



COPPE/UFRJ

MODELAGEM HIDROLÓGICA CHUVA-VAZÃO E HIDRODINÂMICA
APLICADA NA BACIA EXPERIMENTAL DO RIO PIABANHA/RJ

Rodrigo Furtado Lou

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador(es): Otto Corrêa Rotunno Filho
Marcelo Gomes Miguez

Rio de Janeiro
Abril de 2010

MODELAGEM HIDROLÓGICA CHUVA-VAZÃO E HIDRODINÂMICA
APLICADA NA BACIA EXPERIMENTAL DO RIO PIABANHA/RJ

Rodrigo Furtado Lou

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examidada por:

Prof. Otto Corrêa Rotunno Filho, Ph. D.

Prof. Marcelo Gomes Miguez, D. Sc.

Prof. André de Souza Avelar, D. Sc.

Prof. Jorge Alves Henrique Prodanoff, D. Sc.

Prof. José Paulo Soares de Azevedo, Ph. D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2010

Lou, Rodrigo Furtado

Modelagem Hidrológica Chuva-vazão e Hidrodinâmica Aplicada na Bacia Experimental do Rio Piabanha/RJ/Rodrigo Furtado Lou – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2010.

XIV, 174p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Otto Corrêa Rotunno Filho

Marcelo Gomes Miguez

Dissertação (mestrado) – UFRJ/COPPE/Programa de Engenharia Civil, 2010.

Referências Bibliográficas: p. 154-164.

1. Modelagem hidrológica. 2. MODCEL. 3. Balanço hídrico. 4. Eventos extremos. 5. Bacia do rio Piabanha-RJ I. Rotunno Filho, Otto Corrêa. *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MODELAGEM HIDROLÓGICA CHUVA-VAZÃO E HIDRODINÂMICA
APLICADA NA BACIA EXPERIMENTAL DO RIO PIABANHA/RJ

Rodrigo Furtado Lou

Abril/2010

Orientadores: Otto Corrêa RotunnoFilho

Marcelo Gomes Miguez

Programa: Engenharia Civil

O desempenho de diversos modelos hidrológicos determinísticos do tipo chuva-vazão depende da seleção criteriosa da estrutura do modelo e dos parâmetros adotados na modelagem, respeitada a finalidade e adequada representação dos processos componentes do ciclo hidrológico e das características físicas da bacia em estudo. Este trabalho utiliza o modelo denominado MODCEL-COPPE/UFRJ na simulação do escoamento na sub-bacia de Pedro do Rio, localizada na bacia hidrográfica do rio Piabanha, no município de Petrópolis/RJ, onde se desenvolvem estudos em bacias experimentais com a participação da COPPE/UFRJ e da CPRM, entre outros organismos estaduais e federais. Avaliaram-se comparativamente seus resultados com dados reais observados e com os obtidos pelos modelos hidrológicos SMAP e TOPMODEL. Essa primeira análise auxiliou na calibração do modelo para que assim fosse possível conduzir um estudo exitoso com objetivo de analisar e diagnosticar zonas de inundações na bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis, sub-bacia do rio Piabanha.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

RAINFALL-RUNOFF HYDROLOGICAL AND HYDRODINAMICAL
MODELLING APPLIED AT THE PIABANHA-RJ WATERSHED

Rodrigo Furtado Lou

April/2010

Advisors: Otto Corrêa Rotunno Filho

Marcelo Gomes Miguez

Department: Civil Engineering

The performance of various rainfall-runoff models depends on the careful selection of the model structure and corresponding parameters adopted in the modeling procedure, respecting the purpose and proper representation of the component processes of the hydrological cycle and physical characteristics of the basin under study. This work uses the model named MODCEL-COPPE/UFRJ to simulate the flow in the Pedro do Rio river watershed, located in the river basin Piabanha in the municipality of Petrópolis / RJ, in which studies are being developed on experimental basins with the participation of COPPE / UFRJ and CPRM, among other state and federal institutions. The results were then compared to actual observed data and to the output produced by SMAP and TOPMODEL rainfall-runoff models. This first analysis helped to calibrate the model so that it was possible to perform a successful study to analyze and to identify flooding areas in the catchment area of the city of Petropolis at the Piabanha river watershed.

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação é fruto do esforço de um grupo diversificado de pessoas com as quais tive o imenso prazer de conviver, compartilhando experiências pessoais e profissionais nos últimos três anos. Todos, de alguma forma, colaboraram em diferentes etapas do trabalho, ensinando-me e introduzindo novos conceitos, processando dados, lendo e fazendo sugestões, cuidando, também, dos aspectos burocrático-administrativos.

Em especial, gostaria de agradecer algumas pessoas e instituições.

Aos meus orientadores, Marcelo Gomes Miguez e Otto Corrêa Rotunno Filho, por me propiciarem a oportunidade de conhecer o universo fascinante da modelagem hidráulico-hidrológica, com orientação no trabalho e conselhos diversos para a vida profissional.

Ao Professor Paulo Canedo de Magalhães, que gerou condições de minha inserção em projeto desenvolvido no âmbito do Laboratório de Recursos Hídricos e Meio Ambiente, que permitiu melhor compreender a importância da temática abordada nesta dissertação.

À COPPE/UFRJ, seus professores, pesquisadores e funcionários, pela oportunidade de estudos, utilização de suas instalações e pela atenção dispensada.

À CPRM, com seus funcionários, em especial ao técnico em hidrometria Francisco Eugênio Dias, que me acolheram com total apoio em suas instalações, pelo incentivo e pelas sugestões muito proveitosas; sou-lhes muito grato.

Não poderia também deixar de registrar minha gratidão ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, com destaque adicional para o projeto MCT/FINEP/CT-HIDRO - Bacias Representativas 04/2005, relativo à implantação e a estudos em bacias experimentais com ênfase na região serrana do Rio de Janeiro (bacia hidrográfica do rio Piabanha), envolvendo várias instituições do estado do Rio de Janeiro, e para o projeto CTHIDRO 037/2006 – CNPq Curso de Extensão em Hidrometria, pelo suporte financeiro, pela bolsa de estudos concedida e pelo conhecimento proporcionado para o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos colegas e amigos Rodrigo Costa Gonçalves, Mateus de Sousa, Oswaldo Rezende, Valdemar Sibia, Melissa de Carvalho, Paulo Marcelo Lambert Gomes, Paulo Carneiro,

José Gago, Evaristo Pedras e Fernanda Thomaz, Fernando Mesquita, Jairo Azeredo e Valéria Almeida por compartilharem generosamente comigo os desafios e os conhecimentos decorrentes do desenvolvimento de uma dissertação e pelos agradáveis momentos juntos no Laboratório de Recursos Hídricos e Meio Ambiente do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ.

Um agradecimento muito especial aos meus queridos pais, Lúcia Helena Furtado Lou e Wellington Coimbra Lou, a minha irmã, Ana Paula Furtado Lou e ao meu irmão, Carlos Eduardo Furtado Lou, pelo apoio, carinho e alegria que me transmitiram e que não me deixaram desanimar diante dos momentos de dificuldade. A eles, dedico a realização desta dissertação.

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	Contextualização	1
1.2.	Objetivos.....	4
1.2.1.	Objetivo Geral	4
1.2.2.	Objetivos Específicos	4
1.3.	Escopo da Dissertação	5
2.	ENCHENTES URBANAS.....	6
2.1.	Introdução.....	6
2.2.	Ciclo Hidrológico, Aspectos Históricos e Hidrologia Urbana.	10
2.3.	Causas, Impactos e Prejuízos das Inundações	15
2.4.	Medidas de Combate as Enchentes	20
2.4.1.	Medidas estruturais.....	21
2.4.2.	Medidas não-estruturais.....	30
2.5.	Importância das Informações Hidrometeorológicas, Modelagem Hidrológica e Prevenção das Cheias.	37
3.	MODELAÇÃO MATEMÁTICA NO COMBATE ÀS ENCHENTES.....	44
3.1.	Modelos Hidrológicos	44
3.1.1.	Estrutura dos modelos Hidrológicos.....	44
3.1.2.	Desenvolvimento dos modelos.....	49
3.1.3.	O uso dos modelos hidrológicos.....	55
3.1.4.	Modelos Distribuídos por sub-bacias.	56
3.2.	Modelos Hidrodinâmicos	59
3.2.1.	Análise de diferentes modelos matemáticos de escoamento unidimensional	59
3.2.2.	Aproximação Para Escoamento Bidimensional	64
3.2.3.	Histórico do Modelo de Células de Escoamento.....	66
3.2.4.	Modelo de Células de Escoamento – MODCEL.....	68
3.2.5.	Fontes de erros e incertezas	69
4.	BACIA DO RIO PIABANHA	72
4.1.	Contextualização	72
4.2.	Localização e caracterização da bacia	72
4.2.1.	Fisiografia.....	74
4.2.2.	Uso do solo e ocupação da bacia.....	75
4.2.3.	Clima e regime pluviométrico	78

4.2.4. Caracterização do regime hidrológico	79
4.3. Históricos e antecedentes eventos chuvosos na região do rio Piabanha e adjacências.....	81
4.4. Histórico do projeto da bacia experimental da região serrana do estado do Rio	84
4.5. Monitoramento da Bacia de Estudo.....	84
4.6. Dados utilizados	88
4.6.1. Dados fisiográficos	88
4.6.2. Mapeamento da cobertura do solo.....	97
4.6.3. Dados Pluviométricos.....	98
4.6.4. Preparação dos dados pluviométricos.....	100
4.6.5. Dados de Vazão – Período de 1998 a 2004.....	101
5. ESTUDO DE CASO E METODOLOGIA APLICADA	103
5.1. Caracterização topográfica através do modelo digital de terreno (MDT).....	103
5.2. Aplicação da Modelagem Hidrodinâmica – MODCEL	104
5.2.1. Primeiro Modelo – Modelo Principal do Rio Piabanha (Bacia Pedro do Rio)...	105
5.2.2. Segundo Modelo – Modelo Secundário do Rio Piabanha (Sub- bacia Petrópolis).....	130
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	148
6.1. Conclusões.....	148
6.2. Recomendações	151
6.2.1. Quanto ao modelo.....	151
6.2.2. Quanto à situação na bacia de Petrópolis	152
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	154
ANEXO A	165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1– Cenário A, sem urbanização.(TUCCI, 2005).....	14
Figura 2.2 – Cenário B, urbanizado - Alterações nos volumes de balanço hídrico natural e urbano devido à precipitação (valores apenas indicativos), (modificado de OECD, 1986).....	14
Figura 2.3 - Gráfico de evolução dos desastres naturais (ISDR, 2005).	16
Figura 2.4 – Processo de impactos da urbanização (SUDERSHA, 2002).	19
Figura 2.5 – Ilustração esquemática dos conceitos de canalização e reservação (CANHOLI, 2005).	22
Figura 2.6 – Bacia de Retenção. (Fonte: The Journal for Surface Water Quality Professionals Stormwater.).....	23
Figura 2.7 – Perfil esquemático das bacias de detenção e retenção (CANHOLI, 2005).24	
Figura 2.8 - Bacia de detenção com fins esportivos, Porto Alegre/RS (TUCCI, 2005). 24	
Figura 2.9 – Antes da construção do dique.	27
Figura 2.10 – Após a construção do dique.	27
Figura 2.11 – Evolução da utilização de obras de detenção em centros urbanos (Adaptada de WALESH, 1989; e ESEPA, 1999).....	30
Figura 2.12 –Exemplos de soluções adotadas em construções a prova de enchentes (LIMA, 2003).	32
Figura 2.13 – Etapas do sistema de previsões e alerta de cheias. Fonte: (TUCCI, 2005)	33
Figura 2.14 – Zoneamento de áreas de inundação.....	35
Figura 2.15 – Seqüência lógica a ser seguida na implementação de medidas para a redução de perdas. Fonte : Rodrigues ET AL ..(1997).....	41
Figura 2.16 – Fluxograma do papel da Hidrologia na prevenção e mitigação dos desastres. Fonte: TUCCI (2005).....	43
Figura 3.1 – Fluxograma dos modelos hidrológicos. Fonte: TUCCI (2005)	47
Figura 3.2 – Caracterização da sub-bacia e o trecho de rio.	48
Figura 3.6 – Esquema de conexão entre células. Fonte: ZANOBETTI <i>et al.</i> (1968, 1970) referido em CUNGE HOLLY e VERWEY (1980).....	65
Figura 4.1 – Região hidrográfica Atlântico Sudeste (Fonte: site da ANA).....	73
Figura 4.2 – Localização da bacia do rio Piabanha e seus principais rios (Fonte: Caderno de Ações Bacia do rio Piabanha).	74

Figura 4.3 – Agricultura irrigada, bacia do rio Bonfim caracterizada como agrícola. ...	77
Figura 4.4 – Urbanização da cidade de Petrópolis que caracteriza parte da bacia como urbana.	77
Figura 4.5 – Reserva Biológica Araras localizada na bacia do rio Araras, caracterizando parte da bacia como Mata.	77
Figura 4.6 – Gráfico de totais de precipitação mensal da região de Petrópolis/RJ	79
Figura 4.7 – Gráfico de totais de precipitação mensal da região de Pedro do Rio/RJ ...	79
Figura 4.8 – Gráfico de totais de precipitação mensal da região de Areal/RJ.....	79
Figura 4.9 – Gráfico de vazões médias mensais do rio Piabanha no posto de Pedro do Rio (1931-1999).	80
Figura 4.10 – Petrópolis 1966	83
Figura 4.11 – Petrópolis 1967	83
Figura 4.12 – Petrópolis 1966	83
Figura 4.13 – Petrópolis 1988	83
Figura 4.14 – Localização dos postos fluviométricos Moura Brasil e Pedro do Rio.	85
Figura 4.15 – Réguas da seção de Moura Brasil.	86
Figura 4.16 – Réguas da seção de Pedro do Rio.	86
Figura 4.17 – Localização de postos pluviométricos na bacia do rio Piabanha.	87
Figura 4.18 – MDT – Bacia do rio Piabanha – resolução 20x20m.	88
Figura 4.19 – MDT – Sub-bacia Pedro do Rio (sub-bacia do rio Piabanha) – resolução 20 x 20m.	88
Figura 4.20 – Perfil do maior talvegue - Pedro do Rio.....	89
Figura 4.21 – Perfil do talvegue do Piabanha inserido na bacia da cidade de Petrópolis.	89
Figura 4.22 – Perfil do talvegue do rio Quitandinha.	90
Figura 4.23 – Bacia Pedro do Rio - Localização dos pontos onde foram realizados o levantamento Topobatimétrico.	91
Figura 4.24 - Ponto 1, seção Pedro do Rio. (Data: maio de 2009).	92
Figura 4.25 - Ponto 2, seção na confluência com o rio Santo Antônio. (Data: maio de 2009).	92
Figura 4.26 - Ponto 3, seção localizada dentro do Parque Municipal de Itaipava. (Data: maio de 2009).	93
Figura 4.27 – Ponto 4, seção localizada próxima à Praça de Nogueira. (Data: maio de 2009).	93

Figura 4.28 – Ponto 5, seção do rio Itamarati. (Data: maio de 2009)	94
Figura 4.34 – Ponto 1, vista para jusante.....	95
Figura 4.35 – Ponto 1, vista para montante.	95
Figura 4.36 – Ponto 2, confluência do Piabanha com Santo Antônio.	95
Figura 4.37 – Ponto 2, vista da seção levantada.	95
Figura 4.38 – Ponto 3, régua de medição de nível no Parque Municipal.	95
Figura 4.39 – Ponto 3, vista seção levantada no Parque Municipal.	95
Figura 4.40 – Ponto 4, vista de jusante do trecho em Nogueira.	96
Figura 4.41 – Ponto 4, vista de montante do trecho em Nogueira	96
Figura 4.42 – Ponto 5, vista de montante do trecho do rio Itamarati.	96
Figura 4.43 – Ponto 5, vista de jusante do trecho do rio Itamarati.....	96
Figura 4.44 – Mapa de curvas-número <i>CN</i> do SCS (<i>U. S. Soil Conservation Service</i>) da sub-bacia Pedro do Rio (Fonte: MOREIRA <i>et al.</i> , 2007).	97
Figura 4.45 – Gráfico de precipitação mensal da média dos anos de 1998 a 2004.....	98
Figura 4.46 – Gráfico de distribuição da chuva de projeto para TR(20anos)	99
Figura 4.47 – Áreas de influência dos postos pluviométricos – método de Thiessen..	100
Figura 4.48 – Precipitação média mensal de 1998 a 2004, calculada pelo método de Thiessen.....	100
Figura 4.49 – Comparação das séries de precipitação promediadas pelo método de Thiessen – bacias Pedro do Rio e Moura Brasil – ano de 2002.	101
Figura 4.50 – Fluviograma do posto de Pedro do Rio – 1998 a 2005.....	102
Figura 4.51 – Fluviograma do posto de Moura Brasil – 1998 a 2005.....	102
Figura 5.1 – Ilustração da bacia Pedro do Rio e da sua sub-bacia de Petrópolis.	104
Figura 5.2 – Ilustração das classificações das células da Bacia de Pedro do Rio – (modelo principal do rio Piabanha).	107
Figura 5.3 – Divisão das células da bacia Pedro do Rio. Em destaque, de vermelho, está a sub-bacia da cidade de Petrópolis modelada separadamente.....	107
Figura 5.4 – Gráfico da verificação da homogeneidade dos dados da estação de Rio da Cidade com as respectivas estações referenciadas por meio do método da curva de dupla massa.	111
Figura 5.5 – Gráfico da verificação da homogeneidade dos dados da estação Itamarati com as respectivas estações referenciadas por meio do método da curva de dupla massa.	112

Figura 5.6 – Gráfico da verificação da homogeneidade dos dados da Estação Petrópolis com as respectivas Estações Referenciadas, através do Método da Curva de Dupla Massa.	113
Figura 5.7 – Gráfico da verificação da homogeneidade dos dados da estação Pedro do Rio com as respectivas estações referenciadas por meio do método da curva de dupla massa.	114
Figura 5.8 – Polígono de Thiessen empregado na delimitação das áreas de influências dos postos pluviométricos.	116
Figura 5.9 – Esquema topológico associado à divisão em células da bacia Pedro do Rio para o modelo principal do rio Piabanha.	117
Figura 5.10 – Hidrograma com as vazões calculadas e observadas no período de calibração do ano de 1998 – MODCEL.	121
Figura 5.11 – Dispersão das vazões calculadas e observadas no período de calibração, ano de 1998 – MODCEL.	122
Figura 5.12 – Distribuição temporal dos resíduos do período de calibração, ano de 1998 – MODCEL.	122
Figura 5.13 – Hidrograma do período de validação, ano (1999).	123
Figura 5.14 – Dispersão das vazões calculadas e observadas no período de calibração, ano de 1999 – MODCEL.	124
Figura 5.15 – Distribuição temporal dos resíduos do período de calibração, ano de 1999 – MODCEL.	124
Figura 5.16 – Hidrograma do período de validação, ano (2000).	125
Figura 5.17 – Dispersão das vazões calculadas e observadas no período de calibração, ano de 2000 – MODCEL.	126
Figura 5.18 – Distribuição temporal dos resíduos do período de calibração, ano de 2000 – MODCEL.	126
Figura 5.19 – Hidrograma de comparação entre a série observada, as séries calculadas pelo MODCEL e pelo TOPMODEL, ano 2002.	128
Figura 5.20 – Hidrograma de comparação entre a série observada, as séries calculadas pelo MODCEL e pelo TOPMODEL, ano 2002.	129
Figura 5.21 – Ilustração da classificação das células da bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis – (modelo secundário do rio Piabanha).	131
Figura 5.22 – Divisão das células do modelo secundário do rio Piabanha na sub-bacia de Petrópolis – detalhamento do trecho do rio Piabanha e do rio Quitandinha.	131

Figura 5.23 – Distribuição da chuva de projeto para o trecho rio Piabanha (Petrópolis).	135
Figura 5.24 – Distribuição da chuva de projeto para o rio Quitandinha.	137
Figura 5.25 – Esquema topológico associado a divisão em células do trecho do rio Piabanha e seu afluente Rio Quitandinha - modelo secundário do rio Piabanha.	138
Figura 5.26 – Perfil do trecho médio do rio Piabanha onde ocorrem pontos de inundações.	139
Figura 5.27 – Perfil do trecho jusante do rio Quitandinha onde ocorrem pontos de inundações.	140
Figura 5.28 – Perfil do trecho montante do rio Quitandinha onde ocorrem pontos de inundações.	140
Figura 5.29 – Perfil do trecho médio do rio Piabanha onde ocorrem pontos de inundações	141
Figura 5.30 – Perfil do trecho jusante do rio Quitandinha onde ocorrem pontos de inundações.	142
Figura 5.31 – Perfil do trecho montante do rio Quitandinha onde ocorrem pontos de inundações.	142
Figura 5.32 - Mancha de Inundação no trecho médio do rio Piabanha na sua confluência com o rio Quitandinha.	144
Figura 5.33 – Mancha de inundação no trecho Montante do rio Quitandinha.	145
Figura 5.34 - Mancha de inundação no trecho médio do rio Piabanha na sua confluência com o rio Qitandinha. (Fonte: RELATÓRIO DE CONSOLIDAÇÃO - SUB-REGIÃO B - MPO/SEPURB/PQA-ABC-PNUD - UFRJ/COPPE).	146
Figura 5.35 - Mancha de inundação no trecho montante do rio Quitandinha. (Fonte: RELATÓRIO DE CONSOLIDAÇÃO - SUB-REGIÃO B - MPO/SEPURB/PQA-ABC- PNUD - UFRJ/COPPE).....	147
Figura 6.1 – Esquema de funcionamento da célula subterrânea no MODCEL.....	151

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Evolução dos métodos de análise de cheias (Fonte: ROSSI, 1992).	8
Tabela 2.2 – Proporção (%) de impactos devido a inundações, ondas e tormentas em comparação ao total de desastres naturais no período 1994-2003 (ISDR, 2005).....	17
Tabela 2.3 – Perdas dos Grandes desastres (Hoff et al, 2003).	17
Tabela 2.4 – Características das faixas de inundação(TUCCI, 2005).....	34
Tabela 3.1 – Principais Fontes de Incertezas em Simulações com Modelos Hidrológicos:	71
Tabela 4.1– Características das precipitação e vazão médias das sub-bacias do rio Piabanha.	80
Tabela 4.2 – Características das vazões máximas e mínimas nas sub-bacias do rio Piabanha.	81
Tabela 4.3 – Tabela de registros de ocorrência de grandes enchentes em Petrópolis. ...	82
Tabela 4.4 – Estações Fluviométricas na bacia do rio Piabanha.	85
Tabela 4.5 – Estações pluviométricas que monitoram a bacia do rio Piabanha.....	87
Tabela 4.6 – Curvas-Número e áreas correspondentes.....	97
Tabela 4.7 - Dados e Cálculo da Chuva de Projeto para um TR de 20 anos.....	99
Tabela 5.1 – Quadro de classificação das células da modelagem da bacia Pedro do Rio (modelo principal do rio Piabanha).	106
Tabela 5.2 – Relação dos dados pluviométricos da estação de rio da Cidade com as estações referenciadas.....	110
Tabela 5.3 – Relação dos dados pluviométricos da estação Itamarati com as estações Referenciadas.....	111
Tabela 5.4 – Relação dos dados pluviométricos da estação Petrópolis com as estações referenciadas.....	112
Tabela 5.5 – Relação dos dados pluviométricos da Estação Pedro do Rio com as Estações Referenciadas.....	113
Tabela 5.6 – Parâmetros de separação da chuva efetiva na área modelada por célula.	114
Tabela 5.7 – Índices de ajuste.....	118
Tabela 5.8 – Resultados dos índices de ajuste para as séries calculadas pelo MODCEL – Ano de 1998.	123
Tabela 5.9 – Resultados dos índices de ajuste para as séries calculadas pelo MODCEL – Ano de 1999.	125

Tabela 5.10 – Resultados dos índices de ajuste para as séries calculadas pelo MODCEL – ano de 2000.....	127
Tabela 5.11 – Análise comparativa entre os modelos segundo os índices de ajuste, ano de 2002.	129
Tabela 5.12 – Quadro com a classificação das células para os dois rios principais da bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis (modelo secundário do rio Piabanha).	130
Tabela 5.13 – Fórmulas dos diferentes cálculos para o tempo de concentração. Fonte: PITTHAN (1973).	133
Tabela 5.14 – Dados para o cálculo o tempo de concentração e de seus respectivos resultados.	134
Tabela 5.15 – Localização da estação pluviométrica estudada.	135
Tabela 5.16 – Dados e cálculo da chuva de projeto.	135
Tabela 5.17 – Dados e Cálculos da Chuva de Projeto.....	136

1. Introdução

1.1. Contextualização

O problema de cheias em áreas urbanas vem crescendo em proporções e afeta significativamente as grandes cidades, especialmente onde o desenvolvimento urbano não ocorreu de forma planejada ou controlada. Em países em desenvolvimento, nem sempre os recursos necessários à implantação da infra-estrutura demandada estão disponíveis. Muitas vezes, torna-se necessário otimizar intervenções e escaloná-las no tempo, conforme a capacidade de investimento. Em outras vezes, a combinação de efeitos de um certo conjunto de medidas pode produzir um efeito sinérgico e potencializar resultados. O contrário, porém, pode também ocorrer: medidas cujos efeitos se superpõem podem não se justificar, com a perda da eficiência combinada (MIGUEZ *et al.*, 2009). CANHOLI (2005) afirma que o gerenciamento da drenagem urbana recai fundamentalmente em um problema de alocação de espaços para a destinação das águas precipitadas, uma vez que a urbanização reduz o espaço outrora destinado ao armazenamento natural, que era propiciado pelas áreas permeáveis, várzeas e mesmo nos próprios talwegues naturais. Quando as enchentes se estabelecem de forma recorrente em uma bacia, além do problema de alocação de espaço, a combinação dos efeitos no tempo passa a ser crítica. São necessárias soluções de cunho sistêmico, adotando a bacia como unidade de planejamento e projeto integrado, o que requer ferramentas computacionais de apoio à decisão e ao desenho de soluções efetivas e, sempre que possível, de caráter sustentável.

Nesse contexto, a modelação matemática surge como importante ferramenta de apoio à decisão, por sua capacidade de fornecer respostas sistêmicas para cenários diversos, em um exercício de predição e antecipação de efeitos resultantes de possíveis medidas de projeto.

O espectro de modelos disponíveis é amplo. Existem possibilidades diferentes de concepção, e os modelos, de uma forma geral, dividem-se em dois grandes grupos, com abordagens que se complementam na avaliação do comportamento hidráulico-hidrológico de uma bacia hidrográfica. O primeiro grupo abrange os modelos hidrológicos, que enfocam a representação das parcelas do ciclo hidrológico na escala da bacia, permitindo a correspondente simulação ou geração de vazões. Quando a bacia

é tomada em termos médios, esses modelos são ditos concentrados. Quando a diversidade espacial é considerada, estes modelos são chamados distribuídos. No segundo grupo, têm-se os modelos de escoamento, denominados mais especificamente, de hidrodinâmicos e respondem, principalmente, pelos escoamentos superficiais e na rede de canais. Em outras palavras, adotam, como referencial, a calha do rio, explorando, então, a interação dos processos que ocorrem nessa escala com os potenciais desdobramentos e impactos na escala da bacia hidrográfica.

No projeto de um sistema de drenagem ou de medidas de controle de cheias, em geral, os modelos hidrológicos são utilizados para a definição de uma vazão máxima de projeto, que será utilizada para o cálculo de seções hidráulicas ou de um hidrograma de projeto, afluente a uma estrutura de reservação. O método racional, por exemplo, é um dos mais simples e mais utilizados métodos de transformação de chuva em vazão e, em geral, funciona bem para bacias pequenas.

Quando uma bacia já urbanizada e com sistema de drenagem implantado sofre com enchentes, revela-se necessário um diagnóstico mais apurado, antes de se propor soluções de projeto complementares. Nesse caso, a modelagem hidrodinâmica torna-se importante para a combinação dos efeitos no espaço e no tempo.

O uso combinado de modelos hidrológicos e modelos hidrodinâmicos é desejável. Uma abordagem que ainda necessita ser mais enfatizada, com potencial bastante elevado de aplicação exitosa, refere-se aos modelos aqui chamados híbridos, que combinam características de modelagem hidrológica distribuída e hidrodinâmica, prisma metodológico adotado nesta dissertação.

Bacias urbanas de pequeno porte, muito freqüentemente encontradas mesmo em grandes cidades, são responsáveis por vários problemas, em função de suas respostas rápidas às chuvas intensas e à pequena capacidade de condutância de seus canais. Nessas bacias, em geral, a definição dos escoamentos superficiais, resultantes das chuvas de projeto consideradas, recai grandemente nos processos de abstração e infiltração, devido à escala de tempo envolvida. Nesse caso, os processos superficiais são preponderantes e mesmo modelos hidrológicos simplificados são úteis na separação da chuva efetiva.

Quando grandes rios, de bacias importantes, significativamente maiores que as cidades nelas contidas, sofrem com cheias, a simulação desses fenômenos podem demandar modelos hidrológicos mais completos, onde diferentes parcelas do ciclo hidrológico têm importância. Se esses rios maiores não são os causadores diretos das inundações urbanas, muitas vezes acabam sendo responsáveis pela definição de condições de restrição para a descarga de seus afluentes, que podem cortar as áreas urbanas. Nesse segundo caso, pode ser suficiente, para fins de projeto da rede principal de drenagem, a definição do nível de água de restrição do rio principal, por meio de um modelo hidrológico, para o posterior cálculo de um perfil de remanso, no sentido de montante do afluente, a partir das vazões de projeto calculadas para esse tributário, também pela aplicação de um modelo hidrológico. Em casos de diagnóstico de cheias, mais uma vez, torna-se necessário dispor de modelos hidrodinâmicos.

O modelo MODCEL, desenvolvido na COPPE/UFRJ (MIGUEZ, 2001), pode ser considerado um modelo hidrodinâmico, com forte base hidráulica, mas capaz de realizar o processo de transformação de chuva em vazão, pela aplicação distribuída de modelos hidrológicos simples. A bacia é dividida em células de escoamento, que são pequenos compartimentos homogêneos, que, juntos, integram a área da bacia. Em linhas gerais, é um modelo hidrodinâmico com feições de modelo hidrológico distribuído, representativo do espaço bidimensional, simulando os escoamentos superficiais de forma integrada com a rede de drenagem, mesmo aquela subterrânea, utilizando diversas leis hidráulicas unidimensionais, configurando o que se convencionou chamar de modelo quase 2D ou pseudo 2D. Em uma interpretação mais livre, a integração dos escoamentos superficiais, no plano da bacia urbanizada, com os escoamentos das galerias subterrâneas, permitindo uma ligação vertical entre esses escoamentos, permite configurar, na verdade, uma rede pseudo 3D (MASCARENHAS *et al.*, 2005). A representação hidrológica, consistente com a vocação original do modelo, para representação de cheias urbanas, tem foco nos processos hidrológicos superficiais e é bastante simples, podendo utilizar o método racional ou a combinação de um reservatório de abstração com a consideração de uma taxa de infiltração básica.

No contexto da utilização do MODCEL e da avaliação de sua potencialidade em uma bacia de maior porte, que afeta a condição de cheias e alagamentos em uma cidade, é que se desenvolve esta dissertação.

O caso de estudo tomado como base para as discussões aqui desenvolvidas recai na bacia do rio Piabanha, bacia esta instrumentada e objeto principal do projeto de pesquisa científico EIBEX – Estudos Integrados de Bacias Experimentais, com desenvolvimento no âmbito do MCT/FINEP/CT-HIDRO - Bacias Representativas 04/2005, relativo à implantação e a estudos em bacias especialmente monitoradas com ênfase na região serrana do Rio de Janeiro, envolvendo diversas instituições, conforme relatado em COPPETEC (2007). Essa bacia será estudada sob o ponto de vista de seu funcionamento global, para, posteriormente, se particularizar a observação da bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis, cujo curso principal, o rio Piabanha, e seu maior afluente, o rio Quitandinha, são responsáveis por alagamentos na cidade.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

Avaliar as condições de funcionamento do MODCEL mediante distintas simulações com diversos cenários sob o ponto de vista da modelagem hidrológica. A partir dos resultados obtidos para uma bacia de grande porte, pretende-se usar um recorte dessa bacia para observação do problema de cheia urbana em escala local, fechando esse modelo menor com condições de contorno oriundas das simulações da bacia completa.

1.2.2. Objetivos Específicos

- modelar a bacia do rio Piabanha com o MODCEL, identificando dificuldades e potencialidades associadas à concepção desse modelo na simulação de anos hidrológicos completos;
- comparar os resultados do MODCEL, para a bacia do rio Piabanha, com os resultados anteriormente obtidos com o uso do SMAP, modelo hidrológico concentrado, e do TOPMODEL, modelo hidrológico distribuído;
- delimitar a sub-bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis, modelando-a com o MODCEL;
- realizar um diagnóstico de cheias para a cidade de Petrópolis.

1.3. Escopo da Dissertação

Esta dissertação, além deste capítulo introdutório, conta com outros cinco capítulos. O Capítulo dois apresenta um panorama geral dos processos físicos que originam as enchentes urbanas, incluindo suas causas, impactos e prejuízos. Complementando o capítulo, estão colocadas as medidas de combate às cheias conjuntamente com a importância das informações hidrometeorológicas, da modelagem matemática e da prevenção das inundações.

O Capítulo três é dedicado à modelagem matemática, mostrando-se o funcionamento dos modelos hidrológicos e hidrodinâmicos, em especial, o SMAP, o TOPMODEL e o MODCEL, que foram usados na dissertação. Em especial, enfatiza-se a abordagem metodológica conceitual proposta neste trabalho.

Já no Capítulo quatro, faz-se um apanhado do histórico da bacia de estudo, descrevendo-se sua caracterização fisiográfica, climática, os regimes pluviométricos e fluviométricos e uso e ocupação do solo. No Capítulo cinco, aborda-se o estudo de caso e desenvolve-se a aplicação da metodologia proposta, iniciada pela caracterização da região e pela aplicação do modelo de células – MODCEL na bacia de Pedro Rio e na sub-bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis, analisando-se comparativamente os resultados gerados pelo modelo principal do rio Piabanha, com os dados reais observados do posto fluviométrico de Pedro do Rio e os gerados pelas modelagens hidrológicas concentrada, via modelo SMAP, e distribuída via modelo TOPMODEL, conforme apresentadas por GONÇALVES (2008). Em seguida, apresentam-se as respostas do MODCEL na simulação feita pelo modelo secundário do rio Piabanha, aplicado, nesse caso, à sub-bacia urbanizada de Petrópolis, permitindo, então, que, com os resultados gerados pela modelagem, realize-se um diagnóstico de cheias na cidade.

Finalmente, o Capítulo seis traz as conclusões e recomendações desta dissertação, seguido das referências bibliográficas utilizadas na fundamentação teórica do estudo.

2. Enchentes Urbanas

2.1. Introdução

Atualmente, reconhece-se a adoção da bacia hidrográfica como unidade de gestão territorial. A adoção desse referencial é facilmente explicado pela consideração de que os processos hidrológicos, onde a geração de escoamentos se insere, ocorrem dentro dos limites de uma bacia hidrográfica. O meio ambiente físico funciona como fonte de recursos naturais para as atividades antrópicas, ao mesmo tempo em que sofre com os seus impactos. Nesse sentido, pode-se observar que a causa da fixação do homem em determinado local deve-se, em certa proporção, à abundância de recursos naturais provenientes do meio ambiente físico.

A água caracteriza-se por ser o principal recurso natural condicionante da ocupação humana de uma determinada região. Essa constatação pode ser feita a partir do estudo das diferentes civilizações humanas que se implantaram e se desenvolveram na superfície terrestre.

O conhecimento dos processos que ocorrem na bacia hidrográfica, então, é de grande importância para a gestão territorial. Esses processos tornam-se fatores condicionantes, por exemplo, da ocupação urbana ou rural de uma bacia. A frequência de precipitações, a erodibilidade dos solos, a ocorrência de enchentes, entre outras características, podem influenciar, decisivamente, as ações e as intervenções a serem praticadas pelo homem.

A variabilidade espacial e temporal dos fenômenos naturais leva, freqüentemente, ao uso de modelos matemáticos, comumente empregados na engenharia com o objetivo de representar, da melhor forma possível, a natureza. A partir dos resultados obtidos em modelos, é possível ter um melhor entendimento do que acontece na bacia hidrográfica, e, desta forma, a interpretação desses resultados poderá ser útil no estabelecimento de diretrizes de qualquer plano de intervenção na bacia. Em última análise, os estudos hidrológicos e ambientais servem como instrumentos para o planejamento urbano e regional da bacia hidrográfica.

A avaliação dos estudos de cheias, sob o ponto de vista da mensuração e da quantificação dos correspondentes impactos, tem como ponto de partida as observações

regulares de chuva e vazão realizadas, na França, no século XVII. O emprego de métodos empíricos para estimar vazões foi largamente utilizado nessa época. Posteriormente, surgiram os modelos matemáticos determinísticos, em substituição aos empíricos. Em 1850, surgiu o método racional, criado por MULVANEY, que consiste na determinação da vazão de pico, com base em dados de precipitação e área e usos do solo da bacia contribuinte. Em 1932, surgiu o método do hidrograma unitário, criado por SHERMAN.

Somente com o aumento da disponibilidade de dados hidrológicos, começaram a ser utilizados métodos estatísticos para determinação de vazões de cheia. A análise de frequência de cheias usando distribuições probabilísticas foi objeto de estudo de FÜLLER (1913), FOSTER (1924) e HAZEN (1930) (BRAGA e CONEJO, 1982). A teoria dos valores extremos, muito utilizada na análise de frequência de cheias, foi proposta em 1941 por GUMBEL. A partir da década de 1950, o estudo de cheias é realizado através de modelos conceituais propostos por NASH (1957) e DOOGE (1959). No início da década de 1970, a utilização de modelos determinísticos do tipo chuva-vazão passa a ser preponderante na previsão de cheias em tempo real de acordo com a atualização constante de dados e calibração dos modelos. A evolução dos métodos considerados na análise de cheias é sintetizada por ROSSI (1992) apud VIANNA (2000) e está apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Evolução dos métodos de análise de cheias (Fonte: ROSSI, 1992).

Período (anos)	Método da análise de cheia	Principais objetivos			Aquisição de dados e processamento técnico
		Prático		Conhecimento científico	
		Projeto	Previsão		
1750-1850	Formulação empírica	X		X	Início das observações regulares de chuva e de nível
1850-1900	Método racional (Mulvaney, 1851)	X		X	Coleta sistemática de dados de chuva e vazão
	Curvas envoltórias para determinação de cheias (Dickens, 1863)	X			Contador elétrico (1860)
	Linhas isócronas (Imbeaux, 1898)	X			Venturi (1898)
1900-1945	Método de armazenamento em canais (Fantoli, 1904; Puppini, 1923)	X			Utilização de computadores com leitores de cartões (1900)
	Análise de frequência (Füller, 1913; Foster, 1924; Hazen, 1930)	X		X	Aplicações de cálculo diferencial
	Hidrograma unitário (Sherman, 1932)	X		X	Aplicações de métodos estatísticos
	Precipitação máxima provável (NWS, 1937)	X		X	Primeira geração de computadores digitais
	Teoria dos valores extremos (Gumbel, 1941)	X		X	
1945-1970	Modelos Conceituais (Nash, 1957; Dooge, 1959)	X	X		Modelos análogos para propagação de cheias (1948)
	Modelo de Stanford (Linsley-Crawford, 1960)			X	Segunda geração de computadores digitais (1949)
	Análise regional de cheias (Dalrymple, 1960)	X		X	Aplicações de análise de sistemas -1956
	Onda cinemática (Wooding, 1960)			X	Transmissão de dados a longa distância – telefone e rádio (1958)
	Modelo de escoamento comparado com resultados experimentais (Kibler, Woolhiser, 1970)			X	Aplicações de sensoriamento remoto (início da década de 1960)
					Sistemas de alerta contra cheias através de postos plu. e flu. (1960)
1970	Análise de séries temporais e previsões do tempo (Box, Jenkins, 1970)		X		Sistemas de transmissão de dados via satélite (1972)
	Sistema linear com restrições (Natale, Todini, 1973)		X		Radar meteorológico e previsão hidrológica em tempo real (1975)
	Relatório dos estudos de cheias (UK, NERC, 1975)	X	X		Bancos de dados hidrológicos (1979)
	Hidrograma unitário geomorfológico (Rodriguez - Iturbe, Valdas, 1979)			X	Métodos ultrasônicos e eletromagnéticos de medição de vazão (início da década de 70)
				X	Microcomputadores e computadores pessoais para processamento de dados (início da década de 80)
				X	Sistemas de radares e satélites para previsões de curto prazo (1980)
					Sistemas de informações geográficas em modelos hidrológicos distribuídos (1980)

As enchentes são caracterizadas por fenômenos em que são verificados valores extremos de vazão ou nível, associados a inundações das planícies ou de áreas adjacentes ao canal principal dos cursos de água. Também são consideradas cheias quando o nível de água de lagos, diques, reservatórios ou estuários excede um valor crítico e inunda áreas vizinhas, ou, ainda, quando as águas do mar ocupam áreas costeiras muito além do nível médio naquela região (VIANNA, 2000).

Diversos autores apresentam classificações para os tipos de cheias. YEVJEVICH (1992) classifica as cheias em três grupos, em função da sua ocorrência:

- cheias naturais – são aquelas verificadas em determinada bacia hidrográfica, independente da ocupação humana;
- cheias naturais modificadas – são aquelas em que se verificam alterações causadas pelas populações, resultando em atenuação ou ampliação dos efeitos das cheias, comparada às cheias naturais;
- cheias causadas por intervenção humana – são aquelas causadas por rupturas em estruturas de contenção, como, por exemplo, barragens ou diques, subdimensionadas por erro de cálculo ou por vazão com tempo de retorno superior ao considerado no projeto, ou por erros de operação nos equipamentos de controle de vazão.

As medidas disponíveis para minimização dos efeitos danosos e mitigação dos impactos negativos causados pelas cheias podem ser divididas em quatro grupos (BARTH, 1987):

- nenhuma medida, estrutural ou administrativa, o que significa induzir as pessoas apenas a se adaptarem ao fenômeno da cheia, como, por exemplo, manter as planícies de inundação ocupadas principalmente pela agricultura, beneficiando-se dos depósitos de nutrientes e da umidade do solo decorrente das cheias;
- apenas medidas não-estruturais para mitigação dos impactos negativos das cheias, sendo previstas a regulamentação da utilização do solo das planícies de inundação, a implementação de sistemas de alerta contra cheias e utilização de seguros contra cheias;

- apenas medidas estruturais que alteram as condições de geração das cheias, podendo ser subdivididas em medidas intensivas, tais como construção de diques, barragens e obras de retificação de cursos de água em locais com problemas de inundação, ou medidas extensivas, com propostas, para toda a bacia de contribuição, de restrições à impermeabilização parcial ou total do solo ou construção de barragem de contenção de cheias em pontos específicos da bacia para amortecimento dos picos das cheias em áreas a jusante das barragens;
- medidas estruturais e não-estruturais implementadas em conjunto.

No aspecto legal, os procedimentos necessários à determinação das linhas limite das enchentes foram fixados pela Instrução Normativa N° 1 de 10.09.84, do Serviço do Patrimônio da União (D.O.U. de 04.10.84). As definições constantes nesse documento são apresentadas a seguir:

- ENCHENTE MÉDIA ORDINÁRIA – como sendo a enchente com tempo de retorno de 3 (três) anos.
- LINHA MÉDIA DAS ENCHENTES ORDINÁRIAS (LMEO) – como sendo a linha determinada pela interseção da margem do rio com seu espelho de água, quando o mesmo atingir a cota básica da enchente média ordinária.
- LINHA LIMITE DOS TERRENOS MARGINAIS (LLTM) – como sendo aquela distante 15 (quinze) metros, medidos horizontalmente para a parte da terra, a partir da linha média das enchentes ordinárias.

2.2. Ciclo Hidrológico, Aspectos Históricos e Hidrologia Urbana.

As mudanças de estado da água, em concomitância com sua movimentação por todo o globo terrestre, configuram o que nós podemos classificar de ciclo hidrológico. O Sol é o principal agente atuante, sendo proveniente dele, junto com a gravidade e a rotação terrestre, toda a energia que comanda os eventos de precipitação, evaporação e escoamento, que, juntos, formam esse fenômeno global fechado, atuante entre a

superfície terrestre e a atmosfera. A humanidade sempre soube se beneficiar dos eventos que envolvem o ciclo hidrológico, mas, ao mesmo tempo, também é vítima frequente de suas variações quantitativas e qualitativas, em diferentes locais e ao longo do tempo.

As grandes civilizações surgiram, de certa forma, por causa da fixação de tribos nômades, que se estabeleceram em um determinado local. O fator decisivo para que essas tribos pudessem criar raízes num local foi a possibilidade de desenvolver a agricultura, pois toda civilização precisa de dois recursos básicos para se desenvolver: água e terra. Portanto, havendo água em abundância, existiria terra fértil, de forma que o homem poderia plantar, colher, criar animais e, podendo controlar a produção de comida, não teria necessidade de se mudar continuamente.

As civilizações mais adiantadas da Antiguidade floresceram em torno da água, elemento imprescindível não só para o abastecimento de água doce, mas também para a agricultura, o comércio, o transporte e os sistemas de defesa. Civilizações como o Império Romano, a civilização Egípcia, o Império Veneziano e a Dinastia dos Omeyas basearam sua fundação na facilidade de acesso à água, oferecendo a suas populações um meio de sobrevivência e de expansão.

Mesmo não conhecendo detalhadamente a origem da água e o funcionamento dos fenômenos naturais, as civilizações antigas puderam explorar os recursos hídricos através de projetos de irrigação, como os do Egito e Mesopotâmia, dos aquedutos para abastecimento de água e irrigação, como construídos pelos romanos, e do controle de inundações, como concebido pelos chineses.

Somente a partir do século XV, com Leonardo da Vinci e Bernard Palissy, o ciclo hidrológico passou a ser melhor compreendido. A dificuldade era aceitar que a precipitação tinha um volume maior que a vazão e que os rios são mantidos perenes pelo retardamento do escoamento do subsolo. Pierre Perrault, no século XVII (1608-1680), analisou os componentes da relação precipitação-vazão, ou seja, a precipitação, a evaporação e a infiltração da bacia do rio Sena, e comparou essas grandezas com medições de vazão realizadas por Edmé Mariotte, constatando que as vazões eram apenas cerca de 16% da precipitação.

No século XIX, iniciam-se, de um lado, as medições sistemáticas de precipitações e vazão e, de outro, o desenvolvimento teórico e experimental da hidráulica. Nos Estados

Unidos, a coleta sistemática de precipitação iniciou em 1819, enquanto que a de vazões iniciou em 1888. No Brasil, os postos mais antigos de precipitação são do final do século XIX, enquanto que a coleta de dados de níveis e vazão iniciou no começo do século XX.

Até a década de 1930, a Hidrologia tinha como base elementos descritivos do funcionamento dos fenômenos naturais e fórmulas empíricas. Essa década marcou o início da hidrologia quantitativa, com os trabalhos de SHERMAN em 1932, que apresentou os conceitos do hidrograma unitário utilizado para a obtenção do escoamento superficial; HORTON, em 1933, apresentou uma equação empírica para o cálculo da infiltração, permitindo a determinação da precipitação efetiva; e THEIS, em 1935, desenvolveu uma teoria para a hidráulica de poços. Outros métodos quantitativos surgiram a partir dessa época, permitindo a ampliação considerável dos conhecimentos nessa ciência.

