema e realizar sua avaliação.

No **Capítulo 9**, Conclusões e Recomendações, são apresentadas as últimas considerações a respeito dos resultados encontrados no trabalho e recomendações para futuros trabalhos.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Essa pesquisa tem como objetivo a apresentação de um sistema de modelos matemáticos e sua avaliação para utilização como ferramenta para auxiliar a elaboração de planos de ação emergencial.

2.2 Objetivo Específico

Decorrente do objetivo geral, os seguintes objetivos específicos foram traçados:

- Apresentação de modelos atmosférico, hidrológico, de reservatórios, hidrodinâmico e digitais de terreno para utilização no apoio à gestão de riscos nos vales de jusante;
- Apresentação da interação entre os modelos citados;
- Apresentação da calibração dos modelos e dos resultados das simulações para diferentes cenários para o estudo de caso apresentado;
- Avaliação dos modelos apresentados por meio da comparação entre diferentes MDTs, avaliação dos dados de previsão de precipitação e comparação dos aplicativos de modelos hidrodinâmicos CLiv + e HEC-RAS.

3 EMERGÊNCIAS EM SISTEMAS HÍDRICOS

3.1 Acidentes Recentes

Com relação aos recentes acidentes, podemos destacar alguns ocorridos no Brasil como o ocorrido em maio de 2009 na barragem dos Algodões no Piauí, na divisa com o estado do Ceará. Esse acontecimento resultou no aumento de até 5 m do rio Pirangi e afetou 11 povoados além dos municípios de Cocal e Buriti dos Lopes (Lauriano, 2009).

Figura 1 – Rompimento da barragem de Algodões – PI – (CARVALHO & PARAJARA, 2009)

Em junho de 2010, também ocorreu uma série de rompimentos nos estados de Pernambuco e Alagoas, causando uma grande inundação na região. O Açude das Nações, com 12 metros de altura, sofreu um galgamento que levou a sua ruptura. A onda de cheia se propagou no rio Papacacinha afetando a cidade de Bom Conselho e seguindo pelo rio Paraíba, atingindo municípios alagoanos.

Figura 2 – Rompimento do Açude das Nações – PE – (Zona de Risco, 2010)

Outro acidente recente ocorreu em janeiro de 2012, sendo este o rompimento de um dique na região dos Campos de Goytacazes no estado do Rio de Janeiro. Este rompimento aconteceu nas margens da BR-356, abrindo uma brecha de aproximadamente 20 m na rodovia.

Figura 3 – Rompimento do dique próximo à região dos Campos de Goytacazes (TEIXEIRA, 2012)

Outros eventos recentes que chamam a atenção para o tema são alertas falsos de rompimentos de barragens, levando à população das cidades localizadas a jusante a um estado de pânico e caos. Um exemplo foi o boato de rompimento de uma barragem em Alfredo Chaves no Espírito Santo em dezembro de 2012, demonstrando dois problemas relacionados à situação de emergência que seriam a propagação e divulgação de uma informação falsa e a falta de preparo da população para tal situação, de forma que várias pessoas sofreram acidentes, como atropelamentos, na tentativa de sair da cidade.

Com relação a acidentes fora do Brasil, um recente rompimento foi o da barragem de Fujinama no Japão em 2011, decorrente de um terremoto. Isso ocorreu tendo em vista que o reservatório se encontrava cheio quando da ocorrência do terremoto, de forma que ocorreu o galgamento da barragem, acarretando na formação de uma brecha no maciço. Outro evento de grande repercussão ocorreu em outubro de 2012, com a passagem do furacão Sandy resultando no rompimento de uma barragem nos Estados Unidos.

A barragem se localizava no norte do estado de Nova Jersey e causou inundações nas cidades de Moonachie, Little Ferry e Carlstadt, nas quais o nível d'água chegou a atingir níveis entre 1,2 e 1,5 metros (BASES & KRUDY, 2012). Esse acidente, ainda que grave, não foi tão devastador quanto os acidentes oriundos do rompimento dos diques em New Orleans em agosto de 2005, devido ao furacão Katrina. A passagem do furacão resultou no rompimento de mais de cinquenta diques o que levou ao alagamento de 80% da cidade. Esse evento resultou na morte de 1.118 pessoas e desaparecimento de outras 135 (ASCE, 2007). A condição do local pode ser analisada por meio da Figura 4 e da Figura 5 apresentadas a seguir:

Figura 4 – Galgamento dos diques na região leste de New Orleans. (ASCE, 2007)

Figura 5 – Inundação em New Orleans resultante do rompimento dos diques. (ASCE, 2007)

3.2 Histórico do Tema Segurança de Barragens em Diversos Países

Analisando-se o contexto em que os PAEs foram desenvolvidos, tem-se que, normalmente, os desastres oriundos da ruptura de barragem constituíram motivação para o desenvolvimento de legislação relacionada à segurança do vale a jusante e da própria barragem (BALBI, 2008). Assim, acidentes como o da barragem de Vajont, na Itália, em 1963, e o de Baldwin Hills, nos Estados Unidos, em 1963, (ICOLD, 1995) voltaram a atenção de governantes de diversos países para o assunto. Desta maneira, este período foi caracterizado por diversos documentos acerca deste tema.

Analisando-se os acontecimentos relacionados à segurança de barragem, tanto no âmbito da legislação quanto na ocorrência de acidentes, podemos iniciar na França. Em 1959, tem-se o acidente de Malpasset, barragem localizada no sul do país, resultando em um total de 421 mortes (BALBI, 2008). Em 1966 havia o Regulamento de Segurança e em 1968 surge o Decreto de Maio sendo apresentados nestes documentos a obrigatoriedade da preparação de planos de alerta e de socorro das populações localizadas nos vales de jusante, além da determinação dos mapas de inundação. Com relação a esse mesmo país, tem-se que no ano 1994 houve uma atualização destas regras (ALMEIDA, 2001).

Nos Estados Unidos, em 1929, houve o início do programa de segurança do Estado da Califórnia, ocorrido após o acidente na barragem de St. Francis em 1928. Desde então, as barragens estavam sob supervisão do governo federal (BALBI, 2008). O grande desenvolvimento de regulamentos relacionados à segurança de barragem neste país ocorreu nos anos 70 e 80. Assim, o Dam Safety Guidelines (ICOLD, 1987) foi produzido pelo ICOLD e outras recomendações e procedimentos técnicos, como os provenientes das agências federais, Bureau of Reclamation (BUREC) e a Federal Energy Regulatory Commission (FERC), foram gerados. Dentro deles, pode-se destacar a presença de planos de emergência e de evacuação, treinos e exercícios (ALMEIDA, 2001).

Em 1976 ocorre o rompimento da barragem de Teton. Esse rompimento afeta a região de jusante, onde havia 25.000 habitantes. No entanto, havia para região um plano de emergência, de forma que o número de total de mortes foi de 11 pessoas. Assim, esses fatos resultam nos documentos “Presidential Memorandum”, em outubro de 1979 e nos “Federal Guidelines for Dam Safety”, em junho de 1979. Este último é o resultado de um processo de revisão de procedimentos e critérios adotados por agências federais, iniciado em 1977.

No Canadá, em setembro de 1978, foi criada a Dam and Canal Safety Regulation, na província de Alberta, fazendo desta a primeira região com regulação que cobria a segurança desse tipo de estrutura. Assim, dentre os objetivos do Dam Safety Program pode-se destacar a produção e mantimento de um inventário das barragens, determinação de danos potenciais associados a uma estrutura, inspeção de barragens e recomendação de reparos e ações para garantir que planos de ação de emergência sejam escritos para barragens de grande risco. Em 1988, passa a ser exigido que os donos de barragem preparem o PAE (HOUSTON, 1990).

Na Itália, em 1986 e 1987 duas circulares técnicas foram promulgadas (ALMEIDA, 2001). Por meio dessas circulares, ficavam, os responsáveis pela barragem, obrigados a realizar estudos relacionados às áreas de risco de jusante, sendo esse risco relacionado a inundações provenientes de rupturas e descargas decorrentes de situações de emergência (ITALIA, 1986).

Na década de noventa, diversos países europeus voltaram sua atenção para o desenvolvimento de novas regulamentações que considerem a segurança das regiões de jusante. Nesse novo contexto, planos de ação emergencial e sistema de alerta às populações passaram a ser exigidos. Dentre os países europeus que passaram por esse processo, pode-se citar Portugal, Espanha, Suécia, Finlândia e Noruega (ALMEIDA, 2001).

Na Grã-Breanha, a edição de 1996 do Guia Técnico elaborado pelo The Institution of Civil Engineers inclui na classificação de barragens os danos causados por essa estrutura em caso de rompimento (ALMEIDA, 2001). Dessa forma, apresenta as considerações relativas à segurança dos vales de jusante. No entanto, as preocupações com segurança de barragens já eram antigas como pode ser observado pela promulgação do “Reservoirs Act” em 1930. Por

meio deste documento, as responsabilidades foram atribuídas aos proprietários de barragens e regras para operação e construção foram definidas. Percebe-se, assim, que essas preocupações relativas à segurança eram focadas apenas na estrutura da barragem.

Fazendo essa análise dos diversos países é possível perceber o interesse dos mesmos pela área de segurança de barragens. De forma semelhante, esse movimento ocorreu no Brasil. As primeiras ações nesse sentido começaram na década de 70, por meio de ações difusas como resposta a problemas que aconteciam em cada região. Exemplo disso foi a emissão do Decreto nº 10752 (SÃO PAULO, 1977) dispondo sobre a segurança de barragens e recomendando auditorias técnicas no Estado de São Paulo. Esse decreto surgiu como uma resposta aos acidentes ocorridos nas barragens de Euclides da Cunha e Limoeiro, porém nunca foi implementado.

Ainda na década de 70 e início de 80, o Comitê Brasileiro de Grandes Barragens (CBGB) editou as “Diretrizes para Inspeção e Avaliação da Segurança de Barragens em Operação” (CIGB/ICOLD, 1983), seguindo as recomendações do International Commission on Large Dams (ICOLD), e as tendências mundiais no assunto. Em 1986, editou “Recomendações para Formulação e Verificação de Critérios e Procedimentos de Segurança de Barragem” (CBGB, 1986), que tinha como objetivo apresentar procedimentos seguros relacionados às barragens, desde seu projeto até a manutenção, fazendo-o através de aspectos metodológicos. Após esse fato, houve a publicação do “Cadastro Brasileiro de Deterioração de Barragens no Brasil” (CBGB, 1991) e, em 1996, publicou “Auscultação e Instrumentação de Barragens no Brasil” (CBGB, 1996).

Em 1988, o Ministério de Minas e Energia criou um grupo de trabalho que tinha como objetivo normalizar procedimentos preventivos e de manutenção relacionados às barragens existentes. Esse grupo, criado em 1989, elaborou um relatório apresentando diversos pontos relacionados à periodicidade de inspeção, manutenção e ações a serem tomadas em ocorrendo acidentes e responsabilidades.

Em 1996 e 1997, o CBGB, por meio da Comissão de Deterioração e Reabilitação de Barragens, elaborou uma minuta propondo a criação do

Conselho Nacional de Segurança de Barragens. E, após esse fato, o núcleo do CBGB de São Paulo criou o “Guia Básico de Segurança de Barragens” (CBGB, 1999). Esse documento apresenta procedimentos que orientam as diversas etapas da implementação de uma barragem, nos quesitos relacionados à segurança.

Nesse período, percebe-se que as iniciativas relacionadas à segurança de barragens são atos isolados de alguns empreendedores. No setor elétrico, algumas ações ocorreram com o objetivo de tentar implantar padrões operacionais e de segurança semelhantes aos utilizados internacionalmente (ANA, 2012).

Em seguida ocorreu o lançamento do documento “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidroelétricas” coordenado pela Eletrobrás (ELETROBRAS; CBGB, 2003) e, em 2002, tem-se o “Manual de Segurança e Inspeção de Barragens” (MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL, 2002). Esses documentos apresentam, ainda que de maneira simplificada, o planejamento para o caso da ocorrência de ruptura ou outros acidentes, apresentando um esboço de um PAE.

Em 2003, ocorreu o acidente com a barragem de Cataguases, motivando a criação de um projeto de lei relacionado à segurança de barragens (Projeto de Lei 1.181/2003) que estabelecia a PNSB e criava o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Nessa época também foi criado um grupo de trabalho na Câmara Técnica de Análise de Projetos do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH) para discutir o tema. Este discutiu o PL 1.181/2003 a fim de aperfeiçoá-lo de forma participativa. Isso se deu por meio da contribuição de representantes dos diversos setores como associações, indústria e representantes do governo. Em 2004, o grupo encaminhou uma minuta de substitutivo, que foi aprovada pela Câmara Técnica de Assuntos Legais e Institucionais e, posteriormente, pelo plenário do CNRH, resultando no Projeto de Lei PLC-168/2009.

Alguns acidentes ainda ocorreram após a proposição deste Projeto de Lei, podendo citar o caso da barragem de Camará, na Paraíba, em 2004, e Mineração Rio Pomba-Cataguases, em 2007 e o rompimento de Algodões I, no Piauí. Esses acidentes tiveram grande divulgação na imprensa, de forma a

cobrar ações dos proprietários e autoridades relacionadas. Menescal (2009) faz um alerta para o fato de os proprietários e do órgão competente serem incapazes de criar mecanismos para a autofiscalização, de forma a tratar adequadamente a questão. Além disso, ressalta que o tema segurança de barragens envolve segurança pública, necessitando da intervenção do Estado em acordo com a Constituição Federal.

Após cumpridas as etapas do processo legislativo, no dia 20 de setembro de 2010, obteve-se a aprovação da Lei Federal 12.334/2010, estabelecendo a PNSB e o SNISB. O principal objetivo desta legislação foi a definição das responsabilidades e a obrigação da adoção de “boas práticas” na gestão de segurança de barragens (ANA, 2012). Em seguida, em complementação a essa lei, houve a criação de uma série de resoluções, detalhando pontos específicos.

3.3 Legislação no Brasil

A Lei Federal 12.334 estabeleceu em seu ‘caput’ os tipos de barragem que estarão sob seu amparo da seguinte forma:

As barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais que apresentem pelo menos uma das seguintes características:

I – altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15m (quinze metros);

II – capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³ (três milhões de metros cúbicos);

III – reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;

IV – categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perdas de vidas humanas (BRASIL, 2010).

Desta forma, verifica-se a existência de uma única Lei que abrange barragens de setores com características distintas. Para lidar com essa

situação, a lei divide os agentes fiscalizadores de acordo com o tipo de uso da barragem, sendo eles acúmulo de rejeitos de mineração, de resíduos industriais, de água para usos múltiplos e para geração de energia. Desta forma, esses agentes fiscalizadores são responsáveis pela regulamentação complementar (ANA, 2012).

Esta Lei define também os objetivos da PNSB. De maneira resumida, eles seriam garantir a observância de padrões de segurança reduzindo a possibilidade de acidentes, regulamentar ações de segurança a serem adotadas nas diversas fases de implementação da barragem, promover o monitoramento e acompanhamento das ações de segurança, coligir informações que subsidiem o gerenciamento de segurança de barragem pelo governo, estabelecer conformidades de natureza técnica que permitam a avaliação quanto à adequação aos parâmetros estabelecidos pelo poder público e, por fim, fomentar a cultura de segurança de barragem e gestão de risco.

Quanto aos fundamentos da PNSB, a Lei 12.334 afirma que a segurança da barragem deve ser considerada em todas suas etapas, desde o projeto até a sua desativação, se for o caso. Afirma também que a população deve ser estimulada a participar nas ações preventivas e emergenciais e informada sobre assuntos correlacionados e, por fim, estimula a promoção de mecanismos de participação e controle social. Além disso, define que o empreendedor é o responsável legal pela segurança da barragem e declara que a segurança de uma barragem influi fortemente na sua sustentabilidade, de forma que ações para sua garantia devem ser desenvolvidas.

Definidos a área de atuação, objetivos e fundamentos da PNSB, pode-se melhor compreender como essa política é posta em prática por meio da análise de seu arranjo esquemático que demonstra suas várias etapas e a interação entre os diferentes agentes na Figura 6 a seguir:

Figura 6 – Arranjo esquemático da Política Nacional da Segurança de Barragens. Fonte: (ANA, 2012)

Iniciando a análise nos órgãos fiscalizadores, tem-se que, conforme anteriormente descrito, eles estão divididos de acordo com o uso da barragem e tem a função de fiscalização, cadastramento e classificação das barragens sob sua jurisdição. Detalhando-se esse ponto, tem-se que os responsáveis pela fiscalização da segurança das barragens de acumulação de água, com exceção daquelas cujo uso principal é a geração hidrelétrica, é o órgão que forneceu sua outorga, podendo ser o órgão estadual de gestão de Recursos Hídricos ou a Agência Nacional de Águas (ANA). Para o caso de uso principal ser a geração hidrelétrica, a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) é o órgão responsável. De igual maneira ocorre com as barragens de acumulação de rejeitos de mineração, sendo o Departamento Nacional de Produção Mineral

(DNPM) responsável. E, por fim, tem-se as barragens destinadas à acumulação de resíduos industriais, que são fiscalizadas pelo órgão que forneceu sua licença, podendo ser o órgão estadual de meio ambiente ou o Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Renováveis (IBAMA).

Desta forma, os órgãos fiscalizadores irão exigir dos empreendedores, que são os responsáveis pelo barramento, o cumprimento das suas obrigações que visam à implementação de um sistema efetivo de gestão de segurança de barragens. Essas obrigações são a elaboração do PSB e do PAE, realização de Inspeções de Segurança Regular e Especial e a revisão Periódica de Segurança de Barragem. Percebe-se, assim, que os empreendedores devem seguir as regulamentações exigidas pelos órgãos fiscalizadores para implementação do sistema de gestão de segurança.

Essas informações são passadas para os órgãos fiscalizadores que, por sua vez, as repassam para a ANA. Essa última realiza a articulação entre os órgãos, reúne e consolida as informações resultando na elaboração do Relatório de Segurança de Barragens (RSB), que é encaminhado anualmente para o CNRH, e na organização, implementação e gestão do SNISB. Cabe ressaltar que, ainda que essas funções adicionais sejam delegadas à ANA, esse fato não gera uma hierarquia entre os órgãos de fiscalização, sendo que todos têm igual poder dentro de seus papéis definidos na legislação.

Com relação aos produtos gerados pela ANA, o SNISB torna disponível o acesso à informação para toda a sociedade. O RSB, por sua vez, é encaminhado para o CNRH, onde é apreciado para depois ser enviado ao Congresso Nacional.

A Lei 12.334 define, também, os instrumentos da PNSB, sendo eles:

I – o sistema de classificação de barragens por categoria de risco e por dano potencial associado;

II – o Plano de Segurança de Barragem;

III – o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB);

IV – o Sistema Nacional de Informações sobre o Meio Ambiente (Sinima);

V – o Cadastro Técnico Federal de Atividades e Instrumentos de Defesa Ambiental;

VI – o Cadastro Técnico Federal de Atividades Potencialmente Poluidoras ou Utilizadoras de Recursos Ambientais;

VII – o Relatório de Segurança de Barragens. (BRASIL, 2010)

Quanto à classificação das barragens, esta será realizada pelos agentes fiscalizadores, por categoria de risco, dano potencial associado e seu volume, seguindo os critérios estabelecidos pelo CNRH. A classificação quanto ao risco alto, médio ou baixo será feita considerando as características técnicas, estado de conservação e o atendimento ao PSB. Com relação à classificação por categoria de dano potencial associado à barragem, tem-se que este é realizado considerando-se os impactos à vida, sociedade, economia e ao meio ambiente decorrentes da operação de forma indevida da barragem. Os critérios gerais para classificação acima referidos foram definidos pelo CNRH na resolução 143 de 10 de julho de 2012 (BRASIL, 2012).

A Lei 12.334 define as informações mínimas que o plano deve conter. Dentre elas, pode-se destacar os dados técnicos da barragem e do empreendedor, estrutura organizacional e qualificação técnica dos profissionais responsáveis pela segurança da barragem. Além disso, deve apresentar os manuais de inspeção de segurança e monitoramento além dos seus relatórios, regras operacionais dos dispositivos de segurança de barragem, indicação dos acessos, o PAE, se exigido, os relatórios de inspeções de segurança e revisões periódicas de segurança.

O PSB deve ser regulamentado pelo respectivo órgão de fiscalização, sendo que a ANA já o fez por meio da Resolução nº 91, de 02 de Abril de 2012 (BRASIL, 2012).

Em sequência na Lei 12.334, tem-se que as regulamentações relacionadas às inspeções de segurança, relativas à periodicidade, qualificação da equipe responsável, conteúdo e nível de detalhamento. O órgão fiscalizador deve determinar esses fatores em função da categoria de risco e dano potencial devido ao rompimento da barragem. A ANA também já detalhou esses pontos na resolução nº 742, de 17 de outubro de 2011 (BRASIL, 2011) e também a Agência Distrital de Águas e Saneamento (ADASA) o fez por meio

da Resolução ADASA nº10/2011. Assim, a Lei 12.334 define também que a Revisão Periódica de Segurança de Barragem deve verificar o estado geral de segurança, considerando o estado da arte nos critérios de projeto, atualização dos dados hidrológicos e as mudanças das condições de montante e jusante.

Com relação ao PAE, é determinado que o órgão fiscalizador pode determinar sua elaboração de acordo com a categoria de risco e o dano associado à barragem. A ANA, na Resolução N° 91 não informa mais detalhes quanto ao conteúdo do PAE, expondo apenas que maiores detalhes serão informados em um regulamento específico.

Por fim, a Lei 12.334, apresenta considerações acerca do SNISB, cuja principal finalidade é a gestão de informações disponíveis sobre as barragens brasileiras, com foco nas contempladas pela Lei, comentários relativos à educação e comunicação sobre segurança de barragem, com o objetivo de conscientização da população sobre o tema, e define as competências do órgão fiscalizador e do empreendedor da barragem.

Analisando-se, assim, a Lei 12.334 percebe-se que não existe um regulamento específico quanto ao PAE. A lei apresenta em linhas gerais seu conteúdo. Desta maneira, quando se faz necessária a criação de um PAE, um estudo é realizado sobre como este documento é desenvolvido considerando a experiência em outros países e recomendações de órgãos relacionados.

3.4 Planos de Ação Emergencial

Nesse item, será apresentada uma revisão sobre PAEs em diversos países. O documento consultado para tal revisão foi o Dam Legislation Report produzido pelo ICOLD European Club (ICOLD, 2007).

Na França, os PAEs são preparados de acordo com os resultados de uma análise de risco. Essa análise estima os limites da mancha de inundação e o tempo que certo ponto ficará inundado após o rompimento da barragem. A análise neste país leva em consideração não só o risco devido a eventos extremos, como também devido à ocorrência de terremotos e deslizamentos de terra na região do reservatório. Considera também que o proprietário da barragem é responsável pelos equipamentos de detecção do evento de emergência e também por dispositivos de alarmes para as autoridades e para a população.

Com relação aos estágios de emergência, também chamados de estados críticos, existem duas situações de vigilância, a reforçada e a séria preocupação, e a situação de alarme caracterizada pelo uso das sirenes, que são testadas a cada três meses, e a comunicação com as autoridades.

Na Itália, os PAEs são realizados pelas autoridades de proteção civil, coordenados pela prefeitura, de acordo com o tipo de risco, sendo que o risco associado a barragens é classificado como risco hidro-geológico. Para a preparação do PAE, estudos relacionados à propagação de ondas de cheia e à determinação de manchas de inundação são realizados. Esses estudos são realizados para eventos de colapso da estrutura da barragem e para abertura total dos órgãos de extravasão. Assim, os estudos são revisados pela autoridade nacional de barragens e, quando aprovados, são transmitidos para as prefeituras envolvidas, para que essas possam preparar os PAEs.

Na Noruega, o proprietário da barragem é responsável por desenvolver o PAE para lidar com a situação de grandes acidentes nas bacias e para reduzir os impactos negativos em ocorrendo um acidente. O PAE deve conter elementos como etapa de iniciação, organização e gerenciamento, recursos disponíveis, informações e comunicações alternativas. Quanto à prática, tem-

se estabelecido o treino com frequência de três anos para as grandes barragens. De acordo com o dano causado são exigidas, também, as manchas de inundação para o desenvolvimento de planos de evacuação. A evacuação é gerenciada pela organização de resgate local e as municipalidades.

Em Portugal, o PAE é exigido para as barragens da classe I, ou seja, que possui residentes na região de jusante em número maior ou igual a 25, para situações que podem levar à falha da barragem. São exigidos, também, os mapas de inundação, sendo estes apresentados pelo dono do projeto, e diferentes formas de proteção são adotadas de acordo com a característica de profundidade e velocidade da água na mancha. A preparação para a emergência é o conjunto da atuação entre o dono da barragem, responsável pelo plano interno, e a defesa civil, responsável pelo plano externo. A periodicidade do treino da situação de emergência deve ser indicada no plano (PORTUGAL, 2007).

Na Finlândia, de acordo com o Dam Safety Act, o PAE deve ser realizado para as barragens cujo rompimento pode pôr em perigo a vida humana ou prejudicar fortemente o meio ambiente ou a propriedade. O PAE deve ser realizado por meio da análise das manchas de inundação relativas ao rompimento da barragem. A autoridade municipal de resgate é responsável pelo planejamento da ação de emergência e o proprietário da barragem é obrigado a dar assistência às autoridades de resgate para a execução do plano, provendo as informações necessárias e instituindo ações. Além disso, o proprietário da barragem é responsável por tomar outras medidas que visem à segurança das áreas de jusante e, também, participar da implementação do PAE.

Na Espanha, os Planos de Emergência de Barragens, consistem no estabelecimento da organização e planejamento dos recursos humanos e materiais necessários em situações de emergência para controlar os diferentes fatores de risco que podem comprometer a segurança da barragem, visando à eliminação ou redução da probabilidade de ruptura ou o comprometimento das estruturas. O conteúdo mínimo necessário é a análise de segurança de barragem, zoneamento territorial, análise dos riscos gerados pelo rompimento,

normas de atuação, organização e listagem dos meios e recursos (MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE, 2001).

Nos Estados Unidos, em 1998, a FEMA apresentou a necessidade de elaboração de um manual voltado para a organização de um PAE. Assim, editou o Federal Guidelines for Dam Safety. Esse documento apresentou não só o conteúdo de um PAE como também seu formato. De acordo com esse manual, os elementos básicos de um PAE são o fluxograma de notificação, identificação, avaliação e classificação de emergência, responsabilidades, ações preventivas e mapas de inundação. Além disso, deve estar explanado como ocorre a coordenação das ações, de que maneira se realizará a evacuação das áreas, a duração dos eventos e como se realizará a manutenção do PAE (FEMA, 2003). Por último, tem-se a recomendação do International Commission on Large Dams no documento “ICOLD EAP Guidelines for Dam Owners”. O ICOLD apresenta esse manual como um modelo consistente e que tem o objetivo de uniformizar os PAEs criados. Esse modelo se apresenta como um questionário, no qual os proprietários o completam com suas informações. O conteúdo a ser informado no PAE, de acordo com esse manual, é composto pelo fluxograma de notificações, declaração do proprietário, descrição do projeto, identificação, avaliação e classificação do estado de emergência, responsabilidades e mapas de inundação.

No Brasil, a Lei 12.334, afirma que o PAE deve estabelecer as ações a serem executadas pelo empreendedor da barragem em ocorrendo uma emergência, identificando os agentes que devem ser acionados. Sua execução é de responsabilidade do proprietário da barragem e seu conteúdo mínimo é a identificação e a análise das possíveis situações de emergência, procedimentos para identificação e notificação de mau funcionamento ou de condições potenciais de ruptura da barragem. Além disso, procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situação de emergência, pessoas responsáveis pela tomada de decisões em situações de emergência, estratégia e meio de divulgação e alerta para as comunidades potencialmente afetadas devem ser informados. O PAE deve estar presente no

empreendimento, nas prefeituras envolvidas e nas autoridades competentes e organismos de defesa civil.

No início de 2013, a ANA apresentou uma proposta de regulamentação para Plano de Ações Emergenciais, sendo aberta uma audiência pública nº 001/2013 no site da ANA para obtenção contribuições e subsídios, mas não havia documento definitivo até agosto de 2013.

4 MODELAGEM DE APOIO

O modelo (Tucci, 2005) é “a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar respostas para diferentes entradas.” Desta maneira, para as emergências em barragens, empregam-se modelos para representar os processos atmosféricos, hidrológicos e hidráulicos que resultam em impactos relacionados com estas estruturas. Possuem diversas formas de tratar o fenômeno a ser estudado, de acordo com as restrições e simplificações possíveis para cada evento. Para melhor analisar os eventos que levam à emergências em barragens, tendo em vista definir suas características e entender suas consequências, podem ser empregados modelos de diversas fases do processo, desde a precipitação até o mapeamento da área inundada. Os modelos empregados neste estudo serão apresentados com mais detalhes a seguir.

4.1 Modelagem Atmosférica

4.1.1 Conceitos gerais e aplicações

A previsão da precipitação é o primeiro dado a ser considerado para estabelecimento de rotinas de previsão de impactos. Tendo em vista esse objetivo, é necessário entender melhor como essa previsão é realizada e quais são suas limitações.

Inicialmente, tem-se que um modelo numérico de previsão do tempo é uma representação matemática dos processos dinâmicos, físicos, químicos e radioativos da atmosfera, e desta com a superfície (AMANAJÁS & ARAÚJO, 2008).

Assim, nos modelos atmosféricos, os processos dependentes do tempo são descritos matematicamente por equações diferenciais ordinárias. Os

processos dependentes do espaço-tempo são representados por equações diferenciais parciais, sendo essas aproximadas utilizando diferenças finitas ou outra técnica, tendo em vista a obtenção de soluções computadorizadas. As variáveis meteorológicas como velocidade e direção do vento, temperatura, umidade relativa do ar e pressão atmosférica são simuladas para resolver um conjunto de equações diferenciais parametrizadas, incluindo a equação de momento, da hidrostática, da energia termodinâmica, da continuidade e a do vapor d'água.

Os processos envolvidos na previsão numérica envolvem uma série de etapas. A primeira é o estabelecimento de uma grade sobre a área de interesse. Normalmente essa grade é maior que a área de interesse, visando assim diminuir os erros provenientes do limite da grade. A distribuição dos dados na grade é irregular e os modelos necessitam de uma distribuição regular para a realização dos cálculos. Desta maneira, há uma etapa do trabalho realizada com esse objetivo. Para isso, divide-se a superfície do globo terrestre na horizontal, em retângulos ou quadrados (coordenadas esféricas) e, na vertical, em camadas. Os quadrados podem ter lados com diferentes tamanhos, como por exemplo 200, 100, 40, 15 ou 5 quilômetros. Esse tamanho é o que determina a resolução do modelo. No centro do quadrado, existe um valor que pode ser considerado como válido para todo o quadrado. Na vertical, trabalha-se apenas com alguns valores que podem ser divididos como se fossem camadas.

Feito isso, é realizada a transferência dos dados observados para uma grade tridimensional, para um determinado instante. Os valores de pressão, umidade e temperatura são designados para os pontos de interseção da grade por meio de manipulações estatísticas. A previsão mais recente do estado atual da atmosfera é lançada no modelo, sobre a grade com menos peso que os dados observados transferidos.