Apesar da grande quantidade de dados coletados diariamente, os métodos utilizados na Hidrologia, até a década de 1950, praticamente limitavam-se a indicadores estatísticos dos processos envolvidos. Com o advento do computador, aprimoramento e experimentação das técnicas numéricas e estatísticas, houve um desenvolvimento acelerado de algumas subáreas da Hidrologia. Os modelos semiempíricos de transformação de precipitação em vazão agregaram o conhecimento de diferentes processos da bacia hidrográfica para, numa macroanálise, simular matematicamente essa parte do ciclo hidrológico. Os primeiros modelos foram apresentados por Mero (citado por CLARKE, 1973) e SSARR (ROCKWOOD, 1958) aplicados no rio Columbia. A Hidrologia Estatística, que teve impulso no começo do século, com o estudo da frequência de cheias, desenvolveu-se depois com a quantificação de séries temporais (Hidrologia Estocástica) para dimensionamento de reservatórios.

Quanto a Hidrologia Experimental, foram criadas, em diferentes países, bacias representativas experimentais visando o entendimento e quantificação de processos físicos, que ocorrem na bacia, tais como reflorestamento e desmatamento, erosão do solo e escoamento superficial. Os estudos visavam um melhor entendimento desses processos, para embasar o planejamento do uso da bacia hidrográfica. Por conseguinte, a modelagem matemática surge como uma ferramenta imprescindível no auxílio para se melhor compreender o ciclo da água.

Com a água ganhando destaque no cenário mundial, com status de recurso fundamental, mas limitado e com valor agregado, tornou-se de extrema relevância que a Hidrologia estudasse os regimes hidrológicos das bacias brasileiras, mas não só para melhorar a concepção de projetos de engenharia, mas também para um melhor desenvolvimento e proteção dos recursos hídricos, com uma perspectiva de sustentabilidade. Perante essa demanda de melhor se administrar os recursos hídricos, é que continuam sendo criados, desenvolvidos, testados e aprimorados os diferentes modelos hidrológicos.

O balanço hídrico numa bacia urbana, em particular, que é o caso de interesse principal desta dissertação, altera-se devido à impermeabilização e canalização. A alteração do balanço pode ser observada nos volumes dos principais processos hidrológicos do ciclo da água e no hidrograma que caracteriza a dinâmica temporal das vazões de saída. Percebe-se o aumento do volume e do pico do escoamento superficial com a urbanização. O aumento do volume do escoamento superficial ocorre, principalmente, devido à impermeabilização do solo. Com a redução da infiltração devido à impermeabilização, o aquífero tende a diminuir o nível do lençol freático por falta de recarga, reduzindo o escoamento subterrâneo e as vazões de base na estiagem. Devido à substituição da cobertura natural por áreas impermeáveis, ocorre uma redução da evapotranspiração, já que a superfície urbana não retém água na vegetação e não permite a evapotranspiração.

O balanço hídrico de uma área tipicamente preservada, considerando apenas a entrada da água da precipitação, pode ser observado na Figura 2.1; já uma área típica urbana pode ser observada na Figura 2.2.

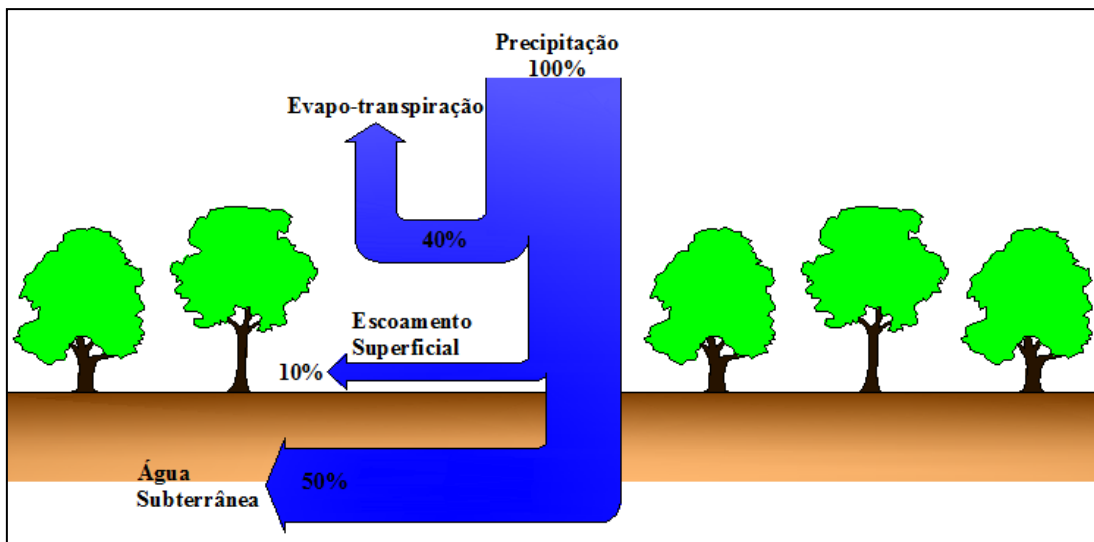


Figura 2.1– Cenário A, sem urbanização.(TUCCI, 2005).

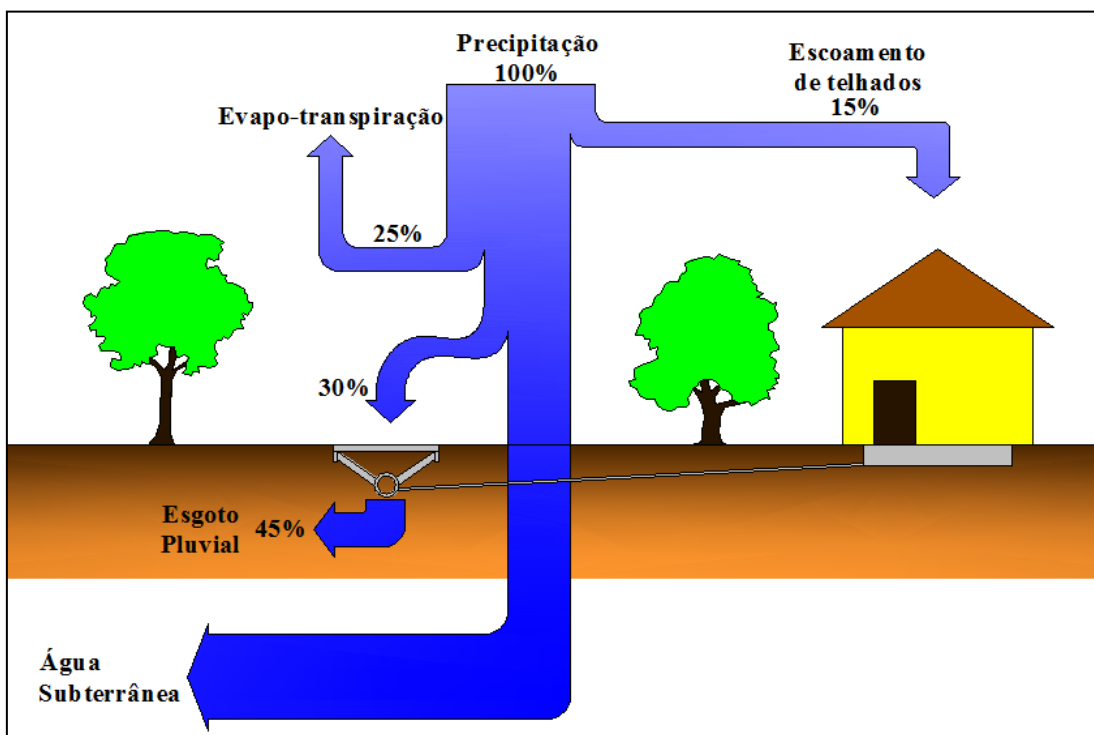


Figura 2.2 – Cenário B, urbanizado - Alterações nos volumes de balanço hídrico natural e urbano devido à precipitação (valores apenas indicativos), (modificado de OECD, 1986).

O balanço hídrico numa área urbana também pode ser alterado devido ao vazamento das redes de abastecimento de água e de esgotamento sanitário e pluvial, compensando, em parte, os volumes de infiltração perdidos. Além da recarga remanescente, então, o lençol subterrâneo recebe parte da água das redes de saneamento urbanas. A rede de abastecimento sofre perdas de 10 a 50% do volume transportado. Esse volume abastece

o aquífero com volume que pode estar na faixa entre 100 e 300 mm/ano (LEENER, 1990), em função da densidade populacional e da extensão da rede de abastecimento. Quando não existe rede sanitária, todo o volume abastecido descarrega no aquífero, criando condições ambientais indesejáveis.

As perdas por evapotranspiração alteram-se de acordo com o clima e a época do ano. Em períodos com alta temperatura, a perda por evaporação da superfície impermeável pode ser alta, devido ao calor armazenado em asfaltos, telhados e outros pavimentos. IDE (1984) mediu a temperatura da água num conduto pluvial, observando valores de cerca de 30 graus Centígrados, numa área próxima ao centro de Porto Alegre, no verão. Por outro lado, como o escoamento é rápido, a tendência é que ocorra redução da evapotranspiração, já que a água transita rapidamente pela bacia, o que gera redução da evapotranspiração num período mais longo.

2.3. Causas, Impactos e Prejuízos das Inundações

Os eventos extremos, que têm a água como agente, normalmente, com efeitos sobre a população e sobre o meio ambiente, ocorrem de forma natural ou devido a processos antropológicos. Com relação aos impactos sobre a sociedade, podem ser classificados em:

- desenvolvimento urbano- abastecimento de água e saneamento ambiental, contaminação de sistemas hídricos e saúde da população entre outros;
- energia - na demanda, na transmissão e na produção de energia por sistemas hidrelétricos;
- transportes - na navegação, com acidentes e falta de água para transporte;
- desenvolvimento rural - suprimento, poluição, erosão, entre outros aspectos;
- desastres naturais - eventos como inundações, secas, impacto na saúde da população, escorregamentos, avalanches e fome;
- ambiental - sustentabilidade de sistemas como banhados, biodiversidade, florestas e qualidade da água.

Essa classificação é ampla e combina os aspectos socioeconômicos e sistemas naturais relacionados com a água. Existem sobreposições de fontes entre os grupos citados. Por exemplo, durante uma inundação, o abastecimento de água, energia e agricultura podem ser afetados entre outros.

A International Strategy for Disaster Reduction (2005) organizou os dados de desastres naturais nos seguintes grupos:

- desastres hidrometeorológicos - cheias, secas e desastres relacionados (temperaturas extremas), escorregamentos e avalanches;
- desastres geofísicos - dividido em terremoto, tsunamis e erupção vulcânica;
- desastres biológicos - epidemias e infestações de insetos.

A evolução dos desastres naturais é apresentada na Figura 2.3, mostrando que os números de eventos hidrometeorológicos são os mais significativos e estão aumentando nos últimos anos. Entre essas ocorrências, as inundações são os eventos que apresentam maior aumento. No período 1991-2005, as inundações representam 30,7% dos eventos hidrometeorológicos e 15% de todas as mortes relacionadas com desastres naturais. Cerca de 66 milhões de pessoas sofreram inundações de 1973 a 1997.

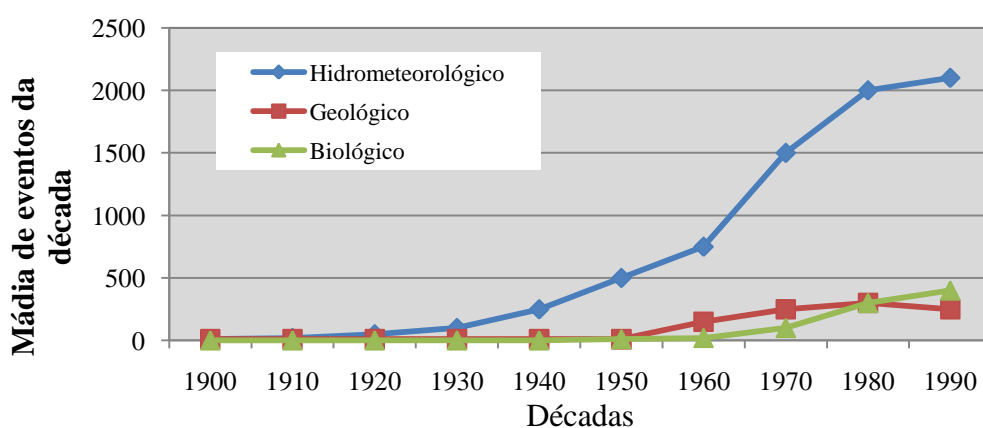


Figura 2.3 - Gráfico de evolução dos desastres naturais (ISDR, 2005).

ISDR (2005) mostra na Tabela 2.2 que o impacto das inundações é maior de acordo com a renda dos países, chegando a representar 97% de todas as perdas em países menos desenvolvidos. Nas estatísticas de inundações, geralmente não estão incluídos os eventos freqüentes devido à drenagem urbana. Outros eventos, como escorregamentos em áreas urbanas, possuem forte relação com as inundações, pois é consequência da drenagem de encostas e ocupação de áreas de risco, ocorrendo nos dias chuvosos quando o solo satura e escorrega. Na Tabela 2.3, são representados eventos resultantes de grandes desastres devido ao clima de 1950 a 2002, incluindo as perdas econômicas e as perdas seguradas. Os resultados mostram um acréscimo superior a 3 vezes, entre a década de sessenta e o final do século XX, no número de eventos e seis vezes nos prejuízos, enquanto que, nas perdas seguradas, o valor foi dez vezes maior.

Tabela 2.2 – Proporção (%) de impactos devido a inundações, ondas e tormentas em comparação ao total de desastres naturais no período 1994-2003 (ISDR, 2005).

Tipos de países	Mortes	Afetados	Perdas econômicas
OECD	10	50	38
CEE+CIS	17	51	79
Países em desenvolvimento	56	70	73
Países menos desenvolvidos	21	50	97

1 – OECD - membros da Organization for Economic Cooperation and Development State: CEE + CIS: Países da Europa Central e Leste + Commonwealth.

Tabela 2.3 – Perdas dos Grandes desastres (Hoff et al, 2003).

Tipo	Décadas						Fator1
	50	60	70	80	90	93-02	
Número	13	16	29	44	74	58	3,6
Perdas Econômicas US\$ Bilhões	41,1	54,0	81,5	128,4	432,2	333,7	6,2
Perdas seguradas US\$ Bilhões	-	6,0	11,9	23,6	99,7	60,1	10,0

1 – Relação entre a última década com relação à de 60.

A urbanização promovida pelo homem, no intuito de adaptar o meio físico para seu conforto, pode produzir resultados negativos com efeitos colaterais contra seu próprio bem estar, pois, à medida que a ação antrópica desenha as cidades, modificam-se os sistemas de drenagem natural, intensificam-se os cenários de inundações, e conseqüentemente geram perdas materiais e problemas sociais de diversas magnitudes.

A influência da ação antrópica nos eventos de enchentes inicia-se na primeira atividade do processo de urbanização, quando se retira a cobertura vegetal, o que quase sempre impermeabiliza o solo, alterando-se de forma significativa o balanço hídrico da bacia. Uma vez que se reduz o acúmulo de água por parte dos vegetais e o potencial de permeabilidade do solo, o aumento da velocidade e do volume das águas superficiais tornam-se inevitáveis, o que antecipa e eleva o pico das cheias na bacia.

Mais um problema gerado com a destruição da cobertura vegetal é a aceleração do processo erosivo, que contribui para o assoreamento dos cursos de água, reduzindo as seções das calhas dos rios, que anteriormente suportavam as vazões; depois de sofridas tais modificações, gera-se extravasamento das águas. Com a retirada da vegetação, inicia-se o processo de ocupação desses espaços menos nobres do meio urbano (encostas, manguezais, brejos, entre outros) pelas favelas, o que traz impactos diretos no ciclo hidrológico da bacia hidrográfica, como a redução do amortecimento das cheias. Por não contarem com uma infraestrutura básica adequada, essas ocupações lançam irregularmente lixo nas encostas ou nos rios, que acabam sendo incorporados no escoamento urbano, atrapalhando o fluxo de água e complicando o quadro das enchentes.

As precipitações carregam para os corpos receptores um volume considerável de sedimentos provenientes da erosão do solo e resíduos sólidos presentes nos logradouros públicos. Essa água de lavagem encontra, em seu percurso, lixo domiciliar e resíduos de construção civil depositados irregularmente, que, além de contribuírem para a degradação ambiental dos recursos hídricos, prejudicam o sistema de drenagem por se tornarem obstáculos físicos que reduzem a eficiência da rede de drenagem, que, por conseqüência, promovem a elevação das águas para montante, configurando um gradativo remanso e extravasamento para áreas marginais. A parcela de água excedente soma-se à parcela de chuva que atingiu diretamente o solo, em geral, pavimentado, sem infiltração, e os resultados são drásticos impactos na população da bacia, pelo aumento significativo das áreas alagadas.

Outro fator agravante das enchentes é a construção de algumas intervenções físicas junto aos álveos dos cursos de água, como os aterros, pontes e travessias, que formam obstruções junto a condutos, prejudicam os padrões de escoamento naturalmente estabelecidos, ocasionam remansos e, conseqüentemente, provocam inundações.

Conceitos antigos de drenagem, a falta de manutenção periódica na rede, sistemas de drenagem ineficientes, insuficientes ou até mesmo inexistentes, combinados a fatores naturais, histórico-culturais e econômicos intensificam a formação de cheias nas áreas urbanizadas, que trazem, cada vez mais, prejuízos ao homem, que insiste em adaptar, de forma não planejada, o espaço geográfico para seu conforto, sem respeitá-lo. A Figura 2.4 apresenta, de forma esquemática, algumas ações antrópicas e seus efeitos nas bacias hidrográficas.

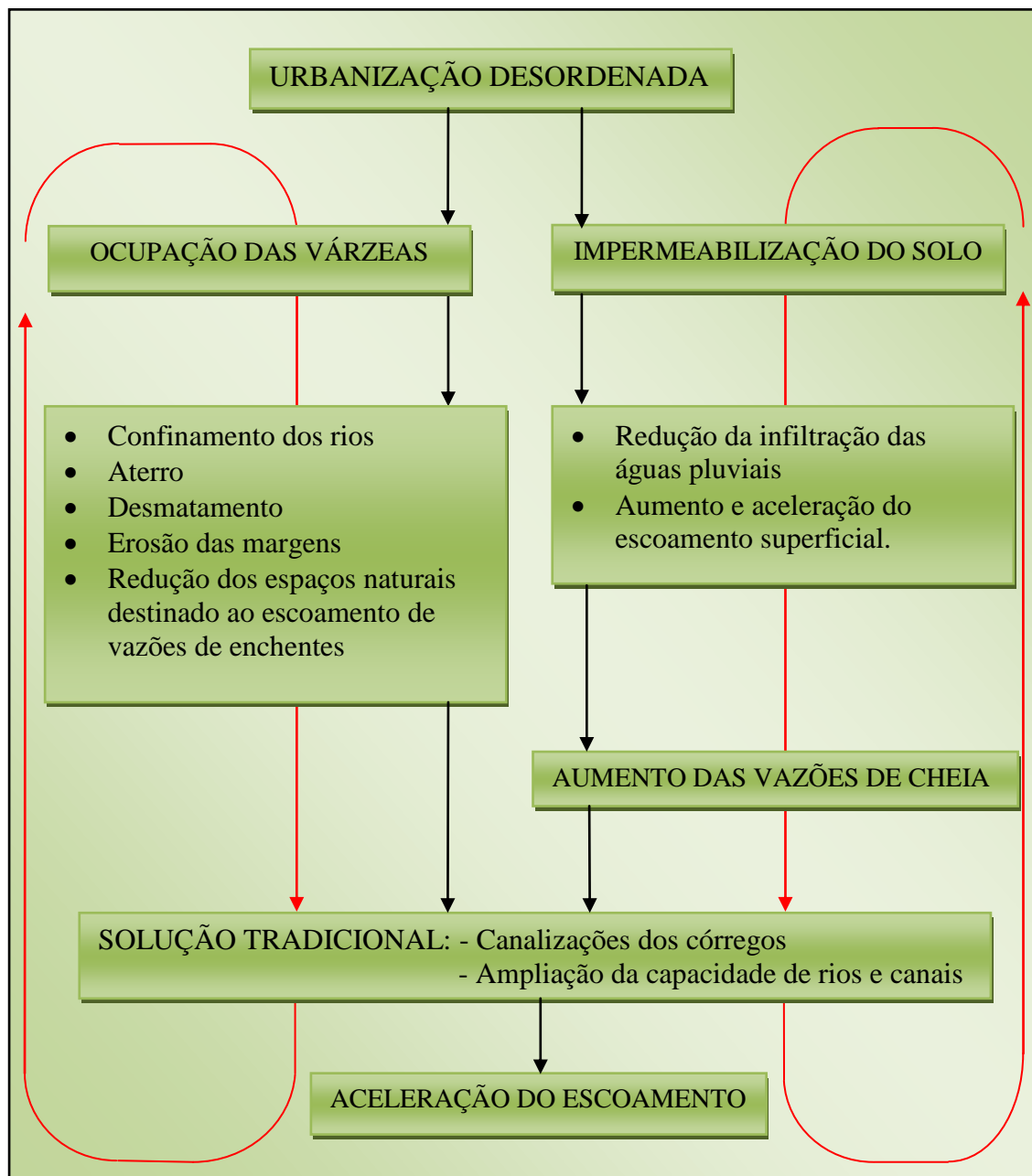


Figura 2.4 – Processo de impactos da urbanização (SUDERSHA, 2002).

Todas essas medidas antropológicas citadas anteriormente, tomadas sem um mínimo de planejamento urbano, trazem, como consequência, danos à sociedade em vários aspectos; abaixo, estão listados alguns dos prejuízos causados pelas enchentes nas cidades. Exemplos desses danos são:

- veículos enguiçados, arrastados e atingidos por árvores;
- aumento do número acidentes por colisões de veículos;
- riscos de mortes por afogamentos, colisões de veículos, choques elétricos ou deslizamento de terras;
- propagação de doenças de veiculação hídrica e proliferação de vetores;
- prejuízos à saúde humana devido ao estresse;
- danos à infra-estrutura urbana que comprometem o atendimento de serviços básicos;
- desvalorização de imóveis e danos à propriedade;
- população desalojada e desabrigada;
- custo operacional com engarrafamentos e perdas de horas de trabalho;
- interrupção de atividades comerciais e perdas de produção econômica;
- gastos com limpeza das vias sejam por perdas de horas de trabalho ou por custos operacionais com maquinários para remoção da sujeira.

2.4. Medidas de Combate as Enchentes

Projetos de drenagem não podem garantir uma proteção completa contra as enchentes, por ser economicamente inviável; portanto, especialistas projetam considerando riscos de inundações aceitáveis para cada situação. Esse risco é entendido na engenharia de recursos hídricos como a probabilidade de um determinado evento chuvoso ser igualado ou superado.

Os projetistas têm uma gama de medidas técnicas que permitem diminuir os danos causados pelas enchentes e devem aliá-las a ações de cunho social, econômico e administrativo. Para proteger a população, recomenda-se que estudos analisem qual deve ser a medida ou conjunto de medidas com maior eficiência frente aos benefícios e custos marginais e ao risco de inundação aceitável.

Como o objetivo da presente dissertação é fornecer embasamento para a análise financeira de projetos de drenagem, faz-se necessária uma discussão sobre essas medidas utilizadas pela engenharia para combater as enchentes.

A classificação mais difundida dessas medidas divide-as em estruturais e não-estruturais. As estruturais são aquelas que modificam o sistema fluvial através de obras na bacia ou no rio, enquanto que as medidas não-estruturais são aquelas que reduzem os prejuízos através de medidas preventivas que permitem uma convivência harmônica, na medida do possível, da população com as enchentes.

2.4.1. Medidas estruturais

As medidas estruturais podem ser agrupadas em reservatórios de amortecimento de cheia, projetos de modificações nos cursos de água, obras de controle hidráulico e projetos adaptados para maior infiltração das águas pluviais. A ação no combate de enchentes de cada uma dessas medidas varia de acordo com suas características, que serão discutidas a seguir.

WALESH (1989) apud CANHOLI(2005) abordou as medidas estruturais sob a seguinte ótica de classificação: as que seguem um conceito de canalização e aquelas que adotam um conceito de reservação. O conceito de canalização trata da prática mais tradicional de projetos de drenagem, exercida por anos em todo o mundo, que visa a remoção rápida dos escoamentos. Já o conceito de reservação refere-se a um conceito mais moderno de drenagem, que busca aproximar as soluções de drenagem às respostas naturais das bacias, tendo como fundamento incrementar o processo de infiltração e conter temporariamente o escoamento para amortecer os picos de vazão.

Em MARTINS (2004), avalia-se a implementação de microreservatórios em lotes, de forma distribuída, no município de São João de Meriti, apresentando resultados positivos de amortecimento de volume e conseqüente redução dos níveis de água, após

avaliação inicial dos locais mais efetivos para essa implementação. Para realizar os estudos, utilizou-se o modelo de células da COPPE/UFRJ (MODCEL) como uma ferramenta computacional que pode ser empregada para subsidiar a tomada de decisão no gerenciamento de recursos hídricos, já que possibilita a análise espacial e combinada das intervenções, fundamental para a aplicação eficiente dos recursos disponíveis, principalmente nos países em desenvolvimento, como é o caso do Brasil.

A Figura 2.5 apresenta, de forma esquemática, as diferenças entre esses conceitos no hidrograma de uma bacia.

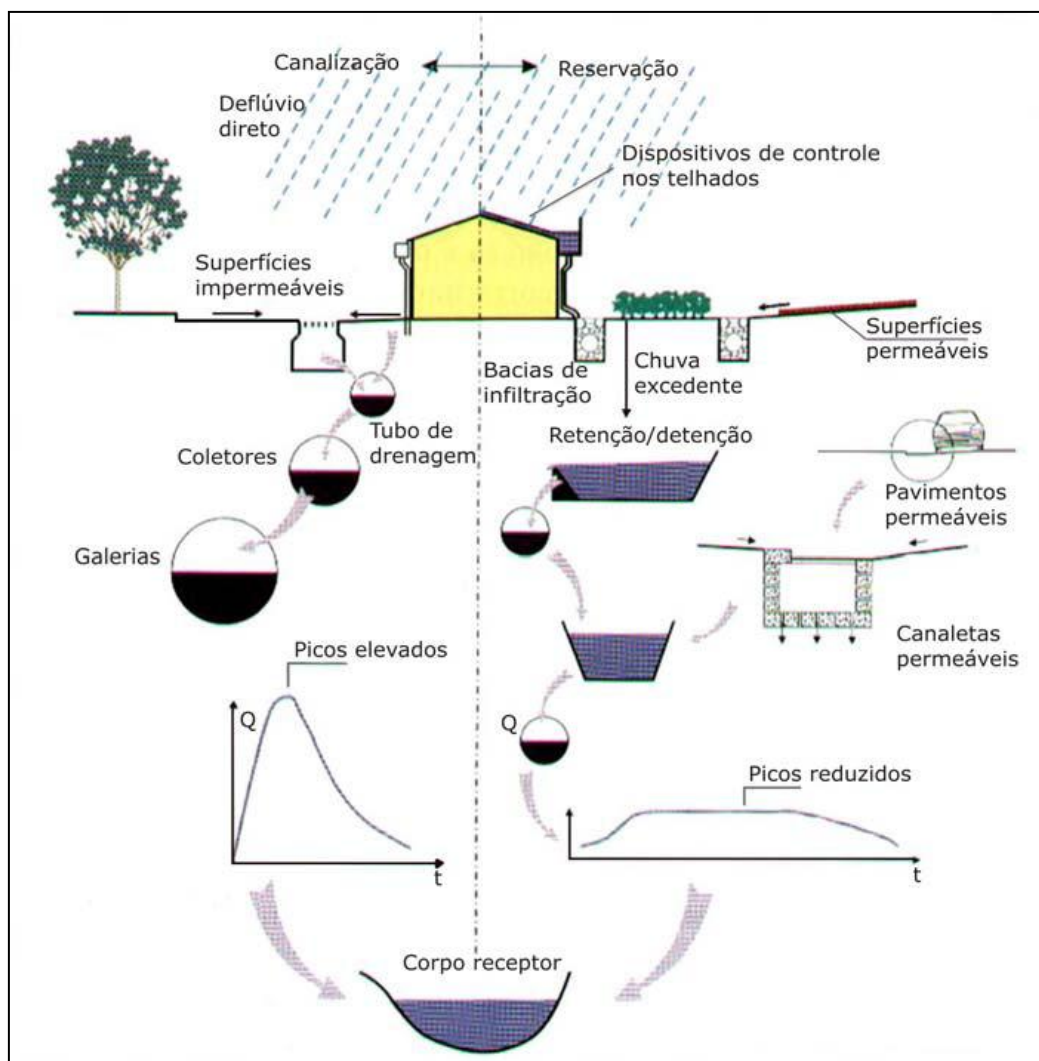


Figura 2.5 – Ilustração esquemática dos conceitos de canalização e reservação (CANHOLI, 2005).

Os reservatórios de amortecimento de cheias podem ser estruturas de maior porte, bacias (ou reservatórios) de detenção e/ou retenção e se destinam a controlar deflúvios

provenientes de partes significativas das bacias ou sub-bacias de drenagem ou podem ser reservatórios *in situ*, que fazem o controle local do escoamento, através de armazenamento temporário em lotes urbanos e em telhados.

A bacia de retenção, como mostrada na Figura 2.6, abrange reservatórios que contêm água em períodos secos e que são projetados para um aumento do nível de água durante ou imediatamente após as chuvas e podem ter outras finalidades como recreacionais, paisagísticas, entre outras. As bacias de detenção são áreas normalmente secas durante o período de estiagem.



Figura 2.6 – Bacia de Retenção. (Fonte: The Journal for Surface Water Quality Professionals Stormwater.)

A Figura 2.7 ilustra o perfil desses reservatórios e permite visualizar seus funcionamentos; já a Figura 2.8 mostra um exemplo de reservatório de detenção com uso esportivo em épocas de estiagem.

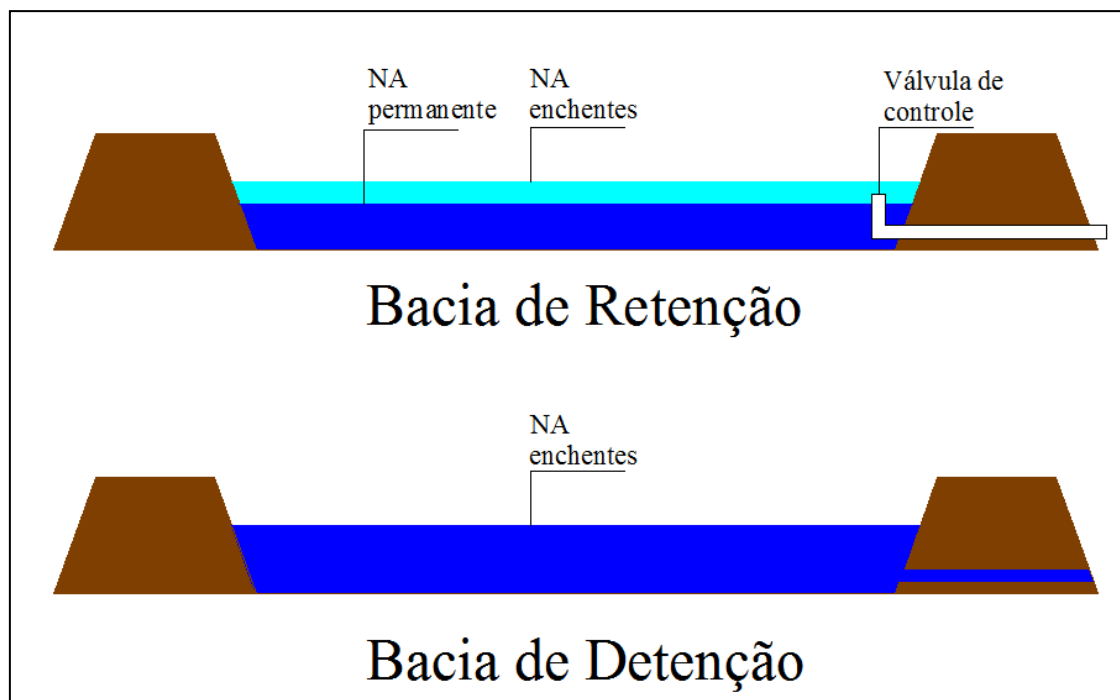


Figura 2.7 – Perfil esquemático das bacias de detenção e retenção (CANHOLI, 2005).



Figura 2.8 - Bacia de detenção com fins esportivos, Porto Alegre/RS (TUCCI, 2005).

As bacias de detenção e retenção podem estar posicionadas na linha principal do sistema, na configuração de reservatório *on-line*, ou podem ter o volume armazenado desviado, formando um reservatório *off-line*. Os reservatórios *on-line* permitem que os escoamentos retornem de forma atenuada e contínua, sendo feito normalmente por gravidade, enquanto que os *off-line* restituem o volume retido por bombeamento ou por sistema de válvulas.

O custo dessas obras pode ser elevado e implicar o uso de grandes espaços livres, podendo vir a ser inviável em áreas densamente povoadas, que necessitem de desapropriação para implantação desses sistemas. É ideal para bacias que possuem áreas livres, como praças ou quadras esportivas, que possam acolher esses reservatórios.

Os reservatórios *in situ* são de grande valia para o amortecimento das cheias quando locados de forma distribuída na bacia, nos pontos críticos de geração de escoamento.

Uma desvantagem da reservação em áreas particulares é que, devido aos custos, os proprietários podem não realizar adequadamente a manutenção, o que prejudicaria o funcionamento do sistema.

Os reservatórios de lote podem ser residenciais ou podem estar situados em grandes áreas impermeabilizadas, como praças públicas, condomínios, indústrias, estacionamentos, quadras esportivas, entre outros locais, e atualmente contam com a força de instrumentos legais na difusão de seu uso.

Algumas cidades brasileiras, como Rio de Janeiro, São Paulo e Curitiba, aprovaram legislações que obrigam construções de terem sistema de retenção de água de chuva visando minimizar o impacto das cheias. Esses reservatórios também ajudam a reduzir a demanda sobre o sistema convencional de abastecimento, uma vez que se pode aproveitar essas águas para usos menos rigorosos, como lavagem de veículos e calçadas, irrigação de jardins, entre outros.

O objetivo desses reservatórios é retardar o escoamento das águas pluviais para a rede de drenagem, reduzindo, assim, o pico das cheias e permitindo a distribuição da vazão no tempo. No entanto, é preciso cautela na operação desses dispositivos, pois existe a possibilidade de ampliação dos picos de cheia a jusante devido a possibilidade de

simultaneidade dos diversos hidrogramas afluentes (DEBO, 1989, apud CANHOLI, 2005).

Os projetos de modificação dos cursos de água fazem parte da abordagem tradicional de combate a cheias, que, embora sejam obras custosas, ignoram as causas das enchentes e, portanto, não solucionam efetivamente os problemas das cheias, apesar de melhorarem, por um período, a performance dos rios durante as cheias. Pode-se citar, como exemplo, a ampliação da seção transversal, a canalização e a retificação dos leitos dos cursos de água. Essas obras visam a passagem de uma determinada vazão de cheia em uma cota inferior a que causa inundação (redução da lâmina de água), através de mudanças nas variáveis morfológicas dos rios, como seção, rugosidade, raio hidráulico e declividade.

A canalização e a retificação dos rios foram práticas bastante comuns durante anos, pois promovem um aumento de eficiência de escoamento. Como nesse período, não se enxergava a bacia hidrográfica como uma unidade, não havia uma preocupação de análise do comportamento desses dispositivos a jusante. Essas medidas aceleram a velocidade das águas que, retiradas mais rapidamente de um ponto, acumular-se-ão em outro, mais adiante, com maior intensidade. Em outras palavras, ou causam novos transtornos ou agravam os alagamentos em uma outra área, sem efetivamente solucionar os problemas das inundações.

Portanto, hoje é comum, em países desenvolvidos, a revitalização dos rios, ou seja, o processo de recuperação natural dos rios. A Alemanha, que no passado retificou seus cursos de água, chegou à conclusão que *“a canalização e a retificação dos rios só servem para suprimir os meandros, encurtar as distâncias, aumentar a velocidade e o volume das águas”* e que, portanto, *“deveriam trazer os rios de volta ao seu curso original e restabelecer as planícies de inundação hoje ocupadas”* (NOVAES, 2002). Apesar do custo elevado e da demora no aparecimento dos resultados, os benefícios ao meio ambiente e a redução de prejuízos causados pelas inundações recompensam.

Outras medidas estruturais que fazem parte da abordagem convencional de combate a enchentes são as obras de controle hidráulico, como a construção de diques, polders e barragens. Muito utilizadas no passado, são obras complexas, com impactos significativos para a bacia e que necessitam de muitos recursos.

Os diques são estruturas laterais de terra com enrocamento ou de concreto que permitem uma proteção localizada a regiões ribeirinhas. Seu desempenho é reduzir a seção de escoamento para uma dada vazão de cheia, confinando o fluxo no leito do rio, o que pode provocar um aumento de velocidade e na transferência das cheias para jusante; abaixo estão ilustrados, na Figura 2.9 e na Figura 2.10, os efeitos dos diques em uma bacia hidrográfica.

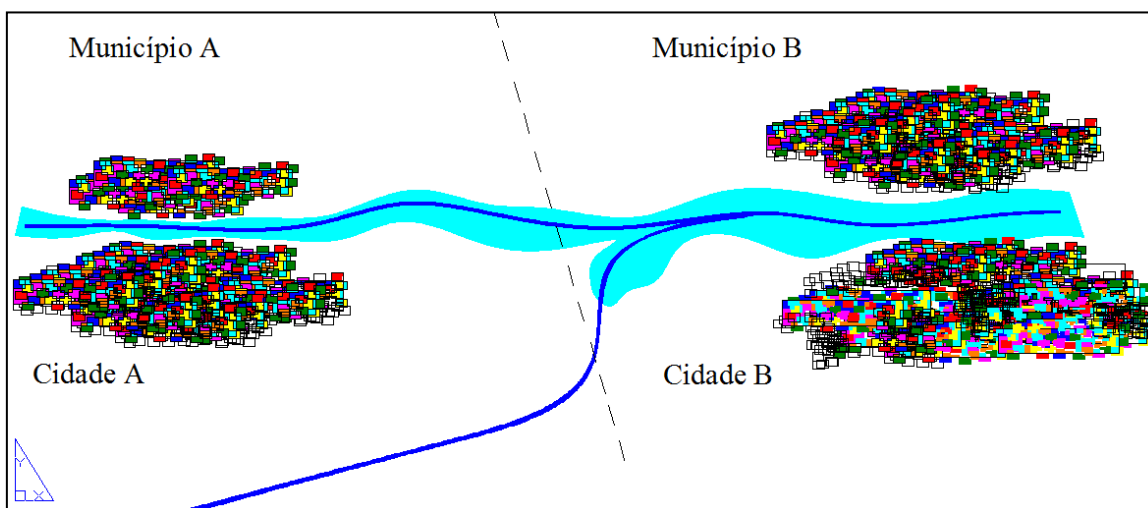


Figura 2.9 – Antes da construção do dique.

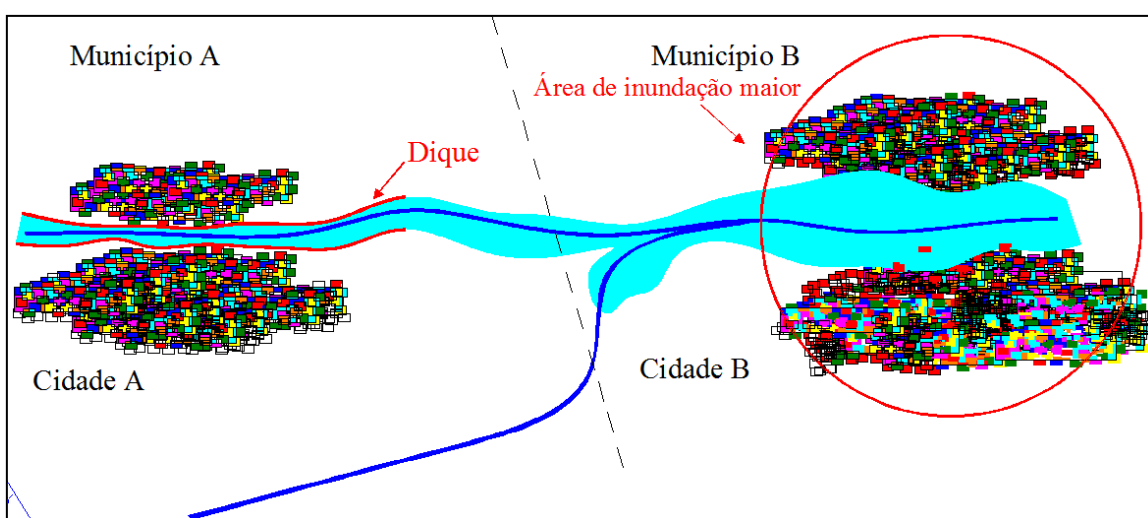


Figura 2.10 – Após a construção do dique.

Em áreas baixas, situadas em cotas inferiores ao do nível de água nos períodos de enchentes, é necessária a implantação de polders. Os polders são sistemas compostos por diques e redes de drenagem (sistema de micro-drenagem convencional ou valetas a céu aberto com canal de cintura), que possibilitam esgotar as águas mantidas

temporariamente na área de interesse, que serão posteriormente lançadas à drenagem principal por meio de operação de comportas e/ou bombeamento. Dependendo da área a ser beneficiada com o polder, deve-se prever um espaço, dentro dos limites considerados, para funcionar como bacia de acumulação temporária (reservatório pulmão).

As barragens permitem proteger as áreas a jusante a sua construção, contra cheias freqüentes. A preservação temporária das águas excedentes permite amortecer os hidrogramas de enchente a jusante. No contexto da gestão de recursos hídricos, esses reservatórios podem ter múltiplos usos, ou seja, laminação de enchentes, geração de energia elétrica, irrigação, abastecimento domiciliar e/ou industrial, entre outros.

Existem dispositivos que, além de reduzir as vazões de pico para o sistema de drenagem, permitem a recarga dos aquíferos e até mesmo um possível aproveitamento das águas reservadas para usos secundários. Esses dispositivos compõem parte da visão moderna de combate a cheias urbanas e são implantados a fim de promover um aumento de áreas de infiltração e percolação nas bacias, minimizando os efeitos negativos da urbanização. Como exemplo, tem-se superfícies de infiltração, valetas ou valos de infiltração, bacias de percolação e pavimentos permeáveis.

Superfícies de infiltração, também conhecidas como planos de infiltração são áreas cobertas por vegetação, reservadas dentro de construções, que podem contar com o apoio de subdreno para eliminar água parada em regiões com subsolo argiloso ou pouco permeável.

As valetas ou valos de infiltração são dispositivos de drenagem lateral, revestidos com vegetação, paralelos a ruas e estradas ou junto a estacionamentos. Quando o volume de águas pluviais é superior a sua capacidade de infiltração, esse dispositivo funciona como um reservatório de detenção, pois, com uma precipitação intensa, a capacidade de infiltração fica lenta e a água fica retida até que seja totalmente infiltrada.

Bacias de percolação são construídas através de escavação do solo, no local escolhido para implantação do dispositivo, com o preenchimento deste com brita ou cascalho. O material granular promove o armazenamento temporário do escoamento, enquanto que a percolação se processa lentamente para o subsolo. Uma dificuldade desse dispositivo é que a poluição difusa presente nas águas pluviais pode causar entupimento entre os

espaços do material granular, sendo necessária limpeza após um período (URBONAS e STAHRÉ, 1993, apud TUCCI, 2005).

Os pavimentos permeáveis são recomendados para substituir os pavimentos convencionais em passeios, estacionamentos, quadras esportivas e ruas de pouco tráfego. Sua aplicação serve de elemento de retenção na fonte e garante redução da parcela do escoamento superficial, amortizando os efeitos da impermeabilização em bacias urbanas.

Na abordagem moderna de controle de enchentes, uma importante e recente ferramenta são os programas de práticas para melhor gerenciamento, BMPs (*Best Management Practices*), desenvolvido pela Agência Ambiental Americana (EPA), que envolvem ações estruturais e não-estruturais e visam controlar a quantidade e a qualidade da água que escoar na bacia hidrográfica em estudo. Adicionalmente, buscam restaurar as condições anteriores à urbanização e integrar as obras de forma harmônica ao ambiente urbano. Entre os tipos mais comuns de BMPs, destacam-se os seguintes mecanismos: biorretenção, filtros de areia, trincheira de infiltração, valos de infiltração, charcos ou *wetlands* e bacias de detenção e/ou de retenção (*stormwater ponds*).

CANHOLI (2005) apresenta esquematicamente a evolução das obras de detenção ao longo do tempo na Figura 2.11. Pode-se perceber a tendência das medidas de combate a enchentes em atingir objetivos de *Best Management Practices*. Segundo o autor, obras desse tipo no Brasil encontram-se na Fase 2.

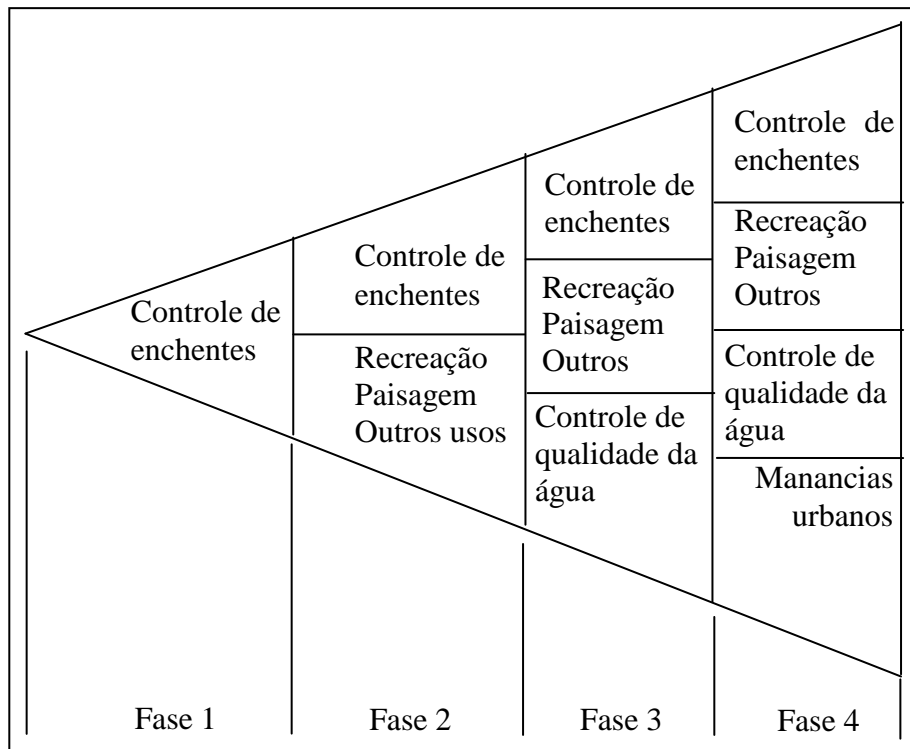


Figura 2.11 – Evolução da utilização de obras de retenção em centros urbanos (Adaptada de WALESH, 1989; e ESEPA, 1999).

De acordo com ASCE (2001), não há uma BMP pré-determinada para cada situação. É preciso avaliar diversos fatores para decidir qual BMP (em alguns casos, quais BMPs) é apropriada para cada local. Além disso, cada BMP tem vantagens e desvantagens que precisam ser consideradas. Os principais fatores que devem ser levados em consideração para a escolha de uma BMP são a disponibilidade de espaço, os tipos de poluentes a serem removidos, os níveis do lençol freático, o tipo de solo, os custos da BMP, os custos de manutenção e a eficiência desejada na remoção de poluentes.