Por fim, por meio da utilização de equações que descrevem as leis físicas que governam o movimento atmosférico, os estados futuros da atmosfera são calculados e apresentados como um mapa.

Percebe-se, então, que com a observação do estado inicial das variáveis de campo, um conjunto fechado de equações que relacionam essas variáveis e

um método para integrar as equações e obter a distribuição futura dessas variáveis é possível realizar a previsão dinâmica.

Existem, no entanto, alguns problemas inerentes à modelagem computacional que afetam o resultado dos modelos atmosféricos. Algumas destas falhas são o fato de alguns modelos não serem globais, ou seja, cobrem apenas uma região do espaço, de forma que as regiões das fronteiras apresentam grandes distorções. Outro fator é a falta de observações em certas regiões, especialmente em camadas mais altas da atmosfera e sobre a região dos oceanos. Além disso, tem-se a problemática relacionada à previsão de eventos menores que a distância do grid utilizado. Assim, modelos são mais eficientes para previsão de precipitações amplamente distribuídas do que para tempestades locais.

Tem-se também que alguns modelos não interpretam adequadamente as interações entre água e terreno local no sistema de previsão de tempo. Eles consideram grandes elementos da geografia, como cadeias de montanhas e oceanos, porém o mesmo não ocorre com estruturas menores, como lagos e montanhas. Isso pode afetar diretamente fatores como temperatura na superfície, ventos e precipitação. Por último, pode-se citar também o fato de na atmosfera ocorrer pequenas e imprevisíveis flutuações, que podem ser denominadas de caos. Esses distúrbios e pequenos erros podem ser amplificados com o tempo, ou seja, conforme o computador resolve as equações para determinar características de maiores tempos futuros (AHRENS, 1994).

Existem diversos modelos atmosféricos, exemplificando-se dois: o modelo Advanced Regional Prediction System (ARPS) e o modelo ETA. O modelo ARPS foi desenvolvido pelo Center of Analysis and Prediction of Storms (CAPS), tendo como objetivos demonstrar a viabilidade de um modelo de previsão numérico e desenvolver, testar e validar um modelo de previsão regional apropriado para aplicações operacionais, comerciais e de pesquisa. O ARPS pode ser utilizado na previsão de tempo para vários horizontes de tempo.

O ARPS é um modelo de previsão que pode ser usado em escalas que vão desde poucos metros até centenas de quilômetros. Esse modelo é

baseado nas equações de Navier-Stokes, descrevendo o fluxo atmosférico. (XUE, DROEGEMEIER, & WONG, 2000).

As equações governantes do componente do modelo atmosférico trabalham com momento, calor, massa, substâncias da água, energia cinética turbulenta e equações de estado. Estas são representadas em um sistema de coordenadas que é ortogonal na horizontal sendo o resultado de uma transformação direta do sistema cartesiano. Com relação à saída de dados, tem-se a disposição de programas gráficos além do fato de que há suporte para a saída dos resultados em diferentes formatos.

O modelo ETA (MESSINGER, JANJIC, NICKOVIC, & DEAVEN, 1988) é o utilizado pelo Centro de Previsão de Tempo e Estudos Climáticos do Instituto de Pesquisas Espaciais (CPTEC/INPE), fornecendo as previsões de precipitação diária. Neste estudo, este modelo será o utilizado no fornecimento de dados de entrada, sendo este melhor detalhado a seguir.

4.1.2 O modelo ETA

O modelo ETA foi desenvolvido pela Universidade de Belgrado em conjunto com o Instituto de Hidrometeorologia da Iugoslávia e se tornou operacional no National Center for Environmental Prediction (NCEP) (MESSINGER, JANJIC, NICKOVIC, & DEAVEN, 1988). Nos anos oitenta, o código do modelo ETA foi melhorado por Janjic (1984) e reescrito para usar a coordenada vertical ETA (MESSINGER, JANJIC, NICKOVIC, & DEAVEN, 1988). Por fim, em 1993, tornou-se oficialmente operacional, sendo utilizado em diversos países, inclusive no Brasil.

Na versão utilizada pelo CPTEC, o modelo ETA é hidrostático e cobre a maior parte da América do Sul e oceanos adjacentes. Esse modelo foi instalado em 1996 com o objetivo de complementar as previsões numéricas de tempo realizadas por um modelo de circulação atmosférica. As previsões são fornecidas para grades de 40 x 40 km, com horizonte de até 120 horas.

As equações do modelo são discretizadas para a grade E de Arakawa (ARAKAWA e LAMB, 1977 *apud* BLACK, 1994) conforme apresentado na Figura 7 a seguir.

Figura 7 – Grade E de Arakawa. (BLACK, 1994)

Cada H representa as variáveis de massa, como temperatura e umidade e cada V representa as componentes horizontais do vento. A distância entre dois pontos adjacentes de massa ou de vento define a resolução horizontal da grade, que neste caso é de 40 km.

Com relação à coordenada vertical, tem-se que essa é denominada pela letra grega η (eta), que gerou o nome do modelo. Essa coordenada surgiu como uma tentativa para resolver o problema relacionado ao cálculo próximo a regiões montanhosas. Isso porque havia problemas devido a erros associados por meio de interpolações verticais, que podem gerar erros significativos nas redondezas de superfícies íngremes.

O cálculo da coordenada η é realizado por meio da equação a seguir:

$$\eta = \frac{p - p_t}{p_s - p_t} \left[\frac{p_{ref}(Z_s) - p_t}{p_{ref}(0) - p_t} \right] \quad (4.1)$$

onde p_t é a pressão no topo do domínio do modelo, 50hPa no caso do modelo ETA; p_s e Z_s , são pressão e altitude na camada inferior; e p_{ref} é a pressão de referência da atmosfera, sendo essa uma função da distância acima do nível do mar, sendo utilizado o conceito de uma atmosfera padrão.

O modelo foi configurado em 38 camadas, sendo que a camada mais baixa possui a configuração de aproximadamente 20 m da atmosfera padrão. As camadas superiores são mais próximas nos níveis mais baixos e de menor resolução conforme o aumento da altitude até a alta troposfera e, a partir daí, diminui novamente. Uma representação do esquema é apresentada na Figura 8 a seguir.

Figura 8 – Distribuição vertical das camadas atmosféricas no modelo Eta de 38 níveis. Adaptado de Black (1994).

A topografia do modelo é representada como degraus discretos cujo topo coincide exatamente com as interfaces da camada do modelo. Uma vez que as

alturas das camadas já foram previamente determinadas, baseada na atmosfera padrão e na distribuição da resolução vertical, a elevação de cada degrau é encontrada movendo a altura intermediária para cima ou para baixo até a camada mais próxima. A Figura 9 a seguir apresenta essas camadas.

Figura 9 – Seção vertical do modelo ETA. (BLACK, 1994)

Entre as camadas do modelo, variáveis de massa são calculadas representadas na figura pela letra T. A letra U representa as componentes horizontais do vento e p_s é a pressão na superfície.

A condição inicial do modelo é obtida a partir de uma análise cíclica, onde a estimativa inicial é ajustada de acordo com as observações do horário da análise pelo sistema de análise regional RPSAS (Regional Physical Space Analysis System). Os erros entre as observações e as estimativas iniciais são minimizados por meio de interpolação estatística. O modelo também é alimentado com condições iniciais geradas a partir da análise do modelo global gerando previsões para 5 dias. Nos contornos laterais, o modelo é atualizado com os dados do modelo global, a cada 6 horas. As tendências nas bordas são interpoladas linearmente a cada intervalo de 6 horas. Os contornos possuem duas fileiras que são excluídas da integração do modelo.

4.2 Modelagem Hidrológica

4.2.1 Conceitos gerais e aplicações

Os modelos precipitação-vazão, de acordo com sua própria nomenclatura, são aqueles que se ocupam dos processos da parte do ciclo hidrológico envolvidos desde a precipitação até a vazão na seção principal da bacia. Desta forma, os modelos devem contemplar a distribuição da precipitação, perdas por interceptação, evaporação e depressão do solo, infiltração, percolação, água subterrânea, escoamento superficial, sub-superficial e no próprio rio (TUCCI, 2005).

Com o uso do computador, o processo de transformação da precipitação em vazão na bacia tornou-se possível. Isso porque devido ao grande número de processos envolvidos nessa transformação, apenas com o uso dessa ferramenta é possível realizar a modelagem. Os primeiros modelos surgiram nos anos 1950 e 1960, sendo eles o SSARR e o Stanford IV. Esses modelos retratavam o comportamento da bacia de forma qualitativa, utilizando-se equações empíricas para tal.

As variáveis de entrada mais utilizadas pelos modelos são a precipitação, evapotranspiração potencial e a vazão. A precipitação é a principal variável de entrada, sendo que é também a variável com maior disponibilidade de dados. Com relação à evapotranspiração potencial, esta possui menor disponibilidade, no entanto, sua variabilidade espacial não é tão significativa. Com relação à vazão, tem-se que esta variável normalmente é utilizada para calibração do modelo por meio do ajuste dos parâmetros, verificando-se o resultado com o valor de vazão disponível.

No início da interação entre modelos climáticos e modelos de precipitação-vazão, os dados fornecidos de previsão de precipitação eram de quadrículas extensas, da ordem de 100km. Isso fez com que se utilizassem modelos de grandes bacias que utilizavam a distribuição espacial para que houvesse uma compatibilidade entre si (TUCCI, 2005). No entanto, grandes avanços surgiram nos modelos distribuídos na escala da bacia hidrográfica, por

meio do geoprocessamento entre outros fatores, e as quadriculas dos modelos atmosféricos sofreram grande redução, sendo disponível dados com quadriculas na ordem de 40km.

Dentre os modelos que têm sido mais utilizados nessa área, pode-se destacar o HEC-HMS, IPH e o SMAP. Desta forma, a seguir será apresentada uma descrição destes modelos.

O modelo HEC-HMS, desenvolvido pelo U. S. Army Corps of Engineers, simula o processo de transformação de precipitação em escoamento superficial, realizando a descrição das bacias por meio de um sistema dendrítico (USACE, 2000). Nesse modelo, as bacias são separadas dos canais, de forma que para cada um, uma técnica de modelagem é utilizada. Quanto à parte meteorológica, há uma modelagem para os eventos de precipitação e outra para evapotranspiração. Para cada uma dessas etapas, diferentes métodos estão disponíveis para o usuário, informando os parâmetros necessários.

O modelo IPH foi desenvolvido pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Esse modelo possui diversas versões, sendo que o mais simples é o IPH II, podendo ser aplicado para determinar o escoamento somente na superfície da bacia, seja ela rural ou urbana (BARTH, POMPEU, FILL, TUCCI, KELMAN, & BRAGA, 1987). O modelo é simples, possuindo poucos parâmetros e baseia-se apenas em metodologias conhecidas de forma que seu uso para bacias com características diversas seja possível. O IPH III e o IPH IV consideram a propagação da vazão no rio, sendo que o primeiro utiliza o método da onda cinemática e o segundo as equações completas de Saint Venant.

O SMAP é um modelo simples que trabalha com dados de precipitação diários e evapotranspiração potencial mensal. Para facilitar o processo de calibração do modelo, apenas um de seus parâmetros não possui correlação com uma característica física da bacia. No modelo, a infiltração e o escoamento superficial são calculados por meio do método do Soil Conservation Service (SCS) utilizando-se o *curve number* (CN) que é obtido de acordo com o tipo de solo, vegetação, cobertura e condição de umidade do solo. Após essa separação, o modelo segue com uma combinação de funções

de transferência e reservatórios, que representam as diferentes zonas do solo (LOPES, BRAGA, & CONEJO, 1982). Esse modelo foi o utilizado neste estudo, sendo seu detalhamento realizado no item a seguir.

4.2.2 O modelo SMAP

O modelo SMAP (LOPES, BRAGA, & CONEJO, 1982), (Soil Moisture Accounting Procedure) é um modelo hidrológico determinístico, apresentando uma estrutura simples. Considera um intervalo de tempo diário para simulação, no entanto, esse modelo já foi desenvolvido também para intervalos de tempo mensais e horários.

Esse modelo encontra as regiões por onde passam os escoamentos, como camadas do solo, com um funcionamento similar ao de um reservatório. Assim, os parâmetros calibrados regulam o tamanho e os processos envolvidos na passagem do volume de um reservatório para o outro. Os considerados são *Rsolo*, reservatório do solo na zona aerada, *Rsup*, reservatório da superfície da bacia e *Rsub*, reservatório subterrâneo na zona aerada. O escoamento através deles é realizado segundo as interações entre variáveis:

$$R_{solo(t)} = R_{solo(t-1)} + P_{(t)} - Es_{(t)} - Er_{(t)} - Rec_{(t)} \quad (4.2)$$

$$R_{sup(t)} = R_{sup(t-1)} + Es_{(t)} - Ed_{(t)} \quad (4.3)$$

$$R_{sub(t)} = R_{sub(t-1)} + Rec_{(t)} - Eb_{(t)} \quad (4.4)$$

onde *P* é a chuva, *Es* é o escoamento superficial, *Ed* é o escoamento direto, *Er* é a evapotranspiração real, *Rec* é a recarga subterrânea e *Eb* é o escoamento básico. A interação dos reservatórios e a separação dos escoamentos pode ser melhor entendida analisando-se a Figura 10 a seguir.

Figura 10 – Processos modelados no SMAP em sua versão diária. (LOPES, BRAGA, & CONEJO, 1982)

Sua inicialização é realizada considerando-se as seguintes equações:

$$Rsolo_{(0)} = \frac{Tuin}{100} Str \quad (4.5)$$

$$Rsup_{(0)} = \frac{Supin}{(1 - 0,5^{1/K2t})Ad} 86,4 \quad (4.6)$$

$$Rsub_{(0)} = \frac{Ebin}{(1 - 0,5^{1/Kkt})Ad} 86,4 \quad (4.7)$$

onde $Tuin$ é o teor de umidade inicial, $Supin$ é a vazão superficial inicial, $Ebin$ é a vazão básica inicial, Ad é área de drenagem, $K2t$ é a constante de recessão do escoamento superficial e Kkt é a constante de recessão do escoamento básico.

Aplicando o método SCS para a separação do escoamento superficial, tem-se uma sequência de procedimentos que descrevem as funções de transferência do modelo. Iniciando-se pela precipitação, se esta for maior que a abstração inicial Ai , então:

$$S = Str - Rsolo_{(t-1)} \quad (4.8)$$

$$Es_{(t)} = \frac{(P_{(t)} - Ai)^2}{P_{(t)} - Ai + S} \quad (4.9)$$

onde Str é a capacidade de saturação do solo. Caso a precipitação seja menor que a abstração inicial, então o escoamento superficial será nulo.

Continuando a análise, tem-se que, se a diferença entre a precipitação e o escoamento superficial for maior que a Ep , evaporação potencial, utilizando o tanque classe A, então a Er , evapotranspiração real, será igual a evaporação potencial. Caso contrário a seguinte equação é utilizada pra o cálculo:

$$Er_{(t)} = (P_{(t)} - Es_{(t)}) + (Ep_{(t)} - (P_{(t)} - Es_{(t)}))Tu_{(t)} \quad (4.10)$$

$$Tu_{(t)} = \frac{Rsolo_{(t-1)}}{Str} \quad (4.11)$$

Com relação à recarga subterrânea, Rec , tem-se que se $Rsolo > (Capc.Str)$ sendo $Capc$ associado à capacidade de campo e Str é a capacidade de saturação do solo, logo:

$$Rec_{(t)} = Crec.Tu_{(t)}.(Rsolo - (Capc.Str)) \quad (4.12)$$

caso contrário a recarga é nula.

Com relação ao cálculo dos escoamentos, os mesmos são obtidos por meio das seguintes equações:

$$Ed_{(t)} = Rsup_{(t-1)}(1 - 0,5^{1/K2t}) \quad (4.13)$$

$$Eb_{(t)} = Rsub_{(t-1)}(1 - 0,5^{1/Kkt}) \quad (4.14)$$

onde $K2t$ é a constante de recessão do escoamento superficial e Kkt é a constante de recessão do escoamento básico, conforme anteriormente descrito.

Tendo definido as equações de transferência, o último cálculo é realizado com vistas a obter a vazão para aquele instante de tempo utilizando a equação a seguir:

$$Q_{(t)} = \frac{Ed_{(t)} + Eb_{(t)}Ad}{86,4} \quad (4.15)$$

4.3 Modelagem de Reservatórios

Para a modelagem em reservatórios, a base dos cálculos é a relação entre o armazenamento e a vazão de saída do reservatório. Desta forma, quando uma onda de cheia chega ao reservatório, ela sofre um amortecimento, uma vez que o volume do reservatório retém parte da vazão afluente e a vazão defluente é menor que a vazão de entrada, tendo em vista esse retardamento. Esse amortecimento ocorre de acordo com as características físicas do reservatório e com as características de operação hidráulica das estruturas de controle.

Para modelar esse tipo de escoamento, considera-se que a linha d'água seja horizontal, que as profundidades sejam grandes e que a declividade seja baixa. Desta forma, a variação do armazenamento é predominante, podendo-se desconsiderar os termos dinâmicos. O método utilizado, então, foi o Método de Puls, que utiliza a equação da continuidade concentrada, sem contribuição lateral. Assim, o equacionamento que descreve a relação é apresentado na equação a seguir:

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{Q_{E_t} + Q_{E_{t+1}}}{2} - \frac{Q_{S_t} + Q_{S_{t+1}}}{2} \quad (4.16)$$

onde S é o armazenamento, Q_E é a vazão de entrada e Q_S é a vazão de saída. Desta forma, as incógnitas são $Q_{S_{t+1}}$ e S_{t+1} . Reorganizando a equação (4.16), tem-se:

$$Q_{S_{t+1}} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = Q_{E_t} + Q_{E_{t+1}} - Q_{S_t} + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (4.17)$$

Uma vez que se trata de uma equação com duas incógnitas, faz-se necessário a adição de mais uma equação para a solução do problema. Essa equação é uma relação entre a vazão de saída e o armazenamento, $Q = f(S)$. Utilizando essa função é possível chegar à:

$$Q = f_1 \left(Q + \frac{2S}{\Delta t} \right) \quad (4.18)$$

Utilizando essa relação, os cálculos são iniciados considerando-se um valor inicial de armazenamento S_0 e, por meio da equação (4.18), calcula-se Q_0 . Para o próximo intervalo de tempo, calcula-se o termo da direita da equação (4.17), uma vez que o hidrograma de entrada é conhecido. Assim, determina-se a abscissa da função (4.18) e, conseqüentemente, o valor de $Q_{S_{t+1}}$. Com esse dado é possível determinar S_{t+1} e reiniciar o processo para o próximo intervalo de tempo.

Para determinar a função que relaciona o armazenamento e a vazão de saída, utiliza-se o fato de os dois estarem relacionados ao nível d'água do reservatório. O armazenamento pode ser determinado utilizando-se a curva cota x volume do reservatório. A vazão de saída, por sua vez, é a soma das vazões provenientes de descarregadores de fundo, extravasores de superfície, da brecha no maciço e da vazão turbinada. Esta última é informada por meio da regra de operação da barragem e todas as demais são relacionadas ao nível d'água por meio das equações do vertedor livre e do descarregador afogado.

4.4 Modelagem da Formação da Brecha

Tendo em vista a necessidade da determinação do hidrograma de saída do reservatório e sua posterior propagação no canal a jusante, um estudo mais detalhado sobre a formação de brecha foi realizado seguindo duas etapas. A primeira é a previsão das características da brecha, como formato, altura, largura, inclinação das laterais e, a segunda, é a modelagem entre o armazenamento do reservatório e a vazão que passa pela brecha. No entanto, diversos programas não simulam diretamente a formação da brecha, eles apenas utilizam características da brecha informadas pelo usuário para o cálculo de *routing*.

As formas de análise da formação da brecha foram divididas em quatro categorias (RECLAMATION, 1988 *apud* WAHL, 1988): métodos de base física, modelos paramétricos, equações de previsão e análise comparativa. O primeiro

trata da formação da brecha e do fluxo através dela utilizando um modelo de erosão que se baseia nos princípios da hidráulica, transporte de sedimentos e mecânica dos solos. O segundo utiliza informações de estudos de caso para estimar o tempo de ruptura e a forma final da brecha e, a partir disso, simula a formação da brecha como um processo linear, relacionado ao tempo e calcula o fluxo através da brecha utilizando equações da hidráulica. O terceiro estima a vazão de pico por meio de equações empíricas baseadas em estudos de caso. Por fim, o quarto é o caso em que a barragem que está sendo estudada é muito similar a uma barragem real que sofreu ruptura, sendo este acontecimento bem documentado, de forma que os parâmetros da brecha e vazão de pico máxima possam ser estimados por comparação.

Os três últimos métodos são os mais utilizados, mas apresentam algumas restrições. Isso ocorre pois há poucos registros de acidentes envolvendo grandes barragens, de forma que a determinação por comparação se torna difícil. Outro fator é que, ainda nas barragens pequenas, nas quais há um maior número de registros e caracterização da falha, grande parte dos registros é de baixa qualidade acentuada pela disparidade de conceitos como, por exemplo, qual instante considerar como o início da formação da brecha.

Para melhor compreensão dos modelos, faz-se necessário a definição dos parâmetros da brecha. Assim, tem-se h_{bm} , que é a altura final da base da brecha. O outro parâmetro é a largura final na base da brecha b , podendo ser informada também como a largura média da brecha ou o conjunto de medidas de largura da brecha no topo e na base. E, por último, a inclinação z , que define o formato da brecha. A Figura 11, a seguir, apresenta de forma clara as variáveis citadas.

Figura 11 – Formação da brecha. Adaptado de (FREAD & LEWIS, 1998).

Outras variáveis de grande importância a serem definidas são relacionadas ao tempo. Assim, tem-se o tempo de iniciação da brecha que é caracterizado pelo início do galgamento da estrutura até o início da formação da brecha. Neste estágio inicia-se o tempo de formação da brecha que é caracterizado pelo início da formação da brecha na face de montante, ou na face de jusante no caso de *overtopping*, até que a brecha seja completamente formada.

Tendo sido definidas as variáveis envolvidas na formação da brecha, a seguir serão apresentados alguns métodos utilizados para os cálculos. Para facilitar a compreensão da origem dos modelos, eles serão apresentados seguindo a divisão de modelos baseados em estudos de caso para previsão de parâmetros da brecha e para previsão da vazão de pico e modelos com embasamento físico.

Apresentando-se inicialmente os modelos baseados em estudos de caso para a determinação de parâmetros da formação de brecha, tem-se a Tabela 1:

Tabela 1 – Estudos para determinação dos Parâmetros da Brecha Baseados em Estudos de Caso. Adaptado de (WAHL T. L., 1998).

Referência	Número de Casos Estudados
Johnson e Illes (1976)	
Singh e Snorrason (1982, 1984)	20

Referência	Número de Casos Estudados
Mac Donald e Langridge-Monopolis FERC (1987)	42
Froehlich (1987)	43
Reclamation (1988)	9
Singh e Scarlatos (1988)	52
Von Thun e Gillette (1990)	57
Dewey e Gillette (1993)	57
Froehlich (1995)	63

Em seguida, apresenta-se os modelos baseados em estudos de caso para a determinação do pico de vazão de saída, na Tabela 2 a seguir:

Tabela 2 – Estudos para determinação da Vazão de Pico Baseados em Estudos de Caso. Adaptado de (WAHL T. L., 1998).

Referência	Número de Casos
Kirkpatrick (1977)	16
SCS (1981)	13
Hagen (1982)	6
Reclamation (1982)	21
Singh e Snorrason(1982, 1984)	20
Graham (sem data)	19
MacDonald e Langridge-Monopolis	42
Costa (1985)	31
Evans (1986)	
Froehlich (1995)	22

Por fim, tem-se os modelos com embasamento físico, sendo alguns citados na Tabela 3 a seguir:

Tabela 3 – Modelos com Embasamento Físico para Modelagem de Brecha. Adaptado de (SINGH e SCARLATOS, 1988 ; WURBS, 1987 *apud* WAHL, 1998).

Referência
Cristofano (1965)
Harris e Wagner (1967) BRDAM (Brown e Rogers,

Referência
DAMBRK (Fread, 1977)
Lou (1981) Ponce e Tsivoglou (1981)
BREACH (Fread, 1988)
BEED (Singh e Scarlatos, 1985)
FLOW SIM 1 e FLOW SIM 2 (Bodine, sem data)

Além dos modelos acima apresentados, (SALIBA, 2009) apresenta uma metodologia para determinação do hidrograma efluente em função da erodibilidade do material como principal fator determinante para simulação do desenvolvimento da brecha. O estudo apresenta a alternativa da utilização das equações de erodibilidade no lugar das equações de transporte para a definição da geometria da brecha e consequente determinação do hidrograma efluente. Grandes erros podem ser cometidos se a erodibilidade não é considerada (ASCE/EWRI Task Committee on Dam/Levee Breaching, 2011).

A metodologia proposta se inicia no cálculo da velocidade de escoamento, a cada metro, no talude de jusante. Para esses cálculos, o regime de escoamento gradualmente variado foi considerado. Determinados os valores de velocidade, calcula-se, para esses pontos do talude, a erosão causada pelo escoamento. Esse procedimento é realizado por meio das funções de erodibilidade obtidas de acordo com o grau de compactação considerado. Assim, o rebaixamento é considerado de forma contínua, resultando no processo erosivo. A ocorrência desse processo é considerada até alcançar a fundação, uma vez que esse material é resistente.

As velocidades encontradas são maiores quanto mais a jusante, a partir da crista da barragem, tendo em vista a transformação da energia potencial em cinética. Desta maneira, as camadas erodidas nessa região também são maiores o que leva a acentuação progressiva do talude de jusante atingindo grandes declividades longitudinais. Para trabalhar com esse problema, adotou-se que, quando as declividades fossem superiores as 1V:1H, haveria o rompimento do talude de forma que esse voltaria a ter esse valor de declividade, sendo essa considerada como a mínima estável.

Assim, os rebaixamentos e as rupturas permitem a liberação do volume armazenado no reservatório. Para o cálculo da saída do volume, o método de Puls é considerado, utilizando a laminação das vazões afluentes. A

reconstrução das curvas de interpolação é realizada para cada intervalo de tempo, uma vez que a soleira vertente tem suas dimensões e altura de fundo alteradas para cada intervalo de tempo.

O modelo de formação de brecha utilizado no Cliv+, por sua vez, considera a formação de uma brecha trapezoidal que tem seu início no topo da crista e cresce em direção ao pé da estrutura. O fluxo através da brecha é calculado por meio da equação de escoamento em soleiras espessas, sendo apresentada a seguir:

$$Q = C_d C_a (b y_c + z y_c^2) \sqrt{2g(H - y_c)} \quad (4.19)$$

onde b é a largura da base da soleira, z é a inclinação dos taludes da seção trapezoidal, ou seja, as laterais da brecha, C_d é o coeficiente de descarga, C_a é o coeficiente de submergência, y_c é a profundidade crítica sobre a soleira, H é a carga hidráulica sobre a soleira e g é aceleração da gravidade. O equacionamento proposto e a determinação dos coeficientes segue as indicações propostas por BOB, REPLOGLE e CLEMMENS, 1986 *apud* AES TIETE, 2007.

Para a determinação da profundidade crítica sobre a soleira, y_c , utilizam-se os dados de carga hidráulica H e da largura da base da soleira, b e obtém-se o resultado por meio da relação apresentada na Figura 12 seguir:

Figura 12 – Obtenção da profundidade crítica sobre a soleira em função dos parâmetros H e b .
(AES TIETE, 2007).

Para a determinação do coeficiente de descarga, C_d , a seguinte função, que utiliza como dado de entrada a carga hidráulica H e o comprimento de soleira L é utilizada:

$$C_d = \left(\frac{H}{L} - 0.07 \right)^{0.018} \leq 1 \text{ se } \frac{H}{L} \geq 0.075 \quad (4.20)$$

$$C_d = 0.9 \text{ se } \frac{H}{L} < 0.075 \quad (4.21)$$

As expressões acima apresentadas são ilustradas por meio do gráfico apresentado na Figura 13 a seguir:

Figura 13 – Valor do coeficiente de descarga em função da relação H/L. (AES TIETE, 2007).

Com relação ao coeficiente de submergência, C_a , este representa a redução de vazão através da soleira em decorrência do afogamento por jusante. Seu valor é calculado utilizando-se as seguintes fórmulas:

$$C_a = 1 \text{ se } \frac{H_j}{H_m} < 0,65 \quad (4.22)$$

$$C_a = \frac{9}{2\sqrt{3}} \frac{H_j}{H_m} \sqrt{1 - \frac{H_j}{H_m}} \text{ se } 0,65 \leq \frac{H_j}{H_m} < 1 \quad (4.23)$$

$$C_a = 0 \text{ se } \frac{H_j}{H_m} \geq 1 \quad (4.24)$$

onde H_j é a profundidade do escoamento a jusante da soleira e H_m é a profundidade do escoamento a montante da soleira. A ilustração da variação

do coeficiente de submergência em função da relação entre as profundidades de jusante e montante é apresentada na Figura 14 a seguir:

Figura 14 – Valor do coeficiente de submergência em função da relação H_j/H_m . (AES TIETE, 2007).

Com relação à formação e à evolução da brecha, o sistema considera que a mesma se inicia e cresce a uma taxa que pode ser ou não linear, durante o período de falha, t , até que a largura da base da brecha, b , tenha atingido seu tamanho final além de sua altura final, h_{bm} . A elevação do fundo da brecha, h_b , é calculada em função do tempo, por meio da equação a seguir:

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) \left(\frac{t_b}{t} \right)^{\rho_0} \text{ sendo } 0 < t_b < t \quad (4.25)$$

onde t_b é o tempo desde o início da formação da brecha e ρ_0 é o parâmetro que especifica o grau de não linearidade. Normalmente, o valor utilizado para esse parâmetro é de 1, sendo assim, uma taxa linear. Para o cálculo da base da brecha em qualquer instante, a seguinte equação é utilizada:

$$b_i = b \left(\frac{t_b}{t} \right)^{\rho_0} \text{ sendo } 0 < t_b < t \quad (4.26)$$

Na simulação da formação da brecha, o início desta ocorre quando o nível d'água excede em certo valor h_f , a crista da barragem. Desta maneira, pode ocorrer a situação de *overtopping* sem que se inicie a formação da brecha.

A formação da brecha ocorre de maneira diferente em estruturas de concreto e em estruturas de terra. No primeiro caso, o tempo de formação da brecha, normalmente, é de poucos minutos e o parâmetro z é tomado como 0, ou seja, laterais verticais e, no caso de barragens de concreto em arco, o rompimento ocorre destruindo toda a estrutura. No segundo caso, apenas parte da estrutura é afetada e isso não ocorre instantaneamente.

Para a determinação dos parâmetros, existem diversas metodologias, conforme apresentado anteriormente. Dentre eles, será apresentado em detalhe um baseado na análise de eventos anteriores e outro baseado em modelagem física da brecha por modelos de erosão. O primeiro modelo realizou a análise de 63 casos de formação de brecha e chegou às seguintes equações:

$$\bar{b} = 9,5k_0(V_r h_d)^{0,25} \quad (4.27)$$

$$t = 0,59 \frac{V_r^{0,47}}{h_d^{0,9}} \quad (4.28)$$

onde $\bar{b}$ é a largura média da brecha em pés, t é o tempo de rompimento em horas, k_0 é 0,7 para *piping* e 1 para *overtopping*, V_r é o volume do reservatório em acre-pés, h_d é a altura da água através da brecha, sendo admitido como a altura da brecha, em pés (FROELICH, 1987 e 1995 *apud* FREAD& LEWIS, 1998).