2.4.2. Medidas não-estruturais

As medidas não-estruturais são medidas preventivas que devem ser aplicadas em conjunto com as medidas estruturais. O reflorestamento, o seguro contra inundações, as construções a prova de enchente, o sistema de alerta de enchentes, o zoneamento de áreas inundáveis, a conscientização da população dos riscos de cheias, a desapropriação de áreas inundáveis e a limpeza e dragagem dos corpos hídricos compõem essas medidas.

O restabelecimento da cobertura vegetal através do reflorestamento de matas ciliares e de encostas permite um aumento da capacidade de armazenar parte do volume de água precipitado pela interceptação vegetal, reduzir a velocidade do escoamento superficial, aumentar a evapotranspiração, ajudar a controlar a erosão na bacia e diminuir o assoreamento nos corpos de água. No entanto, o efeito maior desse tipo de medida é sobre eventos mais frequentes de alto risco de ocorrência e em bacias pequenas, com áreas de drenagem menor que 10 km² (TUCCI, 2005).

Uma maneira de minimizar os danos causados pelas cheias urbanas é através de seguros contra inundações, que permite a indivíduos ou a empresas uma proteção econômica para eventuais perdas físicas. RIGHETTO e MENDIONDO (2004) analisaram a pretensão de pequenos comerciantes do centro de São Carlos, São Paulo, quanto aos seguros contra enchentes e concluíram que o prêmio que eles estariam dispostos a pagar é baixo em relação ao total de mercadorias a serem seguradas e, em alguns casos, em relação às perdas sofridas pela enchente.

No Brasil, essa prática é mais comum quando se trata de seguros sobre veículos, que quando são contratos compreensivos, ou seja, incluem casos de incêndio, roubo, furto e colisão, também garantem a cobertura para sinistros ocasionados por alagamentos.

As construções a prova de enchentes (*flood-proofing*) são soluções adotadas isoladamente por habitações localizadas nas áreas de risco a fim de reduzir os danos potenciais às estruturas e aos bens móveis. Para que essa medida seja eficaz em caso de enchentes, é necessário um conhecimento mais detalhado das características das inundações locais, como a altura de submersão, a velocidade da água durante os picos de cheia, a duração e frequência.

As modificações nas construções para evitar a entrada da água nas partes internas podem ser divididas em: permanentes (diques, comportas no acesso a residências, pilotis, bombas para esgotamento de áreas internas, muretas, fechamentos de aberturas com alvenaria, etc.), de contingência (amparos, vedações dos esgotos com registros nas tubulações de saída e tampões rosqueáveis nos ralos internos, paredes móveis, etc.) e emergenciais (sacos de areia, enchimentos de terra, barreiras de lenha). A Figura 2.12 apresenta uma ilustração com alguns exemplos de *flood-proofing*.



Figura 2.12 –Exemplos de soluções adotadas em construções a prova de enchentes (LIMA, 2003).

O sistema de alerta, previsão e contingenciamento de enchentes diminui a vulnerabilidade da área exposta e, por conta disso, minimiza os prejuízos socioeconômicos associados às enchentes. Para MESSNER *et al.* (2007), essa medida tem dois principais focos de redução de impactos: os danos tangíveis diretos a propriedades, pois permite que algumas benfeitorias sejam removidas para locais mais altos (PENNING-ROSWELL e CHATTERTON, 1977) e os prejuízos intangíveis, como redução de estresse associado às inundações e da perda de itens insubstituíveis, como fotografias e lembranças (CARSELL *et al.*, 2004).

O mecanismo de funcionamento dessa medida acontece da seguinte maneira: dados são transmitidos em tempo real, via telemetria, para uma central de análise que processa as informações recebidas, através de um modelo de previsão que permite apurar e avaliar a situação. Caso necessário, transmite-se o alerta via meios de comunicação e acionam-se autoridades competentes como Defesa Civil e Corpo de Bombeiros, que devem colocar

em prática os planos emergenciais, previamente estabelecidos, que contam com ações individuais e corretivas para minimizar as perdas durante as enchentes.

Um mapa de alerta deve ser preparado para dar assistência a esse sistema, contendo as cotas em cada esquina da área de risco, fazendo referência às cotas da régua linimétrica instalada no curso de água (TUCCI, 2005). Esse mapa deve ser divulgado através de programas preventivos junto à população para auxiliar na convivência com a inundação durante sua ocorrência, pois, quando o alerta for dado informando o nível de água, a população terá ciência de sua situação e poderá tomar as devidas providências.

O sucesso dessa medida depende da confiabilidade do sistema em todas as etapas envolvidas. A Figura 2.13 sintetiza o procedimento desse dispositivo de combate a cheias

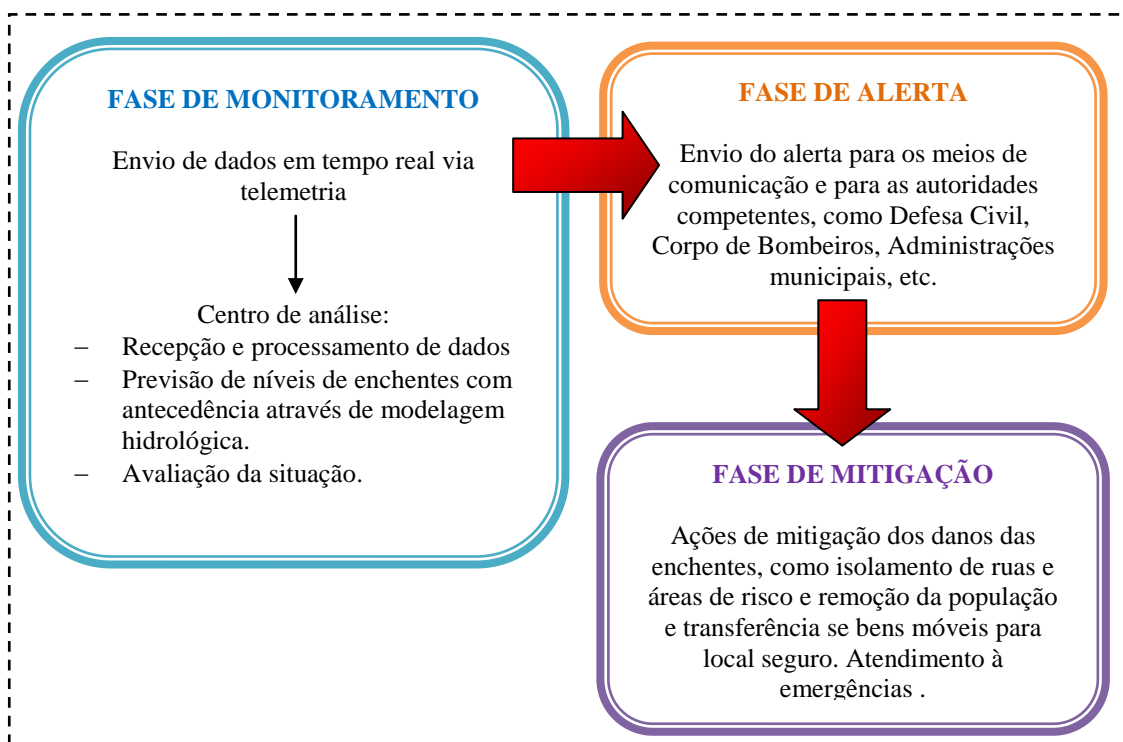


Figura 2.13 – Etapas do sistema de previsões e alerta de cheias. Fonte: (TUCCI, 2005)

Outro importante instrumento não-estrutural para controle de cheias urbanas é o zoneamento de áreas inundáveis, que deve utilizar fundamentos científicos para fomentar diretrizes e normas legais de planejamento de uso do solo e de direcionamento de expansões urbanas em áreas sujeitas ao extravasamento de um curso de água.

O zoneamento de áreas inundáveis ou regulamentação do uso do solo pode ser feito através de adoção de políticas de desenvolvimento, elaboração e implantação de plano diretor urbano ou código de construção. O objetivo é evitar maiores prejuízos à população através do mapeamento de áreas de inundação, associando faixas de uso a diferentes riscos de ocorrência de cheias. Para áreas de maior risco, não devem ser permitidas habitações, limitando-se o uso apenas para áreas de recreação, enquanto, para regiões de médio risco, a permissão para construções deve ser liberada caso se adotem precauções especiais.

WRC (1971) considerou três faixas de risco de inundação: zona de passagem de enchentes (Faixa 1), zona com restrições (Faixa 2) e zona de baixo risco (Faixa 3). Suas características são descritas na Tabela 2.4, e as faixas estão ilustradas na Figura 2.14.

Tabela 2.4 – Características das faixas de inundação(TUCCI, 2005).

Faixa de inundação	Características
Zona de passagem de cheias (Faixa 1)	<ul style="list-style-type: none"> – Tem alto risco de inundação. Trata-se de uma região que deve ficar liberada para funcionar hidraulicamente e, portanto, deve ficar desobstruída. – Em áreas já ocupadas não deve ser permitida nenhuma nova construção nessa faixa e as edificações já existentes devem ser realocadas.
Zona com restrições (Faixa 2)	<ul style="list-style-type: none"> – Esta faixa sofre inundações com tempo de recorrência, da ordem de 5 a 25 anos. – Os usos do solo para esta faixa devem ser: áreas de lazer, habitações com mais de um piso, áreas de indústrias e comércio, como estacionamento, armazenamento de equipamentos e maquinários de fácil remoção e serviços básicos, como linhas de transmissão, ruas e pontes desde que corretamente projetadas. (WRIGHT-MCLAUGHEIN ENGINEERS CONSULTANTS, 1969, <i>apud</i> VANNI, 2004)
Zona de baixo risco (Faixa 3)	<ul style="list-style-type: none"> – São atingidas apenas por cheias excepcionais, com período de retorno de 50 a 100 anos. – Existe uma pequena possibilidade desta faixa sofrer com os danos causados pelas inundações, portanto não necessita de regulamentação quanto às cheias. Pode ser ocupada por residências ou estabelecimentos em geral.

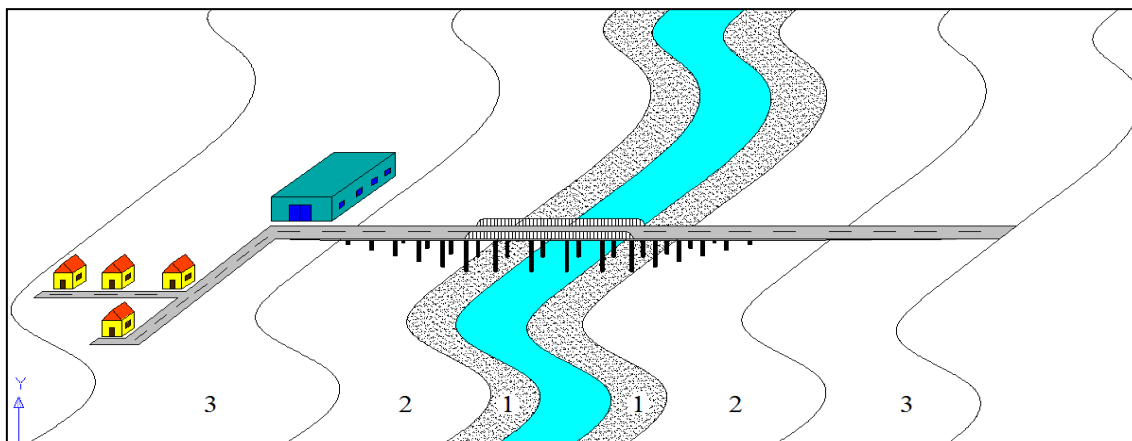


Figura 2.14 – Zoneamento de áreas de inundação.

A conscientização da população dos danos das enchentes permite que a sociedade participe e colabore na administração dos riscos, podendo resultar, inclusive, na atenuação das causas antrópicas das enchentes urbanas. Um aliado a esse trabalho é o mapeamento das áreas inundáveis, para ser usado em campanhas de divulgação junto aos moradores das áreas de risco, pois permite, à população, a visualização dos problemas através de uma ferramenta de fácil compreensão.

Esses mapas, definidos por TUCCI (2005) como mapas de planejamento, ilustram áreas atingidas pelas enchentes de acordo com o tempo de retorno desejado. A elaboração de manchas de inundação para cenários distintos de medidas de combate a enchentes auxilia o tomador de decisão na identificação da medida mais adequada para mitigar os prejuízos do local em questão.

Os níveis de inundação podem ser obtidos a partir de modelos hidráulicos, que, segundo MESSNER *et al.* (2007), podem ser agrupados nas seguintes categorias:

- modelos de células de armazenamento - ex. FLOODSIM, Lisflood;
- modelos 1D - ex. ISIS, Mike 11, HEC-RAS;
- modelos 2D - ex. Telemac2, Mike 21, RisoSurf, TrimR2D.

O MODCEL, que será usado na presente dissertação, é um modelo hidráulico de células, desenvolvido na UFRJ por MIGUEZ (2001). Esse modelo permite representar, com precisão, de forma distribuída, a superfície de uma bacia e toda a dinâmica do escoamento, dentro e fora da rede de drenagem, durante um evento chuvoso qualquer. O

MODCEL vem sendo utilizado em diversos estudos de cheias urbanas, o que tem permitido constantes aperfeiçoamentos, tornando-o uma importante ferramenta de elaboração de manchas de inundação.

Esses modelos diferem basicamente de como as redes de canais e os condutos são distribuídos, como a topografia é discretizada e incorporada ao modelo e como a superfície é reproduzida, tópico importante quando se discute sobre áreas urbanas. Além disso, outra distinção entre os modelos hidrodinâmicos está na utilização do conjunto das equações de Saint-Venant de forma simplificada ou complexa.

Com as informações dos níveis exportadas dos modelos hidráulicos, elaboram-se os mapas de inundação com auxílio de ferramentas computacionais de geoprocessamento, como ArcView e ArcGis, ou de desenho, como AutoCAD. Alguns dos modelos supracitados já possuem extensões que permitem interação dos dados diretamente com programas de sistemas de informações geográficas (SIG), facilitando a confecção dos mapas.

A elaboração de mapas de inundação necessita de serviços dispendiosos e que demandam tempo, como topografia, por exemplo, nem sempre possíveis de serem realizados. Portanto, as manchas de inundação também podem ser elaboradas através de marcas de enchentes anteriores levantadas ao longo da área em estudo, que permitam a definição da linha de água.

Em países desenvolvidos, a aquisição de áreas potencialmente inundáveis vem se tornando uma prática comum (LIMA, 2003; USACE, 2006). O poder público compra essas áreas para reaproveitar com usos públicos, como a implantação de sistema viário ou construção de espaços de lazer e estacionamentos, que funcionem como bacias de retenção em períodos chuvosos. Entretanto, a implantação dessa medida no Brasil pode encontrar alguma dificuldade inerente a nossa realidade da ocupação de áreas inundáveis, normalmente irregulares e habitadas por cidadãos de baixa renda.

A limpeza e dragagem dos rios recuperam a correspondente capacidade de escoamento; no entanto, são medidas paliativas, além de serem causadoras de impactos ambientais significativos. A necessidade periódica desses serviços aponta para um desequilíbrio na bacia e que, caso não se controlem as causas das eutrofizações e assoreamentos, seus efeitos terão um curto tempo de duração, fazendo com que a eficiência seja questionada

e que os altos custos não sejam justificáveis, ou seja, a sua atuação a médio e longo prazo depende de mitigação das influências negativas do homem na bacia hidrográfica.

2.5. Importância das Informações Hidrometeorológicas, Modelagem Hidrológica e Prevenção das Cheias.

DOOGE (1992) menciona que a relação do homem com qualquer elemento do meio ambiente pode ser caracterizada por quatro fases iterativas: observação, conhecimento, previsão e controle. Preconiza ainda que, a exemplo do sucesso da revolução realizada por Nicolau Copérnico, na astronomia, e por Isaac Newton, na mecânica, os geofísicos, assim como os engenheiros, podem beneficiar-se fortemente do estudo das relações entre observação, previsão e controle. A analogia com a revolução copernicana já estava presente no artigo instigante de KLEMES (1986), alguns anos antes, em que ele argumentava fortemente por uma ciência hidrológica, com mais ênfase em medição e em física.

Não é difícil perceber que as idéias preconizadas por DOOGE (1982) estão presentes nos grandes programas de pesquisa desenvolvidos em conjunto pela comunidade científica mundial para desvendar as conexões entre a atmosfera, os oceanos e a componente terrestre do ciclo hidrológico, tais como o experimento global sobre energia e o ciclo da água (GEWEX - Global Energy and Water Experiment, 2004)

A atividade científica desenvolve-se tanto sobre a experimentação em campo quanto sobre a formulação de modelos matemáticos e sua implementação computacional. Uma forma de organização e sistematização da pesquisa ambiental é uma definição clara, *a priori*, das escalas que se deseja modelar/medir explicitamente e aquelas que estão aquém/além do modelo proposto. Em outras palavras, é preciso compatibilizar desde o início de um projeto a escala dos dados e dos modelos a serem aplicados.

Informações hidrometeorológicas possuem o potencial de gerar impactos significativos e abrangentes na sociedade como um todo, com profundas repercussões na eficiência econômica e competitividade dos negócios, na segurança e qualidade de vida da população e na sustentabilidade ambiental (USWRP, 1997). As oportunidades para a expansão, diversificação e desenvolvimento de pesquisas, produtos e serviços multiplicam-se e podem acelerar o desenvolvimento científico e tecnológico da área.

Um sétimo da economia americana, que corresponde à cerca de um trilhão de dólares por ano, é sensível ao tempo e ao clima, e o uso inovador das informações hidrometeorológicas pode afetar positivamente múltiplos setores produtivos, do governo e da sociedade civil. Só nos Estados Unidos, as despesas públicas e privadas para o provimento de previsões meteorológicas são estimadas em US\$ 5 bilhões anuais, as receitas anuais da indústria meteorológica privada aproximam-se de US\$ 1 bilhão (PIELKE JR. e CARBONE, 2002) e a indústria de derivativos de tempo, cuja primeira oferta pública ocorreu em meados de 1998, atingiu valores aproximados de US\$ 7 bilhões (KELLY, 2006). Esses valores apresentados, correspondentes à economia americana, são demonstrativos da importância crescente da meteorologia na vida do país, sendo possível extrapolar necessidades similares em diversas regiões do mundo e no Brasil.

Ao lado do significativo e abrangente potencial de impacto das informações hidrometeorológicas, percebe-se uma carência de registros e casos comprobatórios do valor dessas informações para a sociedade em geral ou setores específicos da economia. Os estudos de valor da informação hidrometeorológica constituem-se em meios de explicitar as relações entre investimentos públicos ou privados e resultados auferidos pela sociedade ou organização, entre desenvolvimento científico e tecnológico da área e benefícios sociais, entre ciência e sociedade. Os problemas sociais que podem ser mitigados por meio de informações hidrometeorológicas são as conexões naturais entre as ciências atmosféricas e ambientais e a sociedade. A identificação, definição e incorporação desses problemas como metas de programas científicos e tecnológicos, bem como a documentação e disseminação dos casos de conexões de sucesso são o caminho para a sustentabilidade do desenvolvimento da área (PIELKE JR., 1997). A demonstração dessas conexões entre o provimento de informação hidrometeorológica e a mitigação de problemas sociais e organizacionais, reproduzidas nos estudos de valor, influencia a tomada de decisão pública e privada concernente ao tema, no sentido de favorecer o desenvolvimento da área e a reprodução de novos e subsequentes benefícios associados.

Diante desse cenário, LEITE (2008) apresenta uma abordagem metodológica para gestão do valor da informação hidrometeorológica no contexto organizacional. Diante da relevância das motivações para a estimativa do valor da informação hidrometeorológica e de múltiplos condicionantes e desafios que têm limitado a

consecução e o êxito desses estudos para diferentes setores usuários, seu trabalho propõe a implantação de um processo sistemático de gestão do valor da informação nas organizações sensíveis ao tempo, clima ou aos recursos hídricos. Esse processo deve incorporar as motivações presentes nos estudos específicos de valor e promover a derivação de estratégias de gestão, tanto para a melhoria contínua do acesso, assimilação e uso das informações, quanto para a inovação de seu processo de produção.

A quantidade e a representatividade das informações para ajuste e verificação de um modelo hidrológico são fundamentais para garantir um resultado de qualidade. É a diferença entre buscar um resultado confiável e estar somente na magnitude dos valores esperados. Nenhum modelo cria informações sobre uma bacia o modelo tem a finalidade de explorar melhor as informações existentes.

A variabilidade das características físicas da bacia é muito grande, de forma que a medida pontual dos parâmetros em campo nem sempre permite uma boa estimativa dos seus valores. As bacias ou sub-bacias possuem áreas de vários quilômetros quadrados, enquanto que a variação de alguns parâmetros ocorre em poucos centímetros. Mesmo com técnicas de geoprocessamento, o levantamento dos dados teria um custo muito elevado. O problema reside em extrair da variabilidade espacial dos parâmetros padrões que possam ser utilizados nos modelos de macro-escala. Esse processo recebe, hoje, o nome de hidrologia de escala.

KOBIYAMA *et al.* (2004) citam que as formas de atuação na mitigação de desastres naturais são as pesquisas de monitoramento (contínuo em tempo real) e modelagem que servirão de base ao zoneamento de áreas de perigo e/ou risco e ao sistema de alerta. O monitoramento consiste na observação e medição contínua dos processos ambientais, e a modelagem consiste no processo de gerar e/ou aplicar modelos. Um modelo é uma estruturação simplificada da realidade que supostamente apresenta, de forma generalizada, características ou relações importantes (HAGGETT e CHORLEY, 1975).

Um modelo é uma representação matemática ou física, simplificada de um sistema físico, que permite previsões. O sistema é uma parte de uma realidade física complexa, representando fundamentalmente relações de causa e efeito entre o conjunto de

elementos e seus atributos, diante de entradas (causa ou estímulo) e saídas (efeito ou resposta).

Com o objetivo de modelar matematicamente o comportamento do movimento de cheias em áreas urbanas, tem-se a dissertação de doutorado de MIGUEZ (2001), tendo por base a concepção de um modelo de células de escoamento, o MODCEL, aplicada ao estudo de enchentes na bacia do Canal do Mangue, localizada na cidade do Rio de Janeiro. Nesse estudo, foram avaliados os efeitos de um conjunto de obras de controle de enchentes distribuídas sobre a bacia para mitigação dos alagamentos na área.

VILLAS BOAS (2008) apresenta o estudo e a aplicação do modelo de células como ferramenta de apoio à decisão na gestão de recursos hídricos. O modelo foi desenvolvido e aplicado com a finalidade de permitir simulações de diversos processos que interferem na quantidade e na qualidade da água na bacia e é composto por quatro módulos responsáveis pelas simulações hidrodinâmicas, hidrológicas, de gerenciamento e de qualidade da água.

O MODCEL também foi selecionado em RODRIGUES (2008) para o trabalho que simula o escoamento existente na bacia do rio Brandão, com o objetivo de avaliar a influência de seus dois afluentes, o córrego Cachoeirinha e o córrego Cafuá, sobre o rio, e identificar quais sub-bacias são mais importantes nos processos de alagamento avaliando como esses ocorrem, a partir do desenvolvimento de novos cenários.

Com a execução de um monitoramento e uma modelagem de qualidade, é possível identificar as áreas suscetíveis à ocorrência de desastres naturais (KOBİYAMA e MANFROI, 1999), a partir de simulações que fornecem a magnitude e a dimensão de um provável fenômeno natural (KOBİYAMA *et al.*, 2006).

Os sistemas de alerta, conforme KOBİYAMA *et al.* (2006), apresentam como componentes principais: 1) monitoramento; 2) transmissão dos dados; 3) modelagem e simulação; e 4) orientação para instituições responsáveis e alerta para a população localizada nas áreas de risco. Assim, a ciência hidrológica pode fornecer informações que subsidiem tomadas de decisão na implementação de ações para que venha prevenir e minimizar desastres naturais ocasionados pela escassez e/ou excesso de água.

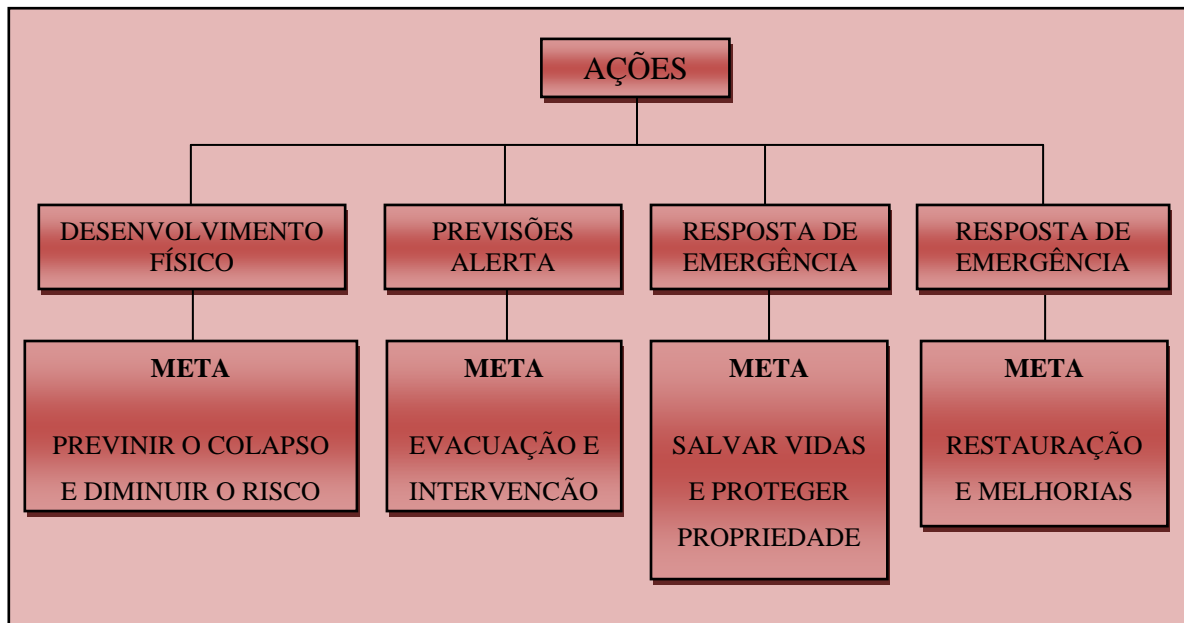


Figura 2.15 – Seqüência lógica a ser seguida na implementação de medidas para a redução de perdas. Fonte : Rodrigues ET AL ..(1997).

Com o mesmo objetivo de mitigar previamente os efeitos das enchentes, ZONENSEIN(2007) desenvolveu uma metodologia de análise de risco de cheia em que considera não só as propriedades da enchente, mas também características socioeconômicas da população e da região afetada. Além disso, cada um desses fatores pode apresentar uma importância diferenciada na avaliação, que é conjugada em um índice quantitativo, variável de 0 a 100, denominado índice de risco de cheia (IRC). Áreas com baixo risco de inundação apresentam valores reduzidos de IRC, enquanto regiões mais críticas recebem valores mais altos desse índice.

O IRC constitui, assim, uma metodologia simples de análise multicritério. A combinação desses fatores leva a uma avaliação mais realista quanto ao potencial de perdas tangíveis e intangíveis ocasionados pela cheia. Esse índice pode ser usado como ferramenta de suporte à decisão, ao permitir comparação quantitativa entre zonas críticas, útil na hierarquização de obras e na justificativa de alocação de investimentos públicos, por exemplo; e comparação quantitativa de soluções ou cenários para uma mesma região, podendo viabilizar estimativas do impacto do desenvolvimento da bacia de inundação ou servir de auxílio na elaboração de plano diretor de drenagem.

Na Figura 2.16, é apresentado um fluxograma em que fica exposto o papel da Hidrologia na prevenção e mitigação de desastres naturais, em que se destaca a

importância das informações geradas por sistemas de alerta a áreas susceptíveis a desastres naturais, obras para controle de inundações/enchentes, obras para gerenciamento dos recursos hídricos, principalmente em períodos de estiagem (secas), mapeamento das áreas de riscos a movimentos de massa (deslizamentos/escorregamentos), colapso de solo e subsidências, identificação e quantificação das perdas de solo por erosão, análise da qualidade da água disponível para o consumo, bem como avaliação dos impactos ocasionados pelo assoreamento.



Figura 2.16 – Fluxograma do papel da Hidrologia na prevenção e mitigação dos desastres. Fonte: TUCCI (2005)

3. Modelação Matemática no combate às enchentes

3.1. Modelos Hidrológicos

3.1.1. Estrutura dos modelos Hidrológicos

Segundo TUCCI (2005), os modelos surgiram com a necessidade de se obter séries hidrológicas mais longas e representativas de vazões para diferentes projetos de recursos hídricos. As séries de precipitação, normalmente, são mais longas que as de vazão. Além disso, com a modificação das bacias pela construção de obras hidráulicas e alterações no uso do solo, as séries de vazões deixaram de ser homogêneas ou estacionárias. Partindo da precipitação, é possível determinar ou estimar as vazões desconhecidas para os novos cenários existentes ou previstos para as bacias.

Os modelos desenvolvidos procuram responder às questões emergentes de cada época, dando ênfase nos processos hidrológicos mais representativos da realidade próxima de cada autor desses modelos, gerando diferentes configurações.

A estrutura dos modelos hidrológicos chuva-vazão recai na consideração dos seguintes elementos:

a) Discretização da bacia hidrográfica.

Os modelos utilizam critérios de subdivisão espacial para representar a bacia. De forma geral, os modelos adotam uma das seguintes estruturas para discretização:

- concentrado - toda a bacia é representada por uma precipitação média, e os processos hidrológicos são mediados por parâmetros de natureza concentrada no espaço ou também denominados de efetivos;
- distribuídos por sub-bacias - o modelo permite a subdivisão da bacia em sub-bacias, de acordo com a sua drenagem principal. A subdivisão é realizada com base no seguinte: disponibilidade de dados, locais de interesse e variabilidade de parâmetros físicos da bacia. Geralmente, os parâmetros e as precipitações são considerados uniformes em cada sub-bacia.

- distribuído por módulos - a discretização é realizada por formas geométricas como quadrados, retângulos, sem relação direta com a forma da bacia, mas caracterizando internamente os componentes dos processos; a discretização por módulos busca um detalhamento maior que o anterior, na medida que os módulos possuem dimensões menores que as sub-bacias anteriores; neste tipo de discretização, os parâmetros não são definidos em cada módulo, mas por combinações (blocos) das características de relevo, tipo, uso e profundidade do solo; em cada módulo, poderão existir vários blocos; os parâmetros são definidos por blocos, mas o balanço é realizado por cada bloco dentro de cada módulo; o problema desse tipo de discretização é o elevado número de módulos, o que pode dificultar o melhor entendimento por parte do usuário da integração dos processos e ajustes dos parâmetros.

b) Variáveis temporais de entrada:

As variáveis temporais de entrada utilizadas pelos modelos são: a precipitação, a evapotranspiração potencial e a vazão.

- precipitação - é a principal variável de entrada; apesar da maior disponibilidade de dados e da densidade de postos, a falta de dados em intervalo menor do que 1 dia e o tamanho das séries são as maiores limitações; as incertezas existentes nas precipitações são uma das principais fontes de erros do uso desses modelos.
- evapotranspiração - normalmente, existem poucos dados disponíveis desse tipo; na realidade, os pontos climatológicos fornecem dados de tanque, ou seja, evaporação e informações climatológicas que permitem a estimativa da evapotranspiração.
- vazão - esta última é utilizada para ajuste dos parâmetros do modelo; são essenciais em cenários de calibração; em cenários de previsão, a vazão não está disponível; em bacias onde os dados de vazão não estão disponíveis para calibração, os parâmetros são estimados com base nas características físicas das bacias, mas com maiores incertezas; a importância dessa informação está na melhor definição dos parâmetros para a estimativa dos cenários de prognóstico.

c) Estrutura básica da integração dos processos:

Na Figura 3.1, é apresentado um fluxograma usual da estrutura na qual os processos hidrológicos são integrados para representar essa parte do ciclo hidrológico. Normalmente, esta estrutura é separada em dois módulos:

- bacia - simula o balanço vertical dos fluxos e o escoamento na sub-bacia ou no módulo;
- canal - simula o escoamento em rios e canais definidos, propagando a vazão de montante e recebendo a contribuição do módulo da bacia.

Esses processos são simulados fisicamente em cada módulo ou sub-bacia discretizada, conforme Figura 3.2. Os parâmetros e as variáveis são definidos para cada um desses subsistemas.

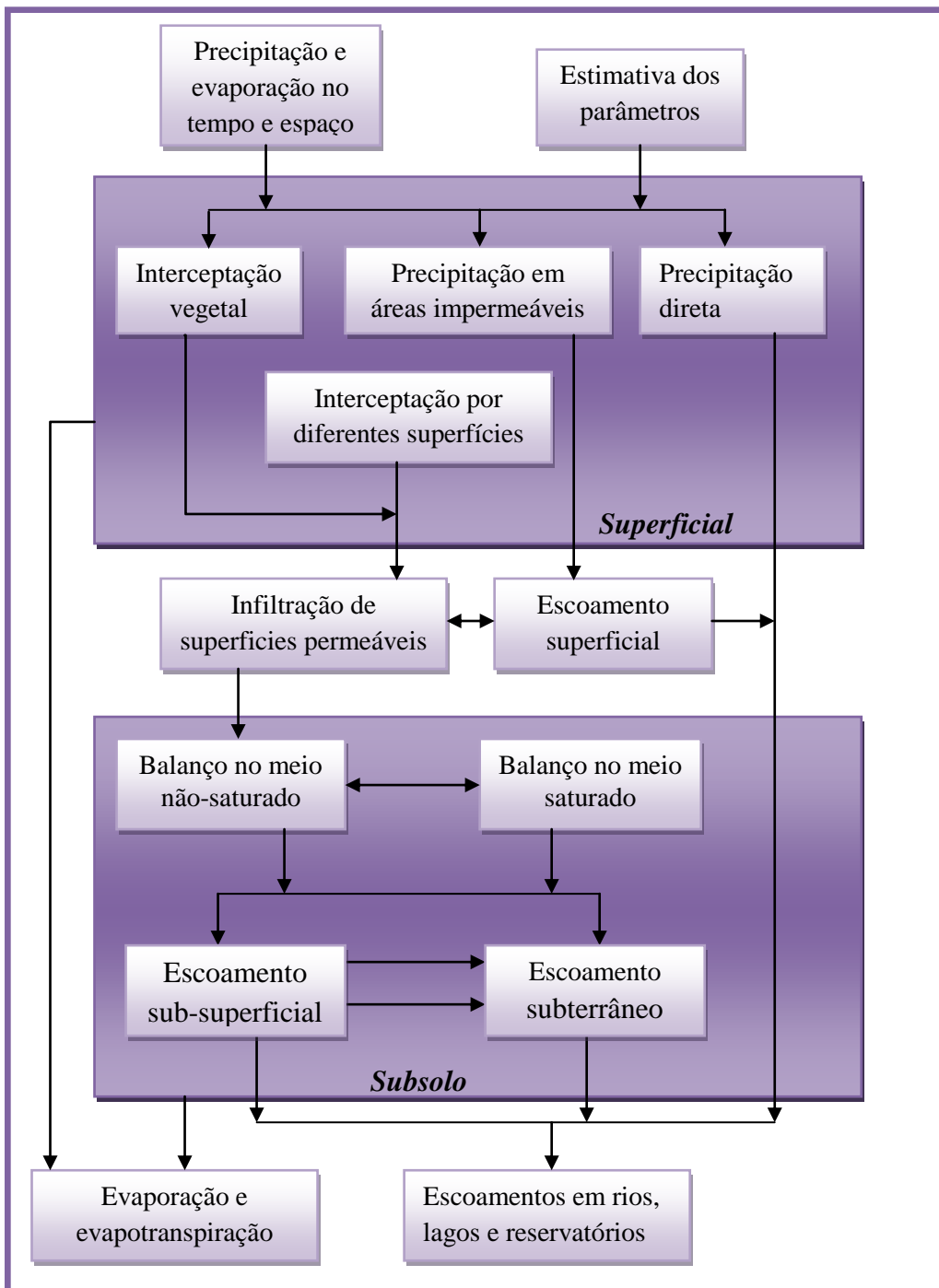


Figura 3.1 – Fluxograma dos modelos hidrológicos. Fonte: TUCCI (2005)

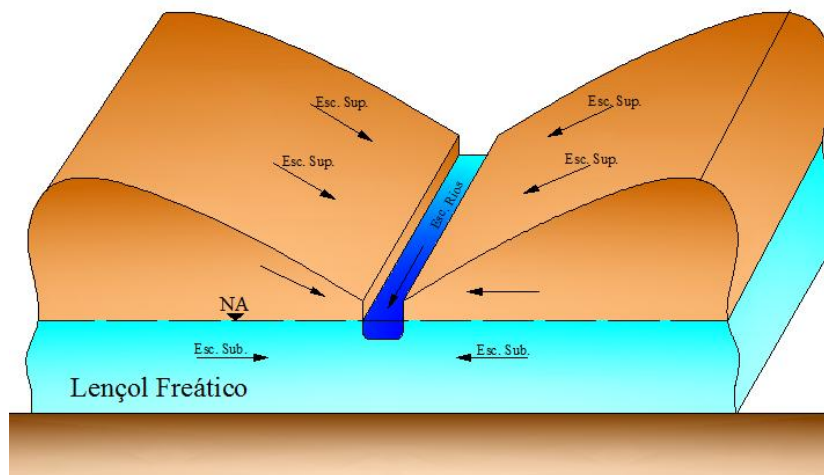


Figura 3.2 – Caracterização da sub-bacia e o trecho de rio.

A descrição de cada um dos componentes do ciclo pode ser expressa por equações matemáticas, que caracterizam sua estrutura. Na literatura hidrológica, a classificação dos modelos, geralmente, tem a seguinte definição:

- os modelos podem ser do tipo empírico quando as relações matemáticas não possuem relação com o comportamento físico dos processos;
- os modelos conceituais são aqueles que utilizam a equação da continuidade em combinação com a equação empírica relacionando variáveis do modelo;
- os modelos físicos utilizam, além da equação da continuidade, equações da dinâmica dos processos.

Aquisição dos dados físicos das bacias tem como fator dificultador a grande variabilidade das características naturais e do uso do solo, resultando numa grande quantidade de informações a serem transferidas para os modelos, principalmente para os modelos distribuídos, onde são estabelecidas relações entre características físicas e parâmetros dos modelos. Nesse aspecto, o uso de sistema geográfico de informações (SIG), suprido, em parte, por informações adquiridas via a tecnologia de sensoriamento remoto, tem feito parte da estrutura de entrada de alguns modelos.

A determinação dos parâmetros pode ser diversa. Existem parâmetros de modelos que são estimados com base nas características físicas, como previamente mencionado, e outros que devem ser ajustados com base em dados observados das variáveis de entrada

e saída. Alguns modelos possuem módulo para ajuste desses parâmetros através da otimização. Esse procedimento é utilizado de acordo com a conveniência do usuário na fase de ajuste do modelo. Para bacias com excessivo número de subdivisões, o uso dessas técnicas deve ser parcimonioso, utilizando apenas um grupo de parâmetros mais sensíveis, devido ao grande número de parâmetros resultantes para ajuste (ROTUNNO, 1995; XAVIER, 2002; DI BELLO, 2005; ARAUJO, 2006; LIBOS, 2008; GONÇALVES, 2008; GETIRANA, 2009, entre outros).

3.1.2. Desenvolvimento dos modelos

3.1.2.1 Histórico dos Modelos

Os primeiros modelos tratavam de descrever os processos de cada componente do ciclo hidrológico, como infiltração, por Horton na década de 30 (HORTON, 1933), o escoamento em rios, por MACCARTHY (1939), com o Modelo Muskingum, e Puls (PULS, 1928) para o escoamento em reservatório.

Os problemas e os sistemas eram delimitados para se obter a solução de um problema específico. Somente na década de 1950, em função da disponibilidade do computador, apareceram os primeiros modelos hidrológicos que reuniam os vários processos para descrever a transformação da precipitação em vazão, como o modelo SSARR (ROCKWOOD, 1958). As décadas de 1960 e 70 foram marcadas pela introdução de vários outros modelos que contribuíram com características singulares como o Stanford IV (CRAWFORD e LINSLEY, 1966) que introduziram a distribuição espacial da avaliação da infiltração, DAWDY e O'DONNELL (1965), HEC-1 (HEC, 1968) e IBBITT (1973) que introduziu a otimização dos parâmetros de um modelo hidrológico, entre outros. Nesse período, foram apresentados vários outros modelos hidrológicos que tinham um novo nome, mas eram combinações de outros algoritmos básicos, similares em conceituação aos modelos citados. Em realidade, o número de combinações possíveis de diferentes métodos em cada componente da parte terrestre do ciclo hidrológico é muito grande, e cada pesquisador tendia a buscar a que se sentia mais familiar ou a que apresentava os melhores resultados nas bacias da sua região.

Nessa época, surgiram alguns trabalhos de comparação entre os diferentes modelos, organizados por instituições como a WMO (World Meteorological Organization – ou Organização Meteorológica Mundial, em português). Por exemplo, WMO (1975)

comparou modelos conceituais para previsão e WMO (1986) tratou da comparação de modelos para geração de séries de vazões e neve. Já WMO (1992) tratou da comparação de modelos para previsão em tempo real. Os resultados de comparação entre modelos geralmente não se mostram definitivos, principalmente porque as incertezas nos processos, de um modo geral, e as dúvidas na representatividade dos dados, em particular, são maiores que as diferenças entre as equações utilizadas. Geralmente, a habilidade do usuário em buscar um conjunto de parâmetros na simulação compensa as diferenças entre modelos que usam equações empíricas equivalentes. Portanto, dentro de um mesmo grupo de modelos, o melhor é aquele em que o usuário possui mais familiaridade e conhece melhor as limitações.

A partir da final da década de 70, verificaram-se duas tendências.

- (a) Os modelos tinham muitos parâmetros, o que dificultava seu ajuste. Os processos mais importantes utilizavam cerca de 3 a 4 parâmetros, que são os mais sensíveis. Priorizando estes parâmetros (e processos) é possível obter resultados equivalentes aos dos modelos que representam quase todos os processos, devido à baixa sensibilidade dos demais parâmetros. Dessa forma, resultaram modelos com menor número de funções e parâmetros (IPH II - TUCCI et al., 1981, e SMAP - LOPES et al., 1982) e mais eficientes para engenharia. Por exemplo, os modelos detalhados representam os três tipos de escoamento: superficial, subsuperficial e subterrâneo. No entanto, para bacias maiores o escoamento superficial e subsuperficial confundem-se e podem ser considerados, algumas vezes, como apenas superficial. Da mesma forma, a maioria dos modelos considera os processos de forma Hortoniana, típico de bacias maiores, enquanto que em bacias menores o efeito das áreas de recarga e das fontes é fundamental, desprezado na representação citada. Uma das aplicações que mais se beneficiou dessa simplificação foi a previsão em tempo real, que necessitava de parcimônia para melhorar a utilização dos parâmetros.
- (b) Com o aumento da preocupação ambiental e avaliação do impacto da alteração do uso do solo, iniciou-se o desenvolvimento de modelos com maior base física, procurando estabelecer relações que pudessem ser estabelecidas entre as características físicas do sistema e os parâmetros, reduzindo o empirismo das estimativas desses últimos. No fundo, isto significava ir além da equação da continuidade. Por exemplo, na simulação em rios em canais significa introduzir

a equação de quantidade de movimento que representa o efeito das forças no escoamento.

Na linha dos modelos que detalham o comportamento na bacia para avaliação do uso do solo, observou-se a seguinte tendência:

- (a) na área de agricultura, com o objetivo de avaliação do escoamento, sedimentos e componentes de qualidade da água, em pequenas parcelas rurais, de alguns hectares (CREAMS, USDA, 1980; ANSWER, BEASSLEY e HUGGAINS, 1981). Nesse caso, a transformação de precipitação em vazão geralmente utilizava algoritmos conceituais; portanto, apenas tratavam de discretizar a bacia, mas não incorporavam fundamentos dinâmicos;
- (b) modelos hidrológicos que retratavam apenas a transformação chuva-vazão, com fundamentos hidrológicos físicos, como o TOPMODEL e o SHE (ABBOTT *et al.*, 1986). Esses são denominados de físico-distribuído, porque geralmente utilizam algum atributo especial de discretização e introduzem expressões dinâmicas nos processos.

Estes modelos não apresentam necessariamente melhor resultado que os modelos tradicionais no hidrograma de saída devido ao seguinte:

- a) a representação espacial e temporal da precipitação é onde reside o maior erro, e alguns pluviômetros limitam os resultados;
- b) a dificuldade de ajustar o modelo para um número muito grande de parâmetros;
- c) o usuário tem dificuldade de assimilar o grande número de interações espaciais e ganhar sensibilidade no seu uso;
- d) as formulações introduzidas ainda carregam muito empirismo e os parâmetros estimados numa parcela não representa necessariamente o processo no espaço maior;
- e) a falta de dados em diferentes escalas dificulta o entendimento e a representação dos processos de escala hidrológica; o benefício é o de poder retratar processos distribuídos.

Na década de 90 do século passado, com o desenvolvimento dos modelos climáticos globais (GMC), verificou-se que a atmosfera não era um sistema isolado e necessitava de informações dos oceanos e da superfície continental. Ao buscar simular o sistema terrestre, para integrar com os modelos climáticos, identificou-se que as escalas de resolução eram incompatíveis entre si. Uma quadrícula do modelo GCM era maior que toda a bacia usualmente simulada em hidrologia. Alguns autores trataram de representar os processos como o escoamento no solo por equações diferenciais, mas existe pouca coerência espacial, pois essas equações retratam processos observados em poucos metros, enquanto que os modelos climáticos possuem quadrículos de ordem de 100 km. Esse desafio aumentou ainda mais a necessidade da hidrologia de escala e o estabelecimento de funções físicas que pudessem ser aferidas no campo. Os modelos hidrológicos de grandes bacias desenvolveram-se buscando o princípio de distribuição espacial da capacidade de infiltração utilizado no Stanford IV e usado nos diferentes modelos a seguir (TODINI, 1996; LIANG *et al.* 1994; BREMICKER, 1998; KUCHMENT, 1992; DUMENIL e TODINI, 1992; ZHAO *et al.*,1980). Os modelos climáticos e os hidrológicos de grandes bacias necessitam tratar o problema de forma distribuída e estabelecer quadrículas compatíveis entre si. A tendência atual é de desenvolvimento de modelos acoplados climáticos, hidrológicos e ambientais.

Nesse mesmo período, o avanço dos modelos hidrológicos distribuídos na escala da bacia hidrográfica (mesoescala) mostrou avanços importantes principalmente através dos seguintes elementos: do uso do geoprocessamento, que permitiu a identificação espacial das variáveis de entrada e de atributos físicos das bacias, também utilizadas nos citados modelos no parágrafo anterior; da consideração do uso de incerteza na estimativa de parâmetros mais sensíveis.

A simulação dos efeitos de alteração do clima, das condições antrópicas (outras além do efeito estufa), em diferentes escalas, tem exigido dos modelos o seguinte:

- formulação que retrate não somente a transformação de precipitação em escoamento, mas também a produção e o transporte de sedimentos, a qualidade da água e ainda o desenvolvimento de novas paisagens ambientais em função dos condicionantes gerados;

- modelos que identifiquem de forma adequada as incertezas geradas pelos seus diferentes condicionantes e propaguem a mesma para a variável de decisão;
- modelos que retratem os processos nas escalas espaciais.

3.1.2.2 Desafios

A Hidrologia, como área do conhecimento, tinha, até as primeiras décadas do século vinte, um caráter muito mais descritivo do que quantitativo. Os macrofluxos do ciclo hidrológico foram descritos de forma qualitativa, e equações empíricas relacionadas às variáveis foram apresentadas para estimativa quantitativa, como o cálculo da infiltração e a vazão dos poços.

Os modelos matemáticos hidrológicos representam uma classe de ferramentas criadas na hidrologia que se desenvolveram de forma significativa nos últimos 50 anos. A evolução dos modelos seguiu uma rota estreita com o desenvolvimento dos computadores, na sua primeira geração em ambiente *main frame*, quando os modelos eram de acesso restrito, justamente como essas máquinas e, depois, com o *microcomputador* que aumentou e redirecionou certos usos. Ficou marcante o avanço dos modelos com a entrada da fase do geoprocessamento e do sensoriamento remoto na evolução dos modelos distribuídos e a representação da diversidade física da bacia hidrográfica.

O investimento econômico em infra-estrutura no pós-guerra levou a construção de aproveitamentos de recursos hídricos, drenagem de cidades e rodovias, controle de enchentes, entre outros. Esses projetos, desenvolvidos por engenheiros civis, exigiam a quantificação dos processos hidrológicos. Nesse período, predominou a visão pragmática do engenheiro, desenvolvendo métodos quantitativos para explicar os processos hidrológicos, necessários aos referidos projetos. As características dos modelos, nesse período, tinham como objetivo apenas transformar a precipitação em vazão, sem grande compromisso com a qualidade dos resultados intermediários. Nessa fase, os modelos eram *empíricos* ou *conceituais*.

Depois dos anos 80 do século XX, com a evolução do controle do impacto ambiental, foi necessário avaliar o impacto sobre ambientes como banhados, desmatamento sobre bacias hidrográficas, erosão de áreas agrícolas transporte de pesticidas, qualidade do

pluvial de áreas urbanas. O modelo deixou de ser quantitativo sobre apenas uma variável (a vazão), para representar outros processos que envolvem vários componentes inter-relacionados com o escoamento. Esses modelos têm sido descritos como físico-distribuídos, pois introduzem, além da equação da continuidade, expressões da dinâmica dos processos. Esse tipo de modelo é distribuído por módulos ou por unidade hidrológica e considera com maior detalhe a variabilidade espacial das características da bacia e da precipitação.

A natureza dentro de sua complexidade interativa mostra que todos os processos que ocorrem na bacia hidrográfica produzem alterações ou impactos na água que escoam nos rios e lagos. Compreender os processos na bacia hidrográfica é essencial para dar respostas aos diferentes usos e a sustentabilidade ambiental.

Os modelos nasceram dentro da necessidade de dar resposta às diferentes questões científicas. Inicialmente, explicaram componentes da relação precipitação-vazão como a infiltração, a evaporação, o escoamento em rios, entre outros, para depois buscar integrar os diferentes componentes causais da natureza e dos fatores antrópicos.

Conceitualmente, o desafio sempre foi muito grande devido a vários fatores como os seguintes:

- como representar um processo que observamos a nível pontual para uma escala espacial de milhares de quilômetros quadrados?
- como representar a irregularidade da natureza na forma de variáveis e parâmetros que representem de forma adequada os principais processos quantitativos?
- como diminuir a incerteza das estimativas das variáveis hidrológicas e dos parâmetros de vários sub-modelos, quando existe apenas a variável observada de entrada (precipitação e evapotranspiração) e de saída (vazão ou nível) de uma bacia?
- como amostrar elementos da bacia que permitam avaliar o comportamento hidrológico a partir de visita ao campo (como outras ciências fazem)?

Muitos desses desafios ficarão por muito tempo para serem decifrados, dentro da busca utópica do hidrólogo de, a partir de observações das características físicas da bacia, poder responder seu funcionamento, conhecendo sua entrada.

3.1.3. O uso dos modelos hidrológicos

Como foram discutidos em parte no item anterior, os principais usos desse tipo de metodologia são:

- **Melhor entender o comportamento dos fenômenos hidrológicos no exutório** - o detalhamento do modelo permite ao hidrólogo separar os fenômenos e, em conseqüência, estudar a sensibilidade das variações para bacias com diferentes características. Além disso, é possível testar e avaliar diferentes formulações para os processos;
- **Análise de consistência e preenchimento de falhas** - devido à facilidade de operação e custo, é normal existirem séries mais longas de precipitação do que de vazão. Portanto, através do modelo, é possível, após o ajuste, estender a série de vazão com base na precipitação. O modelo também é utilizado para analisar a consistência da curva-chave, dos níveis e precipitações observados, além de permitir a verificação de alterações no rio e na bacia;
- **Previsão de vazão** - o controle de cheia, a operação de obras hidráulicas, a navegação, entre outros, depende do conhecimento antecipado da ocorrência da vazão. Esse tipo de estimativa da vazão pode ser obtida com base na precipitação conhecida, na vazão de um posto de montante ou na correspondente combinação. As características da simulação para esse objetivo são diferentes das demais, no entanto modelos semelhantes podem ser utilizados, mas com estruturas computacionais diferentes. O modelo de previsão em tempo atual deve buscar utilizar ao máximo as informações disponíveis no momento da previsão, atualizando parâmetros e/ ou variáveis.
- **Dimensionamento e previsão de cenários de planejamento:** conhecida a precipitação, e o risco de sua ocorrência, é possível estimar a vazão resultante para cenários de uso e modificação da bacia, visando ao dimensionamento ou planejamento de alternativas de desenvolvimento do sistema. Nesse caso, os

modelos hidrológicos utilizados podem ter algumas limitações, quanto à simulação de certos cenários de desenvolvimento diferentes daquele do ajuste, como, por exemplo, a modificação do uso do solo.

- **Efeitos resultantes da modificação do uso do solo:** a análise do escoamento resultante da modificação do uso do solo é um dos problemas complexos, que requer uma metodologia mais sofisticada que as utilizadas para resolver os problemas anteriores. Os modelos existentes, de forma geral, apesar de conceituais, possuem muitas formulações empíricas para representar os processos e, em consequência, parâmetros que se relacionam mais qualitativamente do que quantitativamente com a física da bacia. Mesmo nessas condições, os parâmetros englobam várias características da bacia, o que dificulta qualquer análise quanto ao resultado da modificação de qualquer característica da bacia. Isto ocorre, por exemplo, com o desmatamento de grandes áreas, com a urbanização acentuada da bacia, entre outros. Modelos que representam o processo físico em maior detalhe e com menor empirismo, apresentam sérias limitações devido à heterogeneidade da bacia.

3.1.4. Modelos Distribuídos por sub-bacias.

Stanford IV é o modelo apresentado por CRAWFORD e LINSLEY (1966). O modelo possui duas estruturas básicas: (a) simulação na bacia (*Land*) e; (b) rio e canal (*channel*). A bacia é subdividida em sub-bacias, delimitadas por uma seção no rio (*flow points*). A escolha dessas seções de controle deve-se a uma ou mais das seguintes razões: existe um posto fluviométrico; deseja-se obter a saída das vazões ou ainda devido a características de trechos e sub-bacias.

Modelos IPH são modelos desenvolvidos no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul para simulação de parte do processo do ciclo hidrológico. Os modelos receberam uma numeração de acordo com a versão e são aplicáveis a diferentes situações.

O modelo **IPH II** foi desenvolvido com o objetivo de permitir seu uso para projetos de engenharia em bacias rurais e urbanas. O modelo utiliza poucos parâmetros e é baseado em algoritmos conhecidos. Essa versão é utilizada para bacias que não necessitem propagação no leito do rio ou que esse efeito não seja importante no processo, já que a

propagação levada em conta no modelo se refere somente ao escoamento na superfície da bacia.

O modelo **IPH III** utiliza a versão anterior, para simular o escoamento na bacia, e propaga as vazões que chegam ao rio através do método da onda cinemática. Outras opções foram recentemente adicionadas como: Muskingun-Cunge para rios e o método de Pulz para reservatórios (IPHS1). A entrada da contribuição da bacia é distribuída por sub-trechos na simulação. Essa versão do modelo permite a simulação de um sistema fluvial, onde no canal não existam efeitos devido à maré ou lagos que provoquem remanso ou inversão de fluxo. A versão **IPH IV** utiliza a versão II para a simulação do escoamento na bacia e um modelo que simula o processo precipitação-vazão com intervalo de tempo mensal. Esse modelo denominado de IPH mensal foi proposto com o objetivo de obter resultados rápidos com um certo grau de aproximação para problemas básicos de balanço hídrico ou quando os dados diários não estavam disponíveis. A principal limitação desse tipo de modelo decorre da simplificação maior na variabilidade temporal.

De forma a consolidar essa linha de desenvolvimento de modelos hidráulico-hidrológicos propostos pelo IPH, COLLISCHONN (1995) propõe um modelo hidrológico distribuído para grandes bacias denominado MGB-IPH. Aplicações diversas têm sido conduzidas, como, por exemplo, no trabalho de LIBOS (2008), onde é estudada a bacia do rio Cuiabá, a montante do Pantanal Matogrossense, e no trabalho de GETIRANA (2009), em que é conduzido um estudo extensivo sobre a bacia do rio Negro, que abrange uma área de aproximadamente 700.000 km².

O modelo **SCS** foi apresentado pelo Soil Conservation Service (1975) e tem sido utilizado para simulação de hidrogramas de cheias de projeto de obras hidráulicas bem como para o estabelecimento de risco de enchente para um determinado local. O modelo tem sido muito utilizado em todo mundo devido ao seguinte: (a) reduzido número de parâmetros; (b) relação entre os parâmetros e características físicas da bacia. Os fundamentos do modelo baseiam-se numa proporção linear entre duas relações: o volume infiltrado pela capacidade máxima de infiltração com o total escoado e com a precipitação total. Essa relação não é linear.

O modelo **SSARR** (Streamflow synthesis and Reservoir Regulation) foi desenvolvido pelo US Army Corps of Engineer (USARMY, 1972) em três módulos: (a) precipitação-vazão numa bacia; (b) escoamento em rios e reservatórios; (c) regularização de reservatórios.

LOPES *et al.* (1982) apresentaram um modelo de estrutura simples, o modelo **SMAP**, que utiliza a separação do escoamento baseado nos parâmetros do US Soil Conservation Service. A diferença entre esse modelo e o do SCS é que o SMAP é utilizado para simular séries contínuas e não apenas a cheia de projeto. O modelo está descrito, detalhado e avaliado em referências como DIB (1986), ROTUNNO (1989), SILVA (1990), THOMAZ (1992), CASTRO (1993), DI BELLO (2005), LIBOS (2008) e GONÇALVES (2008).

O modelo **TOPMODEL** é um modelo dito semidistribuído, em que utiliza relações físicas para representar a bacia hidrográfica e os processos hidrológicos. A estrutura do modelo baseia-se na discretização em sub-bacias, mas utiliza um fator topográfico obtido em mapas detalhados (discretização com malha de no máximo 50m). O modelo está descrito e analisado em XAVIER (2002) e GONÇALVES (2008).

O modelo **ANSWERS** (*Areal Non-point Source Watershed Environment Response Simulation*) foi desenvolvido originalmente por Beasley e Huggins (1981), com o objetivo de simular os processos hidrológicos da quantidade de água e sedimentos, visando estudar o comportamento de pequenas bacias rurais sujeitas ao uso agrícola. Neste texto, é descrita a parte de quantidade de água do modelo.

Mais recentemente, foi concebido o modelo EPHSTC-COPPE, conforme exposto em ARAUJO (2006). Nessa nova concepção, o modelo distribuído, que parte de modelos do tipo solo-vegetação-atmosfera e propõe uma nova redistribuição lateral de água no solo, efetua, além do tradicional balanço de massa presente nos modelos supracitados, o balanço de energia na superfície do solo, o que permite avançar no melhor conhecimento da variabilidade espaço-temporal dos campos de calor latente e calor sensível e conseqüentemente na determinação da evapotranspiração e da umidade do solo a partir de um conjunto complementar de dados hidrometeorológicos, que envolve velocidade do vento, umidade relativa do ar, insolação, radiação solar, entre outros.

3.2. Modelos Hidrodinâmicos

3.2.1. Análise de diferentes modelos matemáticos de escoamento unidimensional

O escoamento de uma onda em um canal produz atenuação e deslocamento da onda devido: aos efeitos de armazenamento na calha normal e na planície de inundação; à fricção com as margens e o fundo; e às variações de características do canal. Tais efeitos são representados pela continuidade de massa na equação da continuidade, e pela conservação da quantidade de movimento na equação dinâmica.

Os rios e canais podem apresentar diferentes características, predominando em cada caso, um ou mais efeitos sobre o escoamento.

Considerando a equação dinâmica, sem levar em conta a contribuição de vazão lateral, tem-se:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \left[\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} \right] + S_f = 0, \quad \text{sendo } \frac{\partial z}{\partial x} = -S_0 \quad (3.1)$$

Cada termo desta equação pode ser considerado como a representação de uma declividade. Os dois primeiros termos, assumindo-se a velocidade v uniformemente distribuída ao longo da seção transversal, são os termos de inércia ou declividades de aceleração. O primeiro termo $\left[\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right]$ representa a declividade da linha de energia devido a variações da velocidade no tempo. O segundo termo é a declividade que corresponde à variação da taquicarga $\left[\frac{v^2}{2g} \right]$ no espaço. O terceiro termo é a declividade da linha de água, sendo $\left[\frac{\partial y}{\partial x} \right]$ o termo de pressão e o S_0 a declividade do fundo do leito do rio. O quarto termo representa a declividade devido à resistência das forças de fricção que se opõem ao escoamento.

Apesar das equações de Saint Venant já apresentarem restrições na formulação de suas hipóteses, simplificações adicionais podem ser adotadas, com a omissão de alguns termos, basicamente por duas razões que são expostas a seguir:

- A interpretação dos resultados obtidos com o uso de modelos matemáticos é importante e tanto mais fácil se baseado em equações simplificadas. As equações completas descrevem um conjunto complexo de fenômenos que dificultam a análise intuitiva de seu comportamento global. Portanto, durante o processo de calibração do modelo, quando a intuição é um fator importante, equações simplificadas mais freqüentemente direcionam uma linha de raciocínio.
- Apesar de um contínuo desenvolvimento computacional e de modelos, existem muitas técnicas e programas em uso baseado em equações simplificadas. A razão para isso varia desde a inércia de modeladores, que continuam a usar métodos e programas desenvolvidos há anos atrás, até a real necessidade de modelos simplificados em certas situações, por exemplo, na estimativa de previsão de uma cheia em tempo real, quando a obtenção de dados é mais fácil e o modelo tem que ser executado enquanto ocorre a cheia. É importante, portanto, compreender as limitações de equações simplificadas.

Em rios de grande declividade, onde a força de gravidade é preponderante, todos os termos, exceto as declividades do fundo (S_0) e de fricção (S_f), são relativamente não significativos. Quando ocorrem efeitos de jusante sobre o escoamento, ou a declividade da linha de água altera substancialmente a vazão, o termo de pressão deve ser importante. Quando ocorrem variações fortes de velocidade, os termos de inércia também se tornam importantes.

Os modelos são classificados segundo os termos utilizados das equações de Saint Venant. Tais modelos, de forma geral, podem classificar-se da seguinte forma:

- modelo hidrodinâmico completo, considerando-se todos os termos das equações;
- modelo de analogia à difusão, desprezando-se os termos de inércia da equação dinâmica;
- modelo de onda cinemática, desprezando-se os termos de inércia e o de pressão da equação dinâmica;
- modelos de armazenamento, utilizando a equação da continuidade e uma relação entre armazenamento e vazões de entrada e saída no trecho em estudo.

A seguir, são apresentadas discussões sobre esses modelos.

3.2.1.1 Modelo Hidrodinâmico Completo

Este modelo utiliza as equações de Saint-Venant completas.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (3.3)$$

Estas equações, tal como apresentadas, não têm solução analítica, sendo resolvidas, portanto, numericamente.

3.2.1.2 Modelo Analogia à Difusão:

Este modelo não leva em consideração os termos de inércia da equação dinâmica. Quando os termos de inércia são abandonados a equação dinâmica fica:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (3.4)$$

No caso do uso da equação de Manning,

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} = \frac{Q|Q|}{k^2} \quad (3.5)$$

onde: k – condutância.

Tem-se, então, o seguinte sistema de equações:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \rightarrow \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (3.7)$$

Derivando a equação (3.6) em relação a (x) e a equação (3.4) em relação a (t) e considerando a largura superficial B constante, chega-se às expressões:

$$B \frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} + \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (3.8)$$

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t} + \frac{2|Q|}{k^2} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Q|Q|}{k^3} \frac{\partial k}{\partial t} = 0 \quad (3.9)$$

Fazendo

$$\frac{\partial k}{\partial t} = \frac{dk}{dy} \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial k}{\partial y} \left[-\frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} \right] \quad (3.10)$$

e igualando os valores de $\frac{\partial^2 y}{\partial x \partial t}$ obtidos pelas duas equações, tem-se:

$$-\frac{1}{B} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + \frac{2|Q|}{k^2} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{2Q|Q|}{Bk^3} \frac{dk}{dy} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.11)$$

ou

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \left(\frac{Q}{Bk} \frac{dk}{dy} \right) \frac{\partial Q}{\partial x} - \left(\frac{k^2}{2B|Q|} \right) \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0 \quad (3.12)$$

A equação (3.12) é uma clássica equação diferencial parcial parabólica de advecção-difusão com a variável dependente $Q(x,t)$. A variável Q , vazão, sofre convecção com uma velocidade $\left[\frac{Q}{2B|Q|} \frac{dk}{dy} \right]$ e difusão com um coeficiente de difusão $\left[\frac{k^2}{2B|Q|} \right]$.

A consideração do termo de pressão $\frac{\partial y}{\partial x}$ permite levar em conta os efeitos de jusante. Se a velocidade não possui gradientes significativos e os termos de inércia podem ser desprezados, esse modelo pode ser adequado à propagação de cheias.

3.2.1.3 Modelo de Onda Cinemática:

Este modelo desconsidera os termos de inércia e o de pressão na equação dinâmica, sendo as equações básicas utilizadas dadas por:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (3.13)$$

$$S_0 = S_f \quad (3.14)$$

Ao se considerar a declividade do fundo igual à declividade de fricção na equação dinâmica, o escoamento assim descrito tem as seguintes características:

- a declividade do fundo ou força de gravidade são preponderantes sobre o escoamento em relação aos demais termos da equação dinâmica;
- a relação entre a vazão e o nível de água numa seção é unívoca.

Considerando a equação de Manning, tem-se:

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} = S_0 \quad (3.15)$$

$$Q = \frac{AR^{2/9}}{n} S_0^{1/2}, \quad \text{sendo } AR^{2/9} = f(x) \quad (3.16)$$

- A onda cinemática é mais importante do que pequenas perturbações que se comportam como ondas dinâmicas.

A aplicabilidade e análise dos modelos deve basear-se nas características físicas do canal e da onda a ser propagada.

3.2.1.4 Modelos de armazenamento:

Esses modelos simulam o escoamento em um canal utilizando apenas a equação da continuidade, sendo este tipo de modelo utilizado em hidrologia, principalmente pela simplicidade de formulação e pela pequena quantidade de dados requerida.

A equação da continuidade é transformada desprezando-se a contribuição longitudinal da vazão lateral e aproximando-se diretamente a variação de volume de armazenamento no trecho pela diferença de vazões de entrada e saída. Neste caso, as variáveis ficam sendo o armazenamento (S), a vazão de entrada (Q_A) e a vazão de saída (Q_E).

Equação da Continuidade:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \quad (3.17)$$

Discretizando-se a equação para um trecho Δx :

$$\frac{\Delta A \times \Delta x}{\Delta t} = -\Delta Q \quad (3.18)$$

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = Q_A - Q_E \text{ ou } \frac{dS}{dt} = Q_A - Q_E \quad (3.19)$$

Os modelos de armazenamento são diferenciados pela segunda equação utilizada para relacionar o armazenamento com as vazões de entrada e saída.

O uso desses modelos é limitado e válido quando o efeito preponderante é o amortecimento devido ao armazenamento e não ocorrem efeitos de jusante sobre o escoamento.

Para o ajuste desse tipo de modelo, são necessários apenas hidrogramas de montante e de jusante.

3.2.2. Aproximação Para Escoamento Bidimensional

Na modelagem de extensas áreas planas em que são inundadas áreas adjacentes à calha do rio, em que ocorrem zonas de armazenamento, as equações unidimensionais não simulam adequadamente o movimento das águas.

Para a solução de tal problema, pode-se considerar uma aproximação proposta por ZANOBETTI *et al.* (1968, 1970).

É suposto que a área inundada pode ser representada por uma série de células interconectadas com superfície variável no plano (x,z) (em planta). A área “A” de cada célula “1” é definida pelo nível de água y_i nessa célula e pelos contornos naturais, tais como estradas, elevações, entre outros. Assume-se que a superfície do espelho de água é horizontal no interior das células e há troca de vazões entre células adjacentes k , de acordo com o esquema mostrado na Figura 3.6.

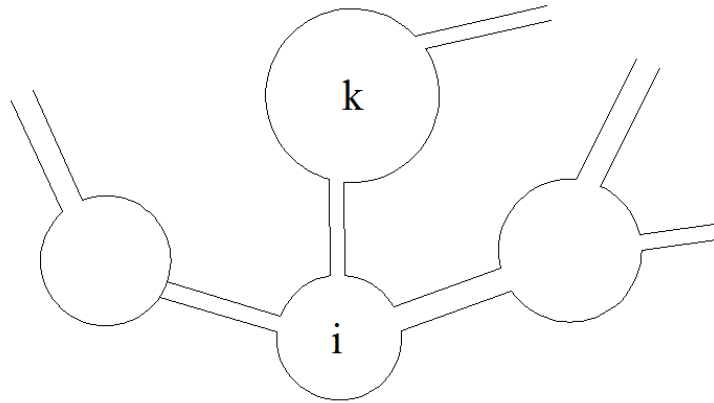


Figura 3.3 – Esquema de conexão entre células. Fonte: ZANOBETTI *et al.* (1968, 1970) referido em CUNGE HOLLY e VERWEY (1980).

A equação da continuidade para a célula i , em um dado intervalo de tempo, pode ser escrita da seguinte forma:

$$\Delta V = \sum_k \int_t^{t+\Delta t} Q_{i,k} dt \quad (3.20)$$

onde:

ΔV_i – variação do volume armazenado em uma célula i ;

$Q_{i,k}$ – descarga entre as células i e k ;

Σ_k – somatório sobre todas as células k ligadas à célula i .

Expressando o volume armazenado como uma função da área do espelho de água $A_i(y_i)$, a equação (3.20) fica :

$$\int_{y_i(t)}^{y_i(t+\Delta t)} A_i(y_i) dy_i = \int_t^{t+\Delta t} \sum_k Q_{i,k} dt \quad (3.21)$$

Se limitado aos termos de primeira ordem e caso se assuma que:

$$\frac{\partial A_i}{\partial y_i} \Delta y_i \ll A_i \quad (3.22)$$

com a consideração adicional de que $y_i(t+\Delta t) - y_i(t) = \Delta y_i \rightarrow 0$, pode-se reescrever a equação (3.62) na forma diferencial:

$$A_i(y_i) \frac{dy_i}{dt} = \sum_k Q_{i,k} \quad (3.23)$$

Considerando ainda que as inundações das planícies ocorram vagarosamente, pode-se assumir que a recarga $Q_{i,k}$ entre duas células não é influenciada pelos termos de inércia. Pode-se escrever, então, que a descarga entre duas células é função apenas do nível de água dentro dessas células:

$$Q_{i,k} = Q(y_i, y_k) \quad (3.24)$$

Para cada uma das N células, pode-se escrever a equação (3.23) levando a um sistema de N equações diferenciais ordinárias não-lineares.

$$A_i(y_i) \frac{dy_i}{dt} = \sum_k Q_{i,k}(y_i, y_k), \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (3.25)$$

As variáveis dependentes no sistema são os N níveis de água $y_i(t)$. Tal sistema requer N condições iniciais, isto é, um conjunto de valores $y_i(0)$. Para a relação (3.23), pode-se usar qualquer fórmula hidráulica de descarga apropriada.

Com as equações (3.25), pode-se modelar praticamente qualquer escoamento não permanente em rios. Vale notar que as leis de descarga definidas entre as células são unidimensionais. Entretanto, o sistema como um todo pode simular um escoamento bidimensional.

3.2.3. Histórico do Modelo de Células de Escoamento

As linhas que seguem são extraídas de (Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 5 / Paulo Cesar Colonna Rosman, Flávio César Mascarenhas, Marcelo Gomes Miguez e Rodrigo Otávio Guedes Campos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2001).

Na década de 1960, foi proposto e construído o primeiro modelo matemático bidimensional relevante. Este modelo foi construído para o delta do rio Mekong pela Société Grenobloise d'Etudes et Applications Hydrauliques (SOGREAH), a pedido da UNESCO. Os trabalhos iniciados em 1962 terminaram em 1966 e Zanobetti e Lorgeré apresentaram este modelo em artigo na revista La Houille Blanche (1968). O modelo

desenvolvido tinha por princípio a divisão da bacia do rio em células de armazenamento, que representavam trechos de rio e de planície. Outras aplicações desse tipo de modelação, a partir desta data, podem ser encontradas no estudo dos seguintes casos: pantanal de Mopipi (HUTCHISON e MIDGLEY, 1973); bacia do rio Mono (CUNGE, 1975); bacia do rio Senegal (CUNGE, 1975; CUNGE, HOLLY e VERWEY, 1980); rio Mfolozi/Estuário Santa Lúcia (WEISS e MIDGLEY, 1978); bacia superior do rio Rhône (CUNGE, HOLLY e VERWEY, 1980); bacia do rio Paraná em Yacyreta/Apipe (MAJOR, LARA e CUNGE, 1985).

O conceito de modelação por células foi resgatado, no Brasil, na tese de mestrado defendida por Miguez (Miguez, 1994), com aplicação ao Pantanal Mato-Grossense, também uma grande planície rural alagável. Em seguida, Miguez e Mascarenhas (1999) resgataram este trabalho, adaptando os conceitos envolvidos na modelação por células para aplicação a uma bacia urbana, modificando o foco inicial do modelo, buscando a adaptação do modelo de células ao contexto urbano, ou seja, verificando o comportamento do modelo em termos de pertinência de representação do escoamento sobre o espaço de uma cidade. Esta nova etapa visava complementar o modelo inicialmente construído, procurando contemplar o máximo possível da diversidade apresentada em um movimento de cheia em uma área urbana, dando maior consistência matemática e física ao modelo proposto, a fim de tornar maior a sua confiabilidade e capacidade de representação da situação real, partindo da avaliação crítica feita no estudo inicial.

Seguindo esse contexto, o modelo de células modificado para aplicação urbana foi utilizado para representar os padrões de escoamento tendo como área de estudo a cidade de Joinville, em Santa Catarina, no sul do Brasil, em um projeto contratado junto à Universidade Federal do Rio de Janeiro, que pretendia verificar a funcionalidade de medidas estruturais propostas pela Prefeitura Municipal, com vistas à obtenção de financiamento do Banco Mundial. Os resultados atingidos foram considerados qualitativamente satisfatórios, demonstrando o acerto de se utilizar esta concepção de modelagem para a verificação do padrão de escoamento de cheias em planícies urbanas.

Posteriormente, uma nova versão do modelo de células foi construída com a finalidade de realizar novas implementações de conceitos físicos, visando incrementar, uma vez mais, o seu grau de representatividade para as cheias urbanas, definindo-se novos tipos

de células e de ligações. Esta nova versão do modelo de células foi aplicada para a realização de um estudo de enchentes na bacia do Canal do Mangue, na cidade do Rio de Janeiro/RJ, onde foi elaborado um projeto de atenuação de enchentes desenvolvido pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, com acompanhamento da Fundação Rio-Águas, órgão da Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro.

Ainda na bacia do Canal do Mangue, em particular, realizaram-se estudos sobre o funcionamento hidráulico de galeria de drenagem do projeto Rio-Cidade para a rua Haddock Lobo, no bairro da Tijuca; o funcionamento de um reservatório temporário de acumulação no parque Recanto do Trovador; o efeito da implantação de soleiras ao longo do trecho alto do rio Maracanã; a simulação de reservatórios em lote no bairro do Grajaú; o efeito da incorporação de lixo e resíduos sólidos ao escoamento, interferindo na capacidade de vazão dos dispositivos de descarga de modo dinâmico, durante a passagem da cheia.

Em junho de 2003 encerrou-se um estudo de desenvolvimento de modelos para previsão de vazões nas bacias dos rios Manso e Cuiabá (MT) após a implantação do Aproveitamento Hidrelétrico de Manso, em um convênio entre Furnas Centrais Elétricas S.A. e a Universidade Federal do Rio de Janeiro (PEC-2685), mesclando uma aplicação rural em larga escala com a avaliação de enchentes sobre a cidade de Cuiabá.

Neste ínterim, uma série de trabalhos de pesquisa têm sido desenvolvidos, em âmbito acadêmico, dentre os quais destacam-se: a análise da influência da urbanização na geração de cheias e avaliação de tendências futuras; modelação matemática como ferramenta para planejamento e na concepção de projetos integrados de combates às enchentes; utilização de reservatórios de lotes como solução complementar para o sistema de drenagem urbana; avaliação da importância do tempo de concentração para compatibilização das áreas dos compartimentos de escoamento na modelação topográfica pertinente ao modelo de células; entre outros.

3.2.4. Modelo de Células de Escoamento – MODCEL

O modelo matemático de células de escoamento, MODCEL, foi desenvolvido com a finalidade de permitir simulações de diversos processos que interferem com a quantidade de água na bacia. Tem-se uma representação da realidade física modelada

bem como um conjunto de procedimentos práticos que produzem uma representação por células da paisagem urbana (MAGALHÃES, 2005).

O modelo parte do princípio de que uma bacia pode ser subdividida em um conjunto de compartimentos homogêneos, interligados, chamados de células de escoamento, que se integram no plano da bacia em um arranjo capaz de reproduzir os padrões de escoamento que ocorrem na bacia. Esse arranjo se dá a partir das interações entre as células, modeladas através de suas ligações, que formam uma rede de fluxo bidimensional com possibilidade de escoamento em várias direções. As ligações entre as células são feitas por meio dos centros de células que reúnem todas as informações necessárias para o escoamento (MIGUEZ, 2001).

Em um cenário de alagamento em área urbana, por exemplo, as calçadas podem funcionar como vertedouros para os rios, as ruas como canais para as águas extravasadas, acumulando essas águas em áreas indesejadas, alagando casas, construções e praças e não retornando assim a rede de drenagem. Tem-se o caso em que alagamentos em áreas urbanas podem ser iniciados mesmo sem extravasamento da rede de macro-drenagem, gerando um padrão de escoamento particular e distinto daquele dos canais. Isso se dá devido ao mau funcionamento da micro-drenagem, entupimentos e falta de manutenção. O modelo de células está descrito detalhadamente no *ANEXO A*.

3.2.5. Fontes de erros e incertezas

Na análise dos resultados de um modelo, as principais incertezas envolvidas são: (a) variações aleatórias e erros de aquisição das variáveis de entrada e de saída (este último quando utilizado para ajuste); (b) limitações da estrutura dos modelos para representar o sistema; (c) as incertezas na estimativa dos parâmetros. Os resultados devem minimizar as incertezas para buscar resultados adequados para os objetivos.

Estes elementos podem ser fortemente interdependentes devido às incertezas das entradas e dos parâmetros. Por exemplo, incertezas na precipitação podem levar ao usuário a modificar os parâmetros para compensar esta falta de informação. Da mesma, a deficiência da estrutura do modelo em representar parte do processo, também pode levar o usuário a alterar parâmetros para buscar resultados comparados com os observados. A minimização destes problemas depende do seguinte: (i) qualidade e representatividade dos dados históricos utilizados; (ii) da estrutura adequada do modelo

para representar os principais processos envolvidos na simulação; (iii) ao conhecimento do sistema e do modelo pelo usuário.

As incertezas sobre as variáveis de entrada envolvem a variabilidade natural e os erros de medição das mesmas. A precipitação tende a apresentar gradientes temporais e espaciais mais significativos do que a evaporação.

Para a precipitação é necessário um maior número de postos de observação e registros temporais dentro do dia. A evapotranspiração potencial apresenta incertezas quanto a sua quantificação devido a limitação nas equações e nas observações. As primeiras ocorrem devido ao reduzido número de postos com todas as variáveis necessárias, além da limitação das próprias equações. As observações podem apresentar importantes incertezas devido ao seguinte: (i) os dados no Brasil com série longa são de evaporímetros de Piché, que apresentam grandes diferenças com os valores reais; (ii) os dados de tanque medem a evaporação e não a evapotranspiração.

Os modelos hidrológicos geralmente adotam homogeneidade temporal e espacial. No primeiro a homogeneidade temporal ocorre dentro de cada intervalo de tempo e, no segundo, na sub-bacia ou no módulo de discretização. Estes valores também dependem da distribuição dos postos pluviométricos na bacia, como já mencionado nos itens anteriores.

As incertezas da estrutura do modelo se devem às características das formulações e sua capacidade de representar os processos envolvidos. Por exemplo, na simulação do escoamento de um rio, onde o processo é fortemente não-linear, os parâmetros de tempo de escoamento variam com a vazão. Quando um modelo linear é utilizado, os resultados serão bons para faixa de vazões utilizadas no ajuste e as incertezas aumentam para valores fora deste grupo.

O hidrograma unitário (HU) é um dos principais exemplos. O HU tem uma estrutura linear onde precipitações efetivas de diferentes magnitudes produzem, proporcionalmente, hidrogramas de mesmo tempo de base. A realidade é diferente e quanto maiores forem as variações das respostas à magnitude das precipitações, maiores serão as incertezas. Além disso, a estimativa da precipitação efetiva pode introduzir incertezas nos dados utilizados na parametrização do modelo de escoamento.

MAGALHÃES E O'DONNELL (1980) destacam as principais fontes de incertezas associadas ao uso de modelos hidrológicos. O resultado desse trabalho apresenta-se na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Principais Fontes de Incertezas em Simulações com Modelos Hidrológicos:

Registro de dados Hidrometeorológicos da Bacia Hidrográfica	Estruturas dos Modelos Hidrológicos
– Erros na coleta dos dados hidrometeorológicos	– Conhecimento imperfeito dos processos físicos
– Redução de dados pontuais em médias espaciais	– Aproximações para que representações desses processos sejam viavelmente tratadas
– Redução de dados contínuos em médias temporais	– Tratamento de variáveis com variação espacial de forma concentrada
– Erros no processo indireto de estimação de dados de vazão	– Tratamento seqüencial de processos concomitantes
	– Omissão de processos considerados menos relevantes

4. Bacia do Rio Piabanha

4.1. Contextualização

A bacia do rio Piabanha é o estudo de caso adotado na presente dissertação, mais especificamente a sub-bacia Pedro do Rio, na qual está inserido um trecho do Piabanha de aproximadamente 3,6 km de extensão. Dentro desse estudo, pretende-se analisar mais detalhadamente a bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis, uma vez que a região, hoje, apresenta grandes problemas de enchentes ao longo dos rios Piabanha e Quitandinha, principais responsáveis pela macrodrenagem da cidade.

Segundo o contexto hidrológico nacional, a bacia do Piabanha está dentro da região hidrográfica Atlântico Sudeste, de acordo com a divisão hidrográfica nacional estabelecida pela resolução nº 32, de 15 de outubro de 2003 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos.

A região hidrográfica do Sudeste é constituída pelas bacias hidrográficas de rios que deságuam no Atlântico – trecho Sudeste, estando limitada ao norte pela bacia hidrográfica do rio Doce, inclusive, a oeste pelas regiões hidrográficas do São Francisco e do Paraná e ao sul pela bacia do rio Ribeira, inclusive.

A divisão hidrográfica nacional é definida por essa resolução como o espaço territorial brasileiro compreendido por uma bacia, grupo de bacias ou sub-bacias hidrográficas contíguas com características naturais, sociais e econômicas homogêneas ou similares, com vistas a orientar o planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos.

4.2. Localização e caracterização da bacia

A região hidrográfica Atlântico Sudeste é conhecida nacionalmente pelo elevado contingente populacional e pela importância econômica de sua indústria. O grande desenvolvimento da região, entretanto, é motivo de problemas em relação à disponibilidade de água. Isso ocorre porque, ao mesmo tempo em que apresenta uma das maiores demandas hídricas do país, a bacia também possui uma das menores disponibilidades relativas.

A região hidrográfica Atlântico Sudeste tem 229.972 km² de área, o equivalente a 2,7% do país. Os seus principais rios são: Paraíba do Sul e Doce, com respectivamente 1.150 e 853 km de extensão. Além desses, a região hidrográfica é formada por diversos e pouco extensos rios que formam as seguintes bacias: São Mateus, Santa Maria, Reis Magos, Benevente, Itabapoana, Itapemirim, Jacu, Ribeira e litorais do Rio de Janeiro e São Paulo.



Figura 4.1 – Região hidrográfica Atlântico Sudeste (Fonte: site da ANA).

A bacia do rio Piabanha é composta por quatro municípios do estado do Rio de Janeiro, Areal, Petrópolis, Teresópolis e São José do Vale do Rio Preto, totalizando uma área total de 2.065km², onde vivem cerca de 400 mil pessoas. O rio Piabanha possui extensão de 80 km e banha os municípios de Areal, Petrópolis e Três Rios. Seu principal afluente é o rio Preto com 54 km de curso, que, por sua vez, tem também como principal afluente o rio Paquequer com extensão de 37 km e que banha Teresópolis no seu trecho inicial.

A bacia do rio Piabanha é uma entre as grandes sub-bacias formadora do rio Paraíba do Sul que apresenta a maior cobertura florestal, estimada em mais de 20% de suas terras, onde estão os mais expressivos remanescentes da Mata Atlântica. Destaca-se também que a sub-bacia do rio Paquequer apresenta o maior percentual de cobertura florestal (46%) entre todas as sub-bacias individualizadas do Paraíba do Sul, embora os campos e pastagens sejam as ocupações e usos predominantes.

aspecto morfoestrutural, caracterizado por lineações de vales estruturais de cristas serranas, maciços graníticos, morros com desníveis altimétricos acentuados e alvéolos intermontanos. Essas feições refletem áreas de dobramentos remobilizados sob forma de blocos justapostos. A drenagem da Serra dos Órgãos desenvolve-se sob o controle lito-estrutural, apresentando padrões paralelos e sub-paralelos.

Os reversos da Serra do Mar, pela sua localização, extensão e posição geográfica, apresenta formas de uso e ocupação inadequados como desmatamentos e desenvolvimento de atividades agropecuárias e urbanas em núcleos intermontanos, expandindo-se às vertentes íngremes. A região tem expressiva amplitude topográfica, vertentes predominantemente retilíneas a côncavas e escarpadas com topos e cristas. A vegetação predominante é composta de floresta ombrófila densa montana, alto montana, campos de altitude e floresta estacional semidecidual para NE, adaptada às estações úmidas e secas.

O ambiente de formação montana estende-se sobre litologia pré-cambriana, em formação de latossolos, podzólicos, cambissolos e subordinadamente litossolos com afloramentos rochosos nas vertentes mais íngremes, normalmente ocupando locais de difícil acesso, quase sempre constituindo áreas de preservação ambiental.

4.2.2. Uso do solo e ocupação da bacia

A sua ocupação remonta ao período colonial do início do século XIX. Os principais núcleos urbanos, Petrópolis e Teresópolis (que, juntos têm mais de 350.000 habitantes), instalaram-se em regiões intermontanas, em fundo de vales nos exíguos terraços fluviais, por vezes atingindo as encostas íngremes, expandindo-se pelos vales dos rios Piabanha e Preto, respectivamente.

A proximidade com o Rio de Janeiro induz a um crescimento urbano acentuado e inadequado para as condições ambientais da bacia. Além dos conhecidos problemas com situações de risco de erosão das encostas e de inundação na calha dos rios, a qualidade dos recursos hídricos é prejudicada pelo lançamento de esgotos in natura. Não há tratamento dos esgotos, e as vazões naturais dos rios são muito baixas para a diluição das cargas lançadas, resultando em altos índices de poluição. Esses problemas puderam ser verificados nas visitas de campo efetuadas em junho de 2008.

A bacia do Piabanha destaca-se também pelo uso industrial (mais de 50 indústrias de alto potencial poluidor) e pelo uso agrícola, co-responsáveis pela erosão dos solos e degradação das águas, juntamente com o uso urbano. Predominam as culturas de ciclo curto (verduras e legumes), e não se verifica o uso de técnicas de conservação de solo, como terraceamento e plantio em curva de nível, apesar das fortes declividades e do potencial de erosão hídrica da região. Em geral, as áreas cultivadas localizam-se nas margens dos rios e córregos, ocupando áreas de preservação permanente (APP). Uso abusivo de agrotóxicos, lançamento de esgotos de origem doméstica e animal (currais e pocilgas) e erosão das margens são problemas comuns aos cursos de água nessas áreas, comprometendo a qualidade das águas utilizadas para a irrigação das culturas e abastecimento doméstico. Ressalta-se que a captação de água para abastecimento de Teresópolis situa-se no rio Preto, a jusante de diversas áreas agrícolas.

O nível de ocupação e a intensidade de uso das terras e das águas da bacia do rio Piabanha situam-na entre as sub-bacias do Paraíba do Sul de alta prioridade para a realização de ações de proteção e recuperação de florestas, solos e águas, sendo recomendadas medidas rigorosas de restrição de uso, especialmente no curso superior do rio Piabanha e de seu afluente Preto, que devem receber prioridade máxima na proteção das florestas, na recuperação de áreas degradadas, no planejamento e controle do parcelamento do solo urbano e dos usos da água, em geral, e do uso agrícola em especial (COPPE/UFRJ, 2002).

Na Figura 4.3, na Figura 4.4 e na Figura 4.5, apresentam-se fotografias ilustrando o tipo de uso e cobertura vegetal de cada bacia.



Figura 4.3 – Agricultura irrigada, bacia do rio Bonfim caracterizada como agrícola.



Figura 4.4 – Urbanização da cidade de Petrópolis que caracteriza parte da bacia como urbana.

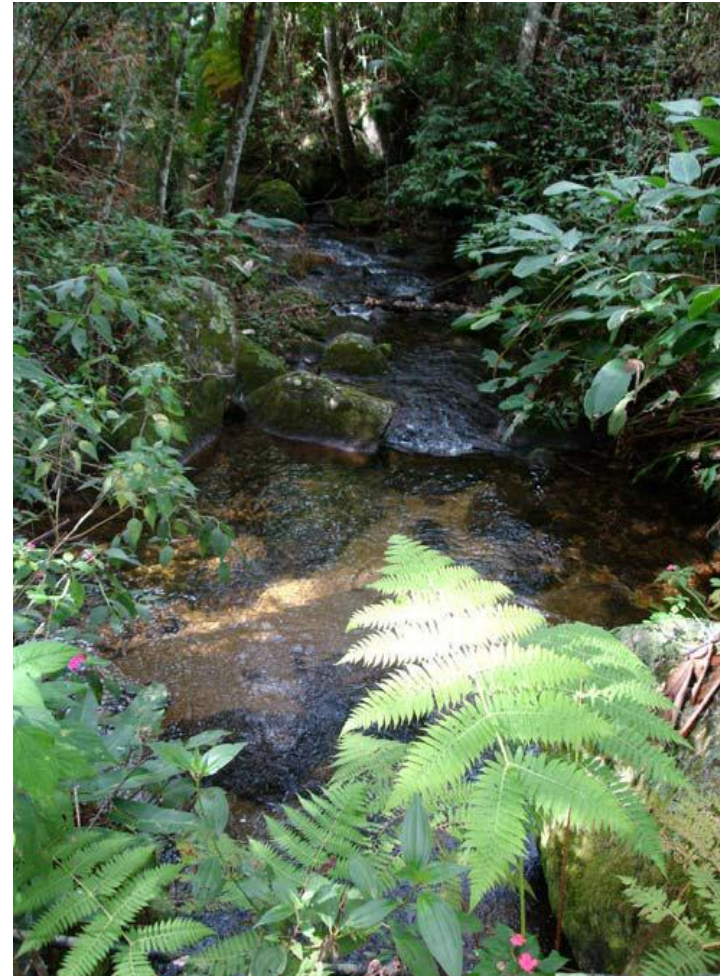


Figura 4.5 – Reserva Biológica Araras localizada na bacia do rio Araras, caracterizando parte da bacia como Mata.

4.2.3. Clima e regime pluviométrico

A localização da bacia em região tropical e a proximidade da superfície oceânica não explicam por si só a elevada pluviosidade da região. A esses fatores, que criam pré-condições à alta pluviosidade, estão associados mecanismos dinâmicos de massas de ar polares, oceânicas, linhas de instabilidade e fatores estáticos orográficos proporcionados pela orientação SO/NE da Serra do Mar.

Esse posicionamento expõe a região ao fluxo meridional de ar frio, oriundo do pólo sul sobre as águas quentes oceânicas, assegurando-lhe ainda maior frequência de invasão de frentes frias e de linhas de instabilidade tropical. A sua topografia bastante acidentada, que é proporcionada por rochas cristalinas do Escudo Brasileiro, aumenta a turbulência do ar pela ascendência orográfica, favorecendo as precipitações.

Os fatores dinâmicos e estáticos determinam para a bacia o clima tropical de altitude úmido na região serrana, com altos índices pluviométricos e temperaturas médias a baixas. A região mais baixa, tanto pelo efeito adiabático como pela continentalidade, está condicionada a amplitudes térmicas distintas de inverno e verão de um clima sub-úmido.

Nas encostas íngremes, a pluviosidade média anual ultrapassa os 2.500 mm, como nas cidades de Petrópolis e Teresópolis. Nas vertentes mais íngremes e elevadas, acima dos 2000 m, identificam-se formações rupestres e campos de altitude como nas proximidades dos campos do Sino e do Açu, onde podem ocorrer temperaturas negativas, inclusive com geada. Nas proximidades dos municípios de Areal e São José do Rio Preto, a média pluviométrica decresce abruptamente para 1.300 mm, com períodos secos e déficits hídricos bastante pronunciados. Observando-se o mapa de isoietas da bacia hidrográfica (BRANDÃO *et al.*, 2000) sobre o mapa topográfico, constata-se a influência do relevo na distribuição pluviométrica total. O relevo acidentado condiciona também a variação das temperaturas.

A distribuição das precipitações ao longo do ano está representada nos gráficos das Figura 4.6, Figura 4.7 e Figura 4.8, podendo-se identificar o período chuvoso de novembro a março. Verifica-se que o mês mais seco é julho, e que as chuvas têm início no mês de agosto.