O outro modelo, baseado na modelagem física da brecha é o BREACH (FREAD, 1984 *apud* FREAD& LEWIS, 1998). Este modelo utiliza as equações de transporte de sedimento de Meyer-Peter e Müller modificadas para canais inclinados (SMART, 1984 *apud* WAHL, 1998). O modelo permite a determinação dos materiais que formam a barragem, sejam eles o núcleo da barragem, porção mais externa e a cobertura, vegetação ou *riprap*, na camada de jusante. O fluxo através da brecha é determinado por meio das equações do vertedor ou orifício. O modelo considera a vazão de saída de vertedores da própria barragem além da influência do nível d'água de jusante. Com relação à

formação da brecha, o modelo considera que a forma da brecha pode ser impactada pela estabilidade dos taludes das laterais da brecha e pelo possível colapso da parte superior da barragem por cisalhamento e deslizamento. Ainda que não seja o modelo mais utilizado, (WAHL T. L., 1988) defende que este é o melhor modelo com embasamento físico.

As variações no hidrograma de saída decorrentes do erro na estimativa dos parâmetros anteriormente citados variam de acordo com a região analisada e com o volume dos reservatórios. Desta forma, concluiu-se que, para pequenos reservatórios, variações no tempo de formação da brecha alteram significativamente a vazão de pico de saída (SINGH e SNORRASON, 1984 *apud* WAHL, 1998). O mesmo ocorre com as variações quanto à largura da brecha, principalmente em casos de grandes reservatórios. As variações quanto à altura da brecha, no entanto, possuem pouca influência nas vazões de pico. Para regiões próximas à barragem, a largura e o tempo de formação da brecha tem grande importância (PETRASCHECK e SYDLER, 1984 *apud* WAHL, 1998). No entanto, para regiões distantes, o instante de pico da onda de inundação varia significativamente com o tempo de formação da brecha, mas o valor da vazão de pico e os níveis de inundação são insensíveis a variações nos parâmetros de formação da brecha.

4.5 Modelagem Hidrodinâmica em Canais

O escoamento da água é representado quantitativamente por variáveis como vazão, velocidade e profundidade. E, a análise desse escoamento, normalmente é realizada por meio do estudo da conservação de massa ou de volume e da quantidade de movimento e energia. Desta forma, os modelos hidrodinâmicos se utilizam de equações diferenciais que representam a conservação de massa e a quantidade de movimento do escoamento, para simular o movimento das águas nos rios e canais. Essas equações são chamadas de equações de Saint-Venant (BARTH *et. al.*, 1987).

Tendo em vista sua importância para o estudo, elas serão detalhadas a seguir. Além disso, serão apresentados também os mecanismos utilizados para cálculos do nível d'água em reservatórios, cálculos utilizados na solução das

equações diferenciais, formação de brecha na barragem e geração do MDT. Após detalhados esses pontos, serão apresentados alguns modelos mais conhecidos com foco no CLiv +, que é o modelo utilizado no estudo.

4.5.1 Equações básicas para escoamento Unidimensional (1D)

Em um escoamento variado, regime não-permanente, vazões e profundidades variam com o tempo e com a região do canal analisada. Assim, os problemas exigem a utilização de duas equações diferenciais parciais que representam o princípio da conservação de massa e da conservação do momento. A forma diferencial completa dessas duas equações são denominadas equações de Saint-Venant. Para estudar o problema da onda de cheia formada pela ruptura da barragem, faz-se necessário utilizar essas equações. O que se busca por meio delas é a vazão e a profundidade em função do tempo e do espaço.

A onda de cheia ou a onda de transição, que é o objeto deste estudo, é uma perturbação se movendo na direção longitudinal. Ela se propaga com uma velocidade absoluta que é a soma da velocidade média da água com a celeridade da onda. Cabe ressaltar que a teoria desenvolvida considera a propagação da onda em águas rasas.

Para derivar as equações, inicialmente apresenta-se o Teorema de Transporte de Reynolds e, em seguida, sua aplicação no equacionamento da conservação de massa e na conservação da quantidade de movimento.

TEOREMA DE TRANSPORTE DE REYNOLDS

Considerando-se inicialmente um volume de controle fixo e $N(x,y, z, t)$ uma propriedade extensiva onde:

$$N = \int_{V_t} \rho n dV_t \quad (4.29)$$

sendo $n(x,y,z,t)$ uma propriedade intensiva e $\rho(x, y, z, t)$ a massa específica. Fazendo-se $f = \rho n$ chega-se à:

$$N = \int_{V_t} f dV_t \quad (4.30)$$

E buscando a derivada total, encontra-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \frac{D}{Dt} \int_{V_t} f dV_t \quad (4.31)$$

Considerando-se o lema:

$$\frac{DJ}{Dt} = J \nabla \cdot \vec{V} \quad (4.32)$$

onde J representa o Jacobiano, tem-se que:

$$dV_t = J dV_0 \quad (4.33)$$

onde $0 \leq J \leq \infty$. Para melhor compreensão dos termos da equação apresentada, estes são ilustrados na Figura 15 a seguir:

Figura 15 – Ilustração do sistema analisado

Substituindo as equações (4.33) em (4.31), tem-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \frac{D}{Dt} \int_{V_0} f J dV_0 \quad (4.34)$$

onde:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \int_{\mathcal{V}_0} \frac{D}{Dt} (fJ) d\mathcal{V}_0 \quad (4.35)$$

E, desenvolvendo a equação, tem-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \int_{\mathcal{V}_0} \left(J \frac{Df}{Dt} + f \frac{DJ}{Dt} \right) d\mathcal{V}_0 \quad (4.36)$$

E, utilizando-se o lema, tem-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \int_{\mathcal{V}_0} \left(J \frac{Df}{Dt} + fJ \nabla \cdot \vec{V} \right) d\mathcal{V}_0 \quad (4.37)$$

Assim:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \int_{\mathcal{V}_0} \left(\frac{Df}{Dt} + f \nabla \cdot \vec{V} \right) J d\mathcal{V}_0 \quad (4.38)$$

Realizando as substituições de (4.33) em (4.38) tem-se:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \int_{\mathcal{V}_t} \left(\frac{Df}{Dt} + f \nabla \cdot \vec{V} \right) d\mathcal{V}_t \quad (4.39)$$

Como:

$$\frac{Df}{Dt} = \frac{\partial f}{\partial t} + (\vec{V} \cdot \nabla) f \quad (4.40)$$

Tem-se que:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \int_{\mathcal{V}_t} \left(\frac{\partial f}{\partial t} + (\vec{V} \cdot \nabla) f + f \nabla \cdot \vec{V} \right) d\mathcal{V}_t \quad (4.41)$$

E, como:

$$(\vec{V} \cdot \nabla) f + f \nabla \cdot \vec{V} = \nabla \cdot (f \vec{V}) \quad (4.42)$$

Chega-se a:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \int_{\mathcal{V}_t} \left(\frac{\partial f}{\partial t} + \nabla \cdot (f \vec{V}) \right) d\mathcal{V}_t \quad (4.43)$$

E, considerando o Teorema de Gauss, representado abaixo:

$$\int_{\mathcal{V}_t} \nabla \cdot (f\vec{V}) d\mathcal{V}_t = \int_{S_t} f\vec{V} \cdot d\vec{A} \quad (4.44)$$

Encontra-se que:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \int_{\mathcal{V}_t} \left(\frac{\partial f}{\partial t} \right) d\mathcal{V}_t + \int_{S_t} f\vec{V} \cdot d\vec{A} \quad (4.45)$$

E, por fim, voltando à informação inicial de $f = \rho n$, chega-se à forma clássica da apresentação do Teorema de Transporte de Reynolds.

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \int_{\mathcal{V}_t} \frac{\partial(\rho n)}{\partial t} d\mathcal{V}_t + \int_{S_t} (\rho n)\vec{V} \cdot d\vec{A} \quad (4.46)$$

CONSERVAÇÃO DE MASSA

Para a situação da conservação de massa, utiliza-se o Teorema de Transporte de Reynolds, sendo $N=M$, onde M representa a massa do sistema. Desta forma:

$$\left(\frac{DN}{Dt} \right)_{sist} = \left(\frac{DM}{Dt} \right)_{sist} = 0 \quad (4.47)$$

e $n=1$. Além disso, tem-se que $\mathcal{V}_t = \mathcal{V}_C$, sendo o último termo o volume de controle, e $S_t = S_C$, sendo que nesse caso o último termo é a superfície de controle. Substituindo-se na equação (4.46), chega-se a:

$$0 = \frac{\partial}{\partial t} \int_{\mathcal{V}_C} \rho d\mathcal{V} + \int_{S_C} \rho \vec{V} \cdot d\vec{A} \quad (4.48)$$

Essa equação significa que a variação de massa dentro do volume de controle é balanceada pelo fluxo de massa na superfície de controle. Seja o sistema ao qual as equações serão aplicadas representado na Figura 16:

Figura 16 – Apresentação das variáveis estudadas dentro do sistema.

Assim, tem-se que:

$$\frac{\partial}{\partial t}[\rho_{12}A_{12}\Delta x] + \rho_2 V_2 A_2 - \rho_1 V_1 A_1 - \rho_{12} Q_L = 0 \quad (4.49)$$

Dividindo-se a equação por Δx e aplicando o limite, tem-se:

$$\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left\{ \frac{\partial}{\partial t}[\rho_{12}A_{12}] + \frac{\rho_2 V_2 A_2 - \rho_1 V_1 A_1}{\Delta x} - \frac{\rho_{12} Q_L}{\Delta x} \right\} = 0 \quad (4.50)$$

Donde se retira que:

$$\frac{\partial}{\partial t}[\rho A] + \frac{\partial(\rho Q)}{\partial x} - \rho q = 0 \quad (4.51)$$

Considerando ρ constante, chega-se a:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (4.52)$$

CONSERVAÇÃO DA QUANTIDADE DE MOVIMENTO

Para a derivação das equações, utilizando-se a conservação da quantidade de movimento, considera-se a propriedade extensiva $N = \vec{P}$, onde $\vec{P}$ representa a quantidade de movimento e $n = \vec{v}$. Logo:

$$\left(\frac{DN}{Dt}\right)_{sist} = \left(\frac{D\vec{P}}{Dt}\right)_{sist} = \sum \vec{F}_{ext} \quad (4.53)$$

E, aplicando o Teorema de Transporte de Reynolds, tem-se:

$$\sum \vec{F}_{ext} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \vec{v} u \tau + \int_{SC} \rho \vec{v} (\vec{v} \cdot u A) \quad (4.54)$$

Analisando-se as forças que atuam em uma porção de massa, pode-se dividir as forças que atuam no sistema em superficiais, no caso pressão e cisalhamento, e de campo, sendo ela a gravitacional nesta aplicação. Essas forças e as demais variáveis envolvidas no desenvolvimento dessas equações são apresentadas na Figura 17 a seguir:

Figura 17 – Ilustração da disposição das forças consideradas no equacionamento da conservação de massa.

Assim, o equacionamento das forças é apresentado a seguir:

$$Pressão = \rho g (\bar{y}_1 A_1 - \bar{y}_2 A_2) \quad (4.55)$$

$$Cisalhamento = \tau_0 P_{12} \Delta x \quad (4.56)$$

$$Peso = \rho g A_{12} \Delta x \text{sen} \theta \quad (4.57)$$

Desenvolvendo-se os termos da equação (4.54), tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} \rho \vec{v} u \tau = \frac{\partial [V_{12} A_{12}]}{\partial t} \Delta x \quad (4.58)$$

$$\int_{SC} \rho \vec{v} \cdot (\vec{v} u_A) = [\rho \beta_2 V_2^2 A_2 - \rho \beta_1 V_1^2 A_1] \quad (4.59)$$

Substituindo-se essas equações na equação (4.54), tem-se:

$$\begin{aligned} \rho g(\bar{y}_1 A_1 - \bar{y}_2 A_2) - \tau_0 P_{12} \Delta x + \rho g A_{12} \Delta x \sin \theta = \frac{\partial [\rho V_{12} A_{12}]}{\partial t} \Delta x + \\ + [\rho \beta_2 V_2^2 A_2 - \rho \beta_1 V_1^2 A_1] \end{aligned} \quad (4.60)$$

Rearranjando a equação e dividindo os termos por Δx e levando ao limite, tem-se:

$$\lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left\{ \frac{\partial}{\partial t} [\rho V_{12} A_{12}] + \frac{\rho \beta_2 V_2^2 Q_2 - \rho \beta_1 V_1^2 Q_1}{\Delta x} + \frac{\rho g(\bar{y}_2 A_2 - \bar{y}_1 A_1)}{\Delta x} + \tau_0 P_{12} - \rho g A_{12} \sin \theta \right\} = 0 \quad (4.61)$$

De tal forma que:

$$\rho \frac{\partial}{\partial t} [VA] + \rho \frac{\partial (\beta V Q)}{\partial x} + \rho g \frac{\partial (A \bar{y})}{\partial x} + \tau_0 P - \rho g A \sin \theta = 0 \quad (4.62)$$

Assim, dividindo-se os termos por ρ e considerando $\sin \theta \cong \text{tg} \theta$, visto que se trata de ângulos pequenos, tem-se:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial (A \bar{y})}{\partial x} + \frac{\tau_0 P}{\rho} - g A \text{tg} \theta = 0 \quad (4.63)$$

Desenvolvendo-se o terceiro termo da equação (4.63), tem-se:

$$\begin{aligned} g \frac{\partial (A \bar{y})}{\partial x} &= g \frac{\partial (A \bar{y})}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial x} \\ g \frac{\partial (A \bar{y})}{\partial x} &= g \lim_{\Delta y \rightarrow 0} \left\{ \frac{\left[A(\bar{y} + \Delta y) + \frac{B}{2} (\Delta y)^2 \right] - [A \bar{y}]}{\Delta y} \right\} \frac{\partial y}{\partial x} \\ g \frac{\partial (A \bar{y})}{\partial x} &= g \lim_{\Delta y \rightarrow 0} \left\{ \frac{\left[A \Delta y + \frac{B}{2} \Delta y^2 \right]}{\Delta y} \right\} \frac{\partial y}{\partial x} \\ g \frac{\partial (A \bar{y})}{\partial x} &= g A \frac{\partial y}{\partial x} \end{aligned} \quad (4.64)$$

E, desenvolvendo-se o quarto termo da equação (4.63), tem-se:

$$\frac{\tau_0 P}{\rho} = u_*^2 \frac{A}{R_H}$$

$$\frac{\tau_0 P}{\rho} = \frac{u_*^2}{V^2} \frac{V^2 A}{R_H}$$

onde

$$Q = \sqrt{\frac{8g}{f}} A \sqrt{R_H j} \quad (4.65)$$

Logo:

$$\frac{\tau_0 P}{\rho} = \frac{f}{8} \frac{Q^2}{AR_H}$$

$$\frac{\tau_0 P}{\rho} = gAj \quad (4.66)$$

Por fim, desenvolvendo-se o quinto termo da equação (4.63), tem-se:

$$-gAtg\theta = -gAi \quad (4.67)$$

Assim, substituindo-se na equação (4.63), tem-se:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAj - gAi = 0 \quad (4.68)$$

Que pode também ser escrita como:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} - gA(S_0 - S_f) = 0 \quad (4.69)$$

Desta maneira, as equações (4.52) e (4.69) são as equações de Saint-Venant. Para se chegar aos resultados acima apresentados, algumas simplificações foram adotadas no processo de dedução das equações. Dentre elas, pode-se destacar o fato de se considerar o fluido incompressível e homogêneo e o seno igual à tangente tendo em vista o baixo valor de inclinação. Considera-se também que o escoamento é unidirecional. Além disso, aceita-se que exista uma variação gradual das seções e que a declividade da linha de carga é a mesma que a calculada utilizando-se

equações de movimento uniforme. Considera-se também que o fundo do canal é estável e que a força de atrito é a mesma tanto no escoamento uniforme quanto no variado. Conforme encontrado na bibliografia consultada, essas simplificações não apresentam grandes problemas para os resultados práticos.

4.5.2 Métodos numéricos para a resolução das equações de Saint-Venant

As equações de Saint-Venant formam um conjunto de equações diferenciais parciais do tipo hiperbólico que só admite soluções analíticas para problemas muito simples. Assim, para a solução dessas equações faz-se necessária a utilização de métodos numéricos. Alguns exemplos de técnicas mais utilizadas com esse objetivo são o método das características, método das diferenças finitas e métodos dos elementos finitos. Nesse estudo, no entanto, maior foco será dado ao método das diferenças finitas.

Nesse último faz-se necessária a discretização do problema. Para o caso do problema de escoamento em rios e canais, considera-se que o problema é unidimensional, de forma que a representação do rio pode acontecer por meio de nós, o que implica na tentativa de ajustar uma função a esses nós. Assim, o processo numérico é uma forma simples de solucionar de forma discreta as equações do escoamento em pontos predeterminados dentro de um domínio de solução (PORTO, 2006).

Para representar as equações diferenciais de uma forma discreta, utiliza-se a teoria matemática da aproximação dos valores de uma função por meio das séries de Taylor. Assim, seja uma função $f(x)$ contínua, definida em um intervalo, e um ponto x_0 um ponto conhecido pertencente à função, a expansão por meio das séries de Taylor da função $f(x)$ ao redor de x_0 é dada por:

$$f(x_0 + \Delta x) = f(x_0) + \Delta x f'(x_0) + \frac{(\Delta x)^2}{2!} f''(x_0) + \frac{(\Delta x)^3}{3!} f'''(x_0) + O[(\Delta x)^4] \quad (4.70)$$

$$f(x_0 - \Delta x) = f(x_0) - \Delta x f'(x_0) + \frac{(\Delta x)^2}{2!} f''(x_0) - \frac{(\Delta x)^3}{3!} f'''(x_0) + O[(\Delta x)^4] \quad (4.71)$$

Nas equações anteriores, o termo $O[(\Delta x)^4]$ representa os termos restantes da série que contêm potências de Δx maiores ou iguais à quarta ordem. Rearranjando os termos e dividindo os membros por Δx , encontra-se:

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0)}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (4.72)$$

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0) - f(x_0 - \Delta x)}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (4.73)$$

E, desprezando-se os termos $O(\Delta x)$ das equações, tem-se:

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0)}{\Delta x} \quad (4.74)$$

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0) - f(x_0 - \Delta x)}{\Delta x} \quad (4.75)$$

A equação (4.74) é denominada de diferença finita progressiva e a (4.75) é a diferença finita regressiva. Os dois esquemas são classificados como de primeira ordem tendo em vista que seus erros inerentes são de primeira ordem.

Uma representação geométrica da derivada pode ser observada na Figura 18 a seguir, na qual a equação (4.74) é representada pela reta PB e a equação (4.75) é representada pela reta AP.

Figura 18 – Aproximação por diferenças finitas. (PORTO, 2006)

Outra alternativa para a aproximação do valor da derivada por diferenças finitas é por meio da declividade da linha que passa por AB, denominada diferença finita centrada. É um esquema de aproximação de segunda ordem, ou seja, com precisão melhor que as anteriores. Sua formulação pode ser obtida eliminando-se $f(x_0)$ das equações o que conduz ao seguinte resultado:

$$f'(x_0) = \frac{f(x_0 + \Delta x) - f(x_0 - \Delta x)}{2\Delta x} \quad (4.76)$$

Quando se aplica diferenças finitas a um problema físico, o domínio é discretizado por uma grade de pontos e, no caso unidimensional, ocorre a divisão em tramos, normalmente de comprimento uniforme, de forma que cada extremidade de um tramo representa um nó computacional. Normalmente, os nós das extremidades são denominados nós de fronteira e os demais, nós interiores. Os cálculos que envolvem os nós de fronteira são denominados de cálculos das condições de contorno. Com relação ao processo computacional, tem-se que ele é realizado em intervalos discretos de tempo, de forma que a diferença entre dois intervalos consecutivos é denominada de intervalo de tempo computacional.

Para o cálculo das variáveis do problema, existem duas alternativas sejam elas o esquema explícito e o implícito. No primeiro, a aproximação por diferença finita da derivada espacial é expressa em termos de valores das variáveis no nível de tempo conhecido, de forma que as equações resultantes podem ser resolvidas diretamente, para cada nó em cada tempo. O segundo,

no entanto, é aquele no qual a aproximação por diferença finita da derivada espacial é expressa em termos de valores das variáveis no nível de tempo desconhecido, de forma que as equações algébricas do sistema inteiro são resolvidas simultaneamente (PORTO, 2006).

No esquema explícito, há vários métodos utilizados na solução de problemas transitórios em escoamento livre. Dentre esses métodos, destaque será dado ao esquema difusivo.

Com relação à eficiência de um método numérico, considera-se que um sistema entre nesta classificação se ele for estável e observar certa acuracidade ao longo da solução. Desta maneira, pode-se afirmar que o sistema é estável se o erro introduzido não se desenvolve no processo computacional de forma a comprometer a solução final. Assim, a classificação de instável surge quando o erro é amplificado rapidamente, alterando significativamente o resultado final (PORTO, 2006).

Para que a estabilidade seja alcançada, a discretização da malha computacional, em termos de intervalo de tempo e espaço, deve ser realizada de modo refinado. No caso do esquema difusivo anteriormente citado, a condição para que haja estabilidade é dada pela condição de estabilidade de Courant. Essa condição estabelece que a velocidade máxima de uma característica de um elemento do grid numérico $\Delta x / \Delta t$ deve ser igual ou maior que a velocidade física da propagação de informações no problema real, sendo esse o resultado da soma $|V \pm c|$ realizado em cada um dos nós de discretização. Esta soma é o maior valor absoluto previsto para a velocidade absoluta da onda. Assim, chega-se a equação a seguir:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\max |V \pm c|} \quad (4.77)$$

No esquema de diferenças explícito, só haverá estabilidade se os intervalos de tempo e espaço satisfizerem a condição de Courant por todo o processo numérico. Como consequência, para que essa condição seja respeitada, por vezes faz-se necessária a utilização de intervalos de tempo muito pequenos, levando a grandes tempos de processamento. Uma opção, neste caso, é a utilização do esquema implícito.

No esquema implícito, as derivadas parciais em relação ao espaço são substituídas por aproximações de quocientes de diferenças finitas, em termos das variáveis no nível de tempo desconhecido (PORTO, 2006). Há uma série de formulações utilizadas que variam de acordo com as aproximações e coeficientes utilizados. Alguns exemplos de métodos conhecidos são o de eliminação de Gauss, de Gauss-Seidel, Newton-Raphson e o esquema de Preismann e de MacCormack, sendo esses dois últimos mais utilizados na análise do escoamento não permanente com superfície livre, de forma que serão detalhados neste estudo.

Iniciando pelo esquema de Preismann, seja uma função $f(x,t)$ contínua e derivável, com velocidade média V e nível d'água y . Essa função e suas derivadas aproximadas por diferenças finitas podem ser expressas por meio das equações a seguir:

$$f(x,t) \approx \theta [\phi f_{i+1}^{k+1} + (1-\phi)f_i^{k+1}] + (1-\theta) [\phi f_{i+1}^k + (1-\phi)f_i^k] \quad (4.78)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{1}{\Delta x} [\theta (f_{i+1}^{k+1} - f_i^{k+1}) + (1-\theta)(f_{i+1}^k - f_i^k)] \quad (4.79)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{1}{\Delta t} [\phi (f_{i+1}^{k+1} - f_{i+1}^k) + (1-\phi)(f_i^{k+1} - f_i^k)] \quad (4.80)$$

onde os termos θ e ϕ são respectivamente os fatores de ponderação no tempo e no espaço. Esses fatores podem assumir valores entre 0 e 1. O esquema de equações pode ser melhor compreendido analisando-se a Figura 19 a seguir:

Figura 19 – Esquema de diferenças finitas. (PORTO, 2006)

Quando termo ϕ assume o valor 0,5 o esquema clássico de Preismann é constituído, no qual se tem que se $\theta=0$ o esquema é completamente explícito; se $\theta=1$ o esquema é completamente implícito e se $\theta=0,5$ o esquema é implícito centrado a quatro pontos. Assim, seja a equação a seguir que representa um caso genérico da função:

$$\tilde{f} = \left(\frac{f_{i+1}^{k+1} - f_i^{k+1}}{2} \right) + (1-\theta) \left(\frac{f_{i+1}^k - f_i^k}{2} \right) \quad (4.81)$$

Tem-se que sua aplicação na equação da continuidade resulta em:

$$\frac{\theta}{\Delta x} (\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i) + \frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1} - Q_i) + \frac{\tilde{t}}{2\Delta t} (\Delta y_{i+1} - \Delta y) + \frac{\tilde{t}}{2\Delta t} (\Delta z_{i+1} - \Delta z_i) = \tilde{c} \quad (4.82)$$

E, de forma semelhante, aplicando as substituições na equação da quantidade de movimento, tem-se:

$$\begin{aligned}
& \left(\frac{\Delta Q_{i+1} - \Delta Q_i}{2\Delta t} + 2\tilde{f}_{i+1/2}^{(n)} (Q_{i+1} - \Delta Q_i) + \frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1} - Q_i) \right) + \\
& \left(g_{i+1/2}^{(n)} \left(\frac{y_{i+1} - \Delta y_i}{\Delta x} + \frac{i}{\Delta x} (y_{i+1} - y_i) \right) + \right. \\
& \left. + \frac{\tilde{f}_{i+1/2}^{(n)}}{\Delta x} \right) + g_{i+1/2}^{(n)} \left(\frac{y_{i+1} - \Delta y_i}{\Delta x} + \frac{i}{\Delta x} (y_{i+1} - y_i) \right) +
\end{aligned} \quad (4.83)$$

Para cada nó há duas incógnitas, de forma que ao se escrever as equações para os N nós da grade, tem-se um conjunto de 2N equações. Percebe-se também que não é possível escrever as equações para o nó N+1 visto que não existe o nó N+2. Desta forma, há um total de 2(N+1) incógnitas e, portanto, necessita-se buscar mais duas equações para a solução do sistema. Essas equações, então, vêm das condições de fronteira de montante e jusante do canal.

O esquema de MacCormack, por sua vez, é de grande uso, principalmente em casos que envolvem regiões com regimes subcríticos e supercríticos que se movem com o tempo (STURM, 2001). Os métodos de previsão-correção que envolvem dois passos de computação para cada passo de tempo no qual há uma primeira varredura para frente na direção espacial para propagar a influência das condições de fronteira de jusante no passo progressivo seguido por uma varredura para trás no passo regressivo que propaga o efeito da condição de contorno de jusante. Assim, escrevendo as equações de Saint-Venant de forma vetorial, tem-se:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F(U)}{\partial x} = S(U) \quad (4.84)$$

onde

$$U = \begin{bmatrix} A \\ Q \end{bmatrix}; F(U) = \begin{bmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gh_c A \end{bmatrix}; S(U) = \begin{bmatrix} 0 \\ gA(S_0 - S_f) \end{bmatrix} \quad (4.85)$$

E desta forma, as equações do esquema de MacCormack são dadas pelas equações:

$$U_i^p = U_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1}^k - F_i^k) + \Delta t S_i^k \quad (4.86)$$

$$U_i^c = U_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_i^p - F_{i-1}^p) + \Delta t S_i^p \quad (4.87)$$

onde p se refere aos valores das variáveis computadas no passo de tempo progressivo e c se refere aos valores determinados no passo regressivo. As derivadas espaciais utilizam apenas dois pontos da malha e são calculadas como diferenças progressivas no passo progressivo e como diferenças regressivas no passo regressivo. A ordem dos passos progressivo ou regressivo pode ser trocada entre um passo e outro, no entanto, Chaudhry (1993) *apud* Sturm (2001) aponta que o passo progressivo deve ocorrer na direção da frente de onda. Ao final do cálculo dos passos progressivos e regressivos, a solução é admitida como a média simples entre os valores dos passos, representada na equação a seguir:

$$U_i^{k+1} = \frac{1}{2} (U_i^p + U_i^c) \quad (4.88)$$

4.5.3 Aplicativos correntes para modelagem hidrodinâmica

Uma vez que a fundamentação teórica presente nos modelos hidrodinâmicos foi desenvolvida, a seguir alguns dos principais modelos utilizados são descritos. Assim, serão apresentados os modelos HEC-RAS, FLDWAV e o modelo utilizado neste estudo, CLIV+.

O modelo HEC-RAS foi desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center (HEC), que é uma divisão do Institute for Water Resources (IWR) do U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 2010). O HEC-RAS permite a modelagem de escoamentos permanentes e não-permanentes. Para regime permanente, o procedimento básico é realizado com base na solução da equação de energia para uma dimensão. A equação do momento é utilizada em situações onde há uma variação rápida do nível d'água. Para regime não-permanente, o algoritmo UNET (Unsteady NET workmodel) é utilizado. O modelo também permite o cálculo considerando as obstruções no trecho causadas por estruturas como vertedores, barragens e pontes.

O HEC apresenta o HEC-Geo RAS, no qual o software HEC-RAS trabalha juntamente com o ArcMap, sendo que este último realiza o geoprocessamento. Desta forma, os resultados provenientes das simulações hidráulicas podem ser apresentados em um MDT, o que possibilita a visualização da localização das manchas de inundação (LAURIANO, 2009).

O modelo FLDWAV foi desenvolvido pelo National Weather Service (NWS). É também um modelo unidimensional que realiza a simulação do fluxo não-permanente, informando os níveis d'água e descarga em pontos específicos. Para solução, o modelo utiliza as equações completas de Saint-Venant que, juntamente com as equações de contorno, representa a variação rápida do fluxo em estruturas como pontes e barragens. Para a solução dessas equações o método das diferenças finitas é escolhido, optando pelo esquema implícito de quatro pontos (LAURIANO, 2009).

O FLDWAV calcula o escoamento em um curso d'água ou em vários cursos conectados. Quanto ao fluxo, tem-se que o modelo considera o fluido newtoniano e não-newtoniano. Além disso, de forma semelhante ao HEC-RAS, o regime pode ser alterado em qualquer tempo ou espaço, passando de subcrítico para supercrítico ou o contrário. Para melhor trabalhar com essas mudanças de regime, foram inseridas três técnicas ao modelo. A primeira é a LPI – Local Partial Inertial que é baseada no Modelo de Analogia de Difusão, de forma que simplifica as equações de Saint-Venant desprezando as parcelas inerciais na equação de quantidade de movimento. A segunda técnica é um algoritmo que subdivide automaticamente o canal de acordo com o número de Froude calculado para aquela região. A terceira técnica associa o esquema de soluções implícito de diferenças finitas ao esquema de solução explícito baseado no método das características. (UEMURA, 2009).

O modelo CLiv+ foi desenvolvido no Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica – CTH. Esse modelo é o resultado da soma do CLiv, que realiza a simulação da propagação de ondas de enchentes em canais, com as equações que consideram o rompimento de barragens. Além disso, o modelo considera reservatórios como condições de contorno a montante e jusante, de forma que é possível simular o rompimento de uma cadeia de barragens.