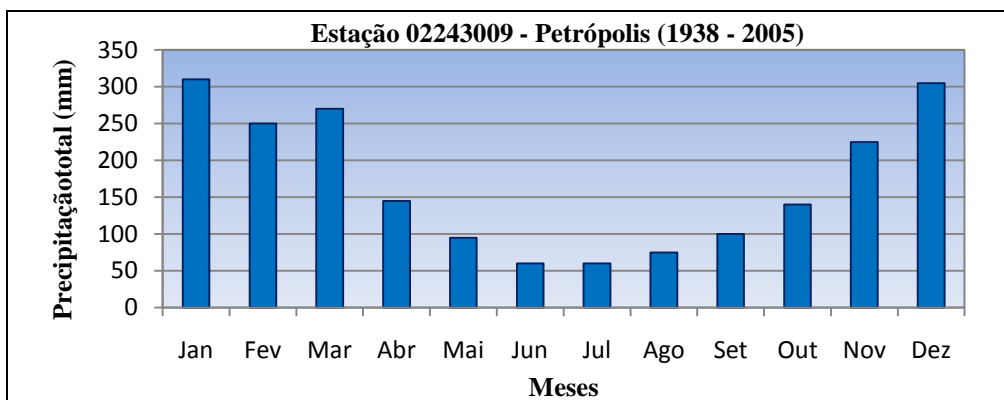


Figura 4.6 – Gráfico de totais de precipitação mensal da região de Petrópolis/RJ

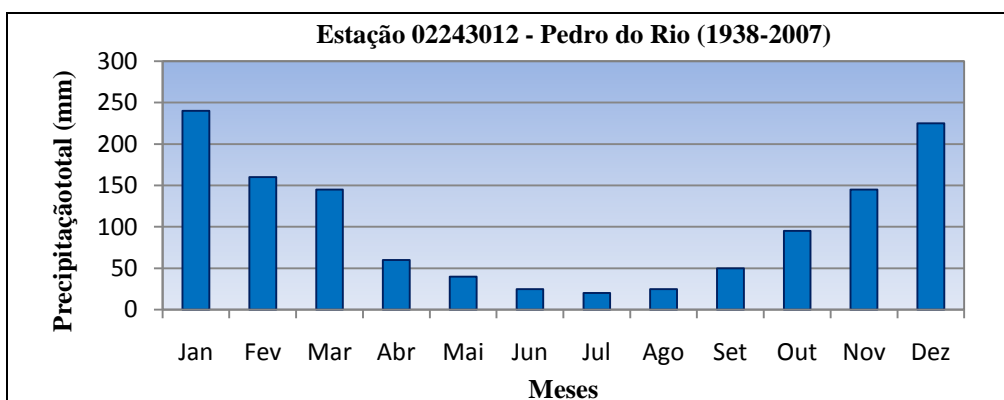


Figura 4.7 – Gráfico de totais de precipitação mensal da região de Pedro do Rio/RJ

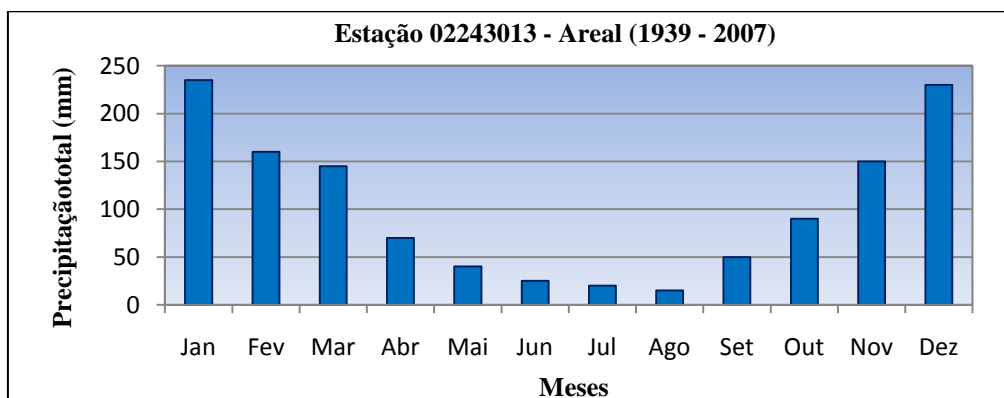


Figura 4.8 – Gráfico de totais de precipitação mensal da região de Areal/RJ

4.2.4. Caracterização do regime hidrológico

O ano hidrológico na bacia do Piabanha coincide com o da bacia do Paraíba do Sul, correspondendo ao período de setembro a agosto. As maiores vazões ocorrem em dezembro, janeiro, fevereiro e março e as mínimas em julho, agosto e setembro,

conforme se pode verificar no histograma de vazões mensais médias de longo período, em Pedro do Rio (Figura 4.9).

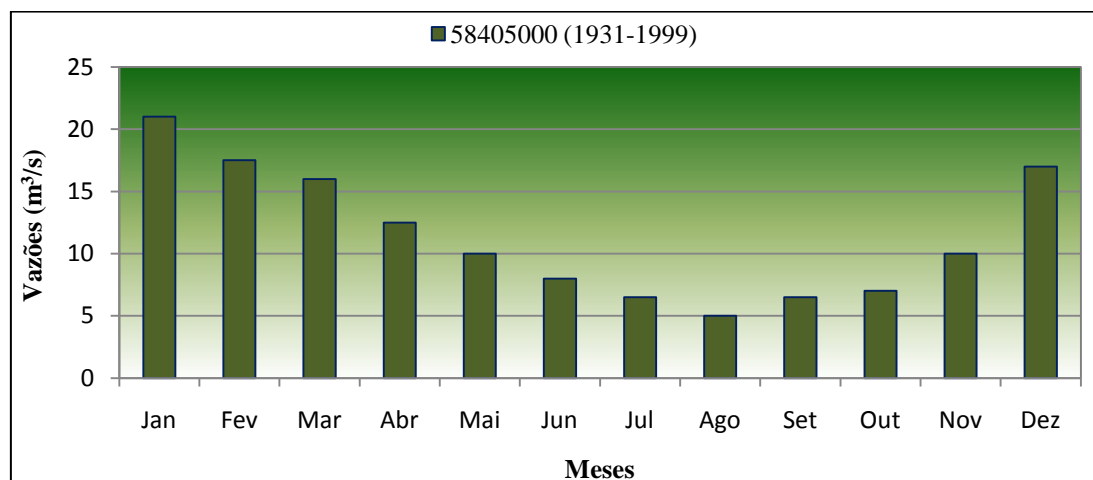


Figura 4.9 – Gráfico de vazões médias mensais do rio Piabanha no posto de Pedro do Rio (1931-1999).

Nos estudos de regionalização de vazões para a bacia do rio Paraíba do Sul (CPRM, 2002), a bacia do rio Piabanha mostrou-se uma região hidrologicamente homogênea e para ela foram definidas equações de regionalização e curvas regionais de probabilidades. A Tabela 4.1 e Tabela 4.2 apresentam um resumo das características regionais.

Tabela 4.1– Características das precipitação e vazão médias das sub-bacias do rio Piabanha.

Código	Nome da estação	Nome do rio	Área (km ²)	Q _{MLT} (m ³ /s)	Precipitação anual média (mm)	C=Q _{MLT} /P	Vazão específica (l/(s.km ²))
58400000	PETRÓPOLIS	PIABANHA	41	2,31	1936	0,93	56,93
58405000	PEDRO DO RIO	PIABANHA	411	11,00	1704	0,49	26,75
58409000	AREAL-RN	PIABANHA	511	12,62	1612	0,48	24,68
58420000	F. SOBRADINHO	PRETO	718	17,24	1613	0,47	24,00
58425000	MORELI	PRETO	927	19,43	1549	0,43	20,96
58427000	TRISTÃO CAMARA	PRETO	1030	21,17	1521	0,43	20,55
58424000	FAGUNDES	FAGUNDES	259	3,89	1352	0,35	15,01
58440000	MOURA BRASIL	PIABANHA	2050	36,73	1477	0,38	17,92

Tabela 4.2 – Características das vazões máximas e mínimas nas sub-bacias do rio Piabanha.

Código	Nome da estação	Nome do rio	QMC obs. (m³/s)	Qmín,7,10 obs.(m³/s)	Qmín,7,10 obs.(m³/s)	Qmín95 obs.(m³/s)	Qmín95/Qmín,7,10
58400000	PETRÓPOLIS	PIABANHA	30,35	0,78	0,50	0,78	1,56
58405000	PEDRO DO RIO	PIABANHA	114,67	3,09	1,98	3,10	1,57
58409000	AREAL-RN	PIABANHA	107,65	3,75	2,41	3,69	1,53
58420000	F. SOBRADINHO	PRETO	138,66	5,93	3,81	5,75	1,51
58425000	MORELI	PRETO	158,15	6,97	4,48	6,60	1,47
58427000	TRISTÃO CAMARA	PRETO	128,41	-	-	-	-
58424000	FAGUNDES	FAGUNDES	38,94	1,47	0,94	1,26	1,34
58440000	MOURA BRASIL	PIABANHA	240,57	10,76	6,91	8,65	1,25

Os dados fluviométricos utilizados correspondem às séries históricas (1931- 1999). A precipitação média nas sub-bacias foi calculada com as isoietas totais anuais médias (BRANDÃO *et al.*, 2000), correspondentes aos dados do período de 1968 a 1995, para as estações da rede ANA/CPRM, e de 1961-1990 para as estações do INMET – normais climatológicas (INMET, 1992).

4.3. Históricos e antecedentes eventos chuvosos na região do rio Piabanha e adjacências.

A cidade de Petrópolis apresenta, hoje, grandes problemas decorrentes de um crescimento intenso e desordenado, caracterizado pela ocupação irregular das encostas ao longo das bacias hidrográficas dos rios Piabanha e Quitandinha, principais responsáveis pela macrodrenagem da cidade. A cidade desenvolveu-se ao longo das duas principais vias de entrada/saída e de interligação com a região metropolitana do Rio de Janeiro.

Nem mesmo seu passado histórico, cultural e político foi suficiente para disciplinar o crescimento com base em um plano diretor de desenvolvimento urbano e impedir a deflagração do processo de favelização que ao longo dos anos se estabeleceu de forma disseminada na cidade sede do município e distritos vizinhos.

A Tabela 4.3 mostra os registros das principais enchentes ocorridas na região.

Tabela 4.3 – Tabela de registros de ocorrência de grandes enchentes em Petrópolis.

Data da ocorrência	Descrição
Janeiro de 1966	Enchentes e deslizamentos nos estados da Guanabara e Rio de Janeiro, com 250 mortos e 50.000 desabrigados.
Janeiro de 1967	Enchentes e deslizamentos, nos estados da Guanabara e Rio de Janeiro, com 300 mortos e 25.000 feridos.
Fevereiro de 1987	Enchente em Petrópolis, Teresópolis e Rio de Janeiro, com 292 mortos e 20.000 desabrigados. Em razão dessas chuvas, que registraram 171 vítimas fatais em Petrópolis e 94 no município do Rio de Janeiro, foi decretado nesta o estado de emergência e, com o agravamento da situação, no dia 22, foi decretado estado de calamidade pública.
Fevereiro de 1988	Enchente em Petrópolis e Baixada Fluminense, com 277 mortos e 2.000 desabrigados.
Janeiro de 1999	Enchente no Rio de Janeiro e municípios do Vale do Paraíba e região Serrana, com 41 mortos, 72 feridos e 180 famílias desabrigadas
Janeiro de 2000	Enchente nos municípios do Petrópolis, Teresópolis, Casimiro de Abreu e Barra Mansa, com 22 mortos, 60 feridos e 133 famílias desabrigadas.
Fevereiro de 2003	Enchente nos municípios da região Serrana, Sul e Norte Fluminense, com 36 mortos, 95 feridos, 870 desalojados e 823 desabrigados.
Fevereiro de 2008	Nove pessoas morrem em Petrópolis, na região serrana do Rio de Janeiro, em decorrência de fortes chuvas.

Fonte: Departamento do Corpo de Bombeiros do Rio de Janeiro

Abaixo, algumas fotos ilustram os registros de enchentes históricas ocorridas na região.

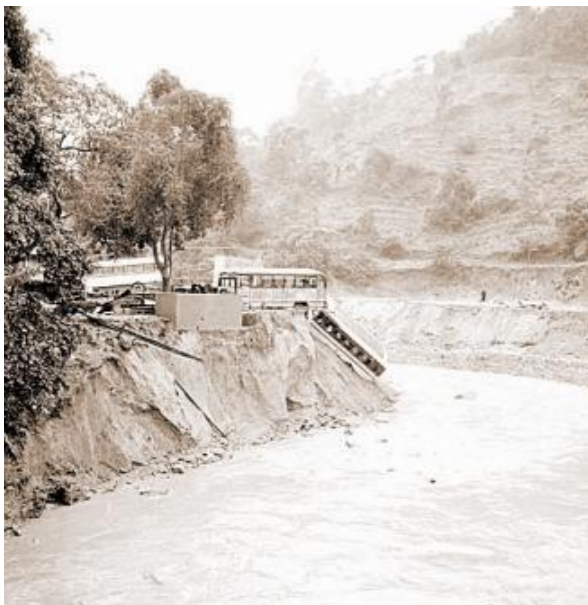


Figura 4.10 – Petrópolis 1966



Figura 4.11– Petrópolis 1967



Figura 4.12 – Petrópolis 1966

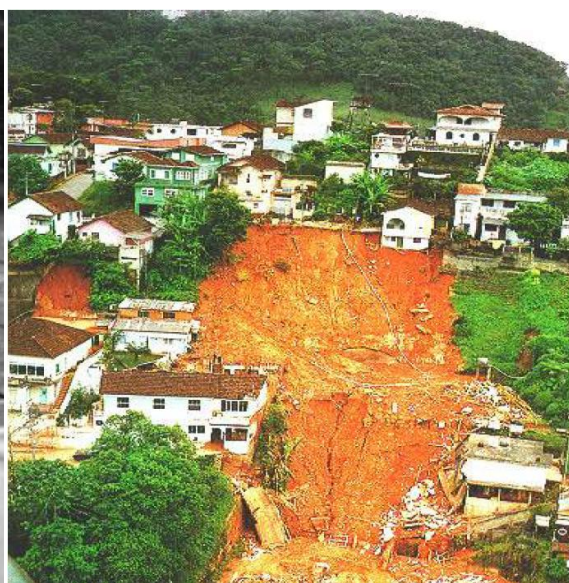


Figura 4.13 – Petrópolis 1988

4.4. Histórico do projeto da bacia experimental da região serrana do estado do Rio

A COPPE/UFRJ coordena um projeto de bacias experimentais denominado EIBEX (Estudos Integrados de Bacias Experimentais), havendo a participação da CPRM, órgão que monitora estações meteorológicas e hidrológicas em todo Brasil, dentre outras instituições. O projeto de bacia experimental consiste na execução de campanhas intensivas e regulares de medição em campo de diversos parâmetros naturais hidrometeorológicos e do solo, para desenvolvimento de novos conhecimentos e novas metodologias com vistas a posterior processamento e parametrização dos processos físicos dessa bacia.

O projeto visa à construção de uma base de dados e o desenvolvimento de ferramentas de análise integráveis a um sistema de apoio à decisão voltado à gestão de recursos hídricos superficiais e subterrâneos. O enfoque dessa proposta concentra-se na geração e consolidação de informação temática básica, desenvolvimento e avaliação de metodologias na escala da bacia hidrográfica com base na implementação de áreas especialmente monitoradas na bacia do rio Paraíba do Sul. Finalmente, objetiva-se o aumento da precisão das estimativas de vazões, conferindo maior segurança ao processo de concessão de outorgas de direitos de uso da água e à previsão de cheias.

Os resultados gerados pela modelagem hidrológica apresentados nesta dissertação podem servir de suporte técnico para futuras decisões que envolvam o monitoramento hidrológico da região, orientando os técnicos tanto na escolha dos instrumentos adequados para determinadas características da bacia quanto na definição das melhores localizações para os equipamentos.

4.5. Monitoramento da Bacia de Estudo.

A bacia do rio Piabanha possui, no momento, dois postos de monitoramento fluviométrico, a saber: Moura Brasil e Pedro do Rio. Observa-se que o segundo posto define a sub-bacia maior utilizada como estudo de caso no trabalho, denominada, no âmbito do projeto EIBEX, como bacia representativa. Os postos fluviométricos citados são integrantes do sistema de informações hidrológicas HIDROWEB, disponibilizado

pela Agência Nacional de Águas (ANA). A Tabela 4.4 apresenta a localização dos postos, dando destaque em negrito ao posto utilizado no trabalho.

Tabela 4.4 – Estações Fluviométricas na bacia do rio Piabanha.

Código	Nome do Posto	Localização	
		Latitude	Longitude
58405000	PEDRO DO RIO	22°19'56"	-43°08'01"
5844200	MOURA BRASIL	22°08'32"	-43°08'57"

O posto de Pedro do Rio situa-se no distrito de Pedro do Rio, localizado no município de Petrópolis – RJ. A série histórica que consta do sistema HIDROWEB contém dados de vazões desde o ano de 1932 até o ano de 2006. É importante ressaltar a importância do posto fluviométrico Pedro do Rio, uma vez que o posto define a sub-bacia maior do estudo desta dissertação, que permitiu efetuar uma avaliação do modelo MODCEL frente aos modelos SMAP e TOPMODEL, modelos avaliados em GONÇALVES (2008). Mais especificamente, essa sub-bacia abrange a bacia hidrográfica de natureza urbana modelada via o modelo MODCEL. Os dados oriundos da modelagem da bacia de Pedro do Rio são fundamentais no auxílio da calibração do modelo MODCEL no estudo de trecho urbano do rio Piabanha, enfoque adotado nesta pesquisa. A Figura 4.14 ilustra um mapa da bacia do rio Piabanha com a localização dos postos fluviométricos da região.

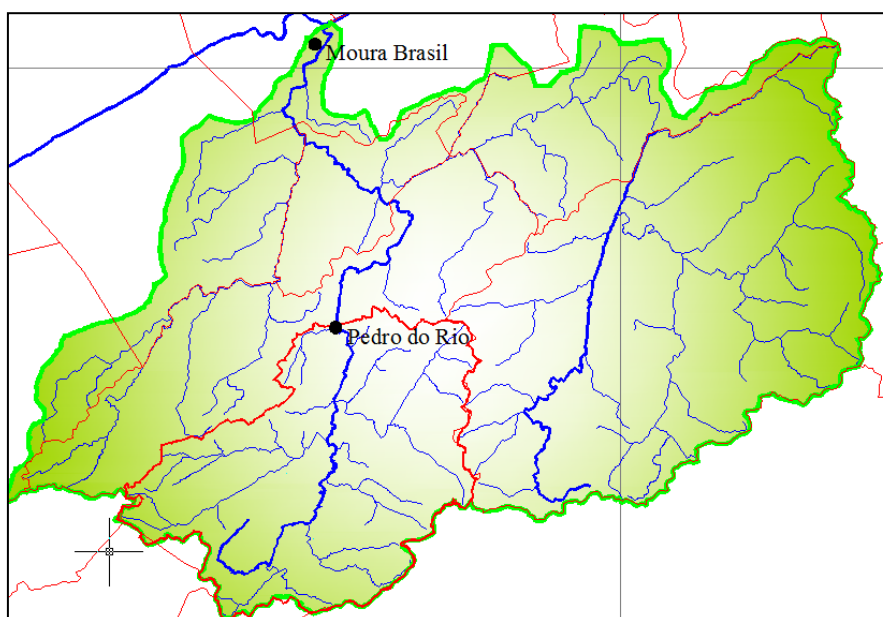


Figura 4.14 – Localização dos postos fluviométricos Moura Brasil e Pedro do Rio.

A seguir, a Figura 4.15 e Figura 4.16 mostram as imagens dos postos de monitoramento fluviométrico da região.



Figura 4.15 – Réguas da seção de Moura Brasil.



Figura 4.16 – Réguas da seção de Pedro do Rio.

Para o monitoramento pluviométrico na bacia do rio Piabanha, a região possui uma cobertura maior, com postos pluviométricos como ilustra a Figura 4.17. Esses postos também constam da base de dados HIDROWEB. Para o estudo de caso presente, não foi necessária a utilização de todos esses postos. Somente os que estão localizados dentro da sub-bacia Pedro do Rio foram usados. A seguir, na Tabela 4.5, estão destacados em **negrito** os postos utilizados e suas respectivas localizações.

Tabela 4.5 – Estações pluviométricas que monitoram a bacia do rio Piabanha.

Código	Nome do Posto	Localização	
		Latitude	Longitude
2243009	PETRÓPOLIS	-22°30'42"	-43°10'15"
2243010	ITAMARATI – SE	-22°29'7"	-43°08'57"
2243011	RIO DA CIDADE	-22°26'17"	-43°10'13"
2243012	PEDRO DO RIO	-22°19'57"	-43°08'10"
2243013	AREAL (GRANJA GABI)	-22°14'31"	-43°06'16"
2243027	FAZENDA SOBRADINHO	-22°12'4"	-42°54'
2243026	BOM SUCESSO	-22°16'17"	-42°47'41"
2243015	MOURA BRASIL	-22°07'38"	-43°09'08"



Figura 4.17 – Localização de postos pluviométricos na bacia do rio Piabanha.

4.6. Dados utilizados

4.6.1. Dados fisiográficos

Tendo sido definida a seção exutória das bacias, sua área foi delimitada segundo modelo digital do terreno, de resolução 20 x 20 metros, gerado automaticamente por intermédio do código computacional ARCGIS segundo metodologia “Topo to Raster”, método especificamente definido para a criação de modelos de elevação hidrologicamente adequados. Esse procedimento é baseado no programa ANUDEM como explicado por HUTCHINSON (1993). A base da modelagem do terreno foram cartas do IBGE com curvas de nível digitalizadas, de escala 1:2000. Nas Figura 4.18 e Figura 4.19, estão ilustrados os modelos digitais de terreno gerados.

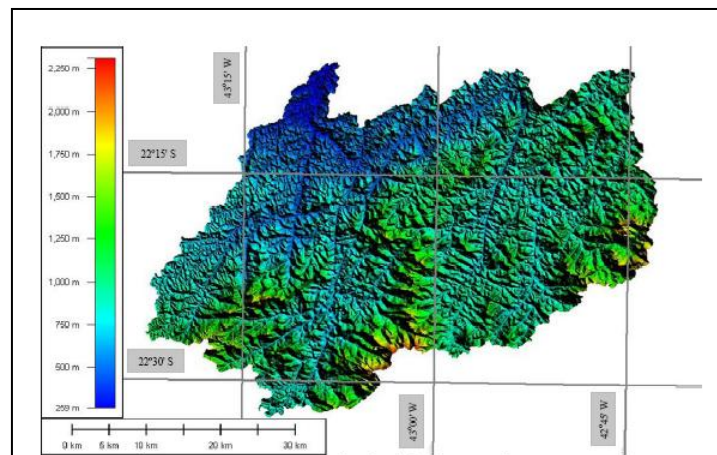


Figura 4.18 – MDT – Bacia do rio Piabanha – resolução 20x20m.

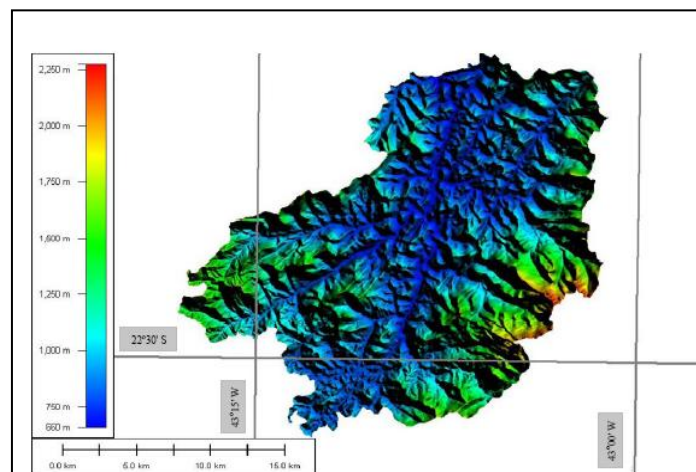


Figura 4.19 – MDT – Sub-bacia Pedro do Rio (sub-bacia do rio Piabanha) – resolução 20 x 20m.

Com o modelo digital do terreno (MDT) gerado, foi possível construir mapas com a rede de drenagem em curvas de nível de cinco em cinco metros para serem trabalhadas no código computacional AutoCAD. A partir desse referencial, foi possível delimitar as principais sub-bacias e os principais talvegues da bacia Pedro do Rio para, assim, dar início à modelagem.

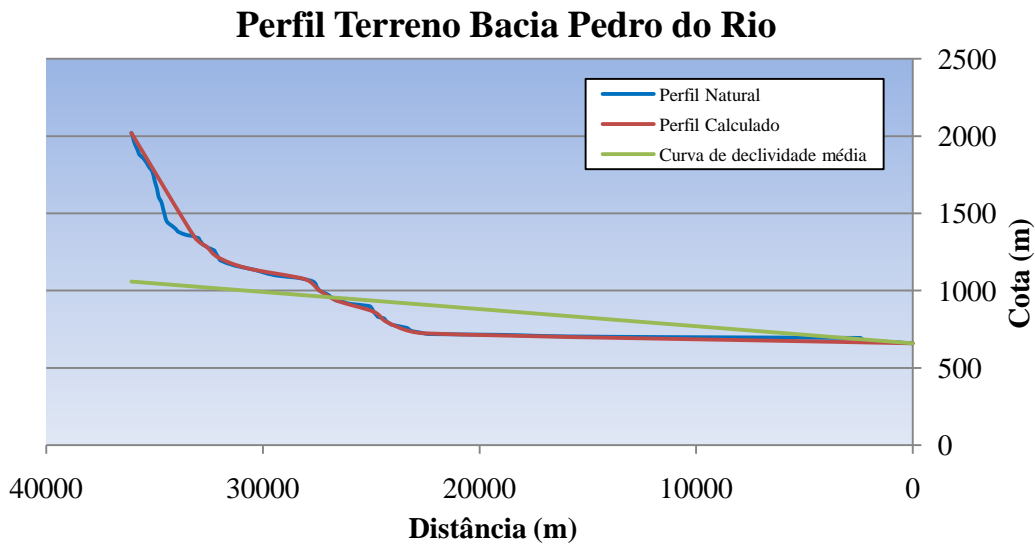


Figura 4.20 – Perfil do maior talvegue - Pedro do Rio.

Perfil Terreno do trecho do Piabanha (Cidade de Petrópolis)

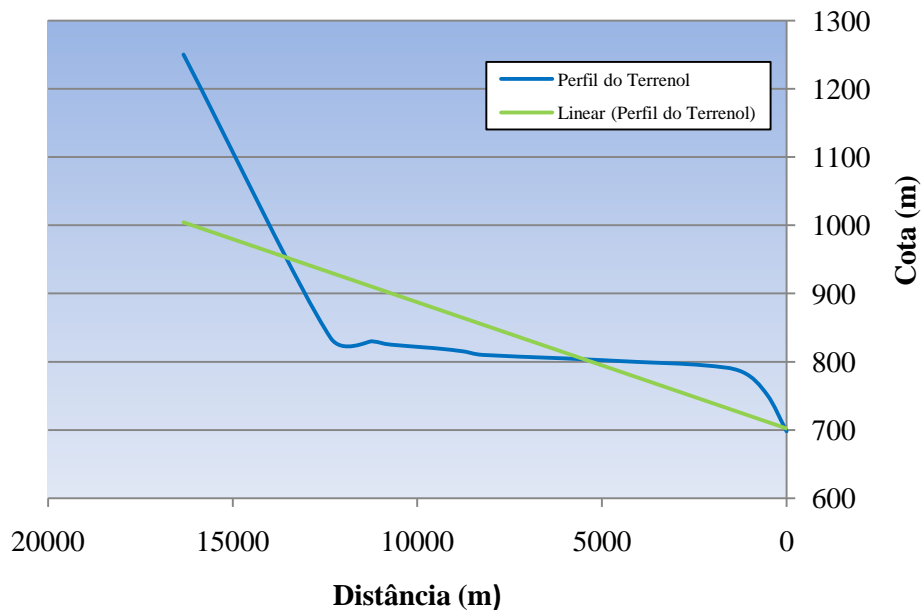


Figura 4.21 – Perfil do talvegue do Piabanha inserido na bacia da cidade de Petrópolis.

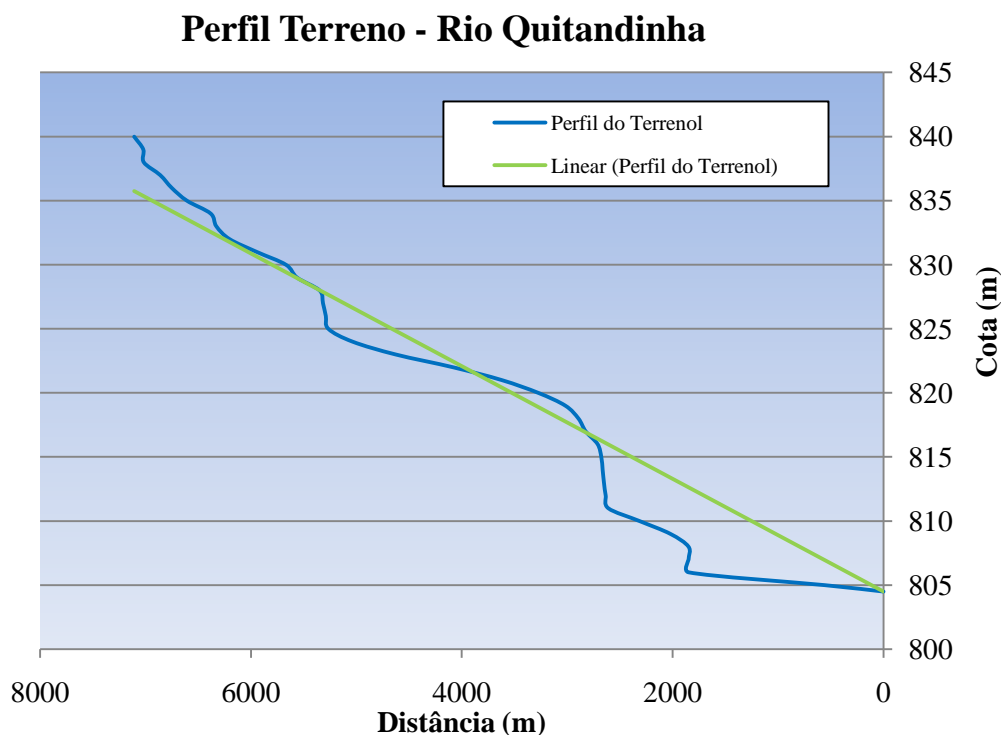


Figura 4.22 – Perfil do talvegue do rio Quitandinha.

Para o cálculo do tempo de concentração, foi utilizado o método de George Ribeiro, utilizando-se o conceito de declividade equivalente, declividade calculada levando-se em conta a média das declividades, ponderada pelo tamanho dos trechos.

O tempo de concentração calculado para o maior talvegue da bacia de Moura Brasil foi de aproximadamente 20 horas, compatíveis com a escala de tempo diário das medições elaboradas nos posto fluviométrico de estudo.

No entanto, o tempo de concentração calculado para o maior talvegue da sub-bacia de Pedro do Rio foi de aproximadamente 11 horas, enquanto, para o trecho do Piabanha situado dentro da Cidade de Petrópolis, o tempo de concentração foi de 4,76 horas aproximadamente. Para seu principal afluente, denominado rio Quitandinha, foi determinado o tempo de concentração de 2,16 horas.

Como os dados disponíveis no posto fluviométrico dessa sub-bacia são diários, conclui-se que os dados disponíveis podem não ser representativos no estudo de cheias da região, podendo falhar na captação de algum evento extremo que tenha duração menor do que 24 horas.

Para o cálculo das áreas das seções no trecho modelado do rio Piabanha, foi necessário um levantamento topobatimétrico das seções. Ao todo, foram realizados cinco levantamentos de seções. Esse levantamento só foi possível graças ao auxílio de técnicos especializados cedidos pela CPRM que, em parceria com a (COPPE/UFRJ), estão integrados no projeto dessa bacia experimental. As localizações dos pontos levantados estão na Figura 4.23.

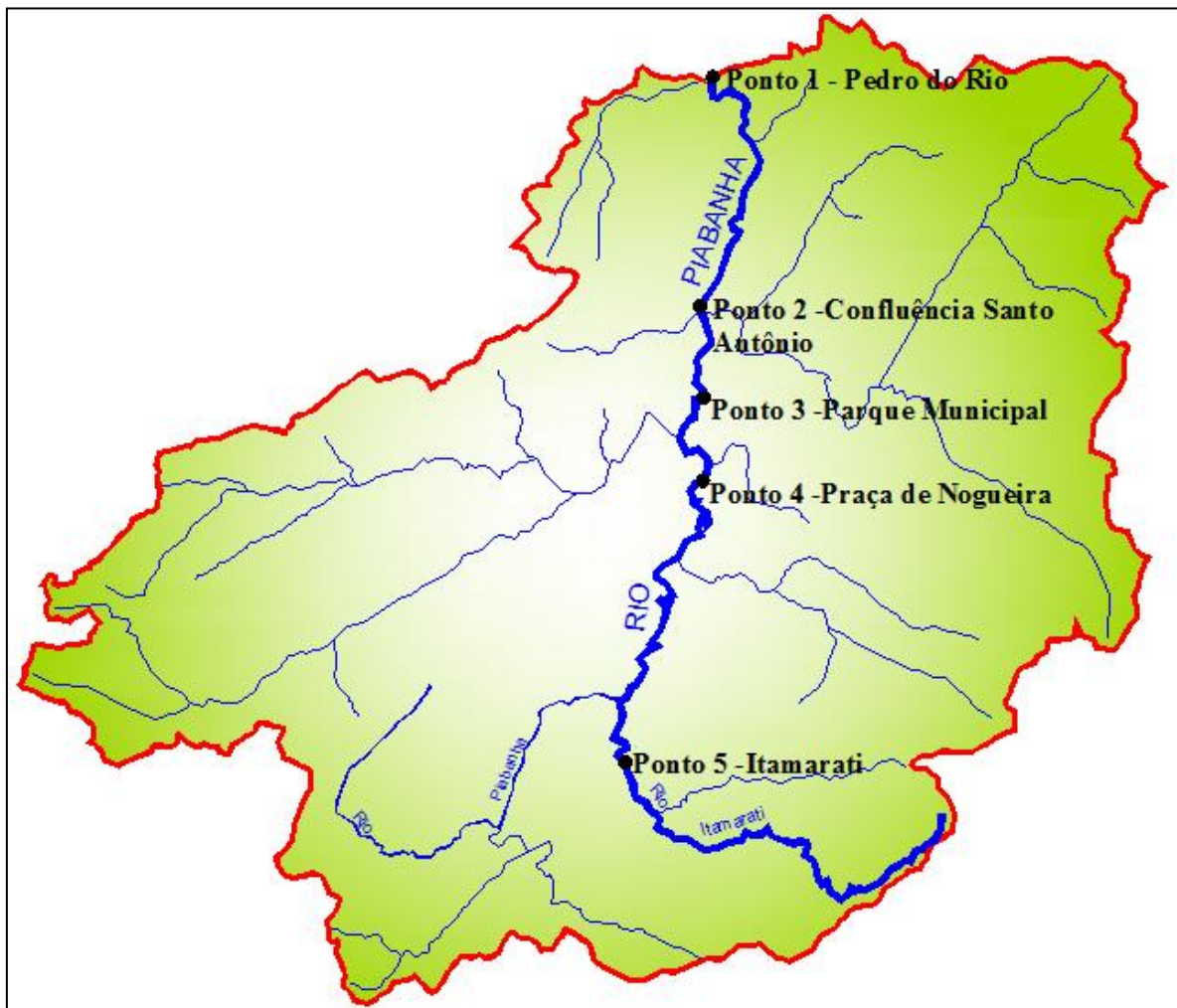


Figura 4.23 – Bacia Pedro do Rio - Localização dos pontos onde foram realizados o levantamento Topobatimétrico.

A seguir, estão as ilustrações das seções que foram feitas segundo o levantamento topobatimétrico em maio de 2009 para os pontos correspondentes na Figura 4.23.

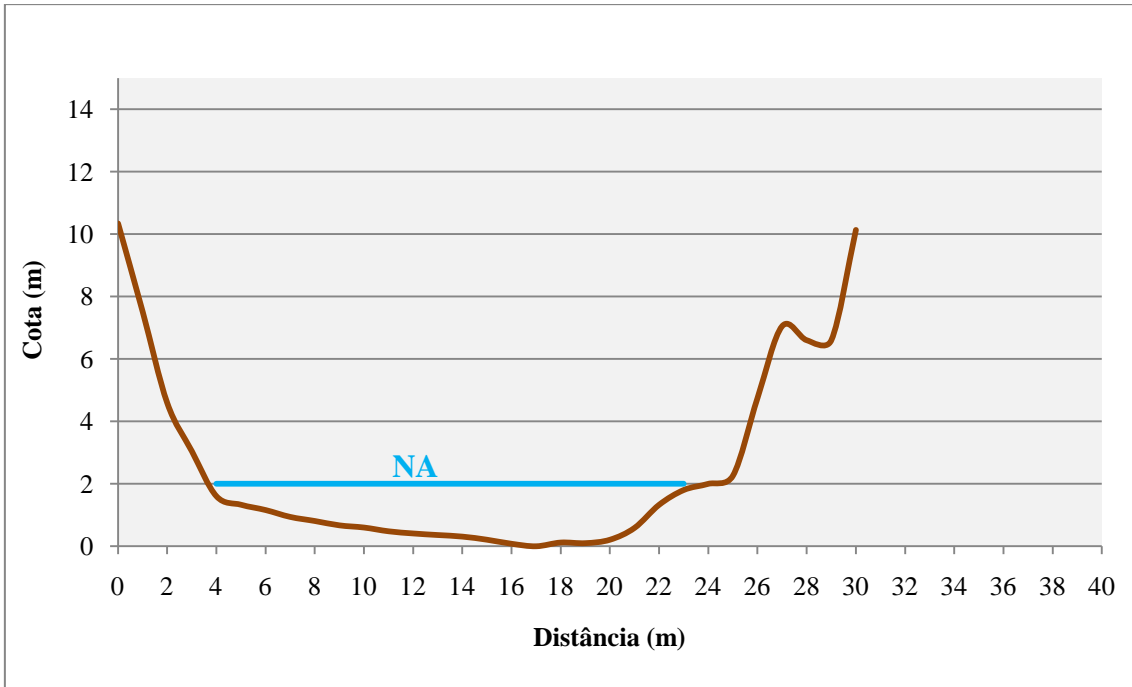


Figura 4.24 - Ponto 1, seção Pedro do Rio. (Data: maio de 2009).

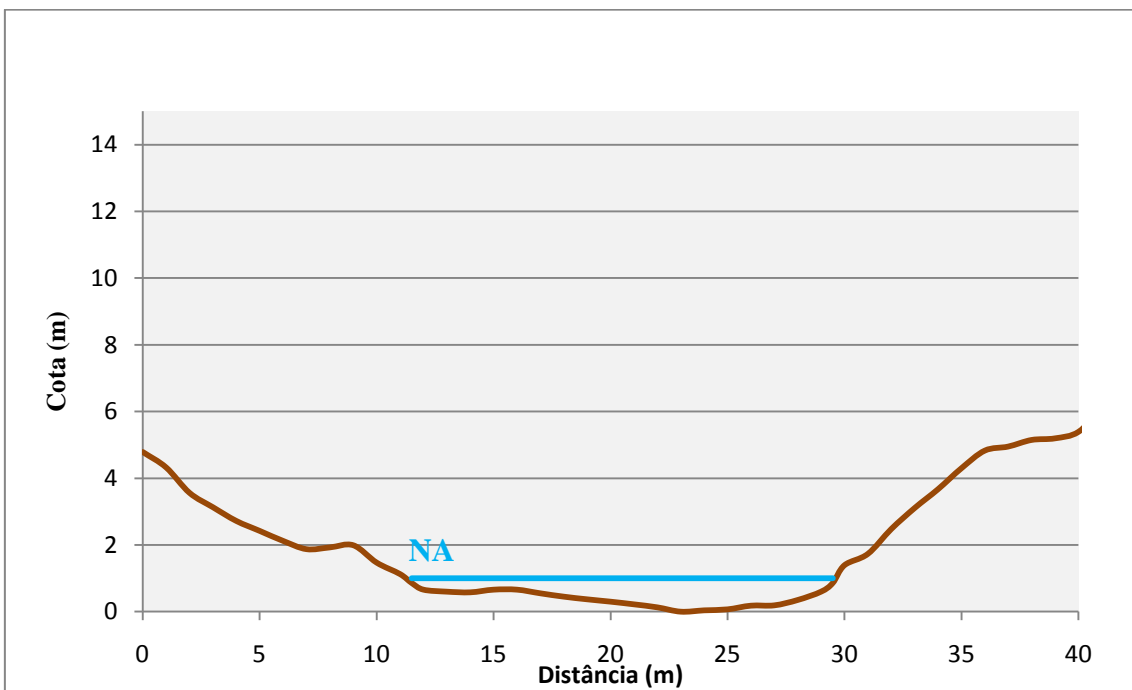


Figura 4.25 - Ponto 2, seção na confluência com o rio Santo Antônio. (Data: maio de 2009).

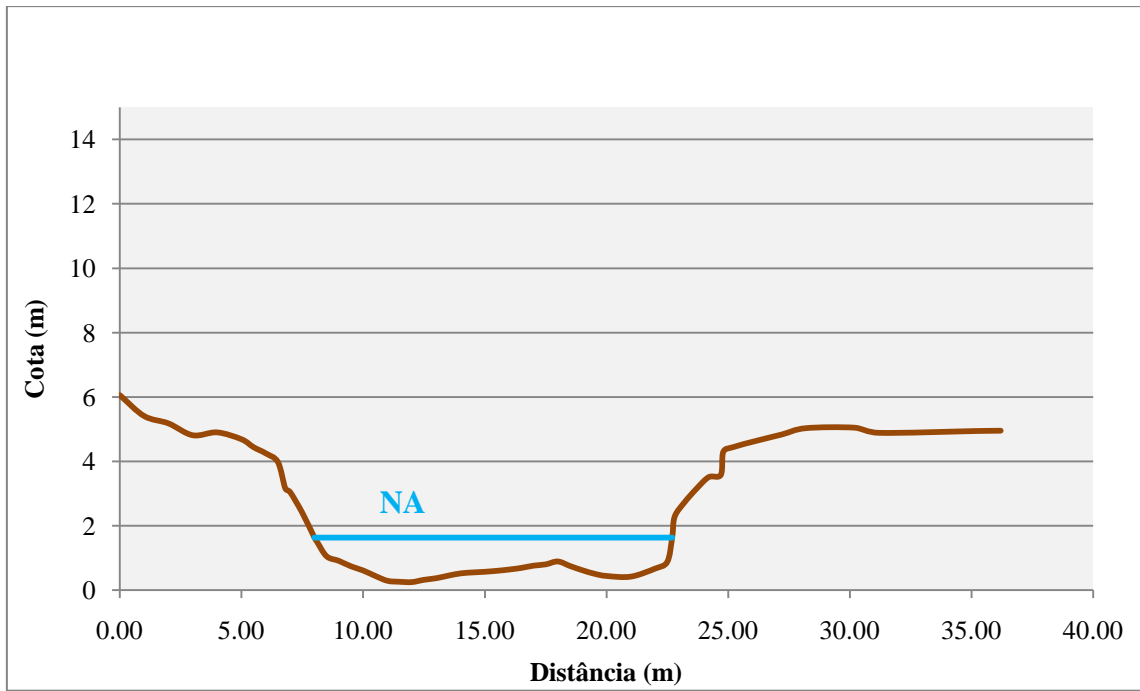


Figura 4.26 - Ponto 3, seção localizada dentro do Parque Municipal de Itaipava. (Data: maio de 2009).

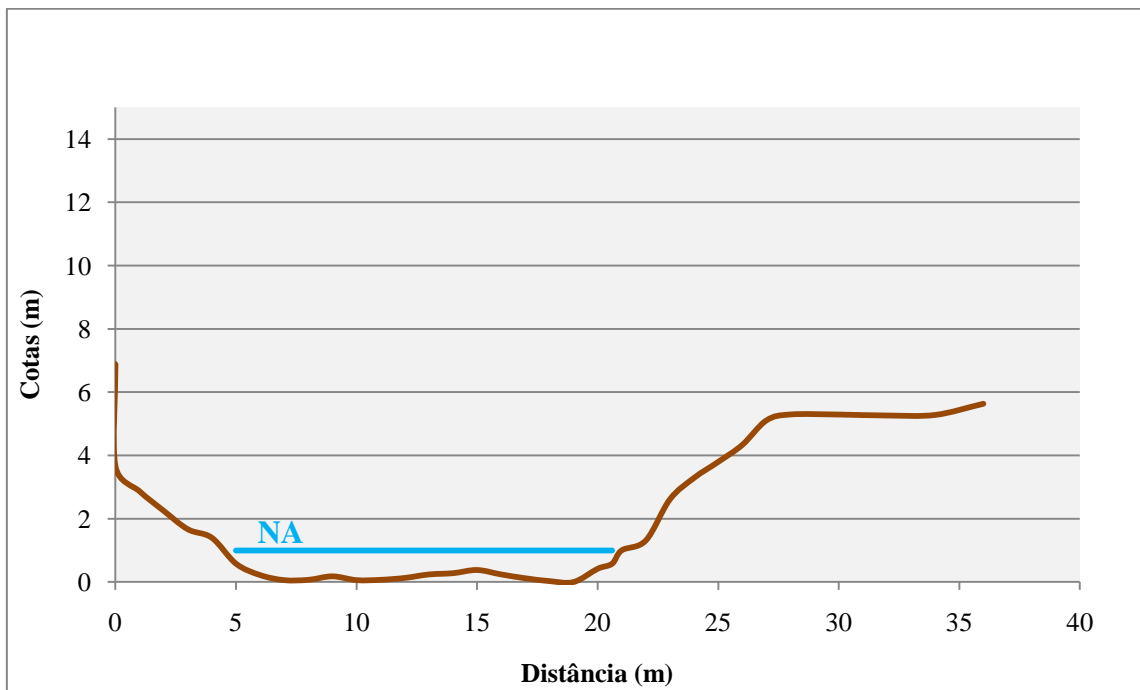


Figura 4.27 – Ponto 4, seção localizada próxima à Praça de Nogueira. (Data: maio de 2009).

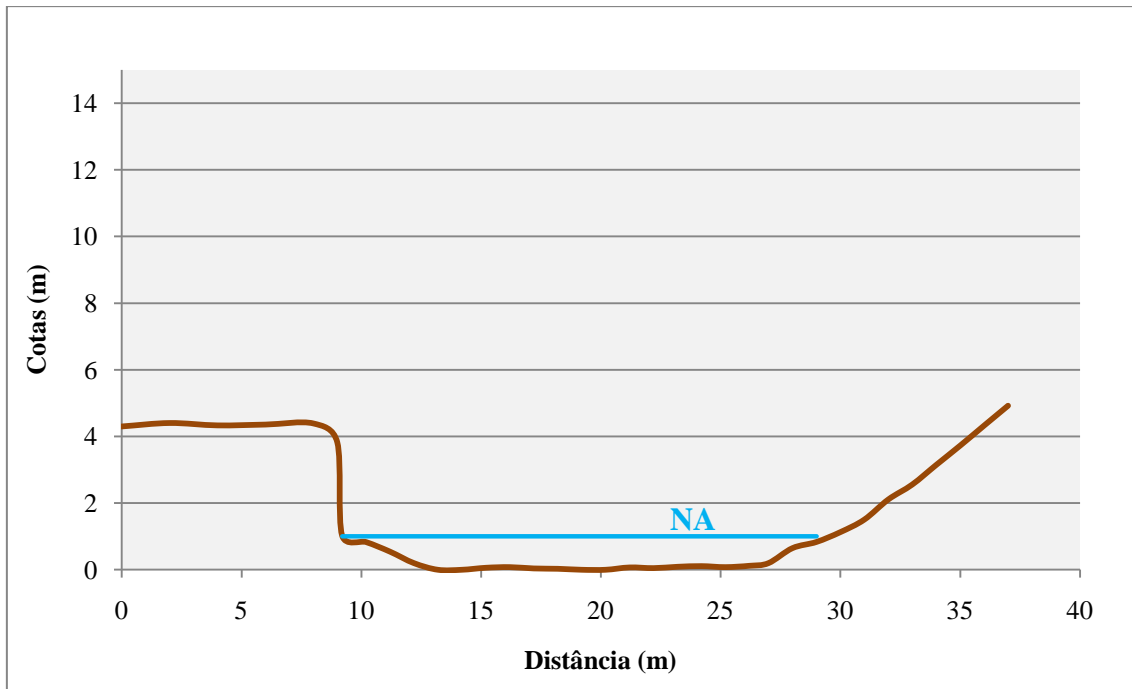


Figura 4.28 – Ponto 5, seção do rio Itamarati. (Data: maio de 2009)

A seguir, estão as fotos tidas dos pontos destacados na Figura 4.23 em maio de 2009, onde foram feitas a Topobatimetria das seções, conforme demonstrado nos desenhos acima.

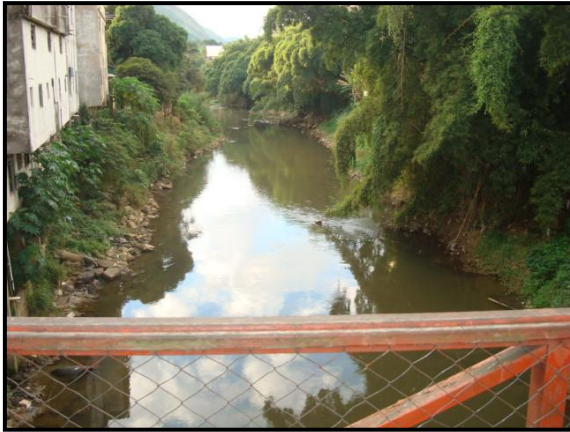


Figura 4.29 – Ponto 1, vista para jusante.



Figura 4.30 – Ponto 1, vista para montante.



Figura 4.31 – Ponto 2, confluência do Piabanha com Santo Antônio.



Figura 4.32 – Ponto 2, vista da seção levantada.



Figura 4.33 – Ponto 3, réguas de medição de nível no Parque Municipal.



Figura 4.34 – Ponto 3, vista seção levantada no Parque Municipal.



Figura 4.35 – Ponto 4, vista de jusante do trecho em Nogueira.



Figura 4.36 – Ponto 4, vista de montante do trecho em Nogueira



Figura 4.37 – Ponto 5, vista de montante do trecho do rio Itamarati.



Figura 4.38 – Ponto 5, vista de jusante do trecho do rio Itamarati.

4.6.2. Mapeamento da cobertura do solo

Os valores de curva número (CN) foram obtidos através de um mapeamento obtido junto a CPRM, publicado em MOREIRA *et al.* (2007). O mapeamento da cobertura do solo pode ser observado na Figura 4.39, e a descrição das áreas ocupadas na bacia está na Tabela 4.6.

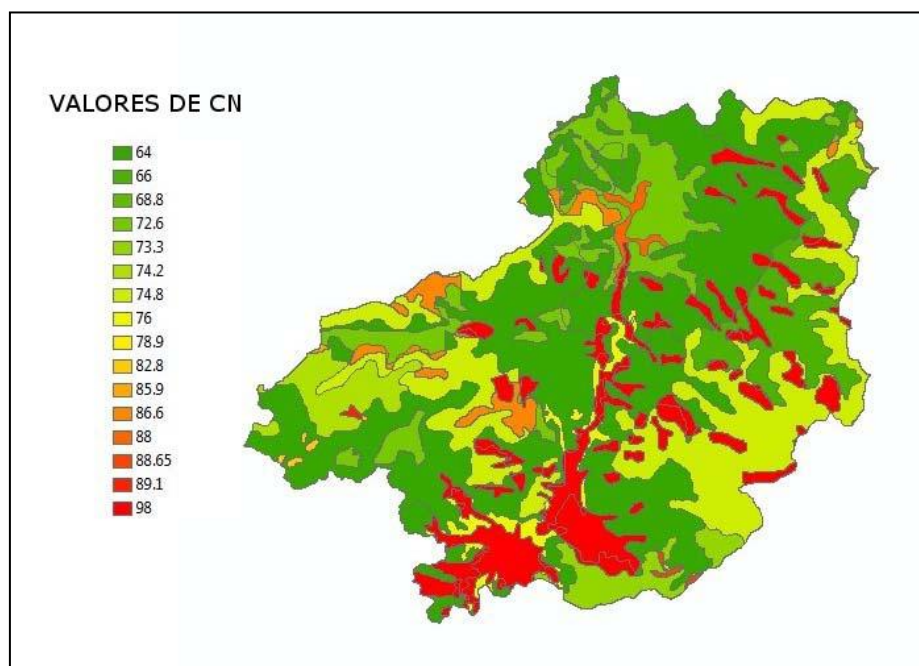


Figura 4.39 – Mapa de curvas-número CN do SCS (U. S. Soil Conservation Service) da sub-bacia Pedro do Rio (Fonte: MOREIRA *et al.*, 2007).

Tabela 4.6 – Curvas-Número e áreas correspondentes

CN	Descrição	Porcentagem da Área	CN	Descrição	Porcentagem da Área
98,00	Afloramento de Rocha	14,34%	76	Mata	1,88%
89,10	Solo Exposto	0,07%	74,80	Mata	19,77%
88,65	Solo Exposto	0,14%	74,20	Mata	3,00%
88,00	Pastagem	0,62%	73,30	Mata	2,53%
86,60	Pastagem	2,30%	72,60	Pastagem	9,56%
85,90	Pastagem	0,04%	68,80	Mata	0,10%
82,80	Solo Exposto	0,19%	66,00	Mata	5,99%
78,90	Pastagem	0,01%	64,00	Mata	39,44%

Verificou-se que a maior parte é de floresta tropical de altitude, aparecendo cobertura urbana pontual e também significativa afloramento rochoso no pico dos divisores de bacias. O valor de curva número ponderado pela área encontrado foi de 73,49.

4.6.3. Dados Pluviométricos

O primeiro modelo (modelo principal do rio Piabanha) consiste na modelagem do trecho de maior talvegue da bacia Pedro do Rio, iniciando-se no posto de Pedro do Rio e estendendo-se até a nascente do rio Itamarati. Essa modelagem tem como objetivo calibrar, validar e, por fim, comparar seus resultados com os também obtidos pelos modelos SMAP e TOPMODEL, conforme apresentado no trabalho de GONÇALVES (2008). Logo, os dados pluviométricos usados como entrada no modelo foram medições da chuva real fornecida pelos postos situados na bacia de estudo no período de 1998 a 2004. Os dados pluviométricos estão descritos na Figura 4.40.

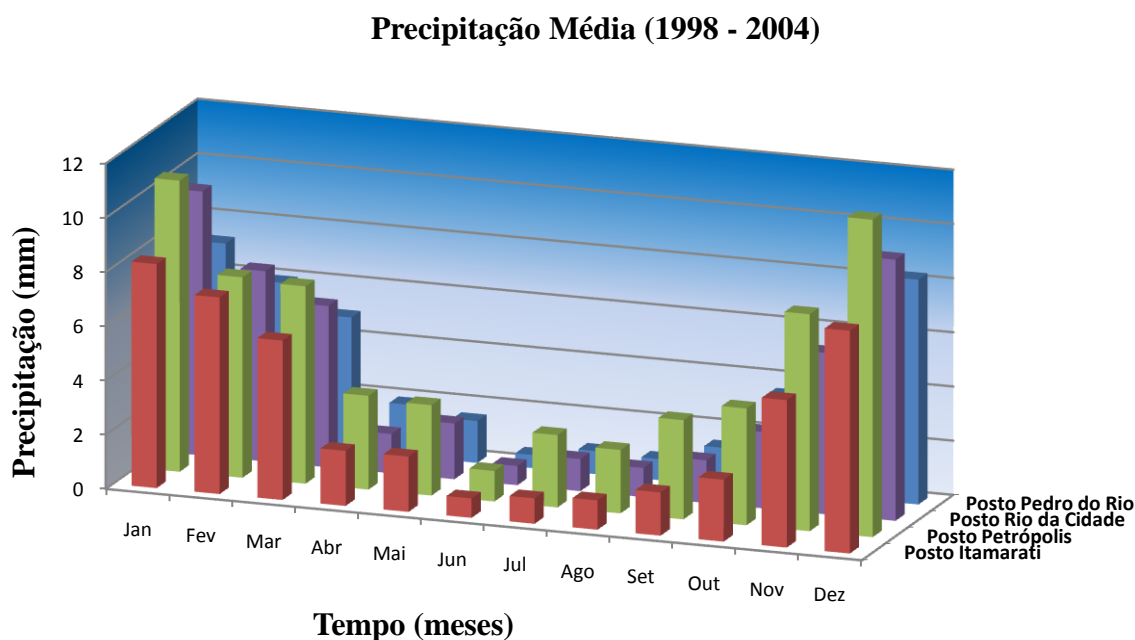


Figura 4.40 – Gráfico de precipitação mensal da média dos anos de 1998 a 2004.

Para o segundo modelo (*modelo secundário do rio Piabanha*), relativo ao trecho urbanizado, a intensidade da chuva na bacia do rio Piabanha foi obtida a partir dos dados pluviométricos apresentados na publicação “Chuvas Intensas no Brasil”, de 1957, do Eng. Otto Pfafstetter para o posto de Petrópolis, e a distribuição temporal da chuva foi calculada a partir do método do Bureau of Reclamation. Na Tabela 4.7 e na Figura 4.46, estão descritas e ilustradas, para cada tempo de duração de chuva, suas respectivas intensidades associadas a um tempo de recorrência (TR) de 20 anos.

Tabela 4.7 - Dados e Cálculo da Chuva de Projeto para um TR de 20 anos.

Posto Petrópolis							
EQUAÇÃO IDF		CÁLCULO PARA TRANSFORMAÇÃO			BLOCOS ALTERNADOS		
t_d (min)	i (mm/min)	$P=i.t_d$ (mm)	ΔP (mm)	$\Delta P/t$ (mm/h)	t (min)	i (mm/h)	P (mm)
30	1.80	54.00	54.00	108	30	28	14
60	1.30	78.00	24.00	48	60	48	24
90	1.02	92.00	14.00	28	90	108	54
120	0.88	106.00	14.00	28	120	28	14
150	0.72	107.75	1.75	3.5	150	3.5	1.75
180	0.61	109.50	1.75	3.5	180	3.5	1.75

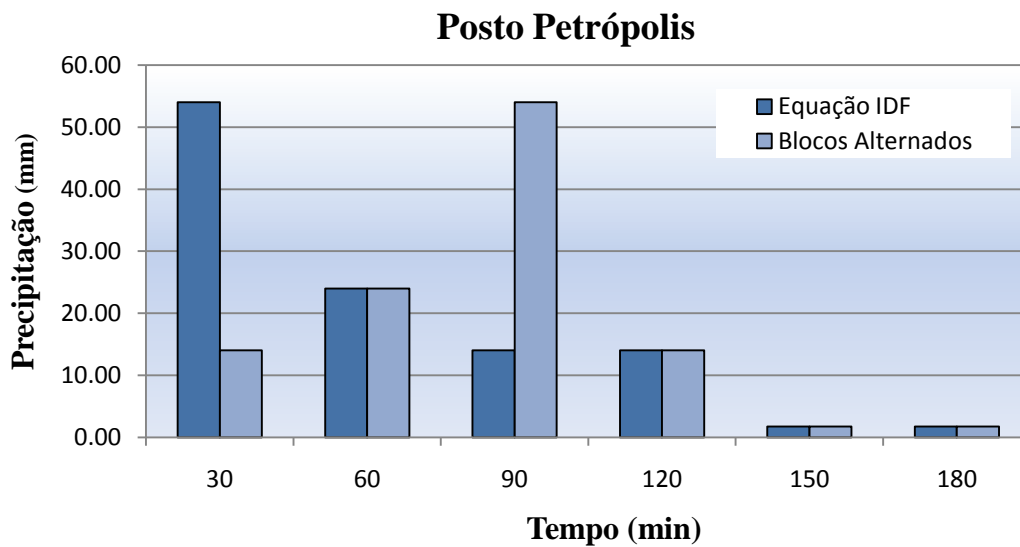


Figura 4.41 – Gráfico de distribuição da chuva de projeto para TR(20anos)

4.6.4. Preparação dos dados pluviométricos

Após a preparação de dados dos postos, fez-se a média da precipitação pelo método de Thiessen. Os postos e suas respectivas áreas de influência estão mostrados na Figura 4.42.

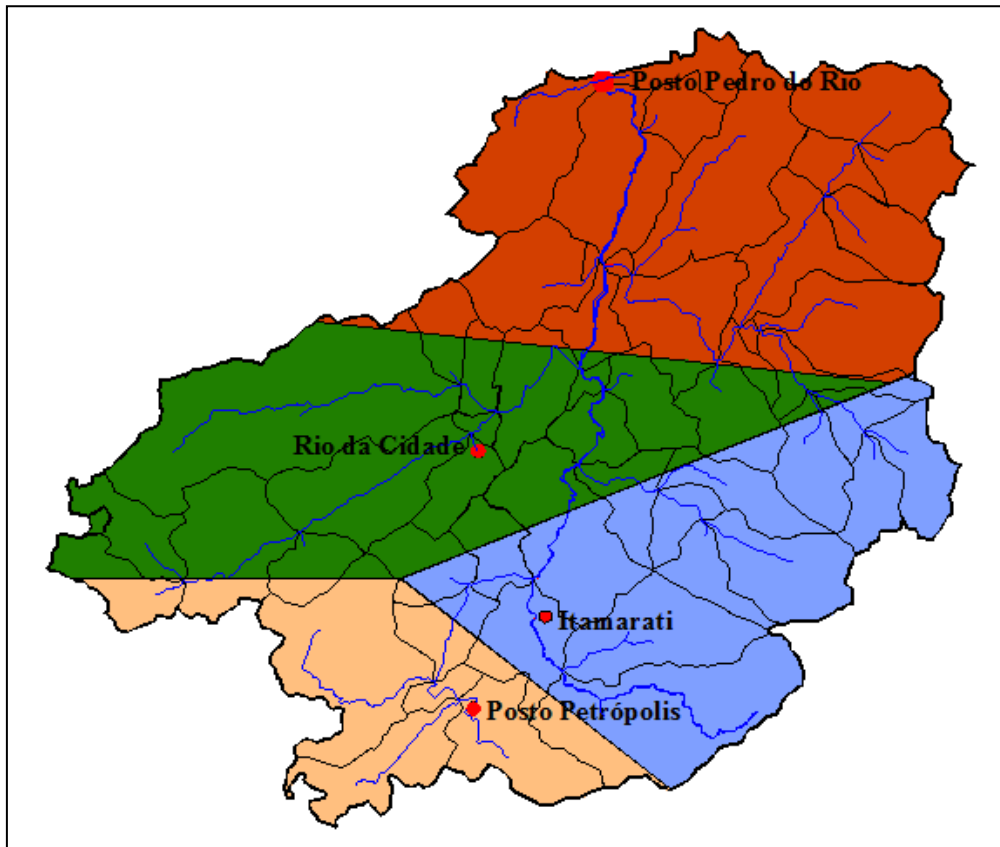


Figura 4.42 – Áreas de influência dos postos pluviométricos – método de Thiessen.

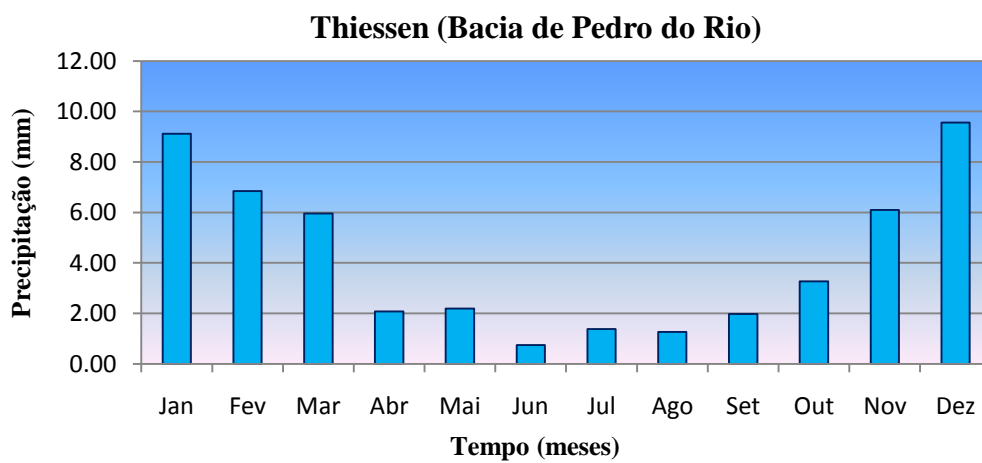


Figura 4.43 – Precipitação média mensal de 1998 a 2004, calculada pelo método de Thiessen.

O gráfico da Figura 4.44 mostra uma interessante comparação entre as duas séries de chuva geradas, mostrando que a variabilidade espacial do fenômeno de precipitação gera diferenças consideráveis de dados de entrada, mesmo para bacias interseccionadas. No caso do ano de 2002, pode-se constatar que a série de precipitação calculada para a bacia Pedro do Rio tem valores maiores do que a série calculada para a bacia Moura Brasil.

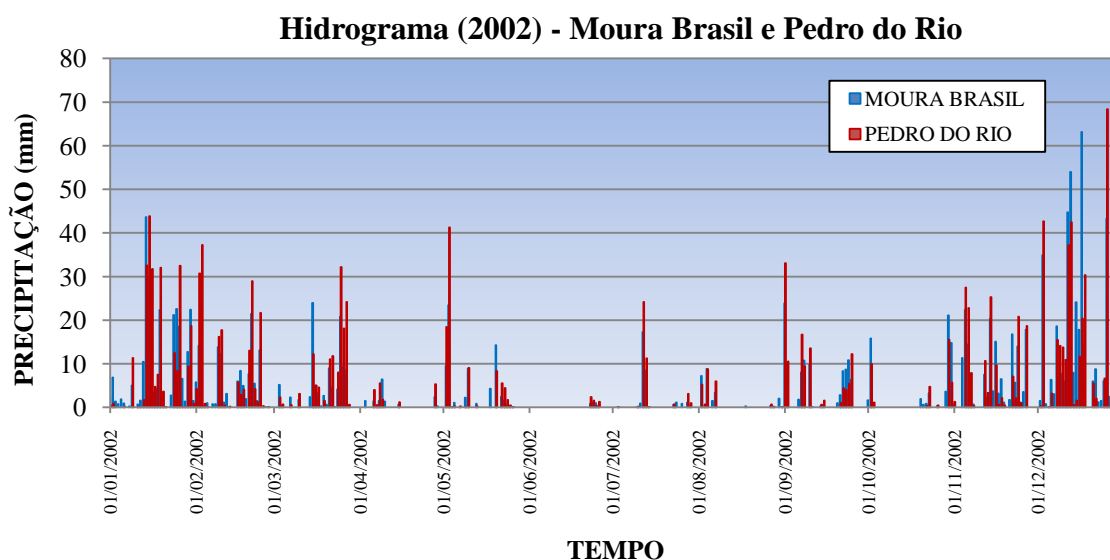


Figura 4.44 – Comparação das séries de precipitação promediadas pelo método de Thiessen – bacias Pedro do Rio e Moura Brasil – ano de 2002.

4.6.5. Dados de Vazão – Período de 1998 a 2004

Os dados de vazão referentes à estação fluviométrica de Pedro do Rio estão apresentados na Figura 4.45, enquanto a Figura 4.46 mostra o mesmo tipo de gráfico para o posto fluviométrico de Moura Brasil.

Os gráficos mostram que as vazões por unidade de área (mm/dia) em Pedro do Rio (bacia com área de 409 km²) são maiores do que as vazões de Moura Brasil (área de 2.049 km²). Esse fato é possivelmente ocasionado pelo aumento das perdas de acordo com o aumento do tamanho da área, além da possibilidade de ocorrência de armazenamentos, como acontece nos reservatórios existentes na bacia, e fugas, de acordo com o aumento de complexidade da bacia estudada.

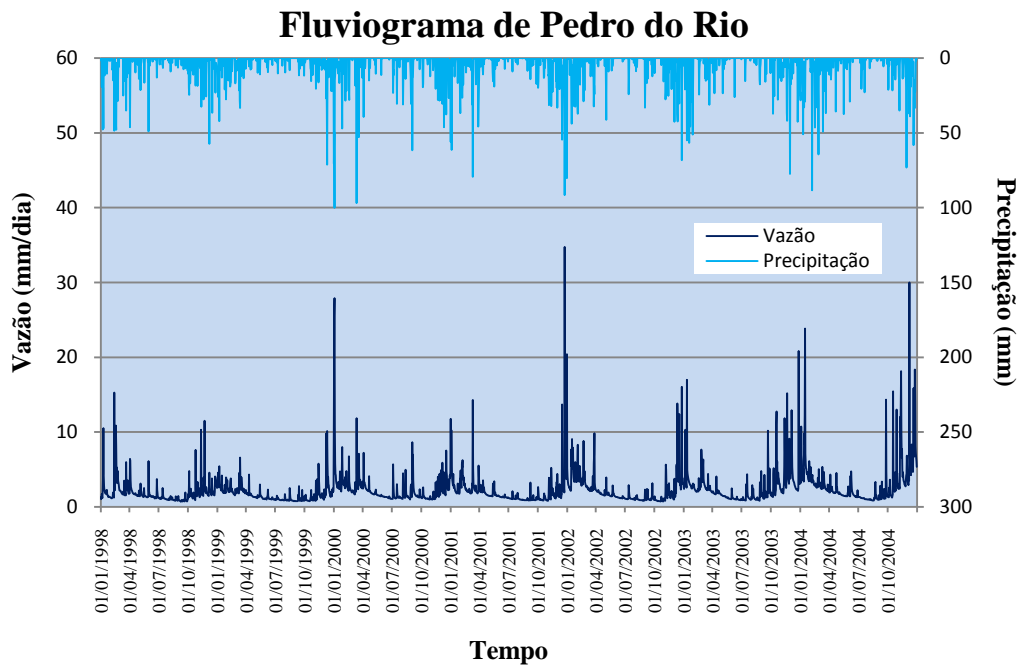


Figura 4.45 – Fluviograma do posto de Pedro do Rio – 1998 a 2005.

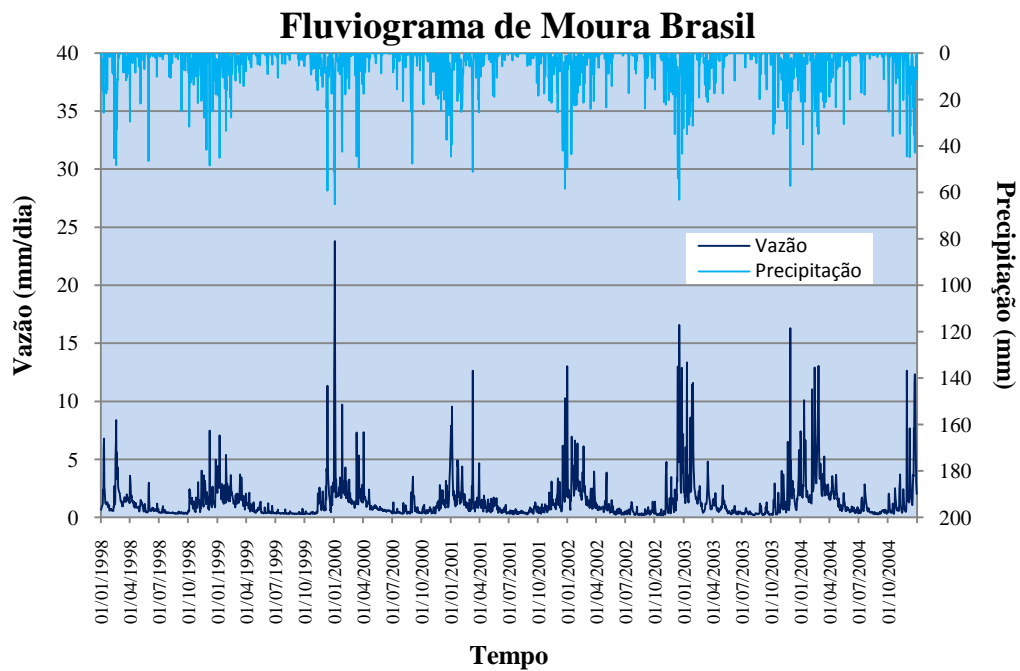


Figura 4.46 – Fluviograma do posto de Moura Brasil – 1998 a 2005.

5. Estudo de Caso e Metodologia Aplicada

5.1. Caracterização topográfica através do modelo digital de terreno (MDT).

O modelo digital de terreno é uma representação matemática da distribuição espacial da característica de um fenômeno vinculada a uma superfície real, A superfície é, em geral, contínua, e o fenômeno que representa pode ser variado. Dentre alguns usos do MDT, pode-se citar (BURROUGH, 1986):

- armazenamento de dados de altimetria para mapas topográficos;
- análises de corte-aterro para projeto de estradas e barragens;
- elaboração de mapas de declividade e exposição para apoio à análise de geomorfologia e erodibilidade;
- análise de variáveis geofísicas e geoquímicas;
- apresentação tridimensional (em combinação com outras variáveis).

Para a representação de uma superfície real no computador, é indispensável a criação de um modelo digital, podendo ser por equações analíticas ou por uma rede de pontos na forma de uma grade de pontos regulares ou irregulares. A partir dos modelos, podem ser calculados volumes, áreas, perfis e seções transversais. Podem ainda ser gerados imagens sombreadas ou em níveis de cinza e mapas de declividade e exposição, além de segmentação em intervalos desejados e perspectivas tridimensionais.

Com o propósito de estudar melhor a bacia do rio Piabanha, a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) gerou um modelo digital de terreno (*MDT*) da bacia em estudo. Por meio do código computacional ARCGIS, foi possível transformar o MDT gerado em um arquivo *dwg* do *software* AutoCAD. Assim, com o uso do AutoCAD, foi possível trabalhar com os dados topográficos do terreno, permitindo delimitar os divisores de água, calcular a área de drenagem das bacias e sub-bacias, medir as extensões dos talvegues, entre outras ações.

Com essa nova ferramenta que permite identificar as principais linhas de escoamento e os limites de bacias e sub-bacias, foi possível definir a divisão das células, uma das etapas de construção do modelo de células (MODCEL). Essa etapa de divisão das células será explicada mais adiante no capítulo.

5.2. Aplicação da Modelagem Hidrodinâmica – MODCEL

Para o presente trabalho, foram desenvolvidas duas modelações. A primeira modelação foi chamada de modelo principal do rio Piabanha, que simula o comportamento de toda a bacia Pedro do Rio num total 409 km² de área. Já a segunda modelação gerou o modelo secundário do rio Piabanha, aplicado para uma sub-bacia específica da bacia Pedro do Rio, ou melhor, aplicado à bacia hidrográfica que abrange a cidade de Petrópolis.

A seguir, a Figura 5.1 ilustra a bacia modelada Pedro do Rio, na qual se analisou o comportamento do rio Piabanha e seu afluente, o rio Itamarati, modelados como principal linha de escoamento fluvial da bacia. A figura também mostra, em destaque, a sub-bacia modelada numa segunda etapa, onde se estudou o trecho do rio Piabanha que passa pela cidade de Petrópolis e seu principal afluente, o rio Quitandinha, ambos importantes no estudo sobre inundações na cidade.



Figura 5.1 – Ilustração da bacia Pedro do Rio e da sua sub-bacia de Petrópolis.

O processo de modelagem hidrodinâmica do presente trabalho foi desenvolvido da maneira que segue. Na primeira etapa, modelou-se a bacia Pedro do Rio, visando identificar as dificuldades e potencialidades associadas à concepção do MODCEL na simulação de anos hidrológicos completos. Compararam-se os resultados do MODCEL para a bacia Pedro do Rio com os resultados anteriormente obtidos com o uso dos modelos SMAP e TOPMODEL, apresentados na dissertação de GONÇALVES (2008).

Terminada a simulação da bacia de grande porte, iniciou-se a segunda etapa, onde se fez um recorte dessa bacia na região hidrográfica da cidade de Petrópolis e aplicou-se, de maneira mais detalhada, o MODCEL para observação do problema de cheia urbana em escala local. Nesse contexto, o modelo maior também é usado para fechar o modelo menor, quando seus resultados de nível de água são aplicados como condição de contorno de nível chamado Z à jusante do trecho final do segundo modelo.

A seguir, descreve-se, primeiramente, o processo de modelagem da bacia de Pedro do Rio, e em seguida, numa segunda etapa, será descrita a modelagem aplicada à sub-bacia da cidade de Petrópolis.

5.2.1. Primeiro Modelo – Modelo Principal do Rio Piabanha (Bacia Pedro do Rio)

5.2.1.1 Divisão, classificação das células da bacia Pedro do Rio e definição das ligações hidráulicas.

A partir de uma análise da bacia em mapas, usando o código computacional AutoCAD, foi possível entender as características da topografia e a urbanização da região. Logo, iniciou-se o processo de divisão da área de estudo em células de escoamento. No processo de divisão em células, fez-se também a identificação das leis hidráulicas que representam as comunicações de cada célula com as suas vizinhas, de forma a configurar uma rede de escoamento apropriada para a área estudada. Ao término do processo de divisão, foi construído um esquema topológico que integra a rede de células, mostrando as suas interações e as condições de contorno que complementam a modelação.

Foram identificados os principais talwegues e as linhas de cumeadas principais e secundárias, de modo a definir as mais importantes linhas de escoamento, como também

a rede de drenagem com as condições gerais de escoamento na bacia. Toda a área da bacia foi modelada em células de acordo com sua característica física.

Foram analisados os principais os cursos de água, de modo a caracterizar a declividade desses cursos. Fez-se, então, a divisão em células pelos cursos de água principais, fazendo as mudanças de declividade nos centros de célula, usando as mudanças de seções como fronteiras entre células.

Na modelagem da bacia Pedro do Rio, as células e suas respectivas ligações receberam as seguintes classificações: o rio Piabanha foi todo classificado e dividido em células de canal aberto, sua calha secundária em células de planícies, e as ligações entre elas em ligação tipo vertedouro, o que se caracterizou um vertedouro de soleira espessa por todo o rio. Para a região adjacente à calha secundária do rio, por se tratar de uma região muito montanhosa, foi toda classificada como células de encosta e suas ligações com as calhas secundárias como ligações tipo planície. Já as sub-bacias que formam os afluentes do Piabanha foram classificadas como células de reservatório e conectadas por ligações tipo canal.

A Tabela 5.1 descreve e a Figura 5.2 ilustra, de forma simples, a classificação dos tipos de célula para a bacia Pedro do Rio, de acordo com sua topografia do local. Em seguida, na Figura 5.3, mostra-se a planta da bacia Pedro do Rio com a devida aplicação da divisão das células.

Tabela 5.1 – Quadro de classificação das células da modelagem da bacia Pedro do Rio (modelo principal do rio Piabanha).

Nome do rio	Classificação dos Tipos de Células			
	Calha Principal	Calha Secundária	Áreas Adjacentes	Afluentes
Rio Piabanha	Canal	Planície	Encosta	Reservatório
Rio Itamarati	Canal	Planície	Encosta	Reservatório

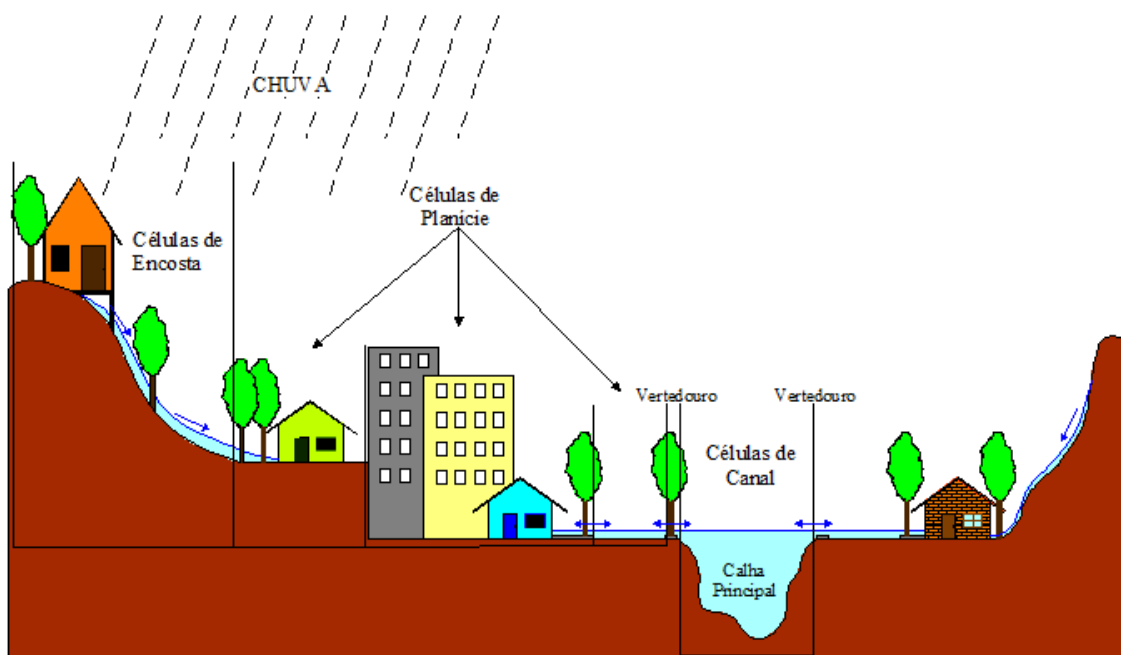


Figura 5.2 – Ilustração das classificações das células da Bacia de Pedro do Rio – (modelo principal do rio Piabanha).

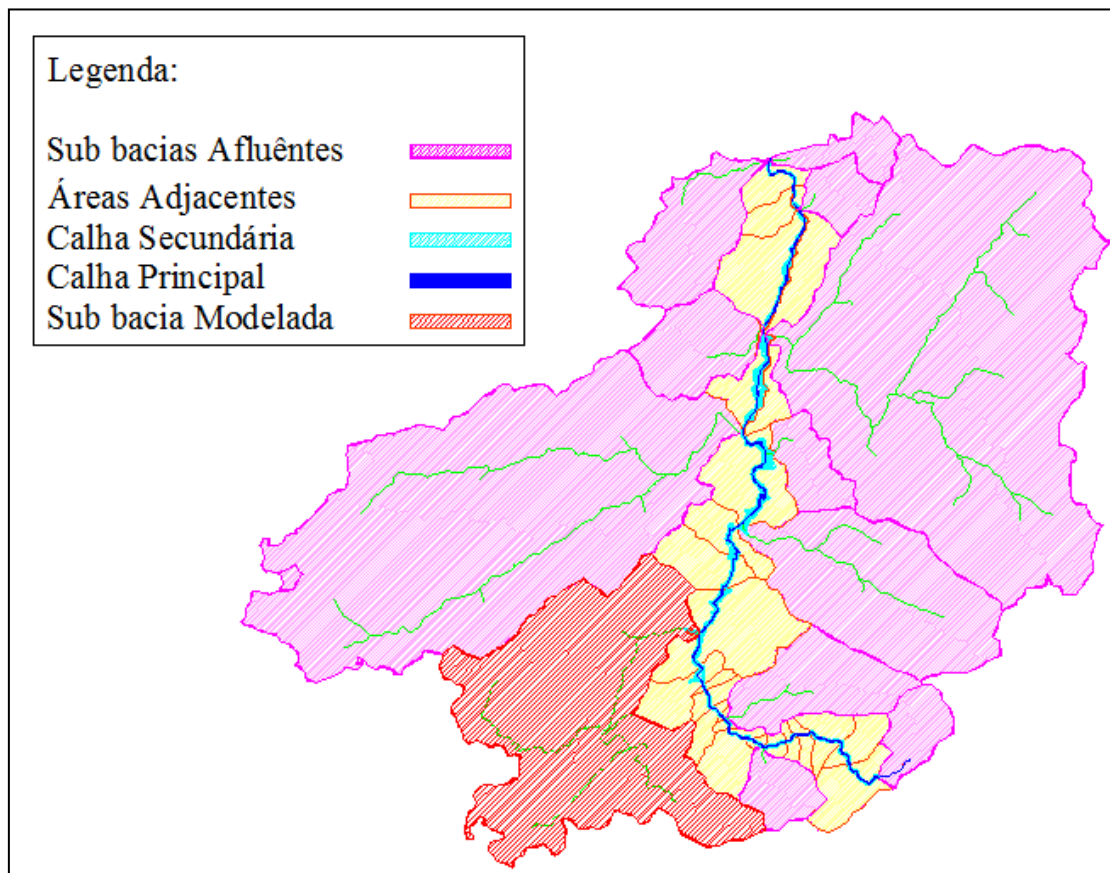


Figura 5.3 – Divisão das células da bacia Pedro do Rio. Em destaque, de vermelho, está a sub-bacia da cidade de Petrópolis modelada separadamente.

5.2.1.2 Séries de Precipitação:

Para que seja possível a realização da simulação proposta, os arquivos contendo as precipitações são de total importância. A entrada dos dados para esse arquivo pode ser feita, basicamente, de duas maneiras:

- através da chuva real medida, usualmente adotada para os processos de calibração e de validação do modelo;
- através de uma chuva de projeto, calculada por quaisquer métodos pertinentes, adotada para as simulações desejadas.

No modelo da bacia de Pedro do Rio, utilizou-se uma chuva real medida, pois tem-se como objetivo, além de calibrar e validar o modelo, comparar seus resultados com os também obtidos pelos modelos SMAP e TOPMODEL na dissertação apresentada por GONÇALVES (2008).

A chuva utilizada como dado de entrada no primeiro modelo foi uma chuva medida fornecida pelos postos pluviométricos situados dentro da bacia de estudo. Esses dados pluviométricos utilizados são do período de 1998 a 2002. Os postos pluviométricos utilizados e suas respectivas localizações estão descritos no Capítulo 4.

Para o período de calibração do modelo, a série de precipitação utilizada foi a do ano de 1998 e, para a validação do modelo, utilizou-se o ano de 1999. Já os períodos aplicados na comparação com os outros dois modelos, o SMAP e o TOPMODEL, foram dois, as séries de 1998 e de 2002, estando somente a última presente na dissertação de GONÇALVES (2008).

5.2.1.3 Preenchimento de falhas e análise de consistência de séries pluviométricas.

O Brasil, por possuir uma extensão territorial continental, enfrenta dificuldades no processamento e armazenamento dos grandes volumes de dados, mesmo que sejam poucas as regiões monitoradas. O país ainda se depara com o problema do elevado custo relacionado à instalação e manutenção das estações, sejam elas meteorológicas, pluviométricas ou fluviométricas. Por conta disso, as bacias brasileiras não possuem um alto nível de qualidade no seu monitoramento e, em muitos casos, nem os realiza.

Sabendo-se que a disponibilidade de séries históricas de dados pluviométricos diários consistidos, com qualidade e confiabilidade, é fundamental para a realização de trabalhos nas áreas de modelagem hidrológica, é indispensável que se faça uma análise de consistência das séries pluviométricas para que a modelagem se torne confiável.

Para se ter uma idéia de como é comum a falta de consistência dos dados monitorados, abaixo estão listados alguns dos possíveis erros cometidos durante as medições:

- a) preenchimento incorreto na caderneta de campo;
- b) soma errada do número de provetas, quando a precipitação é alta;
- c) valor estimado pelo observador, por não se encontrar no local da amostragem;
- d) crescimento de vegetação ou outra obstrução próxima ao posto de observação;
- e) danificação do aparelho;
- f) problemas mecânicos no registrador gráfico.

Visto que é comum a ocorrência de falhas durante a medição dos dados nas estações, e em conjunto com a necessidade de se trabalhar com séries contínuas muito grandes, torna-se obrigatório o preenchimento desses erros. Para se fazer o preenchimento das falhas durante as medições, foi utilizado o método da ponderação regional, método que consiste em preencher as falhas através de uma ponderação com base nos dados medidos de pelo menos três postos vizinhos e de que tais dados sejam de uma série mínima de pelo menos 10 anos. Sendo assim, para determinar a precipitação inexistente da estação em estudo, deve-se resolver por meio da equação descrita a seguir:

$$P_x = \frac{1}{3} \left(\frac{M_x}{M_a} P_a + \frac{M_x}{M_b} P_b + \frac{M_x}{M_c} P_c \right) \quad (5.1)$$

onde

P_x - variável que guardará os dados corrigidos;

M_x - média aritmética da estação com falha;

M_a , M_b e M_c - média aritmética das estações vizinhas;

P_a , P_b e P_c - dados das estações vizinhas ao posto com falha.

Outro ponto que deve ser trabalhado, visando garantir a qualidade dos dados, é de fazer uma análise da consistência das séries pluviométricas dentro de uma visão regional, ou seja, deve-se comparar o grau de homogeneidade dos dados de chuva medidos no posto em estudo com os outros postos referenciados (vizinhos). Isso pode ser feito através do *método da curva de dupla massa*, que primeiramente consiste em transformar os dados diários em totais mensais ou anuais, e depois em totais acumulados para o posto em estudo e para os postos referenciados, de forma que, posteriormente, possam ser comparados graficamente.

Para o estudo pluviométrico da bacia modelada, aplicou-se o *método da curva de dupla massa* para todas as estações da bacia de Pedro do Rio, visando testar a validade de todos os dados utilizados no modelo. Os resultados foram bem sucedidos em todas as estações, como demonstra, a seguir, a aplicação feita às estações pluviométricas da região.

Tabela 5.2 – Relação dos dados pluviométricos da estação de rio da Cidade com as estações referenciadas.

		Altura de chuva (mm)						
		Posto Pluviométrico em Estudo		Postos Pluviométricos Referenciados				
	Postos Pluviométricos	Rio da Cidade	Acum, Rio da Cidade	Itamarati	Petrópolis	Pedro do Rio	Média das estações Referenciadas	Acum, dos Postos Referenciadas
Anos	1998	1453,9	1453,9	1562,7	2055,8	1338	1652,17	1652,17
	1999	1513,4	2967,3	1205,4	1743,9	999,3	1316,20	2968,37
	2000	1556,4	4523,7	1409,3	1974,4	1312,6	1565,43	4533,80
	2001	1584,8	6108,5	1562,3	1943,2	1422,4	1642,63	6176,43
	2002	1520,4	7628,9	1101,1	1856,6	1277,3	1411,67	7588,10
	2003	1238,4	8867,3	1435,4	2166,9	1139,8	1580,70	9168,80
	2004	1829,7	10697	1811,5	2639,7	1505,7	1985,63	11154,43

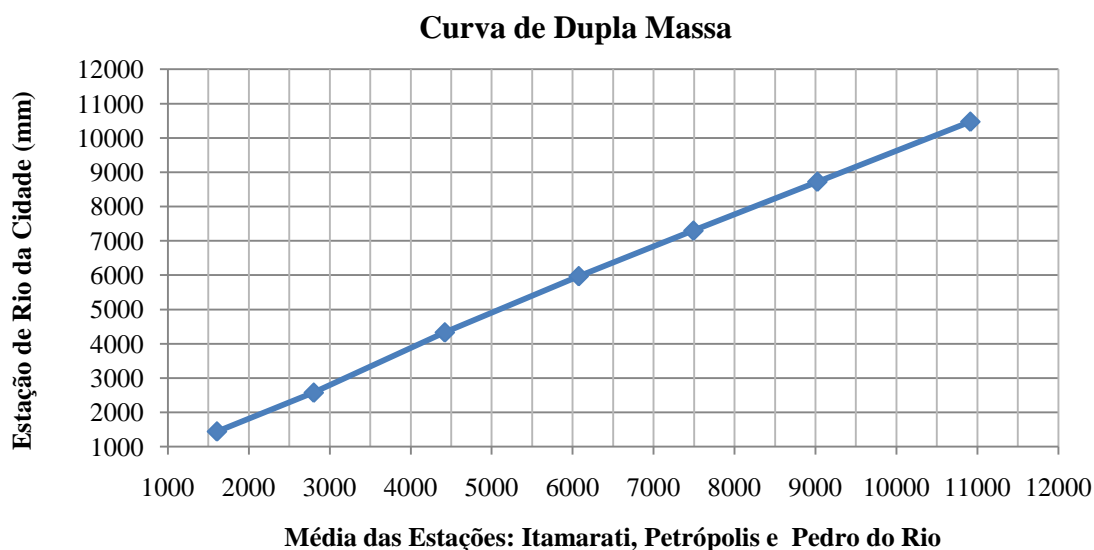


Figura 5.4 – Gráfico da verificação da homogeneidade dos dados da estação de Rio da Cidade com as respectivas estações referenciadas por meio do método da curva de dupla massa.

Tabela 5.3 – Relação dos dados pluviométricos da estação Itamarati com as estações Referenciadas.

		Altura de chuva (mm)						
		Posto Pluviométrico em Estudo		Postos Pluviométricos Referenciados				
Postos Pluviométricos		Rio da Itamarati	Acum, Itamarati	Rio da Cidade	Petrópolis	Pedro do Rio	Média das estações Referenciadas	Acum, das estações Referenciadas
Anos	1998	1548	1548	1446,1	2041,6	1224	1570,57	1570,57
	1999	990	2538	1130,8	1592,2	1005,7	1242,90	2813,47
	2000	1543	4081	1755,7	2108,5	1206,6	1690,27	4503,73
	2001	1581	5662	1638,4	1862	1519,2	1673,20	6176,93
	2002	1138	6800	1325,9	1879,1	1234,9	1479,97	7656,90
	2003	1264	8063	1426	2065,2	1263,2	1584,80	9241,70
	2004	1657	9720	1749,5	2533,5	1480,5	1921,17	11162,87

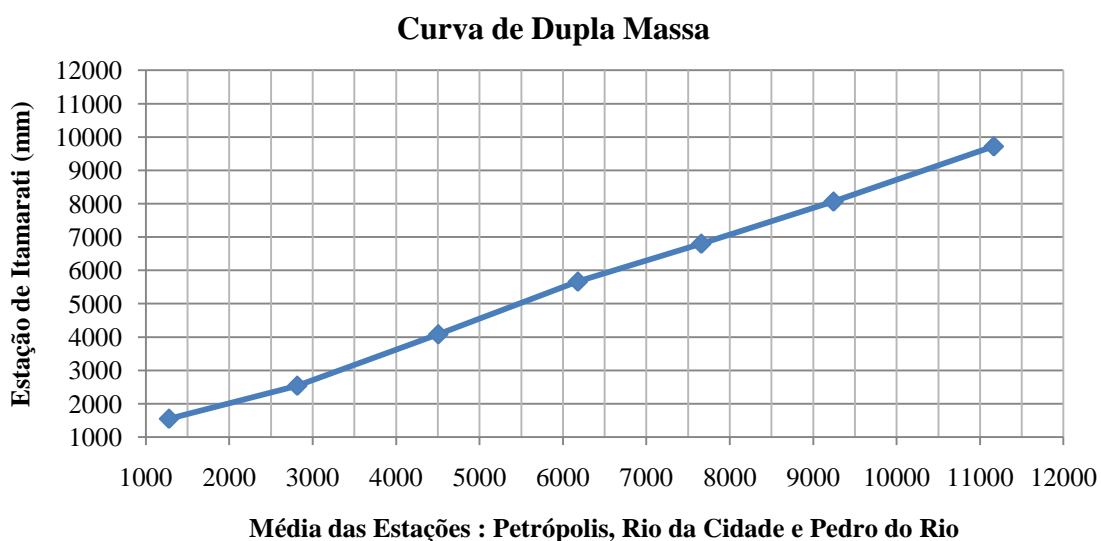


Figura 5.5 – Gráfico da verificação da homogeneidade dos dados da estação Itamarati com as respectivas estações referenciadas por meio do método da curva de dupla massa.

Tabela 5.4 – Relação dos dados pluviométricos da estação Petrópolis com as estações referenciadas.