Para simulação, o modelo também utiliza as equações de Saint-Venant. Como solução, o esquema utilizado é derivado do proposto por Preissmann.

Nesse modelo, também é utilizado o esquema de diferenças finitas de quatro pontos. Como condições de contorno, na entrada e saída do canal, é possível colocar barragens e estruturas de controle de nível, como comportas, sendo possível adicionar suas regras de operação. Este modelo possui também a possibilidade de representação digital utilizando um MDT. Assim, é possível visualizar a localização da mancha de inundação (UEMURA, 2009). Com relação à representação do canal natural, essa se dá por meio da entrada de dados das seções transversais, representados por meio de pontos cartesianos. Assim, parâmetros de interesse como raio hidráulico e área são calculados de acordo com a subdivisão em lamelas verticais.

4.6 Modelo Digital de Terreno (MDT)

O MDT é o modo de transmitir ao computador as características espaciais do terreno. Assim o modelo digital pode ser representado de diversas formas como por uma equação analítica ou por uma rede ordenada de pontos (CINTRA, 1988). Por meio dessa informação, é possível realizar a comparação dos dados de nível d'água com a elevação do terreno na região de estudo, permitindo a geração das manchas de inundação e os mapas que serão utilizados nos PAEs.

O MDT pode ser gerado de diferentes formas, sendo a seguir citadas duas. A primeira se dá por meio da determinação de equações matemáticas que proporcionam uma representação contínua e a segunda trabalha com redes ordenadas de pontos, resultando em uma representação discreta da superfície (CINTRA, 1988). Para a criação deste último caso, pontos com as coordenadas x , y , z conhecidas, como pontos obtidos de levantamentos topográficos, são utilizados para determinação das cotas em outros pontos da rede discreta que representam o terreno. Essa rede pode ser quadrada, triangular, hexagonal, retangular entre outras formas. Neste caso, o espaçamento da grade deve ser menor ou igual à menor distância entre dois pontos de cotas conhecidas.

Atualmente, há uma grande disponibilidade de MDTs fornecidos gratuitamente por agências de pesquisa. Exemplos desses produtos são o

SRTM - Shuttle Radar Topography Mission (CGIAR-CSI, 2004) desenvolvido pela NASA (National Aeronautics and Space Administration) e NGA (National Geospatial-Intelligence Agency), o ASTER GDEM – Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer Global Digital Elevation Model (ASTER GDEM, 2009) desenvolvido pelo consórcio entre o Ministério da Economia, Comércio e Indústria do Japão (METI) e a NASA e, no Brasil, o TOPODATA disponibilizado pelo INPE, é um derivado do SRTM.

Outra maneira utilizada para obtenção de um MDT é a sua elaboração a partir de informações cartográficas da área estudada. Exemplo disso é a geração utilizando-se os dados nas cartas do IBGE que apresentam curvas de nível digitalizadas. O processo pode se dar por diferentes formas de interpolação utilizadas para o cálculo do valor aproximado da cota dos pontos de interesse.

Além do método anteriormente exposto apresenta-se também o método dos oito vizinhos mais próximos com média ponderada por cota e por quadrante. Nesse método, o valor buscado de cota de certo ponto é calculado por meio da média ponderada das cotas dos oito vizinhos mais próximos a esse ponto, dois a dois, em cada um dos quadrantes que circundam o ponto. A Figura 20 a seguir ilustra o procedimento descrito:

Figura 20 – Esquema utilizado no método dos oito vizinhos mais próximos (FCTH, 2004).

Assim, são atribuídos pesos para cada vizinho de acordo com uma função de ponderação que considera a distância entre o ponto cotado e o ponto da grade. Logo, seja z_i a cota do vizinho i , que possui as coordenadas x_i e y_i , calcula-se a distância entre este ponto e o ponto interpolado por meio da equação a seguir, sendo atribuído a este último ponto o índice c :

$$d_i = \sqrt{(x_i - x_c)^2 + (y_i - y_c)^2} \quad (4.89)$$

Seja a função de ponderação atribuída ao vizinho i :

$$f_i(x_i, y_i) = \left(\frac{1}{d_i} \right)^2 \quad (4.90)$$

A cota do ponto interpolado é encontrada por:

$$z(x_c, y_c) = \frac{\sum_{i=1}^8 (f_i \times z_i)}{\sum_{i=1}^8 (f_i)} \quad (4.91)$$

A utilização desses produtos é uma alternativa interessante, no entanto, faz-se necessário realizar a avaliação da precisão altimétrica dos mesmos, classificando-os de acordo com seu Padrão de Exatidão Cartográfica (PEC). Isso porque MDT com grande imprecisão altimétrica pode acarretar em resultados equivocados quanto às manchas de inundação, tanto aumentando quanto diminuindo a área atingida (LUCCHI *et. al.* 2011). Assim, em certos casos, o MDT não apresenta a precisão necessária.

A classificação utilizando-se os PECs foi desenvolvida tendo em vista sua aplicação em cartas, de forma que, ao aplicar essa metodologia em MDTs está se realizando uma analogia entre o MDT analisado e a qualidade exigida de uma carta com certa escala. Os critérios de classificação das cartas estão definidos no Decreto 89.817, de 20 de junho de 1984, sendo apresentados no texto a seguir:

“Art.8º As cartas, quanto à sua exatidão, devem obedecer ao Padrão de Exatidão Cartográfica - PEC, segundo o critério abaixo indicado:

[...]2. Noventa por cento dos pontos isolados de altitude, obtidos por interpolação de curvas-de-nível, quando testados no terreno, não deverão apresentar erro superior ao Padrão de Exatidão Cartográfica - Altimétrico - estabelecido.

§1º Padrão de Exatidão Cartográfica é um indicador estatístico de dispersão,

relativo a 90% de probabilidade, que define a exatidão de trabalhos cartográficos.

§2º A probabilidade de 90% corresponde a 1,6449 vezes o Erro Padrão - PEC = 1,6449 EP.

[...] §4º Para efeito das presentes Instruções, consideram-se equivalentes as expressões Erro-Padrão, Desvio-Padrão e Erro-Médio-Quadrático.

Art.9º As cartas, segundo sua exatidão, são classificadas nas Classes A, B e C, segundo os critérios seguintes:

a- Classe A

[...]2. Padrão de Exatidão Cartográfica - Altimétrico: metade da equidistância entre as curvas-de-nível, sendo de um terço desta equidistância o Erro-Padrão correspondente.

b- Classe B

[...]2. Padrão de Exatidão Cartográfica - Altimétrico: três quintos da equidistância entre as curvas-de-nível, sendo de dois quintos o Erro-Padrão correspondente.

c- Classe C

[...]2. Padrão de Exatidão Cartográfica - Altimétrico: três quartos da equidistância entre as curvas-de-nível, sendo de metade desta equidistância o Erro-Padrão correspondente. (BRASIL, Decreto nº 89.817: Instruções Reguladoras das Normas Técnicas da Cartografia Nacional, 20 de junho de 1984).

Assim, de forma resumida, tem-se que os critérios para classificação das cartas são conforme apresentado abaixo na tabela, comparando-se com uma carta na escala 1:50.000:

Tabela 4 – Padrão de Exatidão Cartográfica (PEC) para a Escala 1:50.000
(LUCCI, *et. al.* 2011)

Classe	Erro(m)	Tolerância(m)
PEC A	6,6	<10
PEC B	8,0	<12
PEC C	10,0	<15

Sendo que para o cálculo do erro considerado a equação utilizada foi:

$$E = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2}{n}} \quad (4.92)$$

onde ε_i é a diferença entre os valores da cota do ponto de controle e do MDT analisado e n é o número de pontos de controle que foram utilizados. Cabe ressaltar que no decreto não há exigências quanto ao número mínimo de pontos

a serem utilizados para essa avaliação.

Lucci *et. al*(2012) classifica as UGRHIs do estado de São Paulo mostrando que na UGRHI Mogi Guaçu, onde está localizada a cidade de Mogi Guaçu, os MDTs TOPODATA, SRTM e ASTER não alcançam a classificação mínima de PEC C, considerando-se a escala igual a 1:50.000. Quando se considera a escala igual a 1:100.000 os MDTs TOPODATA e SRTM alcançam a PEC C, enquanto que o MDT ASTER ainda não alcança nenhuma classificação.

Lucci *et. al* (2012) também realizou a comparação visual das manchas geradas por meio de cada MDT para a região da cidade de São José do Rio Pardo, chegando aos seguintes resultados:

Figura 21 – Mancha de inundação gerada sobre as imagens do Google Earth com diferentes MDTs na região da cidade de São José do Rio Pardo. (LUCCI, *et. al.*, 2012)

5 MATERIAIS E MÉTODOS

O método utilizado para o desenvolvimento deste trabalho pode ser dividido em três etapas. A primeira foi a revisão da literatura e da legislação para determinar os produtos buscados por meio da simulação. A segunda foi a apresentação dos modelos utilizados e seu encadeamento, da calibração, da simulação e de uma forma de apresentação destes resultados. A terceira etapa consistiu da avaliação da etapa anterior, por meio da análise da previsão de precipitação, dos MDTs utilizados e da comparação entre os resultados dos aplicativos Cliv+ e HEC-RAS.

Para a apresentação dos componentes da segunda etapa, utiliza-se os resultados encontrados no projeto Sistema de Gerenciamento de Ações Emergenciais da Geração AES Tietê (SGAE). Este teve início em junho de 2010, sendo realizado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (FCTH) para a AES Tietê S/A por meio de um convênio mantido com a ANEEL. Trata-se de um projeto de pesquisa e desenvolvimento tendo em vista o desenvolvimento do setor elétrico brasileiro. Este trabalho teve como objetivo a elaboração dos PAEs de dez barragens da AES Tietê e a criação de um sistema disponível via *web*, que armazenasse as informações relacionadas à segurança de barragens. Desta maneira, os resultados são apresentados nos itens a seguir, sendo adquiridos por meio da análise dos relatórios parciais do projeto SGAE.

5.1 Descrição Geral e Condicionantes Legais

A legislação brasileira está obtendo grandes progressos na área de segurança de barragem, no entanto, ainda não há a definição exata de quais as informações devem ser apresentadas no PAE. Desta maneira, analisando as definições de outros países, recomendações técnicas e, principalmente o texto apresentado como modelo de PAE para a audiência pública nº 001/2013

no site da ANA, foi possível determinar quais informações eram necessárias para elaboração do PAE.

Analisando estes documentos foi possível notar a necessidade da determinação do nível d'água e vazão máximos, do instante em que certos pontos, como hospitais ou acessos, são impactados e da profundidade a qual o ponto fica submerso. E, por fim, são exigidos os mapas de inundação. Esses produtos devem ser obtidos para os cenários de ruptura, podendo ela ser seca, decorrente de uma falha geotécnica ou estrutural, ou em período chuvoso, decorrente de um evento hidrológico extremo. As manchas serão geradas também para os cenários de grandes vazões defluentes da barragem, quando se faz necessária a utilização dos dispositivos de descarga.

Com relação ao limite da área a jusante a ser estudada, tem-se que essa seria até a próxima barragem, caso for capaz de absorver a onda de cheia oriunda da estrutura anterior ou até o local onde os impactos não são mais importantes. Tendo em vista os produtos necessários, percebe-se que a modelagem matemática apresenta-se como uma ferramenta adequada para obtenção destes dados. Assim, vamos apresentar quais modelos escolhidos e como eles serão utilizados na obtenção destes dados.

Os modelos foram utilizados de duas maneiras para preparação para uma situação de emergência. Na primeira, houve a simulação de diferentes eventos da operação da barragem, variando sua vazão efluente desde a vazão de restrição, que é o valor a partir do qual a região de jusante é impactada até o seu limite de extravazão, caracterizado pela vazão efluente quando o nível d'água da barragem se encontra no NA máximo *maximorum*. Simulou-se, também, os cenários de rompimentos causados por *overtopping*, no caso de eventos extremos, e por *piping*. Esses cenários são melhor detalhados no item 5.3. Os produtos desta aplicação dos modelos são os mapas de inundação e, para pontos definidos, denominados pontos de restrição, foram determinados os limnigramas e o instante em que esse ponto é impactado, sendo esses dados utilizados para elaboração do PAE. A apresentação desses resultados é detalhada no item 5.4.

A outra utilização dos modelos ocorreu por meio da união dos modelos atmosférico, hidrológico e hidráulico, tendo em vista a previsão de situações de emergência.

Detalhando-se quanto à segunda utilização, tem-se que inicialmente, os dados de previsão de precipitação são obtidos por meio do CPTEC/INPE que utiliza o modelo ETA para a previsão de precipitação para cinco dias. Para obtenção desses dados, os aplicativos *ftpscript* e *ctlscript*, são utilizados pois permitem a leitura e conversão dos arquivos disponíveis pelo CPTEC/INPE, uma vez que esses são arquivos binários. Estes dados de previsão são armazenados em um banco de dados onde estão presentes também os demais dados necessários à simulação hidrológica e hidráulica e os resultados destas simulações são armazenados também neste banco.

Em seguida, ocorre a utilização do modelo hidrológico que, utilizando-se dos dados de previsão de precipitação, calcula as vazões de contribuição das sub-bacias. O modelo hidrológico utilizado é o SMAP. Os dados são utilizados como entrada no modelo hidráulico que determina o nível d'água e vazões para uma precipitação dada, ressaltando que há uma compatibilização entre os intervalos de tempo utilizados pelo modelo e considerando as características de operação da barragem, contemplando, também, a situação de galgamento e rompimento da barragem, caso ocorra. Com esses dados e com o MDT, que se encontra também no banco de dados, ocorre a delimitação das regiões atingidas e a determinação da profundidade de alagamento, resultando nos mapas de inundação. O modelo utilizado para realização destas últimas atividades descritas é o Cliv+. O cruzamento das manchas de inundação com os dados dos pontos de restrição é realizado, de forma que relatórios de impacto são gerados contendo o instante em que certo ponto é impactado e a sua permanência nessa situação. Os modelos hidrológico e hidráulico utilizados são previamente calibrados, conforme apresentado no item 5.2.

5.2 Calibração dos Modelos

Os modelos cuja calibração será detalhada neste estudo são o hidrológico e o hidráulico.

O modelo hidrológico utilizado, SMAP, possui seis parâmetros para calibração, dentre os quais dois são definidos com base nas características físicas da bacia. Estes parâmetros são A_i , abstração inicial, $Capc$, capacidade de campo. Os parâmetros A_i e $Capc$ podem ser obtidos através de características da cobertura vegetal e do tipo de solo da bacia, de acordo com a seguinte relação:

$A_i =$	2,5 mm	Campo
	3,7 mm	Mata
	5,0 mm	Floresta Densa

$Capc =$	30 %	Arenoso
	40 %	Misto
	50 %	Argiloso

Assim, definidas as características da bacia, determinam-se os valores dos parâmetros apresentados.

Os outros três parâmetros calibrados foram o Sat , que é a capacidade de saturação do solo, o $Crec$, que é o parâmetro de recarga subterrânea e o $K2t$, que é a constante de recessão do escoamento superficial. As faixas de variação desses parâmetros, obtidas na aplicação do modelo em bacias de diversas regiões brasileiras, são as seguintes:

100 mm	<	Sat	<	2000 mm
0.2 dias	<	$K2t$	<	10 dias
0 %	<	$Crec$	<	100 %

Quanto aos parâmetros Sat , $K2t$ e $Crec$, esses parâmetros foram calibrados de maneira semi-automática, utilizando-se a função *solver* do Excel

em conjunto com alterações feitas pelo usuário. O resultado buscado foi por meio do valor mínimo da função objetivo, sendo essa apresentada a seguir:

$$FO = \sum \frac{Q_{calc} - Q_{obs}}{Q_{obs}} \quad (5.1)$$

onde Q_{calc} é a vazão calculada pelo modelo e Q_{obs} é a vazão observada.

Além da utilização desta variável como função objetivo, considerou-se também o erro médio (EM) e o coeficiente de correlação (R^2), determinado de acordo com as equações apresentadas a seguir:

$$EM = \frac{\sum \sqrt{(Q_{obs} - Q_{calc})^2}}{n} \quad (5.2)$$

onde Q_{calc} é a vazão calculada pelo modelo e Q_{obs} é a vazão observada e n é o número de observações avaliadas. Com relação ao R^2 , tem-se:

$$R^2 = \left[\frac{\sum (Q_{calc} - \bar{Q}_{calc})(Q_{obs} - \bar{Q}_{obs})}{\sqrt{\sum (Q_{calc} - \bar{Q}_{calc})^2 \sum (Q_{obs} - \bar{Q}_{obs})^2}} \right]^2 \quad (5.3)$$

O coeficiente apresentado indica a correlação entre as variáveis analisadas, variando de $-\infty$ a 1. Com relação aos dados analisados, percebe-se que se busca um valor próximo de 1, ou seja, os dados observados são semelhantes aos calculados, representado pelo alinhamento dos pontos que leva a sua correta explicação.

E, por último, realizou-se a análise da linha de tendência do gráfico que correlaciona os dados de vazão observada e calculada além da comparação visual dos dados calculados com os observados.

Em seguida, o parâmetro calibrado foi a constante de recessão do escoamento básico, Kkt , sendo esse ajustado pelo usuário, uma vez que os demais parâmetros já estavam ajustados. Na calibração deste parâmetro, os trechos de recessão do escoamento básico foram analisados, sendo que a variação deste parâmetro se manteve no intervalo ($30 < Kkt < 180$).

Por último, determinou-se o valor inicial das variáveis de estado do modelo, sendo elas *Tuin*, *Ebin* e *Supin*. A primeira é o teor de umidade inicial e está relacionado ao reservatório que representa a zona aerada do solo. Para sua determinação, deve-se observar se ocorre a aderência de hidrogramas no período inicial da simulação. A segunda é a vazão básica inicial, relacionada ao reservatório subterrâneo que representa a zona saturada do solo. Seu valor deve ser maior ou igual à vazão mínima em todo o período de simulação, verificando-se, também, se no instante inicial considerado está ocorrendo uma tendência acentuadamente crescente ou decrescente. A terceira é a vazão superficial inicial, relacionada ao reservatório que representa a superfície da bacia. Seu valor é encontrado verificando a quantidade de chuva dos dias antecedentes. No caso em estudo, o valor utilizado é zero, visto que o início das simulações se dará no final do período seco.

Para calibração, dividiu-se a região de estudo em sub-bacias, considerando a hidrografia da região, localização dos postos fluviométricos e das usinas presentes na região. Assim, ao final de cada sub-bacia estava presente uma usina ou um posto fluviométrico. A área de contribuição considerada foi a apenas a área da sub-bacia e os postos pluviométricos utilizados foram os localizados dentro também da sub-bacia ou em suas proximidades. Seguindo estas orientações, dois procedimentos distintos para calibração foram adotados.

O primeiro foi utilizado para as sub-bacias localizadas no início das bacias, uma vez que para esse caso, os valores de vazão observados eram os resultantes da simulação do modelo, visto que a vazão de saída era composta apenas pela vazão de contribuição de cada sub-bacia. O segundo procedimento foi utilizado nas demais, sendo que os valores observados utilizados foram os dos postos fluviométricos ou das usinas localizados na saída da bacia. A diferença neste caso é que o valor da vazão calculada é dado pela soma do valor calculado pelo modelo, que é a vazão de contribuição da sub-bacia, com o valor de vazão do posto fluviométrico ou vazão defluente da usina localizada imediatamente à montante da sub-bacia em análise. A soma direta foi realizada tendo o tamanho das sub-bacias, de maneira que o tempo de translação era pequeno.

O período de calibração considerado foi de dois anos e, para verificação, um ano, quando os dados assim permitissem. Os dados utilizados foram os diários de precipitação e fluviométricos de postos operados pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo (DAEE), disponíveis no Sistema de Informações para Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo (SIGRH) (SIGRH, 2011). Utiliza-se, também, os dados diários de estações pluviométricas encontradas no site da ANA por meio do Hidroweb (ANA, 2011). E, por fim, os provenientes da operação das usinas localizadas na área de estudo, fornecidos pela AES Tietê.

Os dados de evaporação necessários foram obtidos utilizando-se a média dos valores mensais de 7 anos de dados da estação do tipo “Tanque Classe A”. Assim, um valor constante foi utilizado para todos os dias, sendo calculado por meio da divisão da média mensal.

Quanto ao modelo hidráulico, a calibração foi realizada ajustando-se o parâmetro da rugosidade de Manning nas diversas seções do canal. Para tal, as informações de operação das barragens e os dados dos postos fluviométricos foram utilizados. Assim, uma vez dividido o canal de estudo em trechos, a vazão de entrada no trecho é vazão defluente da barragem, visto que os trechos são iniciados por essas estruturas. A outra condição de contorno utilizada é a barragem de jusante. O valor utilizado para rugosidade de Manning é ajustado de forma que os resultados obtidos no canal se ajustem à leitura do posto fluviométrico localizado à jusante da barragem, em suas proximidades, para o mesmo período. Outra maneira utilizada para o ajuste dos valores de Manning foi comparando os resultados com os da curva chave do posto fluviométrico.

O período utilizado foi de um ano para calibração e um ano para verificação. Nestes casos, os parâmetros de verificação entre dados calculados e dados observados foram o coeficiente de correlação (R^2) e o erro relativo quadrático (λ), sendo este último calculado por meio da equação a seguir:

$$\lambda = \sum \left(\frac{Q_{obs} - Q_{calc}}{Q_{obs}} \right)^2 \quad (5.4)$$

sendo Q_{calc} a vazão calculada pelo modelo e Q_{obs} é a vazão observada.

Além destes dois parâmetros, avaliou-se também o a distribuição da diferença entre dados observados e calculados por meio de histogramas.

5.3 Cenários Simulados

Os cenários simulados podem ser divididos em duas categorias, sendo a primeira denominada de vazões paramétricas ou por patamares, sendo esse conceito detalhado a seguir, e a segunda de situações de rompimento. No primeiro caso, ocorre a simulação de vazões desde o valor de vazão de restrição do canal de jusante até a vazão defluente máxima de referência da barragem, resultante da descarga decorrente da ocorrência de uma cheia para a qual a barragem foi projetada. Assim, inicia-se a simulação com o valor de vazão de restrição no canal a jusante da usina estudada, mantendo-se este valor até que em todo o canal seja estabelecida uma situação permanente, denominando esse período como patamar. Em seguida, passa-se para o próximo patamar gradualmente e, de maneira semelhante ao anterior, mantém-se o valor de vazão até a estabilidade no canal ser atingida, ou seja, até que a onda de cheia possa percorrer todo o canal. Assim, denominam-se vazões paramétricas o conjunto de valores de vazão nos patamares.

Nas simulações deste trabalho são utilizados cinco patamares, sendo que os valores das extremidades são a vazão de restrição e a vazão máxima defluente da barragem e os valores intermediários foram determinados dividindo-se o intervalo em quatro partes iguais. A duração do patamar varia de acordo com o canal simulado tendo em vista o tempo necessário para a estabilização do regime permanente. Observa-se que esse procedimento gera maiores impactos do que a adoção de hidrogramas de cheias, no entanto esse procedimento foi utilizado tendo em vista facilitar a utilização dos resultados e estar à favor da segurança em caso de emergências.

Um exemplo de hidrograma utilizado na simulação por patamares é apresentado na Figura 22 a seguir:

Figura 22 – Hidrograma utilizado no cenário de cheias paramétricas. (FCTH, 2012)

Os cenários simulados relacionados à situação de rompimento contemplaram duas situações, sendo elas o rompimento por *overtopping* e por *piping*. O primeiro caso é caracterizado pelo galgamento da estrutura de forma que, para alcançar tal situação, a simulação foi realizada utilizando-se como hidrograma de entrada no reservatório da barragem o correspondente a um evento decamilenar em conjunto com uma falha na estrutura de vertimento. A falha na estrutura de vertimento varia para cada usina, sendo que o procedimento adotado é empírico, ou seja, testam-se as combinações de falhas nos vertedores até alcançar o galgamento de 0,5m da barragem, sendo essa condição necessária para iniciar a formação da brecha.

O rompimento por *piping*, por sua vez, é aquele caracterizado pelo processo de erosão interna, no qual ocorre a abertura progressiva de canais na estrutura da barragem, no sentido contrário ao fluxo da água. Nesse caso, a formação da brecha ocorre no início da simulação e o nível do reservatório utilizado está entre o máximo normal e o mínimo útil. Esse procedimento foi adotado uma vez que a legislação de segurança de barragens exige uma rotina de inspeção das barragens, de forma que ao verificar uma condição anormal com grande probabilidade de ruptura, é possível iniciar-se o esvaziamento do reservatório.

5.4 Caracterização dos Resultados

Os resultados das simulações dos cenários anteriormente apresentados foram as manchas de inundação decorrentes das máximas linhas d'água instantâneas e o relatório de impactos criado a partir de um conhecimento prévio dos pontos de restrição, informando o total de pontos atingidos. Estes resultados são os principais e, portanto, o foco do estudo. No entanto, outras informações de vazão e nível nos canais, ocorrência ou não de rompimento da barragem localizada a jusante e, em caso positivo, o instante que isso ocorre, podem também ser obtidas nos arquivos de resultados.

Com relação às manchas, tem-se que para os cenários de rompimento por *overtopping* e simulação de vazões por patamares, é gerada uma única mancha. Ou seja, no caso de *overtopping*, é gerada a mancha de inundação máxima decorrente deste evento e, no caso de patamares, ao final de cada patamar, uma mancha é gerada. No estudo analisado, as manchas destes dois casos são apresentadas juntas, uma vez que se trata de uma progressão. Assim, ao determinar o valor de vazão defluente, é possível consultar quais pontos serão impactados naquele cenário e no seguinte, caso a situação não seja ser controlada. Esse ponto é de grande importância pois provê ao responsável pela tomada de decisões, em uma situação de emergência, um maior conhecimento dos possíveis impactos de situações adversas.

Com relação à área de abrangência das manchas, tem-se que o modelo as determina para toda a cadeia simulada, no entanto, para a apresentação dos resultados, as manchas da simulação de vazões paramétricas são apresentadas apenas entre a barragem estudada e a seguinte a jusante. Isso porque o valor máximo das paramétricas é igual à vazão de projeto e, como a barragem a jusante é projetada considerando esses valores, para determinar o impacto na sua região de jusante, as simulações desta barragem devem ser consultadas. No caso da simulação de *overtopping*, as manchas se estendem até a próxima barragem, caso essa consiga absorver o impacto da onda de cheia, ou até o final do canal simulado, onde as variações não são significativas.

No caso da simulação de rompimento por *piping*, as manchas de inundação foram divididas em três zonas com base na profundidade. A primeira é a zona de autosalvamento, apresentada na cor azul e contempla as áreas inundadas com até 0,5m de profundidade, visto que até essa altura é possível que as pessoas evacuem o local sem a necessidade de auxílio. A segunda é zona de resgate com inundações de 0,5 m a 1,5 m, apresentada na cor amarela. Nesta zona as pessoas conseguem se locomover, porém já com dificuldade, fazendo-se necessário o resgate. E, por fim, a zona de remoção, com inundações de profundidade superior a 1,5 m apresentada na cor vermelha. Nesta faixa é considerado que a remoção só é possível por meio de auxílio especializado. Com relação à determinação do alcance das manchas para região de jusante, o mesmo critério do cenário de *overtopping* foi utilizado.

Para o estudo realizado, as manchas foram apresentadas em plantas gerais, as quais contemplavam toda a área impactada decorrente do evento analisado, e plantas detalhes, com foco em áreas menores apresentadas na planta geral. Nestas plantas são apresentados também os pontos de restrição que, quando impactados, possuem o instante de impacto em uma tabela resumo, no caso das plantas gerais, ou na própria imagem ao lado do ponto, no caso das plantas detalhes. Na tabela resumo apresentada nas gerais, há também informações da localização do ponto e dos instantes que passam de uma zona de inundação para outra.

A seguir são apresentados alguns exemplos destas plantas na Figura 23, Figura 24, Figura 25 e Figura 26:

Figura 23 – Exemplo de uma planta geral. (FCTH, 2013)

Figura 24 – Detalhe da mancha de inundação apresentada na planta geral. (FCTH, 2013)

IBI - Overtopping - À partir do galgamento Pontos com 1 restrição								
Índice do Ponto	Nome do Ponto	Município	Trecho	UTM SAD69		Condição	Instantes Início de Impacto por Condição (hh:mm)	Período de Impacto (hh:mm)
				Leste	Norte			
E5-15	Ocupação	Adolfo	IBI-PRO	647391.27	7644466.64	autosalvamento	53:05	185:25
						resgate	80:30	
						remoção		
F4-40	Travessia	Borborema	IBI-PRO	685911.94	7606596.85	autosalvamento	12:25	387:40
						resgate	13:40	
						remoção	15:15	
F4-07	Ocupação	Borborema	IBI-PRO	692381.09	7603727.78	autosalvamento	13:15	303:25
						resgate	14:00	
						remoção	15:05	

Figura 25 – Detalhe da tabela de pontos impactados apresentada na planta geral. (FCTH, 2013)

Legenda			
• Pontos de restrição	UGRHI ²		Mancha vazão 1800 m³/s
~ Hidrografia ¹	Mancha vazão 428m³/s		Mancha vazão 2450 m³/s
► Usinas ¹	Mancha vazão 615 m³/s		Mancha Máxima Overtopping
☁ Municípios ¹	Mancha vazão 1200 m³/s		

Figura 26 – Detalhe da legenda apresentada na planta geral. (FCTH, 2013)

Com relação às informações nos pontos de restrição tem-se que, para os pontos impactados, limnigramas são gerados. Esses gráficos apresentam os níveis d'água ao longo do tempo no ponto e a cor da linha do gráfico é determinada pela zona de inundação a qual o ponto pertence em determinado instante. Caso não esteja em nenhuma zona, a coloração da linha é preta. Um exemplo é apresentado na Figura 27 a seguir.

Figura 27 – Exemplo de Limnigrama. (FCTH, 2013)

Por fim, um último resultado apresentado é o resumo de pontos impactados. Por meio desse gráfico é possível verificar quantos pontos foram atingidos em cada instante, de acordo com a zona de impacto. Nos gráficos, a região em azul representa o total de pontos impactados na zona de autosalvamento, a amarela o total na zona de resgate, a vermelha o total na zona de remoção e a preta o total de pontos de nos quais o nível d'água está entre os tabuleiros inferior e superior.

5.5 Avaliação do Sistema

Tendo em vista o sistema apresentado, busca-se, então, a maneira de realizar sua avaliação para validar sua aplicabilidade e identificar pontos de melhoria. Com tal objetivo, a avaliação será feita em partes do sistema de forma que seus módulos serão analisados isoladamente. Os itens verificados serão a previsão de precipitação, modelos digitais de terreno e os aplicativos de modelos hidrodinâmicos.

A forma de avaliação de cada um destes itens será melhor descrita nos itens a seguir.

5.5.1 Avaliação de previsão de precipitação

Para a avaliação da previsão de precipitação, dois tipos de previsão do CPTEC foram utilizados. O primeiro foi a previsão com um dia de antecedência, ou seja, a previsão para o dia seguinte, e o segundo foi a previsão com cinco dias de antecedência.