		Altura de chuva (mm)						
		Posto Pluviométrico em Estudo		Postos Pluviométricos Referenciados				
Postos Pluviométricos		Petrópolis	Acum, Petrópolis	Itamarati	Rio da Cidade	Pedro do Rio	Média das estações Referenciadas	Acum, das estações Referenciadas
Anos	1998	2042	2042	1547,5	1446,1	1224	1405,87	1405,87
	1999	1592	3634	990,4	1130,8	1005,7	1042,30	2448,17
	2000	2109	5742	1543	1755,7	1206,6	1501,77	3949,93
	2001	1862	7604	1581,3	1638,4	1519,2	1579,63	5529,57
	2002	1879	9483	1137,6	1325,9	1234,9	1232,80	6762,37
	2003	2065	11549	1263,6	1426	1263,2	1317,60	8079,97
	2004	2534	14082	1656,9	1749,5	1480,5	1628,97	9708,93

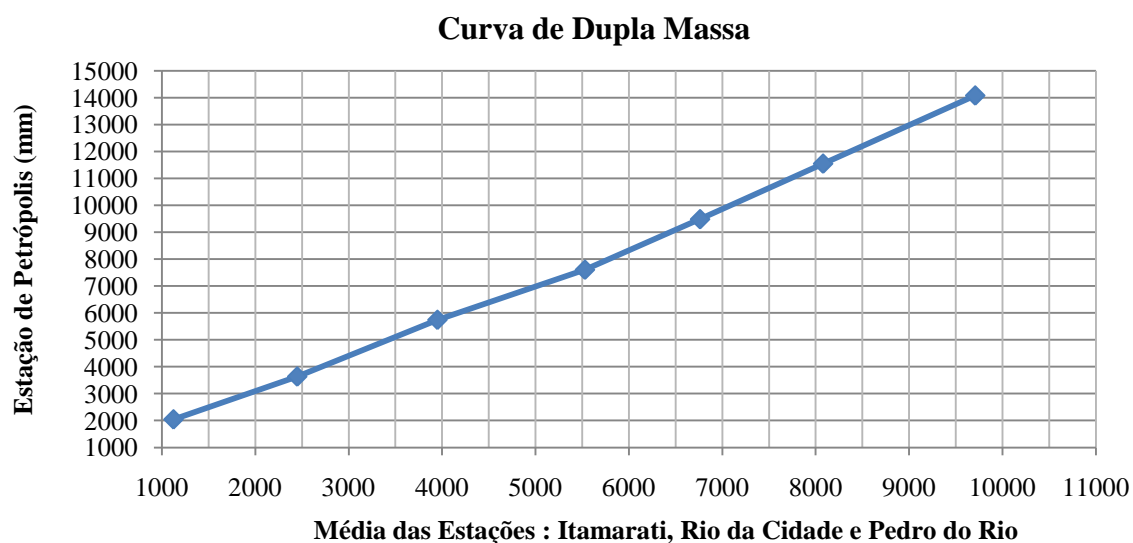


Figura 5.6 – Gráfico da verificação da homogeneidade dos dados da Estação Petrópolis com as respectivas Estações Referenciadas, através do Método da Curva de Dupla Massa.

Tabela 5.5 – Relação dos dados pluviométricos da Estação Pedro do Rio com as Estações Referenciadas.

		Altura de chuva (mm)						
		Posto Pluviométrico em Estudo		Postos Pluviométricos Referenciados				
		Postos Pluviométricos	Pedro do Rio	Acum, Pedro do Rio	Itamarati	Petrópolis	Rio da Cidade	Média das estações Referenciadas
Ano	1998	1224	1224	1547,5	2041,6	1446,1	1678,40	1678,40
	1999	1006	2230	990,4	1592,2	1130,8	1237,80	2916,20
	2000	1207	3436	1543	2108,5	1755,7	1802,40	4718,60
	2001	1519	4956	1581,3	1862	1638,4	1693,90	6412,50
	2002	1235	6190	1137,6	1879,1	1325,9	1447,53	7860,03
	2003	1263	7454	1263,6	2065,2	1426	1584,93	9444,97
	2004	1481	8934	1656,9	2533,5	1749,5	1979,97	11424,93

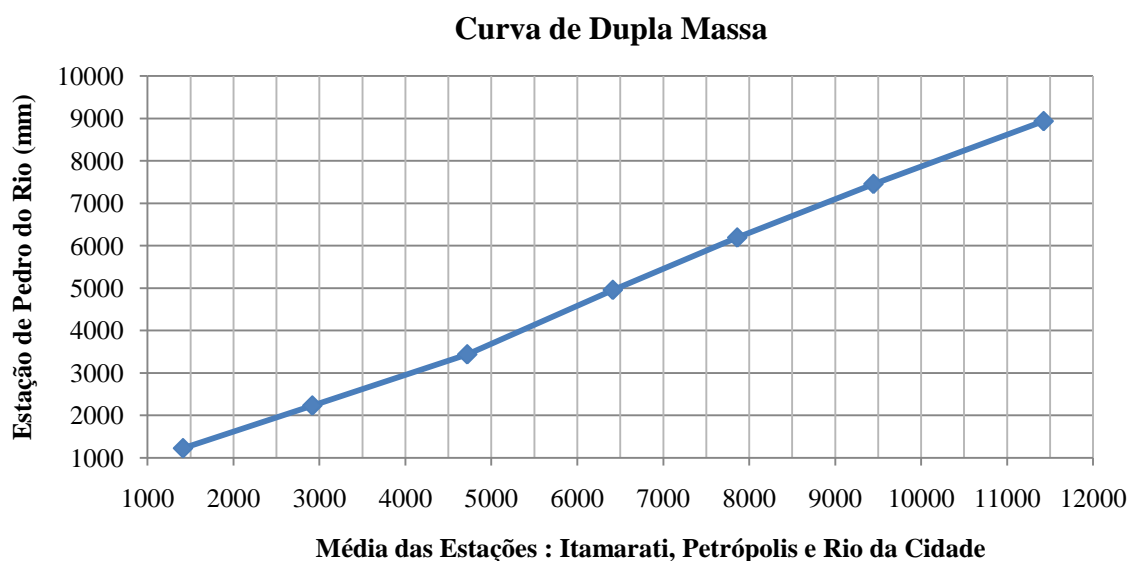


Figura 5.7 – Gráfico da verificação da homogeneidade dos dados da estação Pedro do Rio com as respectivas estações referenciadas por meio do método da curva de dupla massa.

Separação da Chuva Efetiva na Área Dividida em Células.

O cálculo do escoamento superficial produzido na área modelada através das células de escoamento é feito pelo próprio MODCEL, utilizando-se o método Racional, como escolha deste estudo, para separação da chuva efetiva. Assim, cada célula recebe um valor para o seu coeficiente de escoamento superficial (*runoff*). A Tabela 5.6 resume os valores adotados para esse coeficiente em função do tipo de ocupação e uso do solo observado na célula.

Tabela 5.6 – Parâmetros de separação da chuva efetiva na área modelada por célula.

Tipo de Ocupação e Uso do Solo	Coefficiente de <i>Runoff</i>
Urbanização muito leve / vegetação rasteira	0,35
Urbanização moderada / área militar	0,55
Urbanização densa	0,75
Espelho de água (nas células tipo rio)	1,00

5.2.1.4 Precipitação média na área de estudo.

Nos itens anteriores, foram abordados o preenchimento das falhas e a análise de consistência de séries pluviométricas, o que agora possibilita que se faça a distribuição espacial da precipitação na bacia de Pedro do Rio. Essa distribuição espacial assume a consideração de uma precipitação média por sub-áreas. A precipitação média pode ser definida como sendo uma lâmina de água de altura uniforme sobre a área considerada, associada a um período de tempo dado (como uma hora, dia, mês, ano). Isso não deixa de ser uma abstração (Sanchez, 1986), uma vez que a chuva real obedece a distribuições espaciais e temporais variáveis.

Para determinar a precipitação média nas diferentes sub-bacias que compõem a bacia de Pedro do Rio, métodos consagrados poderiam ser usados para o cálculo, como o método da média aritmética, método das isoietas e o método de Thiessen. Para o presente estudo, optou-se pelo último, que a seguir será descrito.

Método de Thiessen – Este método considera a não-uniformidade da distribuição espacial dos postos, mas, em princípio, não leva em conta o relevo da bacia. A metodologia usada consiste no seguinte: a) ligue os postos por trechos retilíneos; b) trace linhas perpendiculares aos trechos retilíneos passando pelo meio da linha entre os dois postos; c) prolongue as linhas até encontrar outra. O polígono é formado pela interseção das linhas correspondentes à área de influência de cada posto; d) a precipitação média é calculada por:

$$P_m = \frac{1}{A_T} \times \sum A_i \times P_i \quad (5.2)$$

onde:

- A_i é a área de influência do posto;
- P_i é a precipitação registrada no posto i ;
- A_T é a área total da bacia.

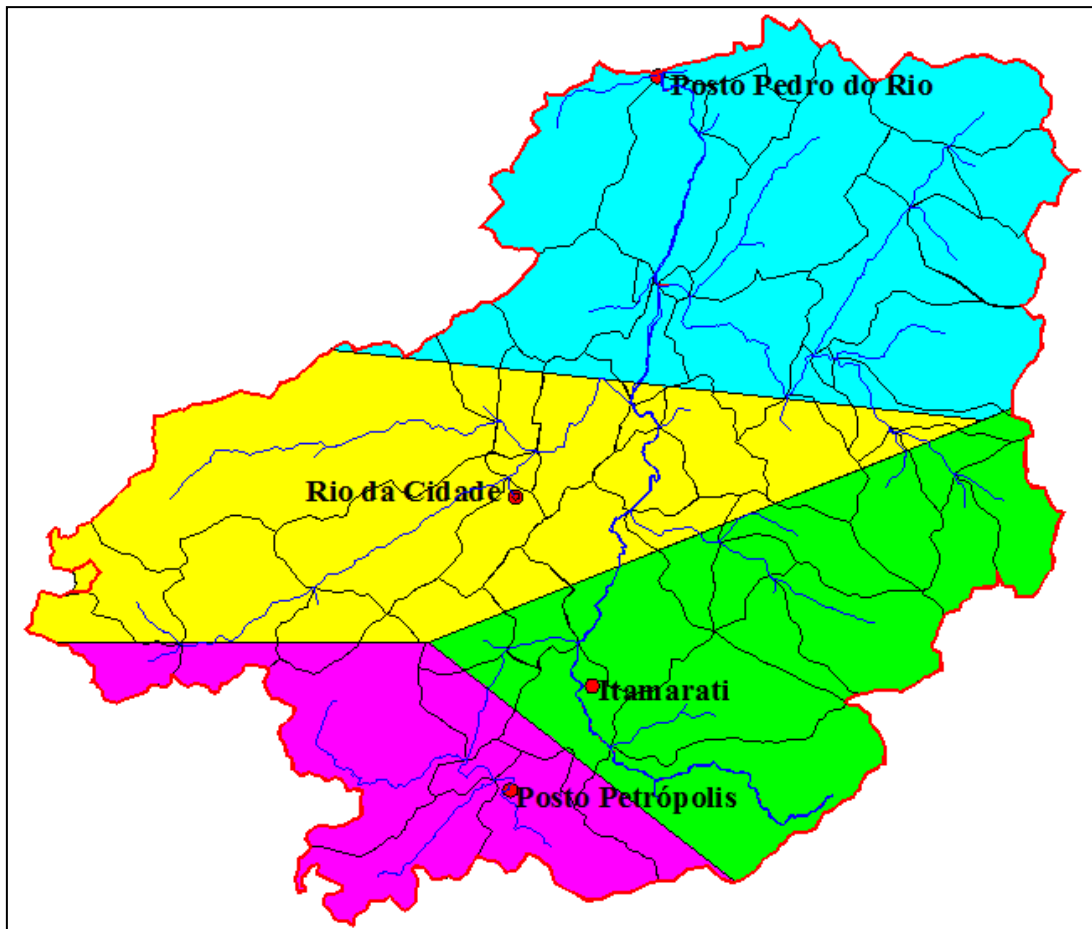


Figura 5.8 – Polígono de Thiessen empregado na delimitação das áreas de influências dos postos pluviométricos.

5.2.1.5 Topologia

Com a divisão das células definida, pode-se iniciar a montagem do esquema articulado de relações entre células. Esse esquema é chamado de modelo topológico e permite a compreensão pelo modelo de como as células integram o espaço modelado e como as relações hidráulicas se desenvolvem entre as células. Assim, as células são arrumadas em uma matriz, cuja lei básica de formação induz à necessidade de cada célula, individualmente se ligar apenas a outras células de sua vizinhança imediata, ou seja, na mesma linha da matriz, na linha superior ou na inferior. Essa construção permite ao modelo agrupar as células em submatrizes que são resolvidas em um processo de dupla varredura, economizando tempo computacional. O esquema topológico resultante do modelo principal do rio Piabanha, relativo a modelagem da bacia Pedro do Rio, é mostrado na Figura 5.9.

5.2.1.6 Calibração

5.2.1.6.1 Índices de ajuste - comparação entre vazões observadas e simuladas

Para que seja possível comparar uma série de vazões geradas com uma série de vazões observadas, é necessária a utilização dos índices de ajuste ou verossimilhança. Esses índices, quando incluídos nos modelos hidrológicos, são chamados de funções objetivo, servindo para indicar o conjunto de parâmetros ótimos em um processo de calibração. Os índices, mostrados na Tabela 5.7 e descritos na seqüência do texto, foram usados para auxiliar na comparação das saídas do MODCEL com as séries observadas e geradas pelos modelos SMAP e TOPMODEL, após a calibração, permitindo uma melhor visualização e avaliação do comportamento do modelo segundo esses diversos critérios.

Tabela 5.7 – Índices de ajuste.

Critério	Equação
Soma dos Erros Absolutos (STEPHENSON, 1979)	$Z = \sum_{i=1}^{NQ} q_{o(i)} - q_s(i) $
Soma dos quadrados dos resíduos (DISKIN e SIMON, 1977)	$Z = \sum_{i=1}^{NQ} [q_{o(i)} - q_s(i)]^2$
Eficiência (Nash e SUTCLIFFE, 1970)	$Z = 1 - \frac{Z = \sum_{i=1}^{NQ} [q_{o(i)} - q_s(i)]^2}{Z = \sum_{i=1}^{NQ} [q_{o(i)} - q_o(\text{média})]^2}$
Erro percentual nos picos	$Z = 100, \left \frac{q_s(\text{pico}) - q_o(\text{pico})}{q_o(\text{pico})} \right $
Erro da Raiz média quadrática ponderada pelo pico (USACE, 1998)	$Z = \left\{ \frac{1}{NQ} \left[\sum_{i=1}^{NQ} (q_o(i) - q_s(i))^2 \left(\frac{q_o(i) + q_o(\text{média})}{2, q_o(\text{média})} \right) \right] \right\}^{\frac{1}{2}}$

Notas: Z - função objetivo; NQ - número de ordenadas calculadas; $q_o(t)$ - vazões observadas; $q_s(t)$ - vazões calculadas, com um conjunto de parâmetros do modelo; $q_o(\text{pico})$ - pico observado; $q_o(\text{média})$ - média de vazões; e $q_s(\text{pico})$ - pico de vazões calculadas.

- ***Soma de erros absolutos*** - Essa função apenas compara cada ordenada do hidrograma gerado com a observada, sem qualquer ponderação. O índice de comparação, nesse caso é a diferença entre as ordenadas. Entretanto, como diferenças podem ser positivas ou negativas, uma simples soma poderia permitir diferenças positivas cancelarem as negativas. Na modelagem hidrológica, ambas as diferenças são indesejáveis, pois configuram superestimativas ou subestimativas. Para evitar esse aspecto, o índice utilizado soma o módulo das diferenças. Essa função representa implicitamente uma medida de aderência entre as magnitudes dos picos, volumes e tempos de pico das duas séries de vazão comparadas. Se o valor da função for igual a zero, a aderência é perfeita: todas as vazões calculadas igualam-se exatamente aos valores observados.
- ***Soma dos quadrados dos resíduos*** - Função comumente usada como função objetivo na calibração dos modelos. Ela também compara todas as ordenadas, mas usa o quadrado das diferenças como medida de aderência. Elevar ao quadrado as diferenças também resolve o problema já citado das diferenças positivas e negativas. Essa função é também uma medida de comparação das magnitudes dos picos, volumes e tempos de pico entre as duas hidrógrafas.
- ***Erro percentual nos picos*** - Esse índice mede apenas a aderência entre as vazões de pico calculadas e as vazões de pico observadas. Ele quantifica o ajuste como o valor absoluto da diferença, expresso como porcentagem, também tratando subestimativas e superestimativas como indesejáveis. Não reflete os erros no volume ou no tempo de pico. Essa função objetivo é uma escolha lógica se a informação necessária para o projeto ou estudo é limitada à vazão de pico ou níveis máximos. Este seria o caso de um estudo de áreas de inundação, que procura o limite de desenvolvimento urbano nas áreas sujeitas à inundação, com vazões e níveis relacionados.
- ***Erro da raiz média quadrática ponderada pelo pico*** - Essa função compara todas as ordenadas, elevando ao quadrado as diferenças e ponderando essas diferenças. O peso atribuído a cada ordenada é proporcional à magnitude da ordenada. Ordenadas maiores que a média das vazões observadas recebem um peso maior do que 1,00 e as vazões menores do que a média têm peso menores do que 1,00. O valor da máxima vazão observada terá o maior peso. A soma das

diferenças quadráticas ponderadas é dividida pelo número das ordenadas das vazões computadas, permitindo o cálculo do erro quadrático médio. Tirando a raiz quadrada desse valor, obtém-se a raiz média quadrática do erro (RMS). Essa função é uma medida implícita da comparação dos valores dos picos, dos volumes, e dos tempos de pico das hidrógrafas.

Além de efetuar todos esses testes citados acima, é de grande utilidade a elaboração de gráficos que permitam visualizar o ajuste do modelo. Uma comparação de séries de vazões computadas pode ser feita simplesmente por sobreposição dos fluviogramas, assim como também pode ser feita por um gráfico de dispersão, construído a partir das vazões observadas nas abscissas e das vazões calculadas nas ordenadas. A inspeção desse gráfico pode ajudar a identificar a tendência das respostas do modelo em consequência dos parâmetros selecionados. Uma reta a 45° no gráfico representaria a igualdade das vazões calculadas e observadas. Se os pontos caem em cima da reta de igualdade, significa que o modelo previu exatamente as vazões observadas, No entanto, se os pontos se situarem acima dessa reta, o significado é que o modelo superestimou a vazão, e, caso se situarem abaixo, encontra-se diante de uma situação em que o modelo subestima as vazões observadas. Portanto, a dispersão dos pontos em torno da linha de igualdade fornece uma indicação do ajuste do modelo. Se a dispersão é grande, o modelo não se ajusta bem às observações, enquanto se a dispersão for pequena, o modelo e os parâmetros escolhidos ajustam-se melhor.

Também é de grande utilidade a análise do gráfico da série de resíduos ao longo do tempo. Os resíduos são as diferenças entre as vazões calculadas e observadas, ajudando a indicar como os erros de predição são distribuídos ao longo do tempo de simulação. Esse tipo de gráfico pode ajudar na identificação de parâmetros que requerem mais atenção na estimação, Por exemplo, se os maiores resíduos estão agrupados no começo de um evento de cheia, algum parâmetro de perda ou retenção inicial pode estar sendo mal estimado.

5.2.1.7 Simulação de séries anuais na calibração e validação do modelo

Durante a análise das séries históricas de vazão e de precipitação em todas as estações que monitoram a bacia Pedro do Rio, verificou-se que os postos pluviométricos e o posto fluviométrico de Pedro do Rio têm períodos comuns disponíveis até o ano de 2005, o que permite calibrar o modelo quando utilizamos dados de chuva medida e comparar as vazões geradas pelo modelo com as vazões medidas. Devido a essas condições, optou-se pela modelagem para o período mais recente comum entre os postos, adotando-se o período entre 1998 até 2002, sendo que o ano de 1998 foi destinado para calibração, enquanto que os anos de 1999 e de 2000 foram empregados para validação dos parâmetros calibrados.

A seguir, a Figura 5.10 mostra as séries de vazões geradas e observadas ao longo do tempo, no ano de 1998, enquanto a Figura 5.11 mostra o gráfico de dispersão das vazões geradas e observadas. A Figura 5.12, por sua vez, mostra a distribuição temporal dos resíduos.

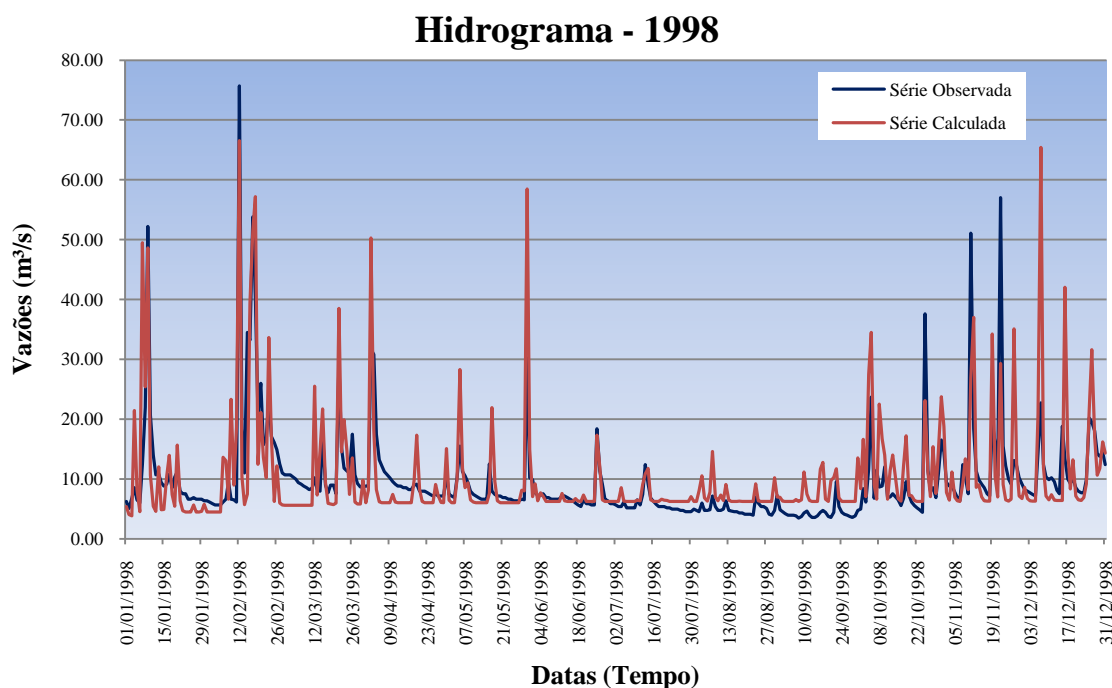


Figura 5.10 – Hidrograma com as vazões calculadas e observadas no período de calibração do ano de 1998 – MODCEL.

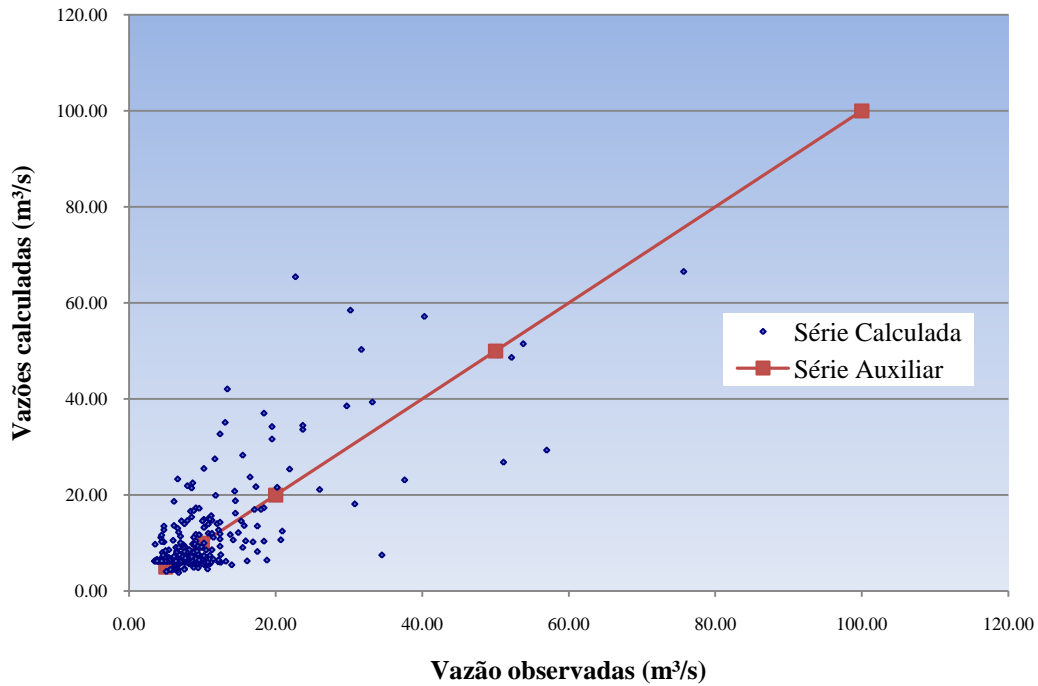


Figura 5.11 – Dispersão das vazões calculadas e observadas no período de calibração, ano de 1998 – MODCEL

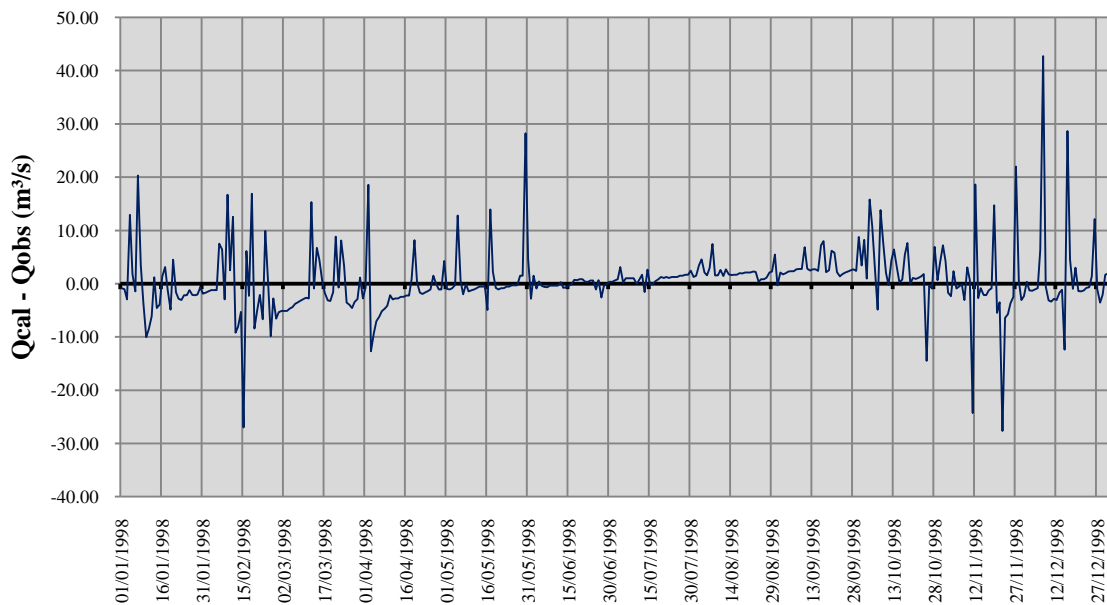


Figura 5.12 – Distribuição temporal dos resíduos do período de calibração, ano de 1998 – MODCEL.

Tabela 5.8 – Resultados dos índices de ajuste para as séries calculadas pelo MODCEL – Ano de 1998.

Critério		Resultados
Soma de erros absolutos (Stephenson, 1979)		1313,56
Soma dos quadrados dos resíduos (Diskin e Simon, 1977)		13752,04
Erro percentual nos picos	Mínimo	-47,38%
	Média	61,14%
	Máximo	184,72%
Erro da raiz média quadrática ponderada pelo pico (USACE, 1998)		4,56
Eficiência		0,40

Após a calibração do modelo para a série anual de 1998, utilizaram-se os períodos anuais de 1999 e 2000 para validar o modelo. A seguir, estão apresentados, na Figura 5.13 e 5.14, os hidrogramas de vazões calculadas pelo MODCEL em conjunto com as respectivas vazões observadas no posto fluviométrico de Pedro do Rio para os períodos de validação.

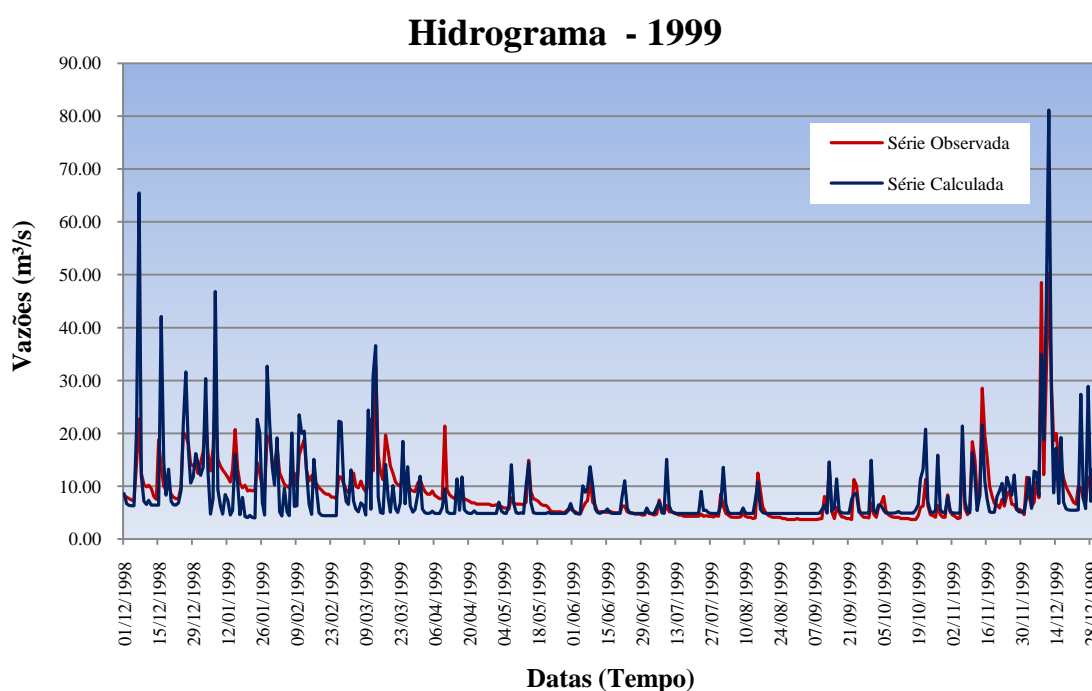


Figura 5.13 – Hidrograma do período de validação, ano (1999)

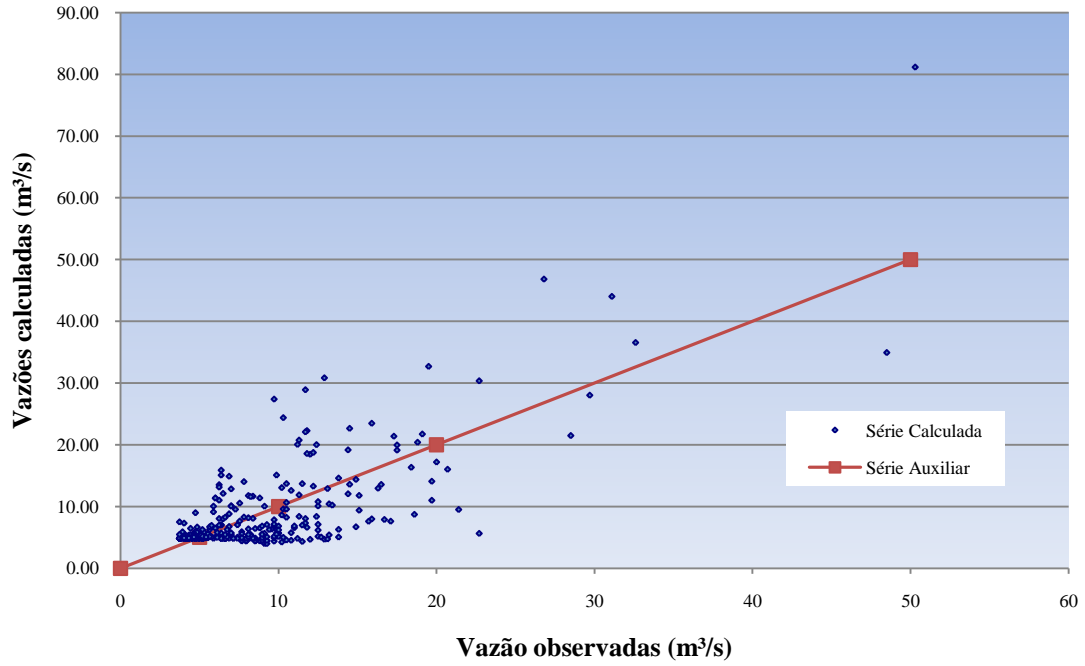


Figura 5.14 – Dispersão das vazões calculadas e observadas no período de calibração, ano de 1999 – MODCEL

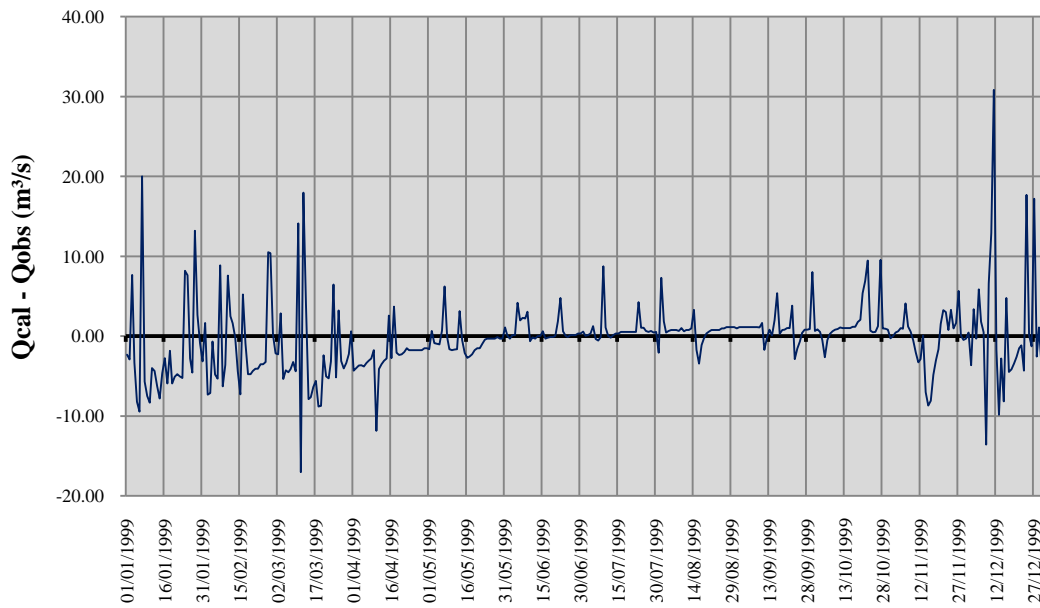


Figura 5.15 – Distribuição temporal dos resíduos do período de calibração, ano de 1999 – MODCEL.

Tabela 5.9 – Resultados dos índices de ajuste para as séries calculadas pelo MODCEL – Ano de 1999.

Critério		Resultados
Soma de erros absolutos (Stephenson, 1979)		87,51
Soma dos quadrados dos resíduos (Diskin e Simon, 1977)		7667,79
Erro percentual nos picos	Mínimo	-58,94%
	Média	29,65%
	Máximo	136,88%
Erro da raiz média quadrática ponderada pelo pico (USACE, 1998)		3,40
Eficiência		0,33

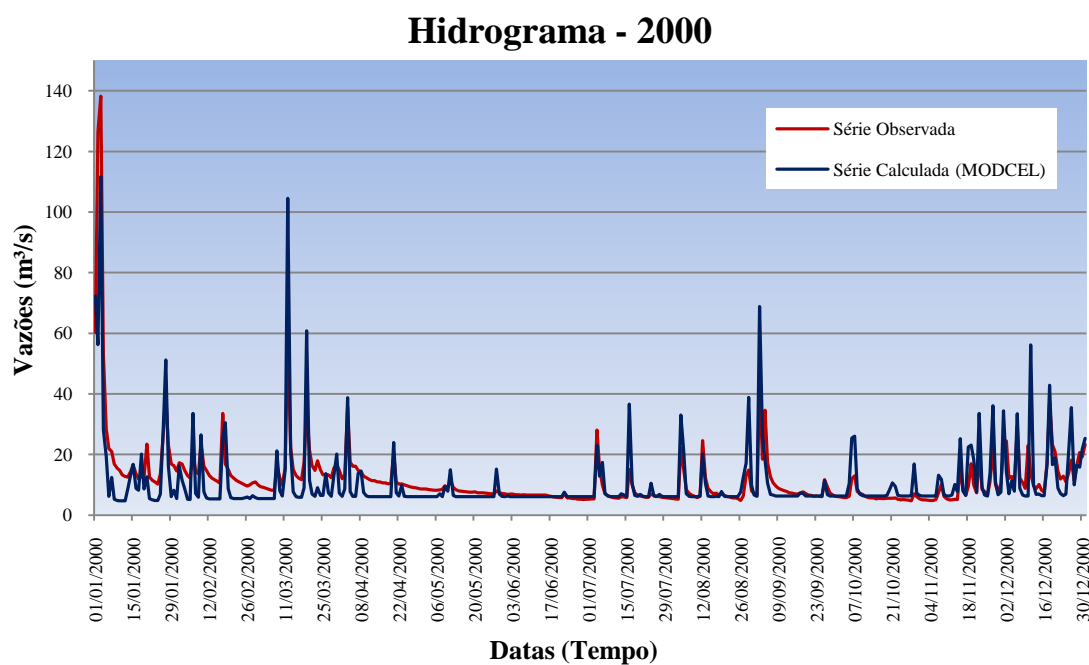


Figura 5.16 – Hidrograma do período de validação, ano (2000).

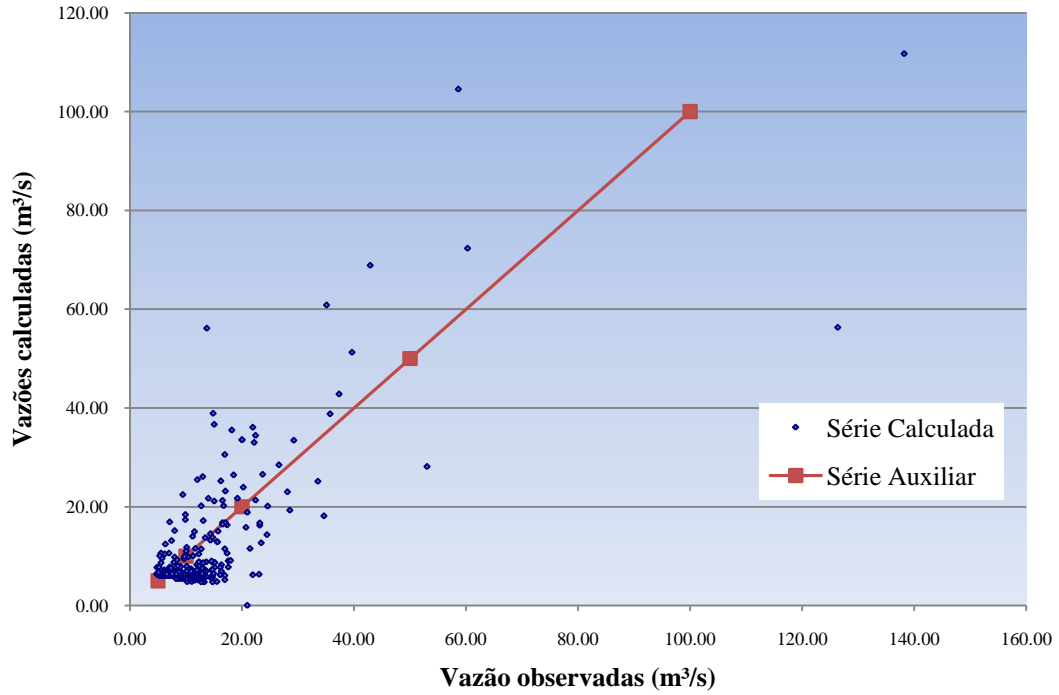


Figura 5.17 – Dispersão das vazões calculadas e observadas no período de calibração, ano de 2000 – MODCEL.

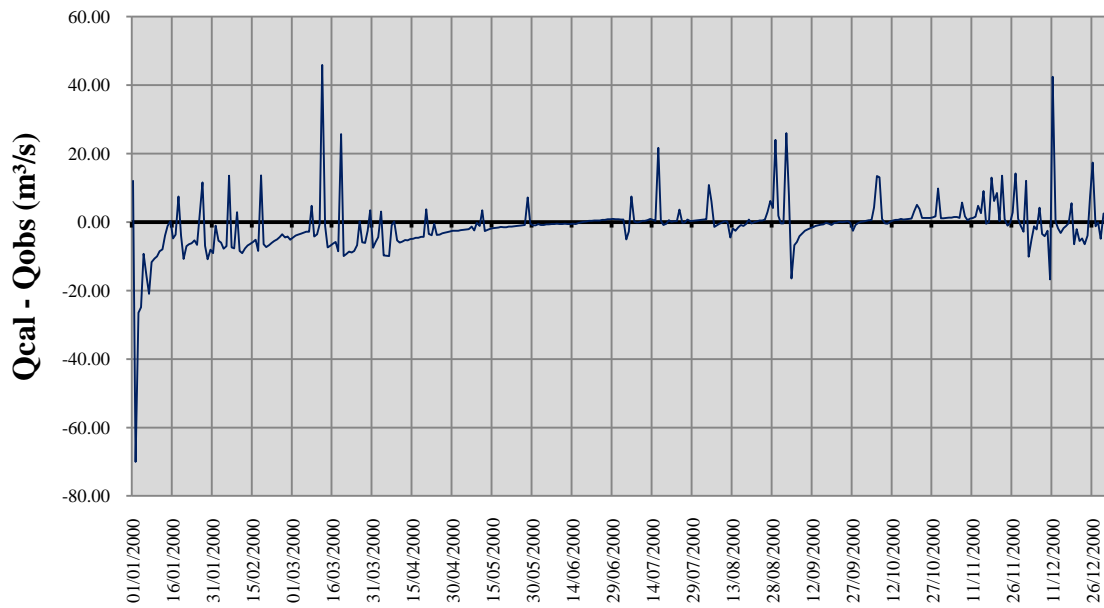


Figura 5.18 – Distribuição temporal dos resíduos do período de calibração, ano de 2000 – MODCEL.

Tabela 5.10 – Resultados dos índices de ajuste para as séries calculadas pelo MODCEL – ano de 2000.

Critério		Resultados
Soma de erros absolutos (Stephenson, 1979)		1537,84
Soma dos quadrados dos resíduos (Diskin e Simon, 1977)		21586,79
Erro percentual nos picos	Mínimo	-55,46%
	Média	9,09%
	Máximo	138,25%
Erro da Raiz média quadrática ponderada pelo pico (USACE, 1998)		7,31
Eficiência		0,56

Verifica-se, analisando os resultados gerados pelo MODCEL, durante a calibração e validação do modelo para os anos de 1998, 1999 e 2000 que a modelagem superestimou mais do que subestimou a série de vazão, de modo geral, como se pode ver nas Tabelas de Índices de Ajuste. O método utilizado para separação de chuva efetiva foi o Método Racional, que além de ser mais adequado para bacias de menor porte, do que as sub-bacias aqui simuladas que possuem a tendência de superestimar vazões de cheia. Como no modelo existem células que representam sub-bacias muito grandes, é possível que a superestimativa tenha sido causada pelo método racional. Uma maneira de compensar esse efeito seria a subdivisão das bacias em células menores, de modo que se aumentaria o percurso e o amortecimento, atenuando as vazões de pico, aproximando o método racional da escala do seu melhor funcionamento.

Quanto ao problema da subestimação das vazões, como a vazão de base é prescrita por fora da modelação e como o valor foi dado como uma constante, ocorre uma subestimação destas vazões mais baixas no período de cheia, devido ao modelo descartar a chuva que não se transformou em escoamento superficial, fazendo com que não haja recarga subterrânea que realimente os córregos, o que acarreta as descidas abruptas nos hidrogramas quando não há chuva no modelo.

5.2.1.8 Análise Comparativa dos Modelos SMAP e TOPMODEL com o Modelo de Células calibrado para simulação de séries anuais.

Como foi mostrado nos itens anteriores o modelo utilizou a séries de precipitação e de vazão nos períodos correspondentes aos anos de 1998, 1999 e 2000. Nesse sentido, os períodos escolhidos estão em concordância com indicações do estudo realizado por CANEDO (1979), quando procurou avaliar o tamanho ideal da amostra na fase de calibração. Nesse estudo, o autor concluiu que um período de 3 anos já se revela aceitável, enquanto que um período de 5 anos poderia ser considerado, em termos práticos, como ideal. Depois de concluído todo o processo de calibração e validação do modelo, inicia-se a etapa de comparação dos resultados do MODCEL, para a bacia Pedro do Rio, com os resultados anteriormente obtidos com o uso dos modelos SMAP, hidrológico concentrado, e TOPMODEL, hidrológico distribuído.

As vazões geradas pelos três modelos estão ilustradas na Figura 5.19.e Figura 5.20, enquanto, na Tabela 5.11, estão listados os resultados dessas diferentes modelagens aplicadas, segundo os índices de ajuste.

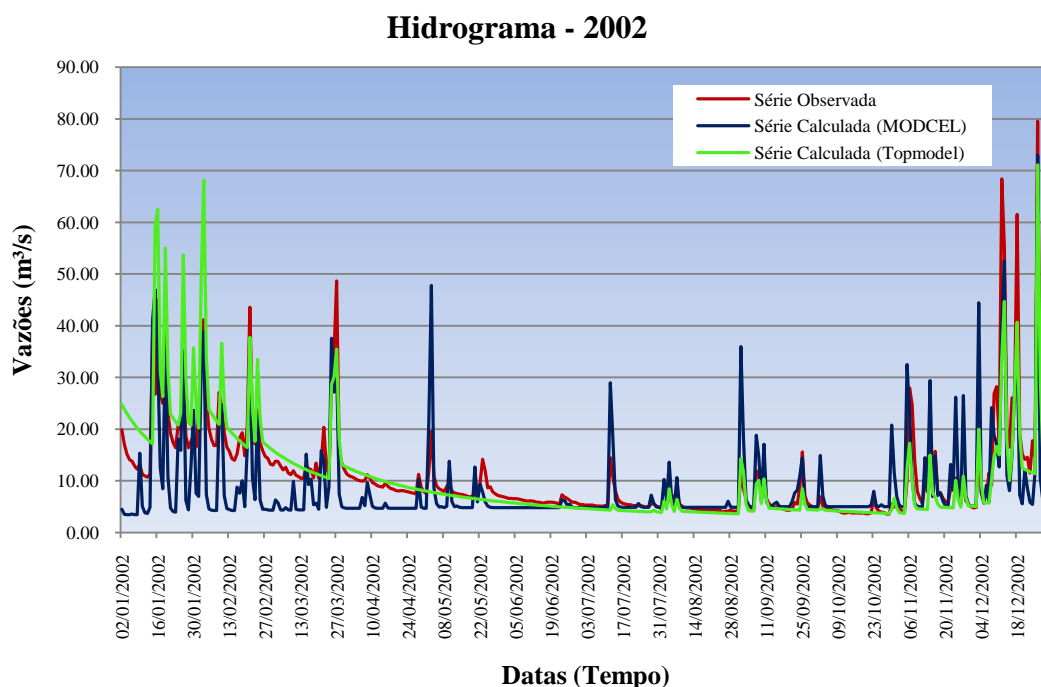


Figura 5.19 – Hidrograma de comparação entre a série observada, as séries calculadas pelo MODCEL e pelo TOPMODEL, ano 2002.