A primeira análise realizada foi a comparação direta, dia a dia, e também da média de um período de 5 dias entre os dados previstos e os observados em postos do DAEE. Essas avaliações foram realizadas para o período de final de 2012 e início de 2013, considerando-se os dados dos meses de dezembro, janeiro e fevereiro, que são os meses com maiores índices pluviométricos, o que é de interesse para esse estudo.

A outra avaliação realizada foi a comparação entre as vazões calculadas por meio do SMAP utilizando como dado de entrada as previsões de precipitação com um e cinco dias de antecedência e os valores de precipitação observados nos postos do DAEE. Esses três resultados foram comparados com o valor de vazão observado no posto do DAEE. Nesta etapa, foi verificado o impacto do erro decorrente da previsão de precipitação nos valores de vazão de contribuição da área e, consequentemente, nos valores totais que passam no exutório da sub-bacia analisada.

5.5.2 Comparação de manchas geradas em diferentes MDT

A avaliação dos Modelos Digitais de Terreno (MDT) é realizada em quatro modelos diferentes, sejam eles o SRTM, ASTER, TOPODATA e o MDT gerado utilizando-se os dados das curvas de nível das cartas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). A área utilizada para comparação será a da cidade de Mogi Guaçu, localizada a jusante da usina com mesmo nome.

Para a avaliação dos MDTs, será realizada sua classificação utilizando-se os critérios anteriormente explicados de PEC, analisando-se os MDTs como as cartas que possuem escala 1:50.000. Para classificação em PECs, faz-se necessária a comparação das cotas reais de determinados pontos com os valores obtidos por meio do MDT. Os valores das cotas reais utilizadas nesse estudo foram levantados em campo, utilizando para tal GPS de precisão horizontal de 5mm + 0,5 ppm e vertical de 10mm + 0,5 ppm. Assim, pode-se obter a diferença entre esses dois valores e realizar a classificação.

5.5.3 Comparação entre modelos: Cliv+ e HEC-RAS

A avaliação entre os dois aplicativos será realizada comparando-se os resultados gerados para o cenário de *overtopping* da PCH Mogi Guaçu. Desta forma, o hidrograma resultante do rompimento dessa barragem será simulado nos dois aplicativos, sendo esse hidrograma calculado por meio do CLiv+. Os resultados a serem comparados serão os dados de nível máximo e vazão máxima em determinadas seções do canal.

Além dessa comparação, será realizada também a comparação visual entre as manchas de inundação geradas pelos dois aplicativos para esse cenário.

6 ESTUDO DE CASO – RIOS PARDO E MOGI GUAÇU – UHEs CACONDE, EUCLIDES DA CUNHA, LIMOEIRO E PCH MOGI GUAÇU.

6.1 Descrição dos Aproveitamentos

As comparações para a análise do sistema apresentado foram realizadas na região dos rios Pardo e Mogi Guaçu, considerando os aproveitamentos UHE Caconde, Euclides da Cunha e Limoeiro e a PCH Mogi Guaçu. Estes serão detalhados nos itens a seguir sendo a localização dos rios e das sub-bacias apresentadas na Figura 28.

Figura 28 – Localização dos aproveitamentos estudados

6.1.1 UHE Caconde

A usina Caconde teve o início de suas obras em 1958 e entrou em operação em setembro de 1966. Localizada no município de Caconde, a barragem está instalada no curso do rio Pardo. Trata-se de uma barragem de terra com 640m de comprimento, possuindo em sua crista uma pista de tráfego.

A jusante da barragem está localizada a cidade de São José do Rio Pardo, a aproximadamente 45 km de Caconde e a 5 km da usina de Euclides da Cunha. A cidade está localizada às margens do rio Pardo e possui uma área de pouco menos de 420 mil km² e quase um total de 52 mil habitantes.

Com a cheia de 1977 e os respectivos acidentes dela decorrentes nas barragens de Euclides da Cunha e Limoeiro, os estudos de cheias foram revistos, verificando-se a necessidade de ampliar a capacidade de extravasão. Desta forma, dois vertedores de superfície suplementares foram construídos, sendo esta etapa concluída em 1992. Sua estrutura pode ser observada na foto da Figura 29 seguir:

Figura 29 – Vista geral da UHE Caconde. (FCTH, 2010)

Suas estruturas de vertimento contemplam, além dos vertedores de superfície anteriormente citados, um vertedor de soleira livre e um descarregador de fundo. Possui dois grupos geradores que lhe conferem uma potência nominal instalada de 80,4 (MW). Na Tabela 5 a seguir são apresentadas as demais informações sobre essa usina:

Tabela 5 – Características da UHE Caconde. Fonte: modificado de (AES TIETÊ, 2011)

DADOS GERAIS	
Município	Caconde - SP
Longitude	-33,18
Latitude	-76,13
Coordenada N (m)	1.539.135
Coordenada E (m)	491.731
Proprietário	AES Tietê
DADOS DO RESERVATÓRIO E DA BARRAGEM	
Área de drenagem (km ²)	2.566
Área do espelho d'água no N.A. máximo útil (km ²)	31
Barragem	terra
Cota do coroamento (m)	859,5
Comprimento da crista (m)	640,00
NA máximo maximorum (m)	857,50
NA máximo normal (m)	355,00
NA mínimo operacional (m)	325,00
Volume morto (m ³)	51 x 106
Volume útil (m ³)	504x 106
Volume total (m ³)	636 x 106
CONDIÇÕES DE JUSANTE	
NA máximo maximorum (m)	752,00
NA máximo normal (m)	750,00
NA mínimo (m)	749,00
Vazão turbinada nominal total (m ³ /s)	78
Restrição de vazão a jusante (m ³ /s)	600
ÓRGÃOS DE DESCARGA – COMPORTAS DE SUPERFÍCIE	
Número de comportas de superfície	2
Dimensões do vão (m)	7,00 x 8,00
Descarga máxima por vão no NA máximo normal (m ³ /s)	263
Descarga máxima por vão no NA máximo maximorum	426
ÓRGÃOS DE DESCARGA – VERTEADOR DE SOLEIRA LIVRE	
Número de vãos do vertedor de soleira livre	1
Descarga no NA máximo normal (m ³ /s)	0
Descarga no NA máximo maximorum (m ³ /s)	726
ÓRGÃOS DE DESCARGA – DESCARREGADORES DE FUNDO	
Número de descarregadores de fundo	1
Dimensões do vão (m)	4,00 x 5,00
Descarga máxima por vão no NA máximo normal (m ³ /s)	151
Descarga máxima por vão no NA máximo maximorum	200
UNIDADES GERADORAS	
Número total de grupos geradores	2
Potência nominal total instalada (kW)	80.400

A curva cota x área x volume do reservatório, que representa as características físicas é apresentada na Figura 30 a seguir:

Figura 30 – Curva cota x área x volume da UHE Caconde (FCTH, 2010).

6.1.2 UHE Euclides da Cunha

A usina hidrelétrica de Euclides da Cunha também está localizada no rio Pardo, 60 km a jusante da usina de Caconde, na região nordeste do estado de São Paulo, próximo também da cidade de São José do Rio Pardo. Sua construção se deu entre 1958 e 1960, sob a concessão da Companhia Hidroelétrica do Rio Pardo (CHERP) que depois foi incorporada pela Companhia Energética de São Paulo (CESP), sendo essa também incorporada à AES Tietê.

Figura 31 – Vista geral da UHE Euclides da Cunha (FCTH, 2010).

Seu funcionamento foi interrompido em Janeiro de 1977, devido à ocorrência de uma falha por *overtopping*. Este acidente será mais detalhado no item 7.3. Após esse acidente, nos anos 1977 e 1978 foram realizados os projetos para reconstrução da barragem e redimensionamento dos dispositivos de extravasão. Os projetos foram revisados realizando-se a atualização dos dados hidrológicos da área de contribuição da bacia. Em fevereiro de 1979, o enchimento do reservatório se iniciou e ao final de 1980, terminou-se a ampliação das estruturas de extravasão.

Esta é uma barragem de terra com comprimento de crista de 312 m e altura máxima de 60 m. Em sua crista há a SP-207. Possui extravasores de superfície do tipo vertedor com comporta e também um vertedor tulipa. Com relação à geração, possui uma potência nominal instalada de 108,8 MW proveniente de quatro unidades geradoras do tipo *Francis* para queda nominal de 92 m. Mais informações sobre esta usina serão apresentadas na Tabela 6 resumo a seguir:

Tabela 6 – Características da UHE Euclides da Cunha. Fonte: modificado de (AES TIETÊ, 2011)

DADOS GERAIS	
Município	São José do Rio Pardo - SP
Longitude	-29,02
Latitude	-76,09
Coordenada N (m)	1.546.889
Coordenada E (m)	445.376
Proprietário	AES Tietê
DADOS DO RESERVATÓRIO E DA BARRAGEM	
Área de drenagem (km ²)	1800
Área do espelho d'água no N.A. máximo útil	1
Material da Barragem	Terra
Cota do coroamento (m)	671,30
Comprimento da crista (m)	312,80
NA máximo maximorum (m)	668,90
NA máximo normal (m)	665,00
NA mínimo operacional (m)	659,00
Volume morto (m ³)	8,67 x 10 ⁶
Volume útil (m ³)	4,68 x 10 ⁶
Volume total (m ³)	18,45 x 10 ⁶
CONDIÇÕES DE JUSANTE	
NA máximo maximorum (m)	585,00
NA máximo normal (m)	584,00
NA mínimo (m)	574,00
Vazão turbinada nominal total (m ³ /s)	142,4
Restrição de vazão a jusante (m ³ /s)	-
ÓRGÃOS DE DESCARGA – COMPORTAS DE SUPERFÍCIE	
Número de comportas de superfície	2
Dimensões do vão (m)	12,50 x 12,07
Descarga máxima por vão no NA máximo	606
Descarga máxima por vão no NA máximo	1.027
ÓRGÃOS DE DESCARGA – DESCARREGADORES DE SUPERFÍCIE	
Tipo	Tulipa
Diâmetro da boca (m)	27,10
Descarga no NA máximo maximorum (m ³ /s)	990
UNIDADES GERADORAS	
Número total de grupos geradores	4
Potência nominal total instalada (kW)	108.800

Com relação aos dados de reservatório, a curva cota x área x volume é apresentada na Figura 32 a seguir:

Figura 32 – Curva cota x área x volume da UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2010).

A jusante da barragem de Euclides da Cunha se encontra a barragem de Limoeiro, não havendo densa urbanização entre elas.

6.1.3 UHE Limoeiro (Armando Salles de Oliveira)

A usina de Limoeiro é a última analisada na cadeia de barragens do rio Pardo. Está localizada entre os municípios de Mococa e São José do Rio Pardo. A jusante da barragem, localizada no rio Pardo, se encontra a PCH Itaipava e a cidade de Ribeirão Preto, sendo que essa se encontra afastada do rio, de forma que a influência do rio na cidade se dá por meio do remanso no canal.

Em 1977, decorrente da cheia do rio Pardo e do rompimento da UHE Euclides da Cunha, ocorreu o *overtopping* em Limoeiro, levando à inundação da casa de força e ao rompimento da barragem na margem direita.

A vista geral desta estrutura pode ser obtida por meio da Figura 33 a seguir:

Figura 33 – Vista geral da UHE Limoeiro. (FCTH, 2010)

Sua construção se iniciou em 1953 sendo seu término datado de 1958. Trata-se de uma barragem de terra, porém, diferentemente das outras usinas, sem pista de tráfego em sua crista. Possui uma altura máxima sobre as fundações de 41 m e o comprimento de sua crista é de 660m. Sua potência geradora nominal total instalada é de 32,2 MW para uma queda nominal de 25,50 m decorrentes das duas unidades geradoras do tipo Kaplan. Maiores informações sobre a usina podem ser obtidas analisando a Tabela 7 a seguir:

Tabela 7 – Características da UHE limoeiro. Fonte: modificado de (AES TIETE, 2011)

DADOS GERAIS	
Município	Mococa e São José do Rio Pardo – SP
Longitude	-29,20
Latitude	-76,07
Coordenada N (m)	1.549.069
Coordenada E (m)	437.266
Proprietário	AES Tietê
DADOS DO RESERVATÓRIO E DA BARRAGEM	
Área de drenagem (km ²)	81
Área do espelho d'água no N.A. máximo útil (km ²)	3,3
Material da Barragem	terra
Cota do coroamento (m)	577,5
Comprimento da crista (m)	600,00
NA máximo maximorum (m)	575,40
NA máximo normal (m)	573,00
NA mínimo operacional (m)	563,00
Volume morto (m ³)	8,80 x 10 ⁶
Volume útil (m ³)	16,36x 10 ⁶

Volume total (m³)	34,13 x 10 ⁶
CONDIÇÕES DE JUSANTE	
NA máximo maximorum (m)	555,00
NA máximo normal (m)	547,50
NA mínimo (m)	546,10
Vazão turbinada nominal total (m³/s)	157
Restrição de vazão a jusante (m³/s)	550
ÓRGÃOS DE DESCARGA – COMPORTAS DE SUPERFÍCIE	
Número de comportas de superfície	2
Dimensões do vão (m)	12,50 x 9,50
Descarga máxima por vão no NA máximo normal	639
Descarga máxima por vão no NA máximo maximorum	882
ÓRGÃOS DE DESCARGA – COMPORTAS DE SUPERFÍCIE SUPLEMENTARES	
Número de comportas de superfície	2
Dimensões do vão (m)	11,00 x 7,16
Descarga máxima por vão no NA máximo normal	372
Descarga máxima por vão no NA máximo maximorum	610
UNIDADES GERADORAS	
Número total de grupos geradores	2
Potência nominal total instalada (kW)	32.200

Com relação aos dados de reservatório, a curva cota x área x volume é apresentada na Figura 34 a seguir:

Figura 34 – Curva cota x área x volume da UHE Limoeiro. (FCTH, 2010).

6.1.4 PCH Mogi Guaçu

A PCH Mogi Guaçu está localizada no rio de mesmo nome, entre os municípios de Mogi Guaçu, Moji Mirim e Itapira, sendo que a cidade de Mogi Guaçu está, aproximadamente, a 4,5 km a jusante da PCH. Sua operação iniciou-se em março de 1999 e a operação do seu reservatório considera seus múltiplos usos de captação de água, geração de energia e controle de cheias. Sua vista geral é apresentada na Figura 35 a seguir:

Figura 35 – Vista geral da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2010)

O material utilizado na barragem é terra e concreto, sendo o aterro compactado a estrutura utilizada. O comprimento da crista da barragem de terra é de 150m e sua altura máxima é igual a 15m. A PCH possui duas unidades geradoras do tipo Kaplan de forma que para uma queda nominal de 11,60m, fornecem uma potência nominal total instalada de 7,2MW. Outras informações acerca da PCH em questão podem ser obtidas por meio da Tabela 8 a seguir:

Tabela 8 – Características da PCH Mogi Guaçu. Fonte: modificado de (AES TIETE, 2011)

DADOS GERAIS	
Município	Nos municípios de Mogi Guaçu, Mogi Mirim e Itapira - SP
Longitude	-46,54
Latitude	-22,23
Coordenada N (m)	7.523.945
Coordenada E (m)	304.356
Proprietário	AES Tietê
CONDIÇÕES DE MONTANTE	
Área de drenagem (km ²)	3.383
Área do espelho d'água no N.A. máximo útil	5,73
Barragem	concreto e terra
Cota do coroamento (m)	602,50
Comprimento da crista (m)	150,00
NA máximo maximorum (m)	601,00
NA máximo normal (m)	599,80
NA mínimo operacional (m)	596,50
Volume morto (m ³)	4,38 x 10 ⁶
Volume útil (m ³)	8,08 x 10 ⁶
Volume total (m ³)	32,89 x 10 ⁶
CONDIÇÕES DE JUSANTE	
NA máximo maximorum (m)	595,80
NA máximo normal (m)	587,40
NA mínimo (m)	586,70
Vazão turbinada nominal total (m ³ /s)	70
Restrição de vazão a jusante (m ³ /s)	-
ÓRGÃOS DE DESCARGA – COMPORTAS DE SUPERFÍCIE	
Número de comportas de superfície	4
Dimensões do vão (m)	7,25 x 11,20
Descarga máxima por vão no NA máximo	354,60
Descarga máxima por vão no NA máximo	524,80
ÓRGÃOS DE DESCARGA – VERTEDOR DE SOLEIRA LIVRE	
Número de vãos do vertedor de soleira livre	0
Descarga no NA máximo normal (m ³ /s)	n/a
Descarga no NA máximo maximorum (m ³ /s)	n/a
ÓRGÃOS DE DESCARGA – DESCARREGADORES DE FUNDO	
Número de descarregadores de fundo	0
Dimensões do vão (m)	n/a
Descarga máxima por vão no NA máximo	n/a
Descarga máxima por vão no NA máximo	n/a
UNIDADES GERADORAS	
Número total de grupos geradores	2
Potência nominal total instalada (kW)	7 200

Com relação aos dados de reservatório, a curva cota x área x volume obtida é apresentada na Figura 36 a seguir:

Figura 36 – Curva cota x área x volume da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2010).

6.2 Dados Utilizados para Simulação

Na simulação do modelo SMAP, a primeira etapa realizada foi a divisão das bacias dos rios Pardo e Mogi Guaçu, seguindo o critério de que, ao final de cada sub-bacia, deve se localizar uma usina ou um posto fluviométrico. As sub-bacia delimitadas são identificadas com o nome do posto fluviométrico ou da barragem localizada em sua saída. Os postos pluviométricos utilizados foram os do DAEE e do Hidroweb. Analisando-se inicialmente as divisões na bacia do rio Mogi Guaçu, tem-se que a seguinte divisão, apresentada na Figura 37:

Figura 37 – Sub-bacias do rio Mogi Guaçu e postos fluviométricos e pluviométricos utilizados na calibração (FCTH, 2012)

Desta forma, os postos pluviométricos utilizados em cada sub-bacia, foram, conforme apresentado na tabela a seguir:

Tabela 9 – Estações pluviométricas utilizadas em cada sub-bacia do rio Mogi

Guaçu. (FCTH, 2012)	
Sub-bacia	Posto Pluviométrico
4C-005	D4-029
	C4-026
	D3-009
	C4-033
4C-007	D4-029
	C4-033
	C5-112
5C-025	C5-020
	C5-112
Mogi Guaçu	2246056
	2246016
	2246013

Realizando-se análise semelhante para a bacia do rio Pardo, a divisão verificada, é apresentada na Figura 38 a seguir:

Figura 38 – Sub-bacias do rio Pardo e postos fluviométricos e pluviométricos utilizados na calibração (FCTH, 2012)

Os postos pluviométricos de cada sub-divisão, são apresentados na Tabela 10 a seguir:

Tabela 10 – Estações pluviométricas utilizadas em cada sub-bacia do rio

Pardo. (FCTH, 2012)	
Sub-bacia	Posto Pluviométrico
4C-001	C3-035
	C4-043
	C4-075
5B-011	C4-054
	B4-060
Caconde	2146028
	2146082
	2146029
	2246047
Euclides da Cunha	2146002
	2146009
	2146010

Com relação à sub-bacia delimitada pela UHE Limoeiro, optou-se por não realizar a calibração do modelo nessa sub-bacia, tendo em vista a sua pequena vazão de contribuição em comparação com a vazão defluente da UHE Euclides da Cunha. Desta forma, os parâmetros utilizados para esta sub-bacia foram os encontrados na sub-bacia anterior, delimitada pela UHE Euclides da Cunha.

Com relação aos dados de evaporação utilizados, esses foram obtidos na estação D4-112M - Rio Claro – UNESP (Município de Rio Claro, Latitude: 22°22', Longitude: 47° 36'), cuja entidade responsável é o DAEE.

Por fim, para determinação dos parâmetros do SMAP relacionados às características físicas das sub-bacias, o estudo “Tentativa de Avaliação do Escoamento Superficial de Acordo com o Solo e o seu Recobrimento Vegetal nas Condições do Estado de São Paulo” (SETZER & PORTO, 1979) foi utilizado. No estudo em questão é realizada a divisão do estado de São Paulo em regiões ecológicas e, dentro destas regiões, o solo é classificado. Desta forma, utilizando-se essas divisões e classificações em conjunto com as

divisões das sub-bacias, verificou-se o tipo de solo para auxiliar na determinação dos parâmetros relacionados.

Com relação à calibração do modelo hidráulico, Cliv +, para a realização da calibração, a região em estudo foi dividida em três trechos. O primeiro é o entre a UHE Caconde e a UHE Euclides da Cunha, o segundo é entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro e o último é a porção à jusante da UHE Limoeiro no rio Pardo somado com a região à jusante da PCH Mogi Guaçu e a região a jusante da confluência dos rios Pardo e Mogi Guaçu até o reservatório da UHE Marimbondo, localizada no rio Grande.

No primeiro trecho, os dados utilizados como condição de contorno foram as vazões defluentes da UHE Caconde e o nível do reservatório da UHE Euclides da Cunha. Para calibração, o posto fluviométrico Jovino Rodrigues Ferreira (JRF), localizado no canal de fuga da casa de máquinas da UHE Caconde foi utilizado. Os dados das usinas e do posto foram fornecidos pela AES Tietê. A Figura 39 a seguir apresenta a localização dos itens citados:

Figura 39 – Localização do posto fluviométrico Jovino Rodrigues Faria utilizado na calibração do canal a jusante da UHE Caconde. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)

Na série de dados selecionada para calibração, priorizaram-se os períodos sem vertimento pois, como o canal de fuga está distante 3 km dos vertedores, a soma das duas vazões não passa simultaneamente pela régua,

de forma que ao utilizar essa soma de vazões na calibração, pode se cometer um erro. Logo, essa situação foi evitada.

A mesma situação aconteceu no trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro. Nesse caso, as condições de contorno utilizadas foram as vazões defluentes da UHE Euclides da Cunha e os níveis do reservatório da UHE Limoeiro. Para verificação da calibração, utilizou-se a régua limnimétrica localizada próxima ao canal de fuga. Sua localização pode ser observada por meio da Figura 40 a seguir:

Figura 40 – Indicação das localizações da barragem e do canal de fuga da casa de máquinas da UHE Euclides da Cunha. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)

O último trecho engloba a parte de jusante da UHE Limoeiro e da PCH Mogi Guaçu e até a confluência com o rio Grande. Como condição de contorno, os dois hidrogramas afluentes das usinas citadas foram utilizados e, na outra extremidade, a condição de contorno utilizada foi o reservatório da UHE Marimbondo, localizada no rio Grande após a confluência do rio Pardo com o último. Para essa última usina, como não havia dados de operação da barragem, o valor utilizado foi a cota correspondente ao nível máximo normal da usina, sendo esse igual a 446,30m. Essa simplificação foi possível tendo em vista a grande distância entre a usina e a área de estudo.

A calibração deste trecho ocorreu comparando-se os resultados calculados pelo modelo com os observados nas réguas limnimétricas localizadas na saída do canal de fuga da UHE Limoeiro e da PCH Mogi Guaçu. Esses postos podem ser localizados na Figura 41 e na Figura 42 a seguir:

Figura 41 – Localização da régua limnimétrica utilizada para calibração do canal a jusante da UHE Limoeiro. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)

Figura 42 – Localização da régua limnimétrica utilizada para calibração do canal a jusante da PCH Mogi Guaçu. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)

Além dessas verificações, também realizou-se a comparação de valores de vazão e nível utilizando-se as curvas chave dos postos fluviométricos localizados no trecho. No total, quatro postos foram utilizados. Dois postos localizam-se no rio Pardo, à montante da confluência com o rio Mogi Guaçu, sejam eles o posto 4C-001 e o 5B-011 e um à jusante da confluência, o posto 5B-001. Por fim, utilizou-se também o posto 5C-025, localizado no rio Mogi Guaçu. A localização destes postos pode ser observada por meio da Figura 43 a seguir:

Figura 43 – Localização dos postos fluviométricos utilizados para a calibração dos canais a jusante da UHE Limoeiro e da PCH Mogi Guaçu. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)

6.3 Histórico de Acidentes e Regiões Urbanas nos Vales de Jusante.

Entre as quatro barragens apresentadas neste estudo, duas sofreram acidente, sejam elas a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro (Armando Salles de Oliveira). O acidente ocorreu em 19 janeiro de 1977, após seguidos dias de chuva, a precipitação acumulada das últimas 24 h atingiu valores de aproximadamente 260 mm. Essa precipitação levou a uma cheia próxima à cheia de projeto e, junto a isso, ocorreu um problema no controle das comportas do vertedor da UHE Euclides da Cunha.

Decorrente destes fatos, o nível subiu até alcançar o galgamento da estrutura. Esse evento teve início aproximadamente às 20:30 do dia 19 e a ruptura ocorreu no dia 20, às 03:30 (CARVALHO, 2007). A altura de galgamento da barragem foi de aproximadamente 1,20 m (POWLEDGE *et al.*, 1989 *apud* SALIBA, 2009) e a brecha formada teve 131 metros de largura e 53 metros de altura. A Figura 44 a seguir apresenta a conformação da barragem após sua ruptura.

Figura 44 – Rompimento da UHE Euclides da Cunha (CARVALHO, 2007).

A onda de cheia gerada pelo rompimento percorreu o rio Pardo atingindo a UHE Limoeiro, localizada a aproximadamente 10 km a jusante. Houve o galgamento da barragem em 1,30m de forma que o seu rompimento ocorreu às 04:00h do dia 20/01/1977 (CARVALHO, 2007). A brecha formada possuía 168 m de largura e 35 m de altura, sendo o tempo necessário para sua formação duas horas (SINGH & SCARLATOS, 1988). Um dos relatos estima em 4.000 o número de casas atingidas (DOUBLE, 1977 *apud* COLLISCHONN, 1997). A Figura 45 a seguir apresenta o formato final da brecha na UHE Limoeiro.

Figura 45 – Rompimento da UHE Limoeiro (CARVALHO, 2007).

6.4 Resultados da Calibração

Os resultados da calibração dos modelos hidrológico e hidráulico, SMAP e Cliv+, respectivamente, serão apresentados neste item. Estes resultados foram obtidos no estudo de criação do sistema SGAE, desenvolvido pela equipe da FCTH, conforme anteriormente citado.

Com relação ao aplicativo SMAP, os parâmetros calibrados e a divisão de sub-bacias utilizada foi apresentada no item 5.2. Desta forma, seguindo essa divisão estabelecida, os resultados encontrados são apresentados na Tabela 11 e na Tabela 12 a seguir:

Tabela 11 – Parâmetros e inicializações encontrados por meio da calibração do modelo SMAP para sub-bacias dos rios Pardo e Mogi Guaçu. (FCTH, 2012)

Parâmetros Calibrados		Mogi Guaçu				Pardo			Usinas		
		4C-005	4C-007	5C-025	4C-001	5B-011	Mogi Guaçu	Limoeiro	Euclides da Cunha	Caconde	
Parâmetros do Modelo	Sat	310	400	350	420	460	450	230	270	270	280
	K2t	5	7,5	7	6	4	6	3.5	4	4	4.5
	Crec	1	2,3	1,5	0,9	6	1	2.4	2	2	2.5
	Ai	2	2	2	2	2,5	2	2.5	2.5	2.5	3
	Capc	35	30	30	37	35	30	30	30	30	30
	Kkt	90	80	100	70	150	70	80	90	90	100
Inicialização das variáveis de estado	Tuin	70	10	40	40	20	30	20	20	20	50
	Ebin	150	20	40	50	50	40	15	5	5	25
Dados Gerais	Ad (km²)	310	400	350	420	460	4561	3773	84	1483	2569

Tabela 12 – Coeficientes encontrados para a avaliação da calibração e validação do modelo para as sub-bacias dos rios Pardo e Mogi Guaçu. (FCTH, 2012)

Sub-bacia	Erro Médio Quadrático (EMQ)		Coeficiente de Correlação (R²)	
	Calibração	Validação	Calibração	Validação
4C-005	24,33	15,50	0,87	0,87
4C-007	15,17	7,77	0,98	0,96
5C-025	24,60	21,16	0,93	0,91
4C-001	26,91	19,64	0,89	0,93
5B-011	14,96	17,28	0,95	0,93
Mogi Guaçu	14,13	13,06	0,75	0,77
Euclides da Cunha	9,99	8,81	0,86	0,86
Caconde	6,65	9,27	0,76	0,80

Conforme apresentado, os resultados encontrados para os coeficientes que avaliam os erros mostram que os parâmetros determinados são adequados para a simulação. Analisando os dados apresentados, percebe-se que as sub-bacias que apresentam os coeficientes de correlação mais baixos são aquelas localizadas no início das bacias. Isso ocorre porque nesses casos a vazão que passa pelo ponto de controle, no caso a UHE Caconde e a PCH Mogi Guaçu, é a igual à vazão de contribuição da sub-bacia. Nos outros casos, a vazão que passa no ponto de controle é resultado da soma da contribuição da sub-bacia em estudo com a vazão proveniente da sub-bacia anterior. Dessa forma o erro é diluído, uma vez que o valor correto de vazão da sub-bacia anterior é utilizado, proveniente dos postos fluviométricos, resultando em valores de coeficientes maiores.

Durante o processo de calibração e validação, ocorreu também a comparação entre os hidrogramas em todas as sub-bacias.

Com relação ao modelo hidrodinâmico, a divisão apresentada e os postos escolhidos conforme mostrado nos itens 5.2 e 6.2 foram utilizados. Assim, o primeiro trecho calibrado foi o trecho entre as UHEs Caconde e Euclides da Cunha. Os valores de Manning utilizados nas seções foram conforme apresentado na Tabela 13 a seguir:

Tabela 13 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho entre as UHEs Caconde e Euclides da Cunha. (FCTH, 2012)

Identificação da Seção					
PARDO_04_A		Fuga Caconde 01_S_PARR		02_S_PAR	
NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning
800,00	0,500	751,00	0,850	500,00	0,070
850,00	0,500	752,00	0,850	800,00	0,070
		753,00	0,850		
		754,90	0,850		
		755,00	0,850		
		755,20	0,800		
		755,49	0,200		
		755,50	0,050		
		755,60	0,050		
		755,70	0,060		
		756,00	0,060		

	756,50	0,060	
	757,00	0,120	
	780,00	0,100	

Analisando-se os valores de rugosidade encontrados, percebe-se que esses possuem um alto valor nas seções próximas à usina de Caconde. Essa região possui corredeiras, de maneira que o regime de vazões sofre alterações, gerando situações de instabilidade, cuja representação pelo modelo era difícil. A alternativa encontrada foi a utilização de valores altos de n de Manning que geraram condições estáveis, mantendo o nível d'água em valores adequados durante o período de calibração e validação, permitindo, assim, a simulação.

O próximo trecho calibrado foi o localizado entre as UHEs Euclides da Cunha e Limoeiro. As seções utilizadas nesta calibração são apresentadas Figura 46 a seguir:

Figura 46 – Localização das seções transversais utilizadas no trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro. Adaptado Google Earth, 2011 (FCTH, 2012)

Os valores de Manning encontrados para essas seções são apresentados na Tabela 14 a seguir:

Tabela 14 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2012)

Identificação da Seção					
Fuga_euc		Bat-01		11_s_par	
NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning
623,00	0,150	574,00	0,070	550,00	0,095
626,00	0,150	575,00	0,070	575,00	0,095
626,10	0,200	576,00	0,070	575,10	0,150
680,00	0,200	577,00	0,100	579,00	0,250
		578,00	0,100	600,00	0,250
		579,00	0,160		
		580,00	0,300		
		581,00	0,120		
		582,00	0,190		
		583,00	0,190		

De maneira semelhante ao trecho anteriormente analisado, os valores encontrados para rugosidade também foram altos.

O último trecho, entre UHE Limoeiro e a PCH Mogi Guaçu até seu encontro com o rio Grande, foi calibrado de forma semelhante.

O resultado dos valores de Manning encontrado para cada seção é apresentado na Tabela 15, Tabela 16 e Tabela 17 a seguir:

Tabela 15 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho a jusante da UHE Limoeiro. (FCTH, 2012)

Identificação da Seção													
CF_LMORDO		PARDO 05		14_S_PAR		15_S_PAR até 17_S_PAR		18_S_PAR até Itaipava		20_S_PAR até 25_S_PAR		S4C-001 até 29_S_PAR	
NA (m)	Manning	NA(m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning
545,00	0,0113	543,00	0,0113	543,00	0,0113	500,00	0,0350	500,00	0,0700	500,00	0,0600	500,00	0,0950
546,50	0,0120	546,50	0,0130	546,50	0,0130	590,00	0,0350	520,00	0,0700	520,00	0,0600	506,40	0,0950
546,60	0,0130	547,50	0,0150	547,50	0,0150			530,00	0,0700	530,00	0,0600	506,50	0,0950
547,20	0,0130	547,75	0,0140	547,75	0,0140			535,00	0,0700	540,00	0,0600	507,00	0,0800
547,50	0,0140	547,80	0,0120	547,80	0,0120			535,10	0,0800	541,00	0,0600	507,50	0,0450
547,75	0,0140	548,00	0,0350	548,00	0,0150			549,00	0,0800	549,00	0,0600	508,00	0,0400
547,80	0,0140	549,00	0,0350	549,00	0,0150			550,00	0,0800	550,00	0,0600	509,00	0,0400
548,00	0,0140	550,00	0,0350	550,00	0,0350			580,00	0,0800	580,00	0,0600	510,00	0,0480
549,00	0,0130	551,00	0,0350	551,00	0,0350			581,00	0,0800	581,00	0,0600	512,00	0,0430
549,10	0,0250	552,00	0,0350	552,00	0,0350							520,00	0,2000
552,00	0,0250	553,00	0,0450	553,00	0,0550							581,00	0,2500
552,10	0,0350	554,00	0,0550	554,00	0,0650								
554,00	0,0350	555,00	0,0550	555,00	0,0650								
554,10	0,0450												
559,00	0,0450												
559,10	0,0500												
580,00	0,0500												

Tabela 16 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho a jusante da UHE Limoeiro (continuação). (FCTH, 2012)

Identificação da Seção							
31_S_PAR até 32_S_PAR		33_S_PAR até 42_S_PAR		43_S+C_PAR		JUS_PAR	
NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning
484,00	0,0600	445,00	0,0450	444,00	0,0500	442,44	0,0500
485,00	0,0600	500,00	0,0450	445,00	0,0500	443,44	0,0500
486,00	0,0600	500,10	0,0800	449,00	0,0550	447,44	0,0550
487,00	0,0600	510,00	0,0800	451,00	0,0150	449,44	0,0150
488,00	0,0550			452,00	0,0220	450,44	0,0220
489,00	0,0650			453,00	0,0700	451,44	0,0700
490,00	0,0850			454,00	0,0920	452,44	0,0920
491,00	0,0850			455,00	0,1000	453,44	0,1000
492,00	0,1300			456,00	0,1100	454,44	0,1100
495,00	0,1700			520,00	0,2500	518,44	0,2500

Tabela 17 – Curva de rugosidade de Manning para o trecho a jusante da PCH Mogi Guaçu no rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2012)

Identificação da Seção													
01_MON		01_S+C_MOG		BAT-01		02_S+C_MOG		4_S_MOG até 25_S_MOG		26_S_MOG até 35_S+C_MOG		MOG_CONFLU-R	
NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning	NA (m)	Manning
485,00	0,0500	583,00	0,0300	583,00	0,0300	485,00	0,0500	485,00	0,0500	486,00	0,0400	445,00	0,0450
576,00	0,0500	584,00	0,0300	584,00	0,0300	576,00	0,0500	576,00	0,0500	487,50	0,0400	500,00	0,0450
577,00	0,0500	585,00	0,0250	585,00	0,0250	577,00	0,0500	577,00	0,0500	488,50	0,0400	500,10	0,0800
578,00	0,0500	586,00	0,0250	586,00	0,0250	578,00	0,0300	578,00	0,0300	489,00	0,0450	510,00	0,0800
579,00	0,0500	587,00	0,0200	587,00	0,0250	579,00	0,0300	579,00	0,0300	490,00	0,0450		
580,00	0,0500	587,50	0,0200	587,50	0,0250	580,00	0,0600	580,00	0,0300	491,00	0,0450		
581,00	0,0500	588,00	0,0200	588,00	0,0200	581,00	0,0600	581,00	0,0300	492,00	0,0550		
582,00	0,0500	589,00	0,0150	589,00	0,0120	582,00	0,0600	582,00	0,0300	492,10	0,0720		
583,00	0,0500	589,80	0,0150	589,80	0,0120	583,00	0,0600	583,00	0,0300	493,40	0,0720		
584,00	0,0500	590,00	0,0150	590,00	0,0150	584,00	0,0600	584,00	0,0300	493,50	0,0750		
585,00	0,0500	590,10	0,0450	590,10	0,0450	585,00	0,0600	585,00	0,0250	495,90	0,0750		
586,00	0,0300	591,00	0,0450	591,00	0,0450	586,00	0,0600	586,00	0,0190	496,00	0,0800		
587,00	0,0300	592,00	0,0450	592,00	0,0450	587,00	0,0900	587,00	0,0190	496,50	0,0800		
588,00	0,0150					588,00	0,0900	588,00	0,0190	496,60	0,0800		
589,00	0,0150					589,00	0,0900	589,00	0,0220	500,00	0,0800		
589,80	0,0150					589,80	0,0900	589,80	0,0220				
590,00	0,0150					590,00	0,0900	590,00	0,0280				
590,20	0,0400					591,00	0,0900	591,00	0,0280				
591,00	0,0500												
592,00	0,0500												

Utilizando esses valores, os coeficientes de avaliação da calibração encontrados são apresentados na Tabela 18 a seguir:

Tabela 18 – Coeficientes obtidos na calibração e validação do modelo para a divisão de trechos dos rios Pardo e Mogi Guaçu considerada. (FCTH, 2012)

Trecho	Erro Médio Quadrático (EMQ) (cm ²)		Coeficiente de Correlação (R ²)	
	Calibração	Validação	Calibração	Validação
Caconde – Euclides da Cunha	9,5	9,8	0,95	0,90
Euclides da Cunha - Limoeiro	39,2	39,2	0,89	0,89
Limoeiro e Mogi Guaçu - Grande	10,0	13,5	0,84	0,86

Analisando-se os coeficientes e os erros encontrados percebe-se que a calibração obteve bons resultados. Além da comparação realizada com os dados limnimétricos observados para verificação da calibração também foi realizada a comparação das curvas chave. Desta forma os postos 4C-001, 5B-001, 5B-011 e 5C-025 também foram utilizados.

A curva chave utilizada para o posto 4C-001 foi a do período de 25/02/2004 a 31/03/2005. Desta forma, a comparação com os resultados calculados pelo modelo é apresentada na Figura 47 a seguir:

Figura 47 – Comparação dos dados encontrados na calibração com os valores da curva chave do posto 4C-001. (FCTH, 2012)

O mesmo procedimento foi realizado para o posto 5B-011 sendo utilizada a curva chave do período de período de 06/10/1991 a 31/12/2004. Comparando-se também, esses dados com os resultados encontrados pelo modelo, o seguinte resultado, apresentado na Figura 48 foi encontrado:

Figura 48 – Comparação dos dados encontrados na calibração com os valores da curva chave do posto 5B-011. (FCTH, 2012)

De forma semelhante, o procedimento foi realizado para o posto 5B-001 sendo utilizada a curva chave do período de 17/12/1983 a 31/12/2004. Por meio desses dados e dos obtidos por meio do modelo, a comparação realizada é apresentada na Figura 49 a seguir:

Figura 49 – Comparação dos dados encontrados na calibração com os valores da curva chave do posto 5B-001. (FCTH, 2012)

Por fim, o último posto utilizado foi o 5C-025, sendo esse localizado no rio Mogi Guaçu. A curva chave utilizada é a do período de 23/07/1985 a 31/12/1999. Assim, utilizando esses dados e os valores calculados pelo modelo, a comparação realizada é apresentada na Figura 50 a seguir:

Figura 50 – Comparação dos dados encontrados na calibração com os valores da curva chave do posto 5C-025. (FCTH, 2012)

Por meio da comparação dos resultados nos quatro postos fluviométricos analisados, percebe-se que as simulações produziram bons resultados, de maneira a considerar o modelo calibrado.

6.5 Resultados da Simulação

6.5.1 Simulação das vazões por patamares

Seguindo a caracterização apresentada no item 6.3, os cenários de vazões paramétricas foram simulados. Os hidrogramas simulados nesses casos para as barragens dos rios Pardo e Mogi Guaçu apresentam a seguinte distribuição de vazões nos patamares, conforme apresentado na Tabela 19 a seguir:

Tabela 19 – Vazões defluentes das usinas utilizadas na simulação por patamares na rede dos rios Pardo e Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

	Vazões Defluentes (m³/s)			
	CAC	EUC	LMO	MOG
1° patamar	600	600	550	428
2° patamar	950	1150	1200	615
3° patamar	1300	1700	1800	1200
4° patamar	1580	2250	2450	1800
5° patamar	-	2800	3050	2450

A representação gráfica desses valores e a duração de cada patamar pode ser observada por meio de seus hidrogramas apresentados na Figura 51 e na Figura 52 a seguir:

Figura 51 – Hidrogramas de entrada utilizados na simulação de cheias por patamares nas usinas de Caconde e Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)

Figura 52 – Hidrogramas de entrada utilizados nos cenários de cheias por patamares nas usinas de Limoeiro e Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

Analisando-se os hidrogramas, percebe-se que a duração dos patamares em Caconde e Euclides da Cunha é menor, 48 horas, do que em Limoeiro e Mogi Guaçu, sendo nesses últimos 150 e 200 horas. Essa diferença ocorre tendo em vista o fato de o canal a jusante das duas primeiras usinas ser menor do que o das duas últimas. Dessa maneira, um menor tempo é necessário para que a onda percorra todo o canal chegando a uma condição estável para determinada vazão.

6.5.1.1 UHE Caconde

Os resultados encontrados por meio dessa simulação para Caconde estão apresentados na Tabela 20 a seguir:

Tabela 20 – Resultados encontrados na simulação do cenário das vazões por patamares da UHE Caconde. (FCTH, 2013)

	EUC
Vazão efluente inicial (m³/s)	593,4
Vazão mínima (m³/s)	593,4
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	0
Vazão efluente máxima (m³/s)	1579,5
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	315,1
Nível d água mínimo (m)	664,95
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	0
Nível d água máximo de montante (m)	665,7
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	314,5
Ocorrência de ruptura	Não
Instante do início de ruptura (h)	-
Ocorrência de galgamento	Não
Instante do início de galgamento (h)	-
Ocorrência de afogamento por jusante	Não
Instante do afogamento (h)	-

Esses resultados são referentes à seção de montante do reservatório de Euclides da Cunha. Esses valores podem ser considerados representativos para todo canal, uma vez que as variações de nível encontradas no canal foram menores que 85 cm. Os valores máximos de nível d'água encontrados para essa simulação, formando a envoltória são apresentados na Figura 53 a seguir:

Figura 53 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de vazões por patamares da UHE Caconde no trecho entre a UHE Caconde e a UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)

Por meio da figura apresentada é possível perceber que as maiores variações de nível ocorrem nas regiões com menor declividade e, principalmente, que na região do reservatório de Euclides da Cunha, ocorre pouca variação de nível.

Por fim, comparou-se as manchas geradas em diferentes regiões do canal, com as diferentes vazões utilizadas para cada patamar, sejam elas 600 m³/s, 950 m³/s, 1300 m³/s e 1580 m³/s. O resultado é apresentado na Figura 54 a seguir:

Figura 54 – Manchas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação de vazões por patamares da UHE Caconde em trechos do rio Pardo entre as UHEs Caconde e Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)

Na Figura 54 a mancha azul representa a vazão $600 \text{ m}^3/\text{s}$, a amarela a vazão $950 \text{ m}^3/\text{s}$, a laranja a $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ e a verde $1580 \text{ m}^3/\text{s}$. Quanto às regiões apresentadas, tem-se que o item **a** é a região a jusante da UHE Caconde, o item **b** é região próxima à cidade de São José do Rio Pardo e no item **c** é área a montante da UHE Euclides da Cunha.

Por meio da visualização das manchas, pode-se observar que nas imagens a e c, as manchas são muito próximas uma vez que se trata de uma região de alta declividade e da região do reservatório de Euclides da Cunha respectivamente. Esse fato havia sido observado na pouca variação de nível para essas regiões. A maior variação ocorre próximo à cidade de São José do Rio Pardo, região que apresenta menor declividade.

Por fim, o último resultado apresentado é o número de pontos impactados. Assim, para a região em questão, 13 pontos foram impactados. Maiores informações com relação ao instante do impacto e as zonas de

inundação nas quais os pontos se encontram pode ser observado por meio da Figura 55.

Figura 55 – Número de pontos impactados na simulação de vazões por patamares da UHE Caconde. (FCTH, 2013)

6.5.1.2 UHE Euclides da Cunha

Para a simulação desse cenário na região a jusante de Euclides da Cunha, o mesmo procedimento foi adotado. Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 21 a seguir:

Tabela 21 – Resultados encontrados na simulação do cenário das vazões por patamares da UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)

	LMO
Vazão efluente inicial (m ³ /s)	550
Vazão mínima (m ³ /s)	550
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	0
Vazão efluente máxima (m ³ /s)	2799,5
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	369,4
Nível d água mínimo (m)	572,9
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	0
Nível d água máximo de montante (m)	574,6
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	369,4
Ocorrência de ruptura	Não

	LMO
Instante do início de ruptura (h)	-
Ocorrência de galgamento	Não
Instante do início de galgamento (h)	-
Ocorrência de afogamento por jusante	Não
Instante do afogamento (h)	-

Esses resultados são referentes à primeira seção a montante de Limoeiro e foi considerado também representativo de todo o canal, da mesma maneira que no trecho anterior, tendo em vista que a maior variação apresentada foi de 1,7 m. Os valores máximos de nível d'água encontrados para essa simulação, formando a envoltória, são apresentados na Figura 56 a seguir:

Figura 56 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de vazões por patamares da UHE Euclides da Cunha no trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro.

(FCTH, 2013)

De maneira semelhante ao caso anterior, percebe-se a maior variação nas regiões de menor declividade. No entanto, neste caso a variação das vazões produz um maior impacto no reservatório de Limoeiro, o que pode ser observado na sua maior variação de nível.

As manchas de inundação geradas nessa região para as vazões de 600 m³/s, 1150 m³/s, 1700 m³/s, 2250 m³/s e 2800 m³/s são apresentadas na Figura 57 a seguir:

Figura 57 – Manchas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação de vazões por patamares da UHE Euclides da Cunha em trechos do rio Pardo a jusante da UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)

Na Figura 57, a mancha azul representa a vazão 600 m³/s, a amarela a vazão 1150 m³/s, a laranja a 1700 m³/s, a verde 2250 m³/s e a vermelha 2800 m³/s. No item **a** percebe-se que ocorre uma maior variação das manchas, uma vez que essa região apresenta o reservatório de Limoeiro. No item **b** apresenta-se a região logo a jusante de Euclides de Cunha, que apresenta alta declividade e, por isso, pouca variação de nível, conforme pode ser verificado nas manchas apresentadas.

Quanto ao número de pontos impactados na região, tem-se que 2 pontos foram impactados. O instante em que esses pontos foram impactados e sua zona de inundação podem ser encontrados por meio do gráfico apresentado na Figura 58 a seguir:

Figura 58 – Número de pontos impactados na simulação de vazões por patamares da UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)

6.5.1.3 UHE Limoeiro

Nas simulações realizadas a jusante de Limoeiro, o mesmo procedimento foi adotado. No entanto, nesse caso o trecho analisado é maior de forma que diferentes seções foram analisadas. Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 22 a seguir:

Tabela 22 – Resultados encontrados na simulação do cenário das vazões por patamares da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)

	PCH Itaipava	Seção próxima à cidade de Ribeirão Preto (25_s_par)	Confluência Pardo x Mogi Guaçu
Vazão inicial (m³/s)	462,2	327,2	144,5
Vazão mínima (m³/s)	462,2	327,2	144,5
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	0	0	0
Vazão máxima (m³/s)	3047,3	3043,3	3040,4
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	943,8	971	1011
Nível d água mínimo (m)	536,2	509,5	489,7
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	0	0	0
Nível d água máximo (m)	539,1	517,8	493,0
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	934,4	954	991

Pode-se observar que há uma variação da vazão e, conseqüentemente, do nível d'água em decorrência do amortecimento ao longo do canal.

Os valores máximos de nível d'água encontrados para essa simulação, formando a envoltória são apresentados na Figura 59 a seguir:

Figura 59 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de vazões por patamares da UHE Limoeiro no trecho entre a UHE Limoeiro e o encontro com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

Os resultados dos limnigramas podem ser melhor interpretados por meio da análise das manchas de inundação, sendo elas geradas utilizando os valores de vazão de 550 m³/s, 1200 m³/s, 1800 m³/s, 2450 m³/s e 3050 m³/s. O resultado é apresentado na Figura 60 a seguir:

Figura 60 – Manchas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação de vazões por patamares da UHE Limoeiro em trechos do rio Pardo a jusante da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)

Na Figura 60, a mancha azul representa a vazão $550 \text{ m}^3/\text{s}$, a amarela a vazão $1200 \text{ m}^3/\text{s}$, a laranja a $1800 \text{ m}^3/\text{s}$, a verde $2450 \text{ m}^3/\text{s}$ e a vermelha $3050 \text{ m}^3/\text{s}$. Quanto às regiões apresentadas, tem-se que o item **a** é a região a jusante da UHE Limoeiro, o item **b** é região próxima à cidade de Serrana e no item **c** é área próxima à cidade de Ribeirão Preto.

Com relação ao número de pontos impactados na região, neste caso encontrou-se um valor superior em comparação com os casos anteriores, sendo o total de 67 pontos. Isso ocorreu tendo em vista o fato de a área analisada ser maior que as demais, além de contemplar diversas regiões urbanas.

O instante em que esses pontos foram impactados e a respectiva zona de inundação pode ser determinada com o auxílio dos gráficos apresentados na Figura 61 a seguir:

Figura 61 – Número de pontos impactados na simulação de vazões por patamares da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)

Por meio dos gráficos acima é possível perceber que essas variações de vazão apresentam grande impacto no canal de jusante. Isso porque esse canal apresenta grandes extensões sem barramentos que poderiam amortecer essa variação de vazões, como ocorrido nos casos anteriores.

6.5.1.4 PCH Mogi Guaçu

As simulações realizadas na região a jusante da PCH Mogi Guaçu seguiram o mesmo procedimento de utilizar diversas seções, tendo em vista a grande área que abrange. Desta forma, os resultados encontrados para essas seções são apresentados na Tabela 23 a seguir:

Tabela 23 – Resultados encontrados na simulação do cenário das vazões por patamares da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

	Próximo à cidade de Mogi Guaçu	Próximo à cidade de Porto Ferreira (Bat-08)	Próximo à cidade de Barrinha
Vazão mínima (m ³ /s)	428	429,1	429,9
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	0	45	189
Vazão máxima (m ³ /s)	2100	2097,2	2092,4
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	701	781	846
Nível d'água mínimo (m)	588,8	539,4	496,5
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	0	15	99
Nível d'água máximo (m)	593,5	543,4	500,7
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	697	779	834

De forma semelhante ao caso anteriormente analisado, verifica-se que há uma variação da vazão ao longo do canal devido ao amortecimento da vazão e também uma grande variação do nível.

Os valores máximos de nível d'água encontrados para essa simulação, formando a envoltória são apresentados na Figura 62 a seguir:

Figura 62 – Envoltórias do nível de água no rio Mogi Guaçu na simulação de vazões por patamares da PCH Mogi Guaçu no trecho entre a PCH Mogi Guaçu e a junção com o rio Pardo. (FCTH, 2013)

Com relação às manchas de inundação, elas foram geradas utilizando os valores de vazão de 428 m³/s, 615 m³/s, 1200 m³/s, 1800 m³/s e 2450 m³/s. Os resultados são apresentados na Figura 63 a seguir:

Figura 63 – Manchas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação de vazões por patamares da PCH Mogi Guaçu em trechos do rio Mogi Guaçu ao longo desse rio. (FCTH, 2013)

Na Figura 63, a mancha azul representa a vazão $428 \text{ m}^3/\text{s}$, a amarela a vazão $615 \text{ m}^3/\text{s}$, a laranja a $1200 \text{ m}^3/\text{s}$, a verde $1800 \text{ m}^3/\text{s}$ e a vermelha $2450 \text{ m}^3/\text{s}$. Quanto ao item **a** tem-se as manchas na cidade de Mogi Guaçu, no item **b** há as manchas na cidade de Porto Ferreira e no item **c** tem-se a mancha na região próxima à Barrinha. Devido às características de declividade da região, as manchas em **c** apresentam maior variação do que as apresentadas em **a** e **b**.

Quanto ao número de pontos impactados nesse cenário tem-se que o total de pontos encontrados foi de 30. Para melhor visualizar o instante que os pontos foram impactados e em quais zonas de inundação esses pontos se encontram o seguinte gráfico é apresentado:

Figura 64 – Número de pontos impactados na simulação de vazões por patamares da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

Dessa forma é possível perceber que houve um grande número de pontos impactados sendo esse fato justificado de forma semelhante ao da região de jusante de Limoeiro, ou seja, o tamanho da região analisada e a ausência de barramentos que poderiam amortecer a elevação de vazão.

6.5.2 Simulação de rompimento por *overtopping*

6.5.2.1 UHE Caconde

Os resultados encontrados para a simulação do rompimento da UHE Caconde por *overtopping* e suas consequências nas demais usinas e seções do rio Pardo são apresentados na Tabela 24 a seguir:

Tabela 24 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por *overtopping* da UHE Caconde. (FCTH, 2013)

	CAC	Seção próxima à cidade de São José do Rio Pardo (PARDO_02)	EUC	LMO	PCH Itaipava	Seção próxima à cidade de Ribeirão Preto (25_s_par)	Confluência Pardo x Mogi Guaçu
Vazão efluente inicial (m ³ /s)	200	-	344	349,9	617,9	-	-
Vazão mínima (m ³ /s)	157,8	196,9	344	349,9	388,2	145,6	64,7
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	689,1	0	0	0	76, 3	0	1
Vazão efluente máxima (m ³ /s)	73819	26580,8	47115,8	33457,1	7437,6	4935,2	4308,4
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	756,6	760	760,6	762,5	782,2	810	840
Nível d'água mínimo (m)	814,2	670,6	631	554,5	536,0	508,2	486,5
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	1912	0	1524,4	1525,6	76, 3	0	0
Nível d'água máximo de montante (m)	860	706,3	675,9	584,7	543,5	520,7	492,2
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	752,9	762	760	761,3	783,9	814	849
Ocorrência de ruptura ?	Sim	-	Sim	Sim	Não	-	-
Instante do início de ruptura (h)	752,2	-	759,3	760,6	-	-	-
Ocorrência de galgamento ?	Sim	-	Sim	Sim	Sim	-	-
Instante do início de galgamento (h)	737,9	-	759,27	760,6	0	-	-
Ocorrência de afogamento por jusante ?	Não	-	Não	Não	Não	-	-
Instante do afogamento (horas)	-	-	-	-	-	-	-

Por meio dos resultados apresentados, verifica-se que o rompimento da UHE Caconde possui uma grande importância visto que leva ao rompimento das barragens de jusante, Euclides da Cunha e Limoeiro. Outro ponto interessante são os valores de vazão alcançados podendo realizar uma comparação entre o valor máximo de vazão efluente, 73819 m³/s e o valor de restrição do canal de jusante, que é de 600m³/s.

Com relação ao impacto causado nas demais barragens, tem-se que na UHE Euclides da Cunha, o galgamento e subsequente ruptura ocorre aproximadamente 7 horas depois do rompimento de Caconde. Assim, depois de aproximadamente 1 hora, ocorre também o galgamento da UHE Limoeiro seguido de sua ruptura.

Analisando-se as cidades localizadas próximas ao rio Pardo, tem-se que em São José do Rio Pardo a variação do nível alcança 36 metros, sendo que a vazão máxima passa na região 10 horas depois do início da formação de brecha na UHE Caconde. Na região próxima à cidade de Ribeirão Preto, ocorre

uma variação do nível d'água de 12 metros 53 horas após o rompimento da UHE Limoeiro.

Os valores máximos de nível d'água encontrados compõem a envoltória de nível, que é apresentada a seguir na Figura 65, Figura 66 e Figura 67 de forma dividir o trecho para melhor compreensão dos resultados:

Figura 65 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *overtopping* da UHE Caconde no trecho entre a UHE Caconde e a PCH Itaquara. (FCTH, 2013)

Figura 66 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *overtopping* da UHE Caconde no trecho entre a PCH Itaipuara e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)

Figura 67 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *overtopping* da UHE Caconde no trecho entre a UHE Limoeiro e a junção com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

Utilizando-se, assim, os valores de nível d'água máximos encontrados, foi possível traçar as manchas de inundação para diferentes regiões do rio Pardo, sendo elas apresentadas na Figura 68 a seguir:

Figura 68 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Caconde por *overtopping*. (FCTH, 2013)

Quanto ao item **a**, tem-se as manchas a jusante da UHE Caconde, no item **b** há as manchas na região a jusante da UHE Euclides da Cunha e no item **c** tem-se a mancha na região a jusante da UHE Limoeiro. Quanto ao item **d**, esse apresenta a mancha na região próxima à cidade São José do Rio Pardo e o item **e**, por sua vez, apresenta a região próxima à cidade de Ribeirão Preto.

Com relação ao número de pontos impactados para a região, tem-se que a simulação resultou em um total de 197 pontos impactados. Esse número alto ocorre tendo em vista a grande região impactada pelo rompimento em cascata das usinas. O instante em que esses pontos são impactados e a zona

de inundação nas quais estão localizados são apresentados na Figura 69 a seguir:

Figura 69 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Caconde por *overtopping*. (FCTH, 2013)

6.5.2.2 UHE Euclides da Cunha

Os resultados encontrados para a simulação do rompimento da UHE Euclides da Cunha por *overtopping* e suas consequências nas demais usinas e seções do rio Pardo são apresentados na Tabela 25 a seguir:

Tabela 25 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por *overtopping* da UHE Euclides da Cunha. (FCTH, 2013)

	EUC	LMO	PCH Itaipava	Seção próxima à cidade de Ribeirão Preto (25_s_par)	Confluência Pardo x Mogi Guaçu
Vazão efluente inicial (m3/s)	101,2	112,4	220,9	-	-
Vazão mínima (m3/s)	100,9	112,4	177,7	176,6	75,2
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	0	0	13,2	0	1
Vazão efluente máxima (m3/s)	17249,9	4061,1	1540,5	1487,7	1460,2
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	731,9	733,3	788,3	825	850
Nível d'água mínimo (m)	631	573,1	535,5	508,5	486,6

	EUC	LMO	PCH Itaipava	Seção próxima à cidade de Ribeirão Preto (25_s_par)	Confluência Pardo x Mogi Guaçu
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	1526,5	1,4	13,2	0	0
Nível d'água máximo de montante (m)	671,9	577,7	537,5	514,2	488,9
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	731,1	733,3	788,3	822	854
Ocorrência de ruptura ?	Sim	Não	Não	-	-
Instante do início de ruptura (h)	730,8	-	-	-	-
Ocorrência de galgamento ?	Sim	Sim	Sim	-	-
Instante do início de galgamento (h)	729,5	733	0	-	-
Ocorrência de afogamento por jusante ?	Não	Não	Não	-	-
Instante do afogamento (h)	-	-	-	-	-

Analisando os resultados acima apresentados, percebe-se que o rompimento da UHE Euclides da Cunha leva a um hidrograma com vazão máxima igual a 17250 m³/s enquanto que a descarga máxima pelos vertedores é de 1027 m³/s. Com relação ao impacto nas demais barragens, tem-se que ela não provoca o rompimento das demais barragens ainda que leve ao galgamento da UHE Limoeiro em 20 cm de altura. Os níveis máximos de água encontrados nas seções no canal que representa o rio Pardo são apresentados na Figura 70 e na Figura 71 a seguir:

Figura 70 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *overtopping* da UHE Euclides da Cunha no trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)

Figura 71 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *overtopping* da UHE Euclides da Cunha no trecho entre a UHE Limoeiro da Cunha e a junção com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

Utilizando-se, assim, os valores de nível d'água máximos encontrados, foi possível traçar as manchas de inundação para diferentes regiões do rio Pardo, sendo elas apresentadas na Figura 72 a seguir:

Figura 72 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Euclides da Cunha por *overtopping*. (FCTH, 2013)

Quanto ao item **a**, tem-se as manchas a jusante da UHE Euclides da Cunha, no item **b** há as manchas no reservatório da UHE Limoeiro e no item **c** tem-se a mancha na região próxima a cidade de Ribeirão Preto.

Com relação ao número de pontos impactados para a região, tem-se que a simulação resultou em um total de 52 pontos impactados. Esse número é bem inferior se comparado com o total gerado pelo rompimento da UHE Caconde. O instante em que esses pontos são impactados e a zona de inundação nas quais estão localizados são apresentados na Figura 73 a seguir:

Figura 73 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Euclides da Cunha por *overtopping*. (FCTH, 2013)

6.5.2.3 UHE Limoeiro

Os resultados encontrados para a simulação do rompimento da UHE Limoeiro por *overtopping* e suas consequências nas demais usinas e seções do rio Pardo são apresentados na Tabela 26 a seguir:

Tabela 26 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por *overtopping* da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013).

	LMO	PCH Itaipava	Seção próxima à cidade de Ribeirão Preto (25_s_par)	Confluência Pardo x Mogi Guaçu
Vazão efluente inicial (m3/s)	353,2	582,4	-	-
Vazão mínima (m3/s)	317,1	341,7	391,8	394,2
Instante de ocorrência da vazão mínima (horas)	2160	2160	0	2160
Vazão efluente máxima (m3/s)	13101,9	1598,4	1529,3	1496,7
Instante de ocorrência da vazão máxima (horas)	744,3	785,4	822	847
Nível d'água mínimo (m)	553,9	535,9	509,9	486,6
Instante de ocorrência do NA mínimo (horas)	2160	2160	0	2160
Nível d'água máximo de montante (m)	578	537,6	514,3	489
Instante de ocorrência do NA máximo (horas)	742,6	785,4	822	852
Ocorrência de ruptura ?	Sim	Não	-	-

	LMO	PCH Itaipava	Seção próxima à cidade de Ribeirão Preto (25_s_par)	Confluência Pardo x Mogi Guaçu
Instante do início de ruptura (horas)	742,5	-	-	-
Ocorrência de galgamento ?	Sim	Sim	-	-
Instante do início de galgamento (horas)	734,8	0	-	-
Ocorrência de afogamento por jusante ?	Não	Não	-	-
Instante do afogamento (horas)	-	-	-	-

Por meio dos resultados acima apresentados foi possível verificar que a vazão de pico do hidrograma de saída é de aproximadamente 13100 m³/s. Esse valor é bastante alto se comparado com a vazão máxima possível de ser descarregada pelos seus vertedores que é de 600m³/s. Com relação ao seu impacto nas regiões de jusante, tem-se que na PCH Itaipava, a onda de cheia chega após um período de 43 horas, apresentando um grande amortecimento, de forma que a sua vazão de pico passa a ser de 1598m³/s.

Os níveis máximos de água encontrados nas seções no canal que representam o rio Pardo são apresentados na Figura 74 a seguir:

Figura 74 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *overtopping* da UHE Limoeiro no trecho entre a UHE Limoeiro e a junção com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

Utilizando-se, assim, os valores de nível d'água máximos encontrados, foi possível traçar as manchas de inundação para diferentes regiões do rio Pardo, sendo elas apresentadas na Figura 75 a seguir:

Figura 75 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do GoogleEarth resultantes da simulação do rompimento da UHE Limoeiro por *overtopping*. (FCTH, 2013)

Quanto ao item **a**, tem-se as manchas a jusante da UHE Limoeiro, no item **b** há as manchas na região próxima a cidade de Serrana e no item **c** tem-se a mancha na região próxima a cidade de Ribeirão Preto.

O número de pontos impactados para a região para esta simulação resultou em um total de 53 pontos. Esse número, ainda que alto, é bem inferior se comparado com o total gerado pelo rompimento da UHE Caconde. O instante em que esses pontos são impactados e a zona de inundação nas quais estão localizados são apresentados na Figura 76 a seguir:

Figura 76 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Limoeiro por *overtopping*. (FCTH, 2013)

6.5.2.4 PCH Mogi Guaçu

Os resultados encontrados para a simulação do rompimento da PCH Mogi Guaçu por *overtopping* e suas consequências nas demais usinas e seções do rio Pardo são apresentados na Tabela 27 a seguir:

Tabela 27 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por *overtopping* da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

	MOG	Próximo à cidade de Mogi Guaçu	Próximo à cidade de Porto Ferreira (Bat-08)	Próximo à cidade de Barrinha	Confluência Pardo x Mogi Guaçu
Vazão efluente inicial (m3/s)	348,7	-	-	-	-
Vazão mínima (m3/s)	348,7	348,7	345,9	294,7	280,9
Instante de ocorrência da vazão mínima (horas)	0	0	0	0	0
Vazão efluente máxima (m3/s)	5075,8	3659,5	2130,1	1799,8	1735,7
Instante de ocorrência da vazão máxima (horas)	149,1	150	191	253	271
Nível d'água mínimo (m)	592,4	588,4	538,9	495,8	485,8
Instante de ocorrência do NA mínimo (horas)	335,0	0	0	0	8
Nível d'água máximo de montante (m)	603,0	595,9	543,4	500,3	489,4
Instante de ocorrência do NA máximo (horas)	147,6	150	191	253	275
Ocorrência de ruptura ?	Sim	-	-	-	-

	MOG	Próximo à cidade de Mogi Guaçu	Próximo à cidade de Porto Ferreira (Bat-08)	Próximo à cidade de Barrinha	Confluência Pardo x Mogi Guaçu
Instante do início de ruptura (horas)	147,2	-	-	-	-
Ocorrência de galgamento ?	Sim	-	-	-	-
Instante do início de galgamento (horas)	143,4	-	-	-	-
Ocorrência de afogamento por jusante ?	Sim	-	-	-	-
Instante do afogamento (horas)	149,1	-	-	-	-

Com os dados apresentados é possível verificar que a vazão de pico do hidrograma de saída é de aproximadamente 5076 m³/s sendo esse valor bastante elevado se comparado com a vazão máxima descarregada pelos vertedores que é de 524m³/s. Observa-se que nesse caso de rompimento que ocorre o afogamento da brecha aproximadamente 2 horas após o início da formação da brecha. Esse afogamento leva ao abatimento das vazões no canal de jusante.

Quanto ao impacto dessa ruptura na cidade de Mogi Guaçu, tem-se que o pico da onda de cheia pode atingir a cidade 1 hora após o início da formação da brecha, com o valor de 3.659 m³/s. Essa onda de cheia resultaria em uma elevação de 7,5 m do nível d'água na região.

Com relação aos níveis máximos de água encontrados nas seções no canal que representa o rio Mogi Guaçu, formando as envoltórias de NA, esses valores são apresentados na Figura 77 a seguir:

Figura 77 – Envoltórias do nível de água no rio Mogi Guaçu na simulação de rompimento por *overtopping* da PCH Mogi Guaçu no trecho entre a PCH Mogi Guaçu e a junção com o rio Pardo. (FCTH, 2013)

Utilizando-se, assim, os valores de nível d'água máximos encontrados, foi possível traçar as manchas de inundação para diferentes regiões do rio Mogi Guaçu, sendo elas apresentadas na Figura 78 a seguir:

Figura 78 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da PCH Mogi Guaçu por *overtopping*. (FCTH, 2013)

No item **a**, tem-se as manchas próximas à cidade de Mogi Guaçu, no item **b** há as manchas na região próxima a cidade de Porto Ferreira e no item **c** tem-se a mancha na região próxima a cidade de Barrinha.

O número de pontos impactados para a região para esta simulação resultou em um total de 26 pontos. Esse número é bem inferior se comparado com os impactos gerados pelos rompimentos das usinas previamente analisadas. Esse resultado era esperado tendo em vista o volume dos reservatórios e as dimensões das estruturas analisadas. O instante em que esses pontos são impactados e a zona de inundação nas quais estão localizados são apresentados na Figura 79 a seguir:

Figura 79 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da PCH Mogi Guaçu por *overtopping*. (FCTH, 2013)

6.5.3 Simulação de rompimento por *piping*

6.5.3.1 UHE Caconde

Os resultados encontrados para a simulação do rompimento da UHE Caconde por *piping* e suas consequências nas demais usinas e seções do rio Pardo são apresentados na Tabela 28 a seguir:

Tabela 28 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por *piping* da UHE Caconde. (FCTH, 2013)

	CAC	Seção próxima à cidade de São José do Rio Pardo (PARDO_02)	EUC	LMO	PCH Itaipava	Seção próxima à cidade de Ribeirão Preto (25_s_par)
Vazão efluente inicial (m3/s)	265,3	-	265,6	265,5	299,9	-
Vazão mínima (m3/s)	8	50,9	50,7	51,0	1	51,7
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	0	166	257,4	169,4	122,3	252
Vazão efluente máxima (m3/s)	25840,2	5629,5	18814,8	15993,3	1442,3	1042,7
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	4,4	12	14,4	16,7	44,3	75
Nível d'água mínimo (m)	813,3	668	629,3	552,9	534,6	507
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	41,5	86	257,4	169,4	151,9	236

	CAC	Seção próxima à cidade de São José do Rio Pardo (PARDO_02)	EUC	LMO	PCH Itaipava	Seção próxima à cidade de Ribeirão Preto (25_s_par)
Nível d'água máximo de montante (m)	840,1	682,9	671,8	580,0	537,4	512,7
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	2,5	12	13,5	15,4	44,3	77
Ocorrência de ruptura ?	Sim	-	Sim	Sim	Não	-
Instante do início de ruptura (h)	0	-	13,3	14,8	-	-
Ocorrência de galgamento ?	Não	-	Sim	Sim	Sim	-
Instante do início de galgamento (h)	-	-	12,6	14,7	0	-
Ocorrência de afogamento por jusante ?	Não	-	Não	Não	Não	-
Instante do afogamento (h)	-	-	-	-	-	-

Com os dados apresentados é possível verificar que a vazão de pico do hidrograma de saída é de aproximadamente 25840 m³/s. Esse valor é bastante elevado se comparado com as vazões normais da região, no entanto é significativamente menor que o valor de pico do hidrograma de rompimento da mesma usina por *overtopping*, que é de 73819m³/s.

Analisando-se os impactos causados nas demais usinas do rio Pardo, tem-se que esse rompimento leva ao rompimento das duas usinas localizadas a jusante. O galgamento e ruptura da UHE Euclides da Cunha ocorre cerca de 13 horas após o rompimento de Caconde. A UHE Limoeiro também sofre galgamento, sendo que sua ruptura ocorre 1 hora e 30 minutos após o rompimento de Euclides da Cunha.

Quanto aos impactos causados nas cidades, tem-se que na cidade de São José do Rio Pardo, a elevação máxima de nível ocorre 10 horas após o início da formação da brecha, atingindo valores de elevação do nível d'água de até 15m. Na cidade de Ribeirão Preto, a variação de nível calculada apresenta valores de aproximadamente 6 metros, sendo que esse pico é alcançado 62 horas após o rompimento de Limoeiro.

Com relação aos níveis máximos de água encontrados nas seções no canal que representa o rio Pardo, formando as envoltórias de NA, esses valores são apresentados na Figura 80, Figura 81 e Figura 82 a seguir, divididos em diferentes gráficos para facilitar a visualização dos resultados:

Figura 80 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *piping* da UHE Caconde no trecho entre a UHE Caconde e a PCH Itaipuara. (FCTH, 2013)

Figura 81 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *piping* da UHE Caconde no trecho entre a PCH Itaipuara e a UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)

Figura 82 – Envolvórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *piping* da UHE Caconde no trecho entre a UHE Limoeiro e a junção com o rio Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

Os valores negativos apresentados nos gráficos são decorrentes do fato de essa região estar representada por um nó de reservatório e não como canal. Dessa forma, o cálculo é realizado por *routing*, considerando-se, assim, apenas a variação vertical o que levou aos resultados negativos.

Utilizando-se, assim, os valores de nível d'água máximos encontrados, foi possível traçar as manchas de inundação para diferentes regiões do rio Pardo, sendo elas apresentadas na Figura 83 a seguir:

Figura 83 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Caconde por *piping*. (FCTH, 2013)

Quanto ao item **a**, tem-se as manchas a jusante da UHE Caconde, no item **b** há as manchas na região a jusante da UHE Euclides da Cunha e no item **c** tem-se a mancha na região próxima à cidade São José do Rio Pardo. No item **d** tem-se a região a jusante da UHE Limoeiro e o item **e** por sua vez apresenta a região próxima à cidade de Ribeirão Preto.

O número de pontos impactados para a região para esta simulação resultou em um total de 82 pontos. Esse número é bem inferior, sendo menor que a metade do total de pontos impactados no cenário de rompimento por *overtopping*. O instante em que esses pontos são impactados e a zona de inundação nas quais estão localizados são apresentados na Figura 84 a seguir:

Figura 84 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Caconde por *piping*. (FCTH, 2013)

6.5.3.2 UHE Euclides da Cunha

Os resultados encontrados para a simulação do rompimento da UHE Euclides da Cunha por *piping* e suas consequências nas demais usinas e seções do rio Pardo são apresentados na Tabela 29 a seguir:

Tabela 29 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por *piping* da UHE Euclides da Cunha. . (FCTH, 2013)

	EUC	LMO	PCH Itaipava
Vazão efluente inicial (m3/s)	48,1	141,5	281,1
Vazão mínima (m3/s)	48,1	141,5	191,9
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	0	0	139
Vazão efluente máxima (m3/s)	4998,5	550	281,1
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	1,1	1,6	0
Nível d'água mínimo (m)	629, 7	567,8	535,5
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	135,8	1,1	139
Nível d'água máximo de montante (m)	662,8	570,5	535,8
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	0	3,3	0
Ocorrência de ruptura ?	Sim	Não	Não
Instante do início de ruptura (h)	0	-	-
Ocorrência de galgamento ?	Não	Não	Sim

	EUC	LMO	PCH Itaipava
Instante do início de galgamento (h)	-	-	0
Ocorrência de afogamento por jusante ?	Não	Não	Não
Instante do afogamento (h)	-	-	-

Observando-se os valores de resultados apresentados na tabela acima, percebe-se que o rompimento de Euclides da Cunha não leva ao rompimento de Limoeiro. Comparando-se ainda o nível máximo alcançado no reservatório de Limoeiro, percebe-se que este está abaixo do NA máximo normal. Os maiores impactos ocorreram na região próxima à usina, de forma que a seção imediatamente a jusante desta obteve variações de nível d'água de 12,7m.

Com relação aos níveis máximos de água encontrados nas seções no canal que representa o rio Pardo estes formam as envoltórias de NA, sendo esses valores são apresentados nos gráficos na Figura 85 a seguir, apenas para a região entre as UHEs Euclides da Cunha e Limoeiro tendo em vista o fato de apenas essa área ser atingida:

Figura 85 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *piping* da UHE Euclides da Cunha no trecho entre a UHE Euclides da Cunha e a UHE Limoeiro.
(FCTH, 2013)

Utilizando-se, assim, os valores de nível d'água máximos encontrados, foi possível traçar as manchas de inundação para diferentes regiões do rio Pardo, sendo elas apresentadas na Figura 86 a seguir:

Figura 86 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Euclides da Cunha por *piping*. (FCTH, 2013)

Quanto ao item **a**, tem-se as manchas a jusante da UHE Euclides da Cunha e no item **b** há as manchas no reservatório da UHE Limoeiro.

O número de pontos impactados para a região para esta simulação foi de 1 ponto. Esse resultado ocorreu tendo em vista o fato de Limoeiro absorver a onda de cheia de maneira que a única área impactada é a região entre as duas usinas. O instante que esse ponto é impactado e a zona de inundação em que se localiza são apresentados na Figura 87 a seguir:

Figura 87 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da UHE Euclides da Cunha por *piping*. (FCTH, 2013)

6.5.3.3 UHE Limoeiro

Os resultados encontrados para a simulação do rompimento da UHE Limoeiro por *piping* e suas consequências nas demais usinas e seções do rio Pardo são apresentados na Tabela 30 a seguir:

Tabela 30 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por *piping* da UHE Limoeiro. (FCTH, 2013)

	LMO	Seção a jusante LMO (PARDO_05)	PCH Itaipava
Vazão inicial (m ³ /s)	140,6	140,6	189,8
Vazão mínima (m ³ /s)	140,6	140,6	176,9
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	0	0	7
Vazão máxima (m ³ /s)	4920,4	1585,4	358,6
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	1,8	2	266
Nível d'água mínimo (m)	554,0	546,6	535,5
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	10,7	0	6
Nível d'água máximo (m)	568,1	549,4	536
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	0,033	3	227

Analisando-se os resultados encontrados por meio da tabela acima apresentada verifica-se que o pico de vazão da onda de cheia decorrente do rompimento é igual a 4920m³/s. Esse valor é um pouco menor que a capacidade máxima de vertimento da estrutura, estando o nível no máximo normal. Como resultado, o impacto resultante foi menor do que o do último patamar das vazões paramétricas. Cabe ressaltar que esse resultado só foi possível pois se considera que há um rebaixamento do nível do reservatório prévio à ruptura.

Com relação aos níveis máximos de água encontrados nas seções no canal que representam o rio Pardo, estes formam as envoltórias de NA, sendo esses valores apresentados nos gráficos na Figura 88 a seguir para a região a jusante da UHE Limoeiro.

Figura 88 – Envoltórias do nível de água no rio Pardo na simulação de rompimento por *piping* da UHE Limoeiro no trecho entre a UHE Limoeiro e a PCH Itaipava. (FCTH, 2013)

Utilizando-se, assim, os valores de nível d'água máximos encontrados, foi possível traçar as manchas de inundação para diferentes regiões do rio Pardo, sendo elas apresentadas na Figura 89 a seguir:

Figura 89 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da UHE Limoeiro por *piping*. (FCTH, 2013)

Quanto ao item **a**, tem-se as manchas a jusante da UHE Euclides da Cunha, no item **b** há as manchas na região próxima à cidade de Serrana e no item **c** tem-se a mancha na região próxima a cidade de Ribeirão Preto.

Para a simulação apresentada não houve impacto em nenhum ponto de restrição. Esse resultado não determina que o impacto resultante desse cenário é desprezível, mas sim que dentre os pontos estudados nenhum foi impactado.

6.5.3.4 PCH Mogi Guaçu

Os resultados encontrados para a simulação do rompimento da PCH Mogi Guaçu por *piping* e suas consequências nas demais usinas e seções do rio Mogi Guaçu são apresentados na Tabela 31 a seguir:

Tabela 31 – Resultados encontrados na simulação da ruptura por *piping* da PCH Mogi Guaçu. (FCTH, 2013)

	MOG	Próximo à cidade de Mogi Guaçu	Próximo à cidade de Porto Ferreira (Bat-08)	Próximo à cidade de Barrinha	Confluência Pardo x Mogi Guaçu
Vazão efluente inicial (m ³ /s)	70	-	-	-	-
Vazão mínima (m ³ /s)	70	70	49,7	45,2	33,9
Instante de ocorrência da vazão mínima (h)	0	0	0	0	0
Vazão efluente máxima (m ³ /s)	1587,7	866,1	115,9	102,2	101,8
Instante de ocorrência da vazão máxima (h)	1,9	2	56	180	195
Nível d'água mínimo (m)	587,9	585,5	536,5	492,9	483,8
Instante de ocorrência do NA mínimo (h)	138,4	0	0	0	7
Nível d'água máximo de montante (m)	598,1	590,2	537,4	493,9	484,8
Instante de ocorrência do NA máximo (h)	0	3	50	175	193
Ocorrência de ruptura ?	Sim	-	-	-	-
Instante do início de ruptura (h)	0,083	-	-	-	-
Ocorrência de galgamento ?	Não	-	-	-	-
Instante do início de galgamento (h)	-	-	-	-	-
Ocorrência de afogamento por jusante ?	Sim	-	-	-	-
Instante do afogamento (h)	1,9	-	-	-	-

Analisando-se os resultados acima apresentados, verifica-se que o pico da onda de cheia gerado pelo rompimento é de 1.587m³/s, sendo esse valor inferior ao último valor de vazão considerado nas simulações por patamares. Esses valores baixos de vazão encontrados ocorrem tendo em vista o afogamento da brecha formada na estrutura 2 horas após a ruptura, o que levou à redução da vazão.

Com relação ao impacto nas cidades localizadas próximas ao rio, tem-se que para a cidade de Mogi Guaçu, a vazão de pico que atingiu a área foi de 866 m³/s, duas horas após o início da formação da brecha. A variação de nível resultante dessa onda foi de 4,7m. Quanto às cidades de Porto Ferreira e Barrinha, a variação máxima de nível atingida em ambos os casos foi de 1 metro. A diferença, no entanto, é que o nível máximo em Porto Ferreira foi atingido 50 horas após a ruptura de Mogi Guaçu, enquanto que em Barrinha esse intervalo foi de 175 horas.

Com relação aos níveis máximos de água encontrados nas seções no canal que representa o rio Mogi Guaçu, estes formam as envoltórias de NA, sendo esses valores são apresentados nos gráficos na Figura 90 a seguir para a região a jusante da PCH Mogi Guaçu:

Figura 90 – Envoltórias do nível de água no rio Mogi Guaçu na simulação de rompimento por *piping* da PCH Mogi Guaçu no trecho entre a PCH Mogi Guaçu e a junção com o rio Pardo. (FCTH, 2013)

Utilizando-se, assim, os valores de nível d'água máximos encontrados, foi possível traçar as manchas de inundação para diferentes regiões do rio Pardo, sendo elas apresentadas na Figura 91 a seguir:

Figura 91 – Manchas máximas de inundação sobre as imagens do Google Earth resultantes da simulação do rompimento da PCH Mogi Guaçu por *piping*. (FCTH, 2013)

No item **a**, tem-se as manchas próximas à cidade de Mogi Guaçu, no item **b** há as manchas na região próxima a cidade de Porto Ferreira e no item **c** tem-se a mancha na região próxima à cidade de Barrinha.

Analisando-se as figuras apresentadas, verifica-se que o rompimento causa grandes impactos na cidade de Mogi Guaçu, no entanto a variação é pouco significativa nas regiões próximas às cidades de Porto Ferreira e Barrinha.

Com relação ao número de pontos impactados para esta simulação tem-se que um total de 6 pontos atingidos. O instante em que esses pontos são impactados e a zona de inundação em que estão localizados são apresentados na Figura 92 a seguir:

Figura 92 – Número de pontos impactados na simulação de rompimento da PCH Mogi Guaçu por *piping*. (FCTH, 2013)

7 ANÁLISE CRÍTICA

7.1 Comparação entre Diferentes MDTs

A comparação entre os diferentes MDTs utilizados iniciou-se pela classificação da área em estudo, a cidade de Mogi Guaçu, de acordo com os PECs. O resultado foi encontrado por meio da avaliação dos MDTs para a região da cidade de Mogi Guaçu, considerando-se a escala 1:50.000, sendo a avaliação realizada utilizando-se 259 pontos de controle. Os resultados de classificação e os valores de média, desvio padrão e erro são apresentados a seguir:

Tabela 32 – Resultados das Classificações dos MDTs de acordo com os PECs.

MDT	ASTER	SRTM	TOPODATA	IBGE
PEC	B	A	A	B
Média(m)	6.44	3.43	3.39	5.91
Desvio(m)	3.55	1.84	1.83	3.64
Erro(m)	7.39	3.76	3.72	6.87

Desta forma, verifica-se que os MDTs avaliados possuem uma boa classificação de acordo com o apresentado na Tabela 4, o que permite sua utilização nos estudos de rompimento de barragens.

No presente estudo, a análise visual das manchas geradas por diferentes MDTs foi realizada, considerando-se a região da cidade de Mogi Guaçu. Desta forma, o seguinte resultado foi encontrado:

IBGE

TOPODATA

SRTM

ASTER

Figura 93 – Mancha de inundação sobre as imagens do Google Earth gerada com diferentes MDTs para a região da cidade de Mogi Guaçu.

Assim, analisando-se os resultados encontrados, percebe-se que nas duas regiões analisadas as manchas resultantes da utilização dos MDTs SRTM e TOPODATA apresentam resultados muito semelhantes, tendo em vista que o segundo é derivado do primeiro. As manchas geradas nestes casos possuem uma menor área se comparados com as do MDT obtido a partir das curvas do IBGE e com as do ASTER. Desta maneira, os dois primeiros deveriam ser utilizados para essa região uma vez que apresentam resultados mais precisos.

7.2 Avaliação da Previsão de Precipitação

A previsão de precipitação analisada, conforme anteriormente citado, foram duas, a previsão para 1 dia e a previsão para 5 dias. Desta forma, a primeira comparação realizada foi a direta entre os dados de previsão apresentados pelo CPTEC e os dados observados nos postos pluviométricos do DAEE. A comparação direta dos dados resultou nos gráficos da Figura 94, Figura 95 e Figura 96:

Figura 94 – Comparação da precipitação observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-033.

Figura 95 – Comparação da precipitação observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-043.

Figura 96 – Comparação da precipitação observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-075.

Assim, analisando-se as diferenças encontradas nos casos acima expostos, podem ser obtidos os histogramas de distribuição dos erros de previsão da precipitação, conforme ilustra a Figura 97 e aFigura 98:

Figura 97 – Histograma dos erros entre precipitação prevista com 1 dia de antecedência e a observada para todos os postos observados.

Figura 98 – Histograma dos erros entre precipitação prevista com 5 dias de antecedência e a observada para todos os postos observados.

Os resultados encontrados utilizando-se os histogramas acima, mostram que os valores previstos de precipitação apresentam grandes erros, uma vez que para previsão de um dia 75% dos erros são de até 16 mm e, para previsão de 5 dias, esse valor é de 17 mm.

Desta forma, a análise seguinte foi repetir essa avaliação utilizando-se a média dos valores de precipitação previstos para um período de 5 dias. Essa análise foi realizada nos dados de previsão com antecedência de 1 dia e de 5 dias, verificando se os valores dos erros continuariam altos. Assim, os resultados encontrados de comparação direta de valores são apresentados nos gráficos da Figura 99, Figura 100 e Figura 101 a seguir:

Figura 99 – Comparação da precipitação média de 5 dias observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-033.

Figura 100 – Comparação da precipitação média de 5 dias observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-043.

Figura 101 – Comparação da precipitação média de 5 dias observada e prevista pelo CPTEC com 1 e 5 dias de antecedência para o posto C4-075.

Os histogramas também foram realizados para esta etapa, no entanto, para realização das comparações, o erro neste caso foi trabalhado de forma diferente. Inicialmente, os valores de precipitação foram somados e realizou-se a diferença entre valor observado e previsto. Tendo essa diferença, dividiu-se esse valor pelo total de dias acumulado, no caso 5 dias, de maneira a encontrar um valor de possível comparação. Desta forma, chegou-se ao resultado apresentado na Figura 102 e na Figura 103:

Figura 102 – Histograma dos erros entre precipitação média prevista com 1 dia de antecedência e a observada para todos os postos observados.

Figura 103 – Histograma dos erros entre precipitação média prevista com 5 dia de antecedência e a observada para todos os postos observados.

Os resultados apresentados indicam uma diminuição dos erros, no entanto, eles ainda se encontram altos. Isso pode ser observado uma vez que 75% dos erros para a previsão acumulada para 1 dia são menores que 9mm e esse valor para a previsão de 5 dias é de 11 mm. Dessa forma, verifica-se que o modelo utilizado pelo CPTEC apresenta maior capacidade de previsão de volume total precipitado comparando-se com sua capacidade de previsão dos valores diários de precipitação.

A próxima etapa é a verificação da influência dos erros de previsão na determinação da vazão de contribuição. Assim, os resultados comparados foram: a vazão gerada pela precipitação prevista com 1 dia de antecedência; a vazão gerada pela precipitação prevista com 5 dias de antecedência; a vazão gerada pela precipitação observada nos postos pluviométricos e a vazão observada no posto fluviométrico na saída da sub-bacia. Nos três primeiros casos o modelo SMAP foi utilizado no cálculo da vazão de contribuição da bacia. Os dados fluviométricos utilizados foram coletados no posto 4C-001 do DAEE localizado no exutório da sub-bacia analisada que possui uma área de 460 km². Os resultados encontrados podem ser observados no gráfico da Figura 104 a seguir:

Figura 104 – Comparação dos valores de vazão calculados e observado para o posto 4C-001.

Além da comparação por meio da Figura 104, os histogramas com os valores dos erros também foram obtidos, sendo apresentados inicialmente os dados da comparação com os dados do DAEE na Figura 105 e na Figura 106:

Figura 105 – Histograma dos erros entre a vazão calculada pelo SMAP resultante da precipitação observada e a vazão observada no posto fluviométrico.

Figura 106 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação observados nos postos do DAEE.

Verificando os resultados apresentados, percebe-se inicialmente que a calibração utilizada para o SMAP, apresenta-se adequada, tendo em vista o fato de que, ao se utilizar os dados observados, provenientes do DAEE, os resultados obtidos foram bons. Isso ocorre porque no histograma que apresenta os erros provenientes dos dados do DAEE, 90% dos erros apresentados estão abaixo de 40%. Além disso, o R^2 proveniente da vazão observada e calculada utilizando as observações dos postos pluviométricos do DAEE é de 0,76. Desta forma, confirma-se que a calibração foi realizada adequadamente.

Com relação aos valores encontrados por meio dos dados de previsão do CPTEC, os resultados encontrados são apresentados na Figura 107, Figura 108, Figura 109 e Figura 110 a seguir:

Figura 107 – Histograma dos erros entre vazão resultante da precipitação prevista com 1 dia de antecedência e a observada.

Figura 108 – Histograma dos erros entre vazão resultante da precipitação prevista com 5 dias de antecedência e a observada.

Figura 109 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação previstos com 1 dia de antecedência pelo CPTEC.

Figura 110 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação previstos com 5 dias de antecedência pelo CPTEC.

Quanto aos dados previstos, nota-se que eles geram grandes diferenças nos valores de vazão. Esse fato é verificado uma vez que o histograma aponta que os percentuais dos erros alcançam valores muito mais altos do que os encontrados pelos dados do DAEE. Assim, nos primeiros os valores alcançados foram de 270% e 430% enquanto que o segundo teve os valores máximos de 100%. Além disso, nos histogramas relativos à previsão de 1 dia, 90% dos erros se encontram abaixo de 210%. Para a previsão de 5 dias, esse valor sobe para 270%, sendo esses valores muito superiores se comparados com o resultado de 40% obtido para os dados observados do DAEE, conforme anteriormente apresentado.

Os resultados de valores de R^2 também foram inferiores ao encontrado com os dados observados pelo DAEE, sendo que os resultados obtidos pela previsão foram próximos, 0,63 e 0,61, sendo inferiores ao resultado obtido pelo dado observado do DAEE, 0,76.

Desta forma, foi verificado que as previsões de precipitação apresentam valores discrepantes em relação à realidade influenciando significativamente os valores de vazão. Uma sugestão interessante para o ajuste dos dados previstos é agregar a diferença entre os resultados da previsão e os valores observados em faixas de variação. Assim, verifica-se a faixa com maior

ocorrência, de forma a corrigir os novos valores previstos de acordo com desvio mais frequente observado.

Ao realizar esse procedimento para a amostra em questão, encontrou-se que para os dados de previsão com 1 dia de antecedência, a diferença entre a vazão observada e a calculada situa-se nas faixas de 40% a 50%. E, realizando essas correções, os valores obtiveram melhorias de maneira que o valor do erro médio quadrático passou de 215,37 m³/s para 73,68 m³/s.

Com relação à previsão de precipitação com 5 dias de antecedência, a faixa de diferença com maior frequência é de 60% a 70%. Assim, aplicando-se essas correções, a melhoria nos valores de erro médio quadrático foi de 391,09 m³/s para 69,08 m³/s. Os valores encontrados utilizando os valores ajustados são apresentados nas Figura 111 e Figura 112 a seguir:

Figura 111 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação previstos ajustados com 1 dia de antecedência.

Figura 112 – Comparação entre vazões observadas e calculadas pelo SMAP com dados de precipitação previstos ajustados com 5 dias de antecedência.

Uma outra forma de melhorar os resultados de vazão das simulações em tempo real é a constante atualização com valores de vazão observados além da recalibração periódica dos parâmetros do modelo SMAP.

7.3 Comparação entre Modelos CLiv+ e HEC-RAS

Nesta etapa será apresentada a comparação dos resultados encontrados por meio do CLiv+ e do HEC-RAS. O trecho utilizado nas simulações para comparação será o do rio Mogi Guaçu, desde a PCH Mogi Guaçu até sua confluência com o rio Pardo. A rede utilizada nos dois aplicativos é semelhante, apresentando pequenas diferenças.

A primeira diferença é que no CLiv+ esta é mais completa, de forma que contempla o rio Mogi Guaçu, o rio Pardo e, após a confluência dos dois rios, sua confluência com o rio Grande até a UHE Marimbondo. Assim, a condição de contorno utilizada nessa rede é o valor constante de nível máximo da usina de Marimbondo. A rede utilizada no HEC-RAS, por sua vez, representa apenas a região do rio Mogi Guaçu, sendo que a condição de contorno de jusante

utilizada foi a curva chave do posto 5C-025, sendo esse o último posto fluviométrico do DAEE antes da confluência com o rio Pardo. A localização dos pontos citados é apresentada na Figura 113 a seguir:

Figura 113 – Localização dos pontos das redes simuladas no CLiv+ e HEC-RAS.

Outra diferença está relacionada aos valores de n de Manning adotados em cada seção. No CLiv+, para cada seção foi informada uma curva de valores de n de Manning, que variam com a elevação e, entre duas seções com curvas diferentes, o aplicativo interpola as curvas e realiza o cálculo nas seções das subdivisões com as curvas interpoladas. Como no aplicativo HEC-RAS não há a ferramenta de interpolação, optou-se por, em trechos delimitados por seções

com curvas de n de Manning diferentes, utilizar nas seções intermediárias a curva da seção de montante.

Considerando-se as observações acima apontadas, a primeira etapa de comparação dos resultados compreendeu as simulações do período de calibração. Assim, no gráfico apresentado na Figura 114 tem-se o nível calculado pelo CLiv+, pelo HEC-RAS e observado.

Figura 114 – Resultado da simulação do HEC-RAS no período utilizado para calibração do CLiv+.

Analisando-se os resultados, percebe-se que os aplicativos apresentam resultados próximos, observando-se que nos períodos de vazões altas o CLiv + apresenta níveis mais altos e nos períodos de estiagem o HEC-RAS apresenta níveis d'água maiores. Ainda que existam essas diferenças, os resultados produzidos são próximos, de maneira que o modelo HEC-RAS foi considerado calibrado. O gráfico que relaciona os valores calculados e observados é apresentado na Figura 115 a seguir:

Figura 115 – Comparação entre os resultados observados e calculados pelo HEC-RAS

Na próxima etapa ocorre a comparação dos valores de vazão e nível d'água máximos nas seções do canal, considerando como dado de entrada no canal o hidrograma de ruptura por *overtopping* da PCH Mogi Guaçu. Esse hidrograma foi obtido por meio da simulação do rompimento no aplicativo CLiv+. O hidrograma utilizado é apresentado no gráfico da Figura 116 a seguir:

Figura 116 – Hidrograma resultante do rompimento da PCH Mogi Guaçu.

O gráfico foi obtido registrando-se os dados com intervalo de 5 minutos durante a simulação de rompimento. Assim, esse hidrograma foi simulado, de modo que a comparação entre vazão e nível d'água máximos pode ser observada na Figura 117 e na Figura 118 apresentadas a seguir:

Comparação Vazão HEC-RAS e CLiv +

Figura 117 – Comparação entre vazões calculadas pelo HEC-RAS e CLiv +.

Comparação Nível D'Água HEC-RAS e CLiv +

Figura 118 – Comparação entre níveis d'água calculados pelo HEC-RAS e CLiv +.

Desta maneira, pode-se observar que os dois aplicativos apresentam resultados próximos, com pequenas diferenças que podem ser creditadas à diferença na topologia simulada, conforme mencionado anteriormente, e à geração do hidrograma de rompimento. Com relação à vazão, os maiores erros encontrados são de 16% de forma que a média dos erros é de 5%. Da mesma maneira ocorre com os valores de NA, sendo que os maiores valores encontrados são próximos à 2,0 m, sendo a média dos erros encontrados igual à 1,19 m.

Por fim, foi realizada uma comparação entre as manchas de inundação geradas por cada aplicativo. As manchas vermelhas foram geradas pelo Cliv+ e as amarelas pelo HEC-RAS. Estas são apresentadas na Figura 119, Figura 120 e Figura 121 a seguir:

Figura 119 – Comparação entre as manchas de inundação geradas pelo HEC-RAS e pelo CLiv+ na região da cidade de Mogi Guaçu. Adaptado de Google Earth, 2013.

Figura 120 – Comparação entre as manchas de inundação geradas pelo HEC-RAS e pelo CLiv+ em uma região com meandros próxima  cidade de Guatapar. Adaptado de Google Earth, 2013

Figura 121 – Comparação entre as manchas de inundação geradas pelo HEC-RAS e pelo CLiv+ na região final do canal simulado. Adaptado de Google Earth, 2013.

Na região inicial da área simulada, onde se localiza a cidade de Mogi Guaçu, os resultados se apresentaram próximos, sendo a diferença máxima entre as duas manchas de aproximadamente 100m o que é equivalente a uma distância entre uma rua e outra na cidade. Essa diferença não é significativa considerando-se os erros provenientes da simulação e o grid do MDT utilizado. Uma maior diferença foi encontrada na Figura 120, verificando-se a dificuldade da representação de um trecho com muitos meandros pela mancha gerada utilizando o HEC-RAS. Na Figura 121, que representa a porção final do canal simulado, as manchas encontradas são praticamente coincidentes.

As diferenças quanto à suavização podem ser alteradas modificando as configurações no próprio CLiv+ ou suavizando as linhas provenientes dos da simulação do HEC-RAS no ArcGIS. A principal diferença na geração de manchas utilizando esses aplicativos é que no CLiv+, o usuário pode determinar qual o limite para geração de manchas para não ocorrer a definição de manchas em locais distantes do rio gerando ilhas isoladas de inundação. No caso do HEC-RAS, não há essa ferramenta, de maneira que depois de criada a mancha, o usuário tem de analisar os pontos manchados para distinguir aqueles que realmente são inundados.

8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O estudo realizado teve como objetivo a avaliação de um sistema de composição de modelos matemáticos utilizados como ferramenta na gestão de riscos nos vales de jusante de barragens. Para isso foram detalhados os modelos que o compõe, evidenciando-se os resultados encontrados em sua aplicação nas barragens localizadas nos rios Pardo e Mogi Guaçu. Assim, as avaliações foram realizadas por meio da comparação de resultados de precipitação e vazão com valores observados, da utilização de diferentes MDTs na geração de manchas de inundação, e da comparação dos aplicativos de modelo hidrodinâmico, CLiv+ e HEC-RAS.

A área de segurança de barragens tem recebido grande destaque nos últimos anos no Brasil decorrente, principalmente, da recente legislação aprovada. Assim, gerou-se uma grande demanda de como proceder para atender esta legislação, ou seja, quais modelos devem ser utilizados e como os resultados devem ser organizados e apresentados, visto que a legislação ainda não apresenta esses pontos de forma clara. Dentro deste contexto, uma solução apresentada quanto à simulação foi a composição de um sistema que integra os modelos de previsão de precipitação, hidrológico e hidráulico. Esse modelo foi aplicado nas barragens dos rios Pardo e Mogi Guaçu em um projeto desenvolvido pela Fundação Centro Tecnológico em Hidráulica para a AES Tietê, denominado Sistema de Gerenciamento de Ações Emergenciais da AES Tietê. Esse projeto produziu os resultados necessários para atuação em situações de alerta e de emergência.

Assim, esse modelo e seus resultados foram apresentados e avaliados a fim de verificar sua aplicabilidade e a qualidade dos produtos, realizando críticas e sugestões quanto ao seu uso.

Para alcançar tal objetivo, realizou-se uma revisão bibliográfica sobre gestão de emergências, verificando-se a legislação presente nos diversos países, além de publicações de órgãos relacionados ao assunto. Essa etapa foi necessária visto que, como anteriormente apontado, a legislação brasileira

ainda se apresenta em desenvolvimento, de forma que há lacunas, por exemplo, quanto ao conteúdo exigido dos PAEs.

Com relação aos modelos envolvidos, isto é, de previsão de precipitação, ETA, hidrológico, SMAP, e hidrodinâmico, Cliv+, estes foram analisados buscando-se a fundamentação teórica de cada um deles. Foi exposto, também, como eles foram utilizados, sendo nessa etapa descrita a metodologia de calibração, os cenários simulados e a forma de apresentação dos resultados. E, uma vez descrito todo o funcionamento deste sistema, estabeleceu-se como a avaliação de suas diferentes partes seria realizada, apresentando os resultados desta avaliação em seguida. Desta forma esse capítulo apresenta as conclusões obtidas do estudo e recomendações.

Com relação à revisão dos assuntos relacionados à gestão de emergências, concluiu-se que os documentos analisados têm, em linhas gerais, indicações semelhantes. No Brasil, no entanto, alguns pontos que já foram definidos e que encontram abordagem diferente em outros locais são o fato de o empreendedor ser o responsável pela elaboração do PAE e pela notificação à Defesa Civil em caso de ocorrência de situação anormal.

Outra questão verificada a partir da análise da revisão bibliográfica é a necessidade de obter, para cada situação de emergência, os mapas de inundação e, para pontos de interesse, o tempo em que eles são impactados a partir de um instante de referência. Assim, para obter esses produtos, a modelagem matemática se apresenta como uma importante ferramenta. É relevante observar que a legislação que trata da segurança de barragens está sendo elaborada, de maneira que revisões devem ser feitas a fim de verificar se esses produtos apresentados cumprem as exigências da lei.

Com relação aos modelos utilizados no trabalho, iniciando pelos modelos atmosféricos, verificou-se que o ETA é o que se apresenta mais disponível, tendo em vista que os dados são gerados e fornecidos de forma gratuita pelo CPTEC com previsões de até cinco dias de antecedência.

O modelo hidrológico SMAP mostrou-se apropriado ao estudo realizado pois sua configuração relaciona certos parâmetros às características da região, o que facilitou a calibração. Além disso, seu equacionamento é simples,

possibilitando ao usuário compreender com facilidade o que os parâmetros representam nas equações, de maneira a também auxiliar no processo de calibração. Um ponto negativo identificado é que há regiões com poucos postos pluviométricos ou com séries de dados com descontinuidades, apresentando dados em períodos que não coincidem com os dados de outros postos, dificultando a calibração do modelo.

Com relação à modelagem hidrodinâmica, a simplificação do escoamento em uma dimensão mostrou-se adequada, pois a mesma apresenta uma menor complexidade quanto à exigência de dados de entrada, o que facilita sua utilização. Além disso, literatura a respeito mostra que esse tipo de modelo produz bons resultados em outros estudos de simulações de situações de emergência. No entanto, ainda há espaço para a continuidade de estudos que comparem as simulações unidimensionais com as bidimensionais tendo em vista a melhoria dos resultados apresentados para as áreas de planície.

O aplicativo utilizado, CLiv+, apresentou-se conveniente à sua utilização, uma vez que admite a entrada de uma série de condições existentes que precisaram ser consideradas no estudo de caso. A primeira foi a opção de inserir as regras operacionais específicas das barragens simuladas, visto que as mesmas têm que obedecê-las de acordo com as combinações de vazões afluentes e níveis d'água que ocorrem em situações anormais. Além disso, o aplicativo apresenta o módulo de formação de brecha, sendo possível simular o rompimento da barragem, chegando a um hidrograma de saída.

O CLiv+ também apresenta como vantagem a simplicidade nas interfaces para entrada de dados. Por fim, tem-se também a conveniência de exportar as manchas traçadas em arquivos *kml* que podem ser visualizados em aplicativos como o *Google Earth*, verificando as regiões impactadas. Ainda com relação às manchas produzidas, o aplicativo permite a variação da cor da mancha discretizada por meio de intervalos de profundidade.

Os cenários simulados apresentados são os principais cenários de rompimento por *overtopping* e *piping*, e o cenário dos patamares. Quanto aos dois primeiros, esses são os normalmente exigidos nos PAEs. Com relação ao cenário de patamares, tem-se que este formato de resultado é de grande

importância, pois apresenta diversas situações antes da situação de emergência. Assim, quando o responsável por essa situação identifica a vazão efluente, verifica qual o patamar que mais se aproxima da vazão estabelecida e pode repassar as informações à defesa civil.

Com relação à avaliação do sistema, inicialmente verificando-se o MDT gerado por meio das curvas de nível do IBGE utilizado, é possível perceber que este se apresenta adequado, uma vez que possui um bom PEC, ainda que não seja o melhor em comparação com os demais MDTs. Ressalta-se que, para a geração de manchas especificamente para a região da cidade de Mogi Guaçu, os MDTs TOPODATA e SRTM apresentaram-se mais adequados.

A avaliação dos dados de previsão de precipitação mostrou uma grande discrepância entre os dados previstos e observados. Essa diferença afetou também as vazões geradas pelo SMAP de forma significativa. Desta forma, faz-se necessária sua melhoria. Esta poderia ocorrer seguindo o esquema de armazenamento de previsões e verificação com dados observados, conforme sugerido, para verificação de tendências. Assim, avaliando-se esses resultados, seria possível determinar ajustes nos dados observados, conforme apresentado, melhorando a qualidade das previsões.

Quanto à comparação dos aplicativos CLiv+ e HEC-RAS, os resultados encontrados de vazão e nível d'água são próximos. Assim, a utilização dos dois para os problemas apresentados se mostra adequada. As diferenças entre os modelos estão relacionadas a algumas funções que estão presentes em apenas um dos dois. Uma diferença entre os dois é que o Cliv+ realiza a interpolação entre as curvas de rugosidade entre duas seções em sequência, uma vez informado o número de subdivisões entre elas, enquanto que no HEC-RAS essa função não é automática.

Com relação à mancha de inundação gerada pelos dois modelos, os resultados também foram próximos, ressaltando-se apenas que na mancha gerada com o auxílio do HEC-GeoRAS não há um limite para geração de mancha. Assim, uma vez determinado o nível d'água, todas as regiões do MDT abaixo desse nível são marcadas, ainda que distantes da área estudada, sendo necessária, assim, uma avaliação da mancha após sua geração. Além disso,

as manchas geradas pelo HEC-GeoRAS também tiveram um pior resultado nas regiões com muitos meandros.

Verifica-se por meio das três avaliações realizadas que o sistema apresenta-se adequado para realização de estudos para gestão de riscos nos vales de jusante.

Com relação às recomendações para trabalhos futuros, tem-se as considerações apresentadas a seguir.

No que tange à qualidade dos MDTs, uma recomendação seria a comparação utilizando um MDT de qualidade reconhecidamente superior. Obtendo-se um produto preciso, com alta resolução, como é disponível no mercado, ter-se-ia uma referência para comparação. Esse MDT poderia ser adquirido para algumas regiões da área de estudo e, para esses locais, seria realizada a comparação entre ele e os demais gratuitos para determinar qual deverá ser utilizado na área total.

Com relação às previsões de precipitação, uma recomendação seria a análise de outros modelos disponíveis. Outro procedimento seria a complementação dos dados de previsão com dados provenientes de radares meteorológicos, ressaltando-se que este último apresenta previsões para menores intervalos de tempo e melhor discretização espacial. Assim, utilizaria a previsão para a determinação de uma possibilidade de emergência, estabelecendo uma situação de alerta com maior tempo de antecedência e, depois, realizaria as operações considerando as previsões mais precisas dos radares. Outro ponto é que como os radares apresentam previsões horas antes do evento, faz-se necessária adaptação do modelo hidrológico, passando de diário para horário. Outro aspecto que pode ser apresentado é o da realimentação do modelo através de procedimentos de recalibração automática com dados recentes das variáveis de estado do modelo, técnica esta já usual neste tipo de modelagem.

Por fim, quanto aos aplicativos HEC-RAS e CLiv+, uma recomendação para futuras análises seria a comparação dos resultados realizando a simulação do rompimento de barragem nos dois aplicativos, uma vez que as análises aqui apresentadas não o fizeram, deixando margem para introdução

de diferenças originadas nas rotinas dos dois aplicativos quanto ao cálculo da formação e do hidrograma de saída da brecha.

Essas recomendações possibilitariam a melhora do sistema e de sua avaliação, resultando em informações mais precisas que permitiriam um melhor preparo para uma situação anormal.

Dessa forma, este trabalho se apresenta como uma importante contribuição na área de modelagem matemática voltada para a segurança de barragens. Isso porque quando apresenta o sistema de composição de modelos e os cenários simulados, fornece um norteamento para demais estudos na área, uma vez que os resultados obtidos otimizam os processos envolvidos nas situações de alerta e emergência. Além disso, a indispensável validação dos resultados é realizada pelo presente estudo. Desta maneira, além de apresentar processos eficientes, o trabalho mostra que os resultados obtidos por eles são confiáveis.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AES TIETE. **Sistema de Gerenciamento de Emergências Hidrológicas - Manual do Sistema**. São Paulo: [s.n.], 2007.

AES TIETE. **SOSEm - Manual de Operação Hidráulica de Reservatórios PCH Mogi Guaçu**. [S.l.]: [s.n.], 2011.

AES TIETÊ. **SOSEm - Manual de Operação Hidráulica de Reservatórios UHE Caconde**. [S.l.]: [s.n.], 2011.

AES TIETÊ. **SOSEm - Manual de Operação Hidráulica de Reservatórios UHE Euclides da Cunha**. [S.l.]: [s.n.], 2011.

AES TIETE. **SOSEm - Manual de Operação Hidráulica de Reservatórios UHE Limoeiro**. [S.l.]: [s.n.], 2011.

AHRENS, C. D. **Meteorology Today. An Introduction to Weather, Climate, and the Environment**. 5ª Edição. ed. St. Paul: West Publishing Company, 1994.

ALMEIDA, A. B. D. **Curso sobre Operação e Segurança de Barragens**. Lisboa: Instituto Nacional da Água (INAG), 2001. Capítulo 7 p.

AMANAJÁS, J. C.; ARAÚJO, R. C. M. D. **Uso do Método de Contingência para Análise da Eficácia de Previsão da Precipitação Pluviométrica do Modelo ETA para o Município de Macapá-AP em 2007**. Macapá: Universidade Federal do Amapá, 2008.

ANA. Hidroweb - Sistemas de Informações Hidrológicas, 2011. Disponível em: <<http://hidroweb.ana.gov.br/>>. Acesso em: outubro 2011.

ANA. **Relatório de Segurança de Barragens 2011**. Brasília - DF: [s.n.], 2012.

ASCE. **The New Orleans Hurricane Protection System: What went wrong and why**. Virginia: [s.n.], 2007.

ASCE/EWRI TASK COMMITTEE ON DAM/LEVEE BREACHING. **Earthen Embankment Breaching**. J. Hydraul. Eng., 137(12), 2011. 1549–1564.

ASTER GDEM. ASTER GDEM, 2009. Disponível em: <<http://www.gdem.aster.ersdac.or.jp/>>.

BALBI, D. A. F. **Metodologias para a Elaboração de Planos de Ações Emergenciais para Inundações Induzidas por Barragens. Estudo de Caso: Barragem de Peti - MG.** Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, 2008. 336 p. Dissertação (mestrado).

BARTH, F. T. et al. **Modelos para Gerenciamento de Recursos Hídricos.** [S.l.]: Nobel/ABRH, 1987.

BASES, D.; KRUDY, E. **Sandy: barragem rompe em Nova Jersey e ameaça devastar 3 cidades.** Terra notícias, 2012. Disponível em: <<http://noticias.terra.com.br/mundo/oriente-medio/sandy-barragem-rompe-em-nova-jersey-e-ameaca-devastar-3-cidades,d85973f2ef6da310VgnCLD200000bbcceb0aRCRD.html>>. Acesso em: 14 janeiro 2013.

BLACK, T. L. **NMC mesoscale Eta Model: Discription and Examples.** Weather Forecasting, n. 9, p. 265-278, 1994.

BRASIL. **Decreto nº 89.817: Instruções Reguladoras das Normas Técnicas da Cartografia Nacional.** [S.l.]: [s.n.], 20 de junho de 1984.

BRASIL. **Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010.** Diário Oficial da União: Brasília, 21 de set., 2010.

BRASIL. **Resolução nº742, de 17 de outubro de 2011.** Diário Oficial da União: Brasília, 27 de out., 2011.

BRASIL. **Resolução nº91, de 02 de abril de 2012.** Diário Oficial da União: Brasília, 11 de abr. 2011, 2012.

BRASIL. **Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012.** Brasília, 4 de set., 2012: Diário Oficial da União, 2012.

CARVALHO, C.; PARAJARA, F. **Barragem de Algodões se rompe e água atinge 20 metros de altura em cidade do Piauí.** O Globo, 2009. Disponível em: <<http://oglobo.globo.com/pais/barragem-de-algodoes-se-rompe-agua->

atinge-20-metros-de-altura-em-cidade-do-piaui-3123058>. Acesso em: 23 abril 2012.

CARVALHO, E. **Segurança de Barragens Aspectos Hidrológicos e Hidráulicos**. [S.l.]: [s.n.], 2007.

CBGB. **Segurança de barragens: recomendações para a formulação e verificação de critérios e procedimentos**. Rio de Janeiro: Comissão Técnica de Segurança de Barragens, 1986. 117 p.

CBGB. **Cadastro Brasileiro dos Casos de Deterioração de Barragens e Reservatórios**. [S.l.]: Comissão de Deterioração de Grandes Barragens, 1991. 211 p.

CBGB. **Auscultação e Instrumentação de Barragens no Brasil**. Belo Horizonte: Simpósio sobre Instrumentação de Barragens, 1996.

CBGB. **Guia Básico de Segurança de Barragens**. São Paulo: Comissão Rgional de Segurança de Barragens de São Paulo, 1999. 77 p.

CGIAR-CSI. **The CGIAR Consortium for Spatial Information, 2004**. Disponível em: <<http://srtm.csi.cgiar.org/>>. Acesso em: julho 2011.

CIGB/ICOLD. **Diretrizes para a inspeção e avaliação de segurança de barragens em operação**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1983. 26 p.

CINTRA, J. P. **Modelagem Digital de Terrenos (Automação da Topografia)**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Transportes, 1988.

ELETROBRAS; CBGB. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidroelétricas**. [S.l.]: [s.n.], 2003.

FCTH. **CLiv + Software para Simulação de Escoamentos em Canais e Reservatórios – Manual do Usuário**. São Paulo: [s.n.], 2004.

FCTH. **Gerenciamento de Ações Emergenciais da Geração AES Brasil (SGAE)**. São Paulo: [s.n.], 2010.

FCTH. **Gerenciamento de Ações Emergenciais da Geração AES Brasil (SGAE)**. Relatório Parcial. ed. São Paulo: [s.n.], v. 1, 2012.

FCTH. **Gerenciamento de Ações Emergenciais da Geração AES Brasil (SGAE)**. Relatório Parcial. ed. São Paulo: [s.n.], v. 2, 2012.

FCTH. **Gerenciamento de Ações Emergenciais da Geração AES Brasil (SGAE)**. Relatório Parcial. ed. São Paulo: [s.n.], v. 3, 2013.

FEMA. **Federal Guidelines for Dam Safety: Glossary of Terms**. [S.l.]: Federal Emergency Management Agency, 2003.

FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. **NWS FLDWAV Model. Theoretical Description & User Documentation**. [S.l.]: National Weather Service NOAA, 1998.

GOOGLE. Google Earth. Disponível em: <<http://earth.google.com/intl/pt-PT/>>. Acesso em: Abril 2013.

HOUSTON, M. Alberta Dam Safety Program. In: LUKAJIC, B. J. **Proceedings of Canadian Dam Safety Conference**. Alberta: [s.n.], 1990. p. 155-166.

ICOLD. **Dam Safety Guidelines - ICOLD Bulletin 59**. [S.l.]: International Commission on Large Dams, 1987.

ICOLD. **Dam Failures Statistical Analysis - ICOLD Bulletin 99**. [S.l.]: [s.n.], 1995.

ICOLD. **Dam Failures Statistical Analysis - ICOLD Bulletin 99**. [S.l.]: International Commission on Large Dams, 1995.

ICOLD. **Dam Legislation Report**. [S.l.]: ICOLD European Club, 2007.

ITALIA. **CIRCOLARE M. LL.PP. 28 AGOSTO 1986, N. 1125.: modifiche ed integrazioni alle precedenti circolari 9.2.1985 n. 1959 e 29.11.1985**. [S.l.]: Ministero dei Lavori Pubblici, 1986.

JACOBSON, M. Z. Model design, application and testing. In: **Fundamentals of Atmospheric Modeling**. New York: Cambridge University Press, 1999.

JANJIC, Z. I. **The step-mountain eta coordinate model: Further developments of the convection, viscous sublayer, and turbulence closure schemes**. Monthly Weather Review, v. 122, p. 927-945, 1994.

LAURIANO, A. W. **Estudo de Ruptura da Barragem de Funil: Comparação entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS**. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 2009.

LOPES, J. E. G.; BRAGA, B. P. F.; CONEJO, J. G. L. **SMAP - a simplified hydrologic model**. Water Resources Publications, 1982.

LUCCI, R. M. et al. **Avaliação Altimétrica do Modelo Digital de Elevação TOPODATA para Utilização em Estudos de Linha D'água em Canais Naturais**. XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Maceió, Novembro 2011.

LUCCI, R. M. et al. **Avaliação Altimétrica de Modelos Digitais de Elevação para Utilização em Estudos de Linha D'Água em Canais Naturais**. XXV Congresso Latinoamericano de Hidráulica, San José, Setembro 2012.

MENESCAL, R. D. A. **Gestão da Segurança de Barragens no Brasil - Proposta de um Sistema Integrado, Descentralizado, Transparente e Participativo**. Fortaleza: Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, 2009.

MESSINGER, F. et al. **The step-mountain coordinate: Model description and performance for cases of Alpine lee cyclogenesis and for a case of Appalachian redevelopment**. Monthly Weather Review, v. 116, p. 1493-1518, jan 1988.

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL. **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens**. Brasília: Secretaria de Infra-estrutura Hídrica, 2002.

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE. **Guía Técnica para la Elaboración de los Planes de Emergencia de Presas**. [S.l.]: [s.n.], 2001.

PORTO, R. D. M. **Hidráulica Básica**. São Carlos: EESC-USP, 2006.

PORTUGAL. **Regulamento de Segurança de Barragens**. Diário da República: Lisboa, 15 de outubro de 2007, 2007.

SALIBA, A. P. M. **Uma Nova Abordagem para Análise de Ruptura por Galgamento de Barragens Homogêneas de Solo Compactado**. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 2009.

SÃO PAULO. **Decreto nº 10.752, de 21 de novembro de 1977**. Diário Oficial de São Paulo: 21 de nov. de 1977, 1977.

SETZER, J.; PORTO, R. L. **Tentativa de Avaliação do Escoamento Superficial de Acordo com o Solo e o seu Recobrimento Vegetal nas Condições do Estado de São Paulo**. In: _____ Boletim técnico DAEE. São Paulo: [s.n.], v. vol. 2 N° 2, 1979.

SIGRH. **Sistema de Informações para o Gerenciamento de Recursos Hídricos do Estado de São Paulo, 2011**. Disponível em: <<http://www.sigrh.sp.gov.br/>>. Acesso em: outubro 2011.

SINGH, B. V. P.; SCARLATOS, P. D. **Analysis of Gradual Earth-Dam Failure**. Journal Hydraulic Engineering, p. 21-42, 1988. ISSN 114.

STURM, T. W. **Open Channel Hydraulics**. [S.l.]: Mc Graw Hill, 2001.

TEIXEIRA, R. **Água começa a invadir Compos (RJ) após rompimento de dique, local deve ficar alagado por meses**. UOL, 2012. Disponível em: <<http://noticias.uol.com.br/cotidiano/ultimas-noticias/2012/01/05/agua-comeca-a-invadir-campos-rj-apos-rompimento-de-dique-diz-defesa-civil.htm>>. Acesso em: 23 abril 2012.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 2. ed. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005.

UEMURA, S. **Instrumentos de Avaliação e Gestão de Impactos Gerados por Rupturas de Barragens**. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 2009.

USACE. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS**. Davis, CA: [s.n.], 2000.

USACE. **HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual**. Davis, CA: [s.n.], 2010.

WISEU, M. T. F. **Segurança dos Vales a Jusante da Barragens**. Lisboa: LNEC, 2006.

WAHL, T. L. **Prediction of Embankment Dam Breach Parameters - A Literature Review and Needs Assessment**. Dam Safety Research Report, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Dam Safety Office , 1988.

WAHL, T. L. **Prediction of Embankment Dam Breach Parameters**. [S.l.]: Bureau of Reclamation, 1998.

XUE, M.; DROEGEMEIER, K. K.; WONG, V. **The Advanced regional Prediction System (ARPS) - A multiscale nonhydrostatic atmospheric simulation and prediction tool. Part I: Model dynamics and verification**. Meteor. Atmos. Physics, p. 161-193, 2000. ISSN 75.

ZONA de Risco, 2010. Disponível em: <<http://zonaderisco.blogspot.com.br/2010/07/inundacao-mega-desastre-em-alagoas.html>>. Acesso em: novembro 2012.

ANEXO I – Hidrogramas utilizados na calibração e validação do modelo hidrológico

- Hidrogramas de calibração

Figura AI 1 - Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo SMAP na sub-bacia Mogi Guaçu – Rio Mogi Guaçu. (FCTH,2013)

Figura AI 2 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo SMAP na sub-bacia 4C-005 – Rio Mogi Guaçu. (FCTH,2013)

Figura Al 3 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo SMAP na sub-bacia 4C-007 – Rio Mogi Guaçu. (FCTH,2013)

Figura Al 4 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo SMAP na sub-bacia 5C-025 – Rio Mogi Guaçu. (FCTH,2013)

Figura Al 5 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo SMAP na sub-bacia Caconde – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura Al 6 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo SMAP na sub-bacia Euclides da Cunha – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura Al 7 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo SMAP na sub-bacia 4C-001 – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura Al 8 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo SMAP na sub-bacia 5B-011 – Rio Pardo. (FCTH,2013)

- Hidrogramas de validação:

Figura AI 9 - Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo SMAP na sub-bacia Mogi Guaçu – Rio Mogi Guaçu. (FCTH,2013)

Figura AI 10 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo SMAP na sub-bacia 4C-005 – Rio Mogi Guaçu. (FCTH,2013)

Figura AI 11 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo SMAP na sub-bacia 4C-007 – Rio Mogi Guaçu. (FCTH,2013)

Figura AI 12 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo SMAP na sub-bacia 5C-025 – Rio Mogi Guaçu. (FCTH,2013)

Figura A1 13 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo SMAP na sub-bacia Caconde – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura A1 14 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo SMAP na sub-bacia Euclides da Cunha – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura A1 15 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo SMAP na sub-bacia 4C-001 – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura A1 16 – Hidrograma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo SMAP na sub-bacia 5B-011 – Rio Pardo. (FCTH,2013)

ANEXO II – Limnigramas utilizados na calibração e validação do modelo hidráulico.

- Limnigramas de calibração

Figura AII 1 – Limnigramma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo CLiv + - Trecho Caconde – Euclides da Cunha – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura AII 2 – Limnigramma utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo CLiv + - Trecho Euclides da Cunha - Limoeiro – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura AII 3 – Limnigrama utilizado para comparação entre valores calculados e observados na calibração do modelo CLiv + - Trecho Limoeiro – Mogi Guaçu – Rios Pardo e Mogi Guaçu. (FCTH,2013)

- Limnigramas de validação

Figura AII 4 – Limnigrama utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo CLiv + - Trecho Caconde – Euclides da Cunha – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura AII 5 – Limnigrama utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo CLiv + - Trecho Euclides da Cunha - Limoeiro – Rio Pardo. (FCTH,2013)

Figura AII 6 – Limnigrama utilizado para comparação entre valores calculados e observados na validação do modelo CLiv + - Trecho Limoeiro – Mogi Guaçu – Rios Pardo e Mogi Guaçu. (FCTH,2013)