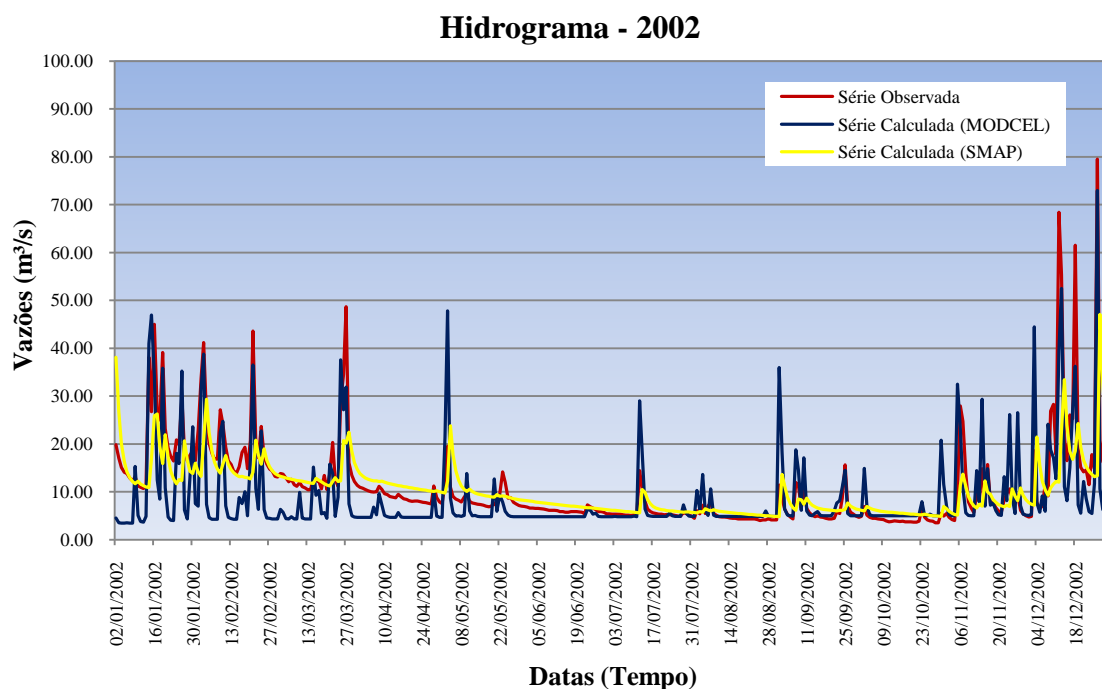


Figura 5.20 – Hidrograma de comparação entre a série observada, as séries calculadas pelo MODCEL e pelo TOPMODEL, ano 2002.

Tabela 5.11 – Análise comparativa entre os modelos segundo os índices de ajuste, ano de 2002.

Modelos	Soma de erros absolutos	Soma dos quadrados dos resíduos	Eficiência	Erro percentual do pico			RMS ponderada pelo pico	Diferença do vol. Gerado. - Observado
				Média	Máx. Superest	Máx. Subest.		
MODCEL	1636,11	17166,18	0,47	-0,19%	221,35%	-69,54%	4,82	7,02%
SMAP	1373,04	18196,73	0,20	27,97%	31,28%	-100%	6,3	27,73%
TOPMODEL	1179,57	19420,91	0,15	-7,15%	51,56%	-60%	7,12	-2,72%

Analisando os resultados do MODCEL, e comparado-os com os resultados do SMAP e TOPMODEL apresentados por GONÇALVES (2008), pode-se verificar, na Tabela 5.11, que o modelo de células apresenta-se equivalente aos outros dois modelos quando utilizado para séries de longa duração. Os dados na tabela mostram que sua eficiência foi melhor e parte dos seus erros percentuais tiveram um melhor desempenho que os outros dois modelos.

5.2.2. Segundo Modelo – Modelo Secundário do Rio Piabanha (Sub-bacia Petrópolis)

5.2.2.1 Divisão e classificação das células da bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis e dDefinição das ligações hidráulicas.

No modelo secundário do rio Piabanha, a divisão e classificação das células na bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis ocorreu de maneira diferente em relação ao modelo principal do rio Piabanha. A calha principal e a secundária sofreram uma fusão, o que fizeram das duas uma célula só, possibilitando classificá-la como célula tipo reservatório. Já as áreas adjacentes e os afluentes do rio Piabanha e do rio Quitandinha receberam a mesma classificação dada no primeiro modelo.

A Tabela 5.12 descreve e a Figura 5.21 ilustra de forma simples a classificação dos tipos de célula dada ao rio Piabanha e a seu afluente o rio Quitandinha de acordo com a topografia local. Em seguida, está a planta da sub-bacia da cidade de Petrópolis com a devida aplicação da divisão das células.

Tabela 5.12 – Quadro com a classificação das células para os dois rios principais da bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis (modelo secundário do rio Piabanha).

Nome do rio	Classificação das Células			
	Calha Principal	Calha Secundária	Áreas Adjacentes	Afluentes
Trecho do rio Piabanha (Petrópolis)	Reservatório		Encosta	Reservatório
Rio Quitandinha	Reservatório		Encosta	Reservatório

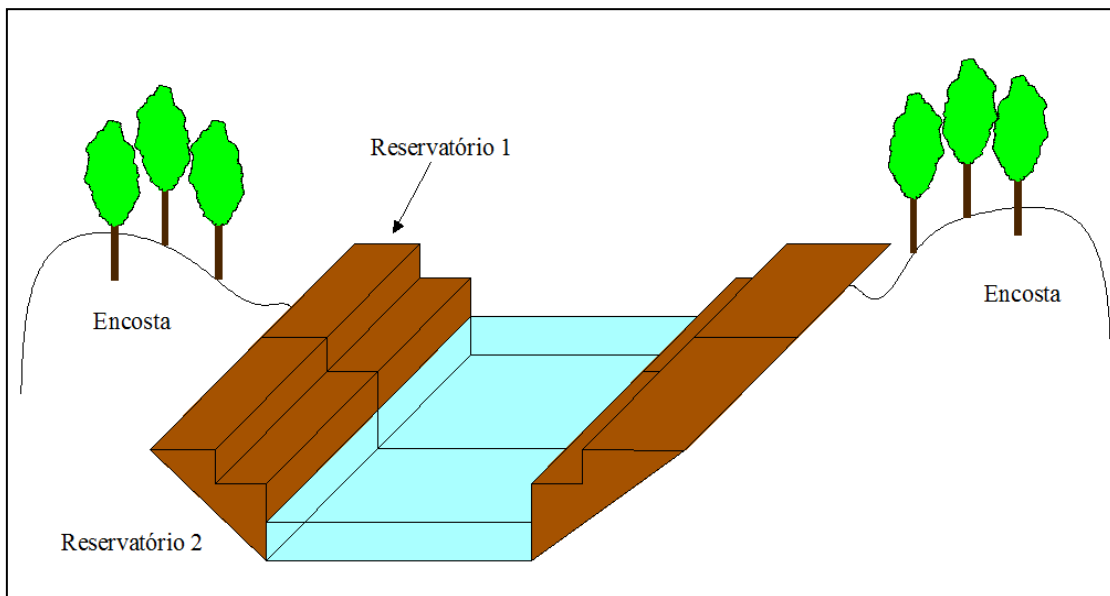


Figura 5.21 – Ilustração da classificação das células da bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis – (modelo secundário do rio Piabanha).

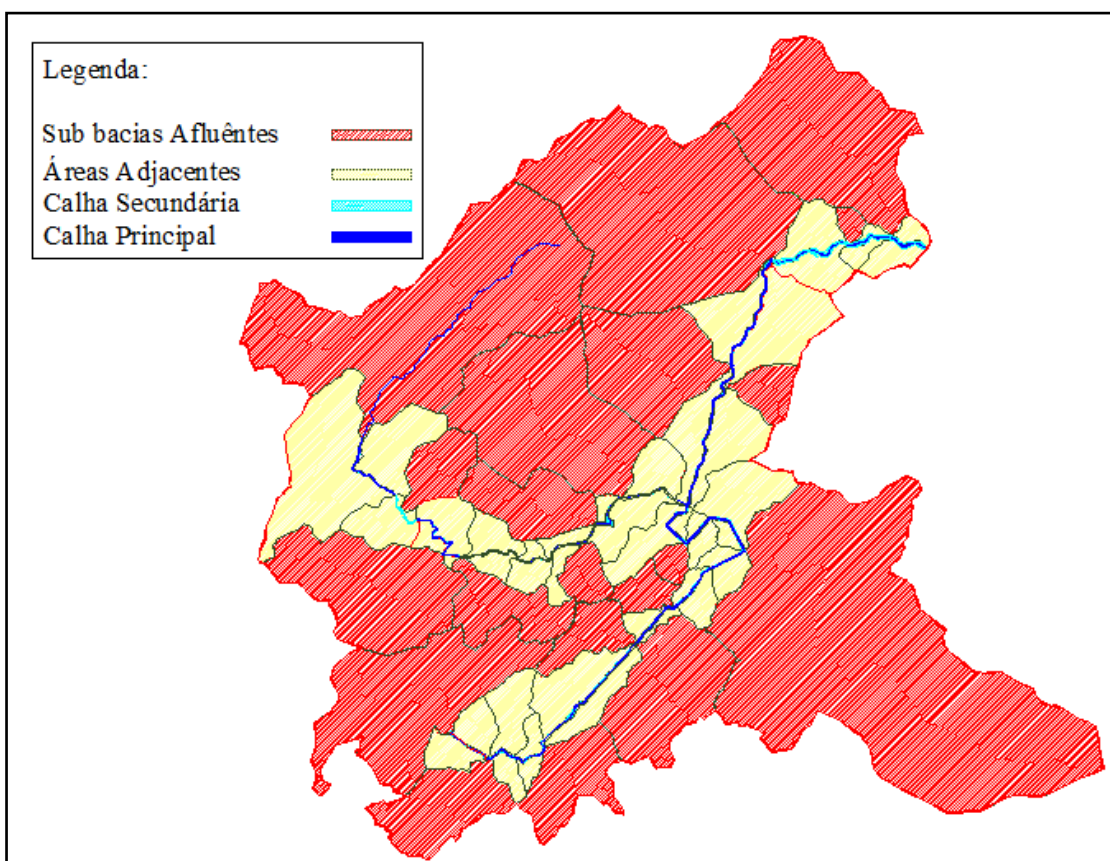


Figura 5.22 – Divisão das células do modelo secundário do rio Piabanha na sub-bacia de Petrópolis – detalhamento do trecho do rio Piabanha e do rio Quitandinha.

5.2.2.2 Estudos Hidrológicos

Os estudos hidrológicos abordam os seguintes assuntos: cálculo do tempo de concentração; cálculo da chuva de projeto; e determinação dos parâmetros de separação de chuva efetiva para as células que compõem a área modelada.

5.2.2.2.1 Cálculo do Tempo de Concentração:

O conhecimento do tempo de concentração é fundamental para a determinação da máxima vazão que estará contribuindo para um determinado local da bacia após o início da chuva. Ele é utilizado em projetos de controle de cheias para a determinação da chuva de projeto e, dependendo da metodologia considerada, para o cálculo de hidrogramas ou de vazões máximas de projeto. Para uma determinada recorrência, a chuva crítica é, freqüentemente, definida como aquela que apresenta duração igual ao tempo de concentração da bacia.

Diversas fórmulas empíricas para o cálculo direto do tempo de concentração t_c são encontradas na literatura. São, em geral, fórmulas desenvolvidas para uma determinada localidade e nem sempre se adaptam a outras regiões.

Tabela 5.13 – Fórmulas dos diferentes cálculos para o tempo de concentração.
Fonte: PITTHAN (1973).

Rio Piabanha – Rio de Janeiro		
Fórmulas de t_c (horas)		Unidades
Ribeiro (*):	$t_c = \frac{16L}{60(1.05 - 0.2p)(100S)^{0.04}}$	L - km
Soil C. Service:	$t_c = \left[\frac{11.9 L^3}{H} \right]^{0.385}$	L - mi H - pés
Hathaway:	$t_c = \frac{2 L n}{S^2}$	L - mi
Ranser Kirpich:	$t_c = \frac{(0.00013 L^{0.77})}{S^{0.39}}$	L - pés
Ventura:	$t_c = 0.0127 \left[\frac{A}{S} \right]^{1/2}$	A - km ²
Pasini:	$t_c = 0.023 \left[\frac{A L}{S} \right]^{1/2}$	L - km A - km ²
Descrição das variáveis		
L – Comprimento do curso d'água principal p – percentagem da bacia com cobertura vegetal S – declividade do curso d'água principal H – diferença entre o ponto mais alto e o de estudo n – coeficiente de Manning A – áreas de drenagem		
Observações		
(*) fórmula oficialmente adotada pelas autoridades estaduais - RJ		

Para o cálculo do tempo de concentração das sub bacias do rio Piabanha e seus afluentes, foi utilizado o *Método de George Ribeiro*, uma vez que é a fórmula usada pelas autoridades estaduais do Rio de Janeiro. A equação está descrita abaixo:

$$t_c = \frac{16 L}{(1,05 - 0,2p_0)(100S_0)^{0,04}} \quad (5.3)$$

onde:

t_c = tempo de concentração em horas.

p_0 = fração da área da bacia com cobertura vegeta (0 a 1)

L = comprimento do talvegue em quilômetros.

S = declividade do talvegue metro/metro.

Para a aplicação da fórmula, foi realizado através do software AutoCAD o levantamento das cotas e a medição dos comprimentos dos talwegues, para posteriormente se calcular o tempo de concentração para cada uma das sub-bacias que compõem os modelos. A Tabela 5.14 descreve as variáveis medidas e os resultados da aplicação da fórmula.

Tabela 5.14 – Dados para o cálculo o tempo de concentração e de seus respectivos resultados.

Trecho	Comp. (Km)	Declividade média (m/m)	Vegetação (%)	Tc (horas)	Tc (minutos)
Rio Piabanha + Rio Itamarati (bacia Pedro do Rio)	36,07	0,00576	85	11,17	670
Trecho do rio Piabanha (sub-bacia Petrópolis)	16,36	0,00653	60	4,76	285
Rio Quitandinha (Sub-bacia Petrópolis)	7,11	0,00224	60	2,16	130

5.2.2.2.2 Cálculo da Chuva de Projeto:

Como o modelo secundário do rio Piabanha tem o objetivo de fazer a análise das áreas sujeitas a inundações da sub-bacia Petrópolis, foram concebidos dois cenários distintos no que diz respeito ao tempo de duração da chuva intensa na bacia. No primeiro cenário, o tempo de duração da chuva é equivalente ao tempo de concentração da sub-bacia do trecho do rio Piabanha que corre pela cidade de Petrópolis. Já o segundo cenário utiliza o tempo de duração da chuva equivalente ao tempo de concentração da sub-bacia do afluente Quitandinha. A chuva de projeto foi elaborada considerando as hipóteses descritas na seqüência do texto.

Primeiro Cenário:

- Duração da chuva igual a 4,76 horas (equivalente ao tempo de concentração do trecho do rio Piabanha – sub-bacia Petrópolis);
- Tempo de recorrência de 20 anos para a chuva aplicada sobre as células;
- Intensidade da chuva da bacia do rio Piabanha obtida a partir dos dados pluviométricos apresentados na publicação “Chuvas Intensas no Brasil”, de

1957, do Eng, Otto Pfafstetter para o posto de Petrópolis, como mostra a Tabela 5.15 (Pfafstetter,1957);

- Distribuição temporal da chuva calculada a partir do método do *Bureau of Reclamation*.

Tabela 5.15 – Localização da estação pluviométrica estudada.

Estação	Código	Latitude	Longitude
Petrópolis	2243009	-22° 30' 42''	-43° 10' 15''

Tabela 5.16 – Dados e cálculo da chuva de projeto.

Trecho Rio Piabanha - Posto Petrópolis							
EQUAÇÃO IDF		CÁLCULO PARA TRANSFORMAÇÃO			BLOCOS ALTERNADOS		
t_d (min)	i (mm/min)	$P=i.t_d$ (mm)	ΔP (mm)	$\Delta P/t$ (mm/h)	t (min)	i (mm/h)	P (mm)
45,0	1,54	69,3	69,3	92,4	45,0	21,3	16,0
90,0	1,02	92,0	22,7	30,3	90,0	30,3	22,7
135,0	0,80	108,0	16,0	21,3	135,0	92,4	69,3
180,0	0,67	120,6	12,6	16,8	180,0	16,8	12,6
225,0	0,58	130,5	9,9	13,2	225,0	13,2	9,9
270,0	0,50	135,0	4,5	6,0	270,0	6,0	4,5

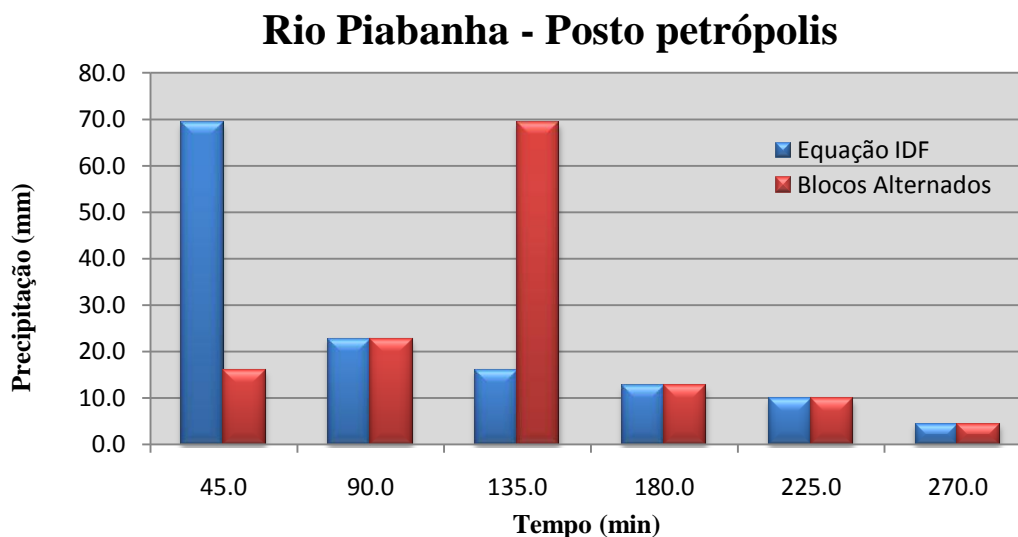


Figura 5.23 – Distribuição da chuva de projeto para o trecho rio Piabanha (Petrópolis).

Segundo Cenário:

- Duração da chuva igual a 2,16 horas (equivalente ao tempo de concentração do afluente Quitandinha – Sub bacia Petrópolis);
- Tempo de recorrência de 20 anos para a chuva aplicada sobre as células;
- Intensidade da chuva da bacia do rio Piabanha obtida a partir dos dados pluviométricos apresentados na publicação “Chuvas Intensas no Brasil”, de 1957, do Eng. Otto Pfafstetter para o posto de Petrópolis, (Pfafstetter,1957);
- Distribuição temporal da chuva calculada a partir do Método do Bureau of Reclamation.

Seguindo os passos descritos pelas condições acima, foi possível calcular a precipitação total e distribuição da chuva de acordo com o tempo de concentração de cada sub bacia. Os resultados são mostrados na Tabela 5.17 e Tabela 5.16 e os gráficos gerados a partir do cálculo na Figura 5.23 e Figura 5.24.

Tabela 5.17 – Dados e Cálculos da Chuva de Projeto.

Rio Quitandinha - Posto Petrópolis							
EQUAÇÃO IDF		CÁLCULO PARA TRANSFORMAÇÃO			BLOCOS ALTERNADOS		
t_d (min)	i (mm/min)	$P=i.t_d$ (mm)	ΔP (mm)	$\Delta P/t$ (mm/h)	t (min)	i (mm/h)	P (mm)
20	1,97	39,40	39,40	118,2	20	38,4	12,8
40	1,63	65,20	25,80	77,4	40	77,4	25,8
60	1,30	78,00	12,80	38,4	60	118,2	39,4
80	1,11	89,04	11,04	33,12	80	33,12	11,04
100	0,98	97,50	8,46	25,38	100	25,38	8,46
120	0,87	104,40	6,90	20,7	120	20,7	6,9

Rio Quitandinha - Posto petrópolis

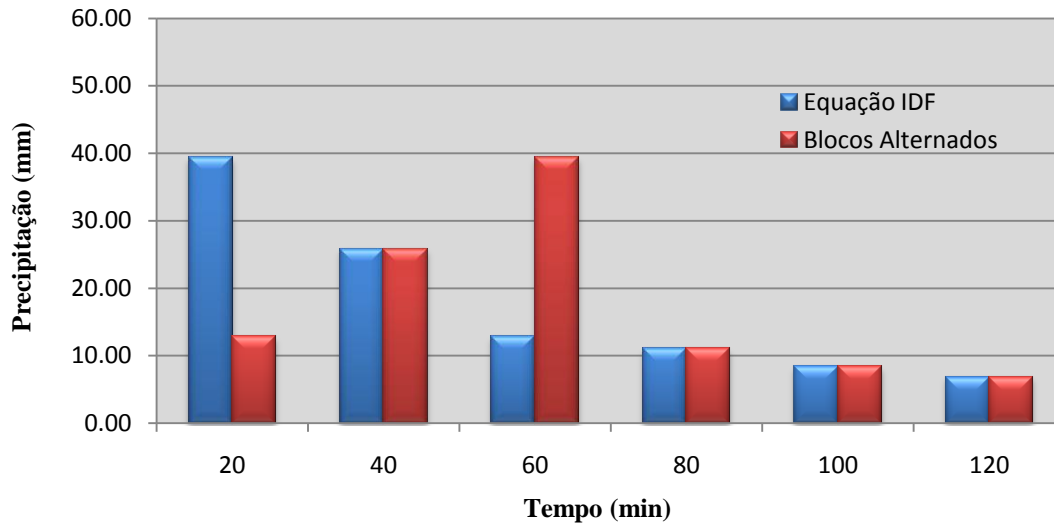


Figura 5.24 – Distribuição da chuva de projeto para o rio Quitandinha.

5.2.2.3 Topologia do Segundo modelo

A seguir, a Figura 5.25 ilustra a topologia do modelo secundário do rio Piabanha, onde é possível visualizar a estrutura topológica construída para os dois principais rios responsáveis pela macrodrenagem da cidade de Petrópolis.

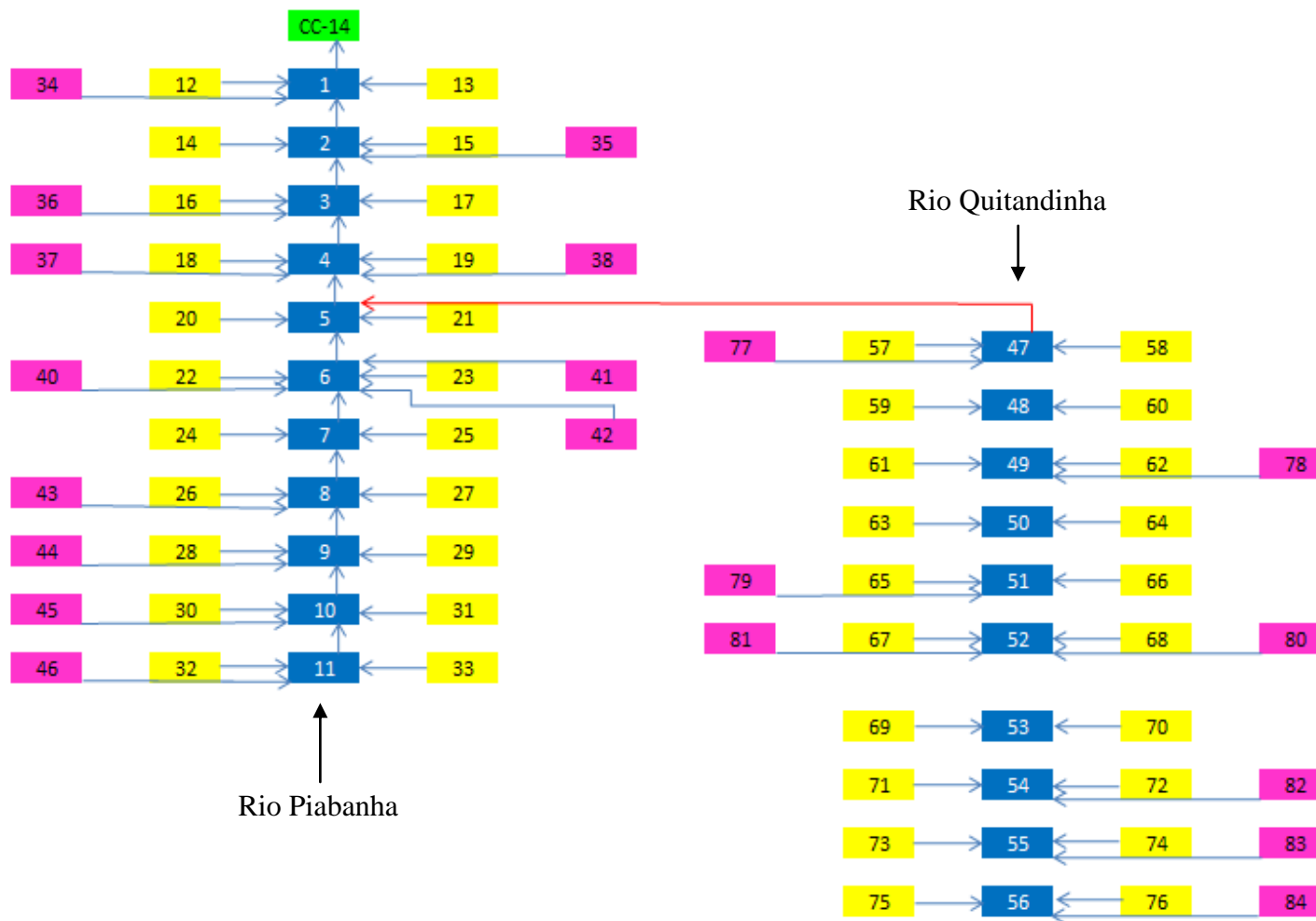


Figura 5.25 – Esquema topológico associado a divisão em células do trecho do rio Piabanha e seu afluente Rio Quitandinha - modelo secundário do rio Piabanha.

5.2.2.4 Diagnóstico das Cheias na bacia Urbanizada de Petrópolis.

Neste item, são apresentados os resultados obtidos pela aplicação da modelagem de cheias, utilizando-se como ferramenta principal o MODCEL, na bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis, que apresenta como principais corpos fluviais o rio Piabanha e Quitandinha.

Resultados obtidos no primeiro cenário utilizando as seguintes condições:

- chuva de Projeto calculada através dos dados pluviométricos da publicação “Chuvas Intensas no Brasil”, de 1957, do Eng, Otto Pfafstetter para um tempo de recorrência de 20 anos;
- duração da chuva igual a 3,95 horas (equivalente ao tempo de concentração do trecho do rio Piabanha – sub- bacia Petrópolis);
- distribuição temporal da chuva calculada a partir do método do *Bureau of Reclamation*;
- condição de contorno de nível Z de 4,9 m, fornecida pelo modelo primeiro modelo, executado para um tempo de duração igual a 4,76 horas (equivalente ao tempo de concentração do trecho do rio Piabanha – sub-bacia Petrópolis).

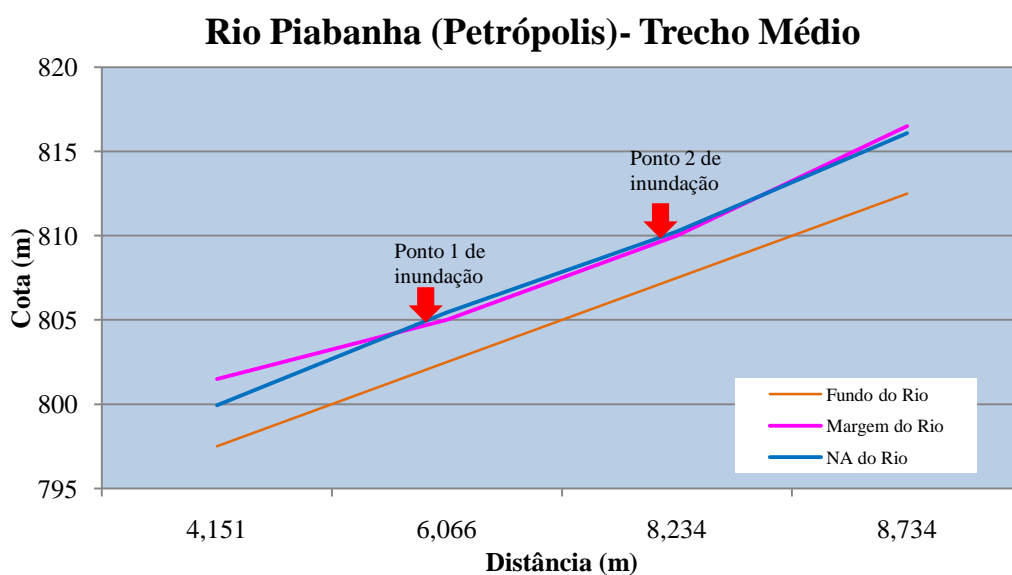


Figura 5.26 – Perfil do trecho médio do rio Piabanha onde ocorrem pontos de inundações.

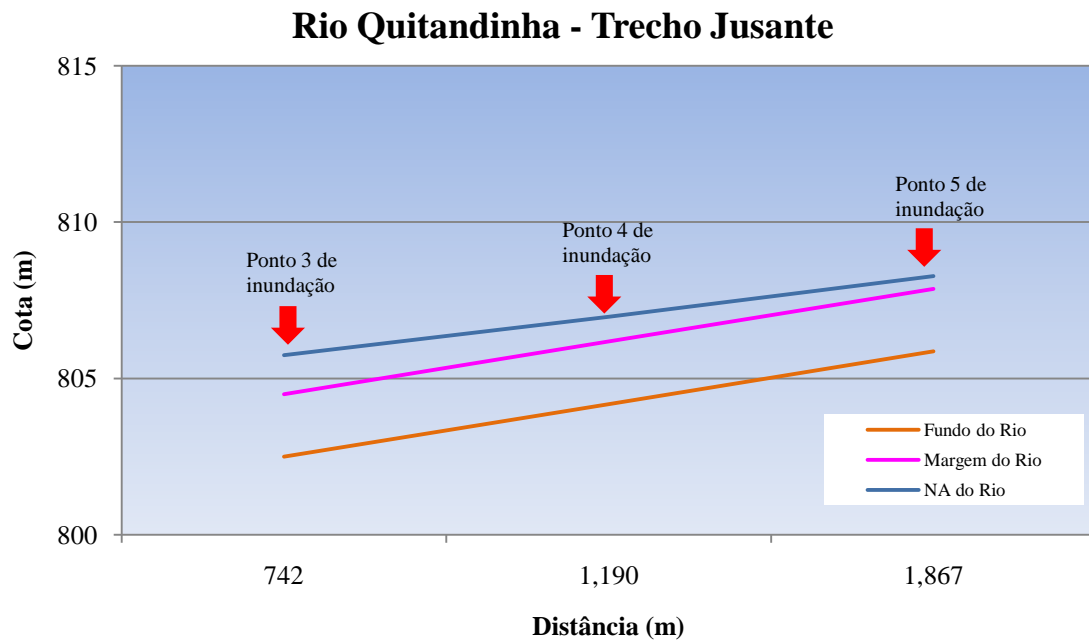


Figura 5.27 – Perfil do trecho jusante do rio Quitandinha onde ocorrem pontos de inundações.

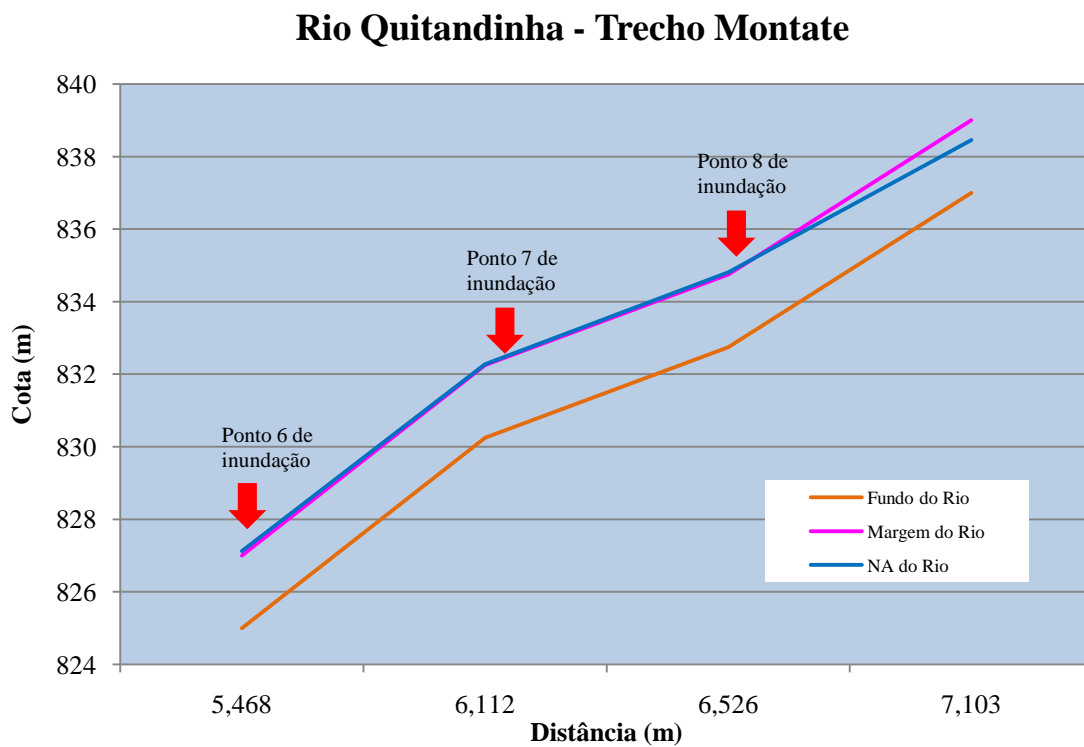


Figura 5.28 – Perfil do trecho montante do rio Quitandinha onde ocorrem pontos de inundações.

Resultados obtidos no segundo cenário utilizando as seguintes condições:

- chuva de Projeto calculada através dos dados pluviométricos da publicação “Chuvas Intensas no Brasil”, de 1957, do Eng. Otto Pfafstetter para um tempo de recorrência de 20 anos;
- duração da chuva igual a 3,14 horas (equivalente ao tempo de concentração do rio Quitandinha – sub-bacia Petrópolis);
- distribuição temporal da chuva calculada a partir do método do *Bureau of Reclamation*;
- condição de contorno de nível Z de 4,7 m, fornecida pelo modelo primeiro modelo, rodado para um tempo de duração igual a 2,16 horas (equivalente ao tempo de concentração do afluente Quitandinha – sub-bacia Petrópolis).

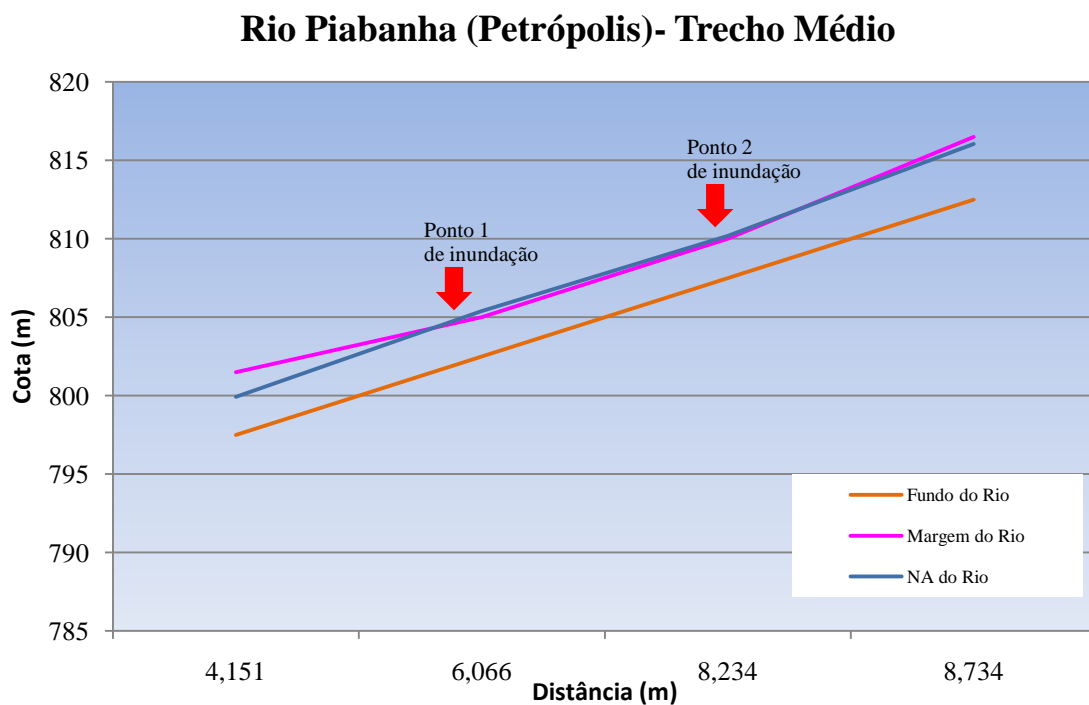


Figura 5.29 – Perfil do trecho médio do rio Piabanha onde ocorrem pontos de inundações

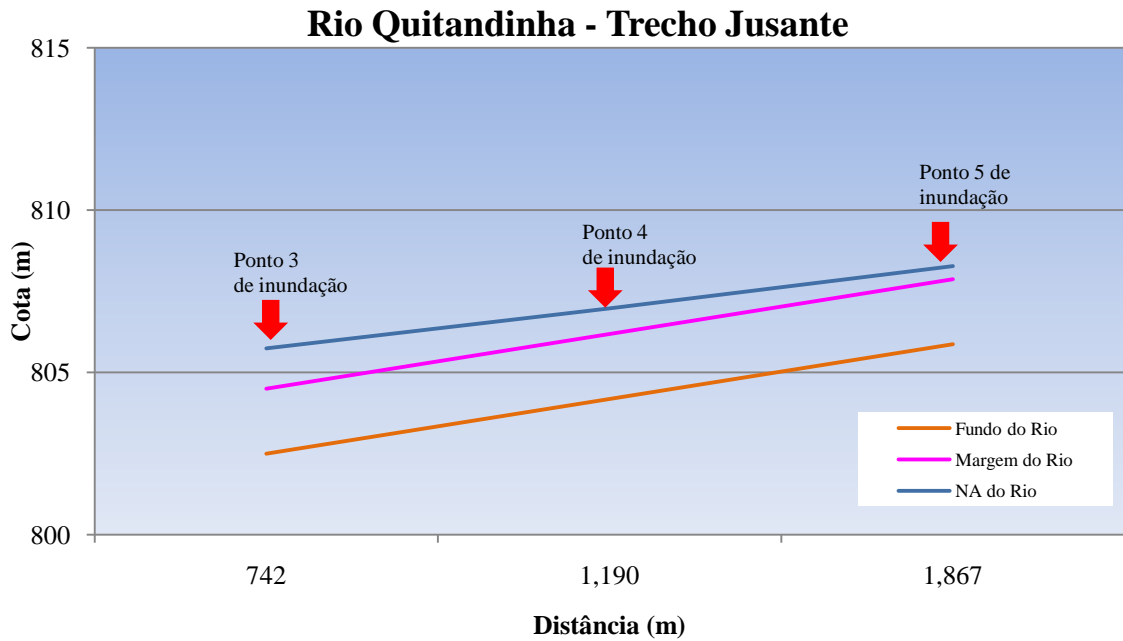


Figura 5.30 – Perfil do trecho jusante do rio Quitandinha onde ocorrem pontos de inundações.

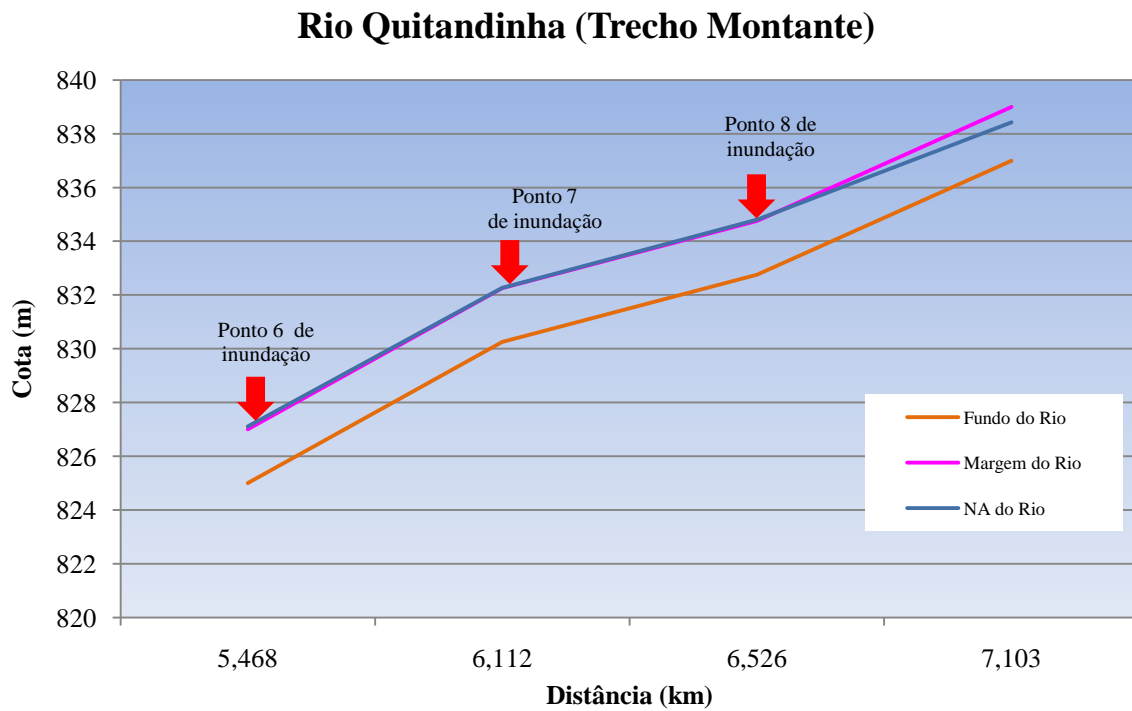


Figura 5.31 – Perfil do trecho montante do rio Quitandinha onde ocorrem pontos de inundações.

As manchas de inundação referentes a cidade de Petrópolis foram separadas em duas plantas. Uma delas apresenta o contorno aproximado das inundações, com 20 anos de recorrência, correspondentes a região do centro da cidade, com parte do rio Piabanha no seu ponto de confluência com o rio Quitandinha. A outra diz respeito somente ao rio Quitandinha, na sua parte alta, montante do rio. Em seguida, estão duas plantas com manchas de inundações retiradas do *Relatório de Consolidação – SUB-REGIÃO B do Programa Estadual de Investimentos da Bacia do Rio Paraíba do Sul/RJ*, produzido pela parceria entre o Governo do Estado do Rio de Janeiro, SEMA, SERLA, MPO/SEPURB/PQA-ABC-PNUD-UFRJ/COPPE, que foram usadas para uma análise comparativa com os resultados aqui encontrados.

Os mapas com as manchas de inundação construídas através das respostas do MODCEL podem ser comparadas e validadas com os obtidos pelo relatório de consolidação. Na comparação, encontrou-se uma semelhança bastante significativa entre as manchas, apesar de o método empregado no relatório ser o tradicional de cálculo de remanso, o “*Standard Step Method*” desenvolvido por Ven Te Chow (*Open Channel Hydraulics - Methods of Computation - Chapter 10*, 1959). Logo, pode-se dizer que os resultados gerados pelo modelo de células confirmam resultados encontrados no relatório de consolidação.

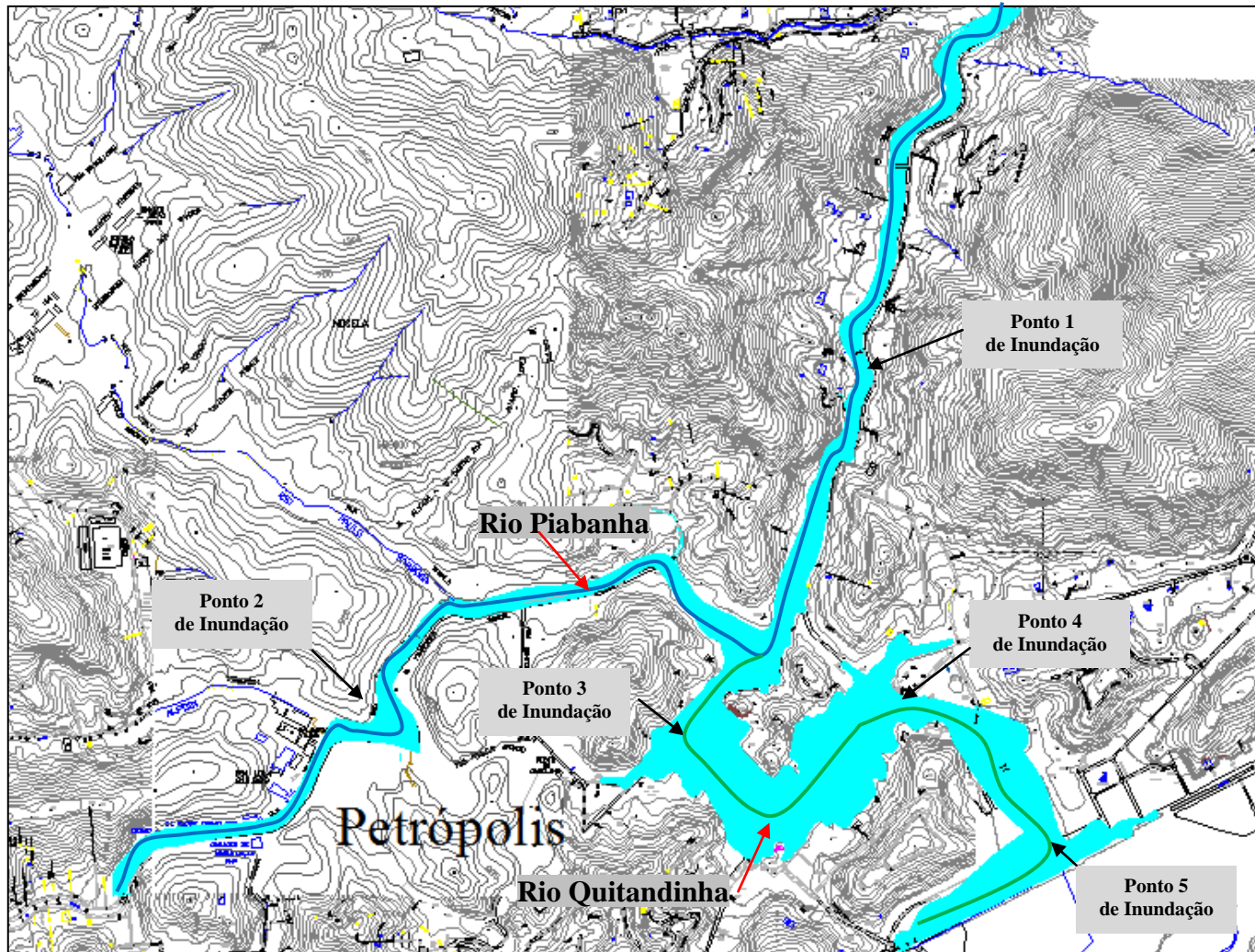


Figura 5.32 - Mancha de Inundação no trecho médio do rio Piabanha na sua confluência com o rio Quitandinha.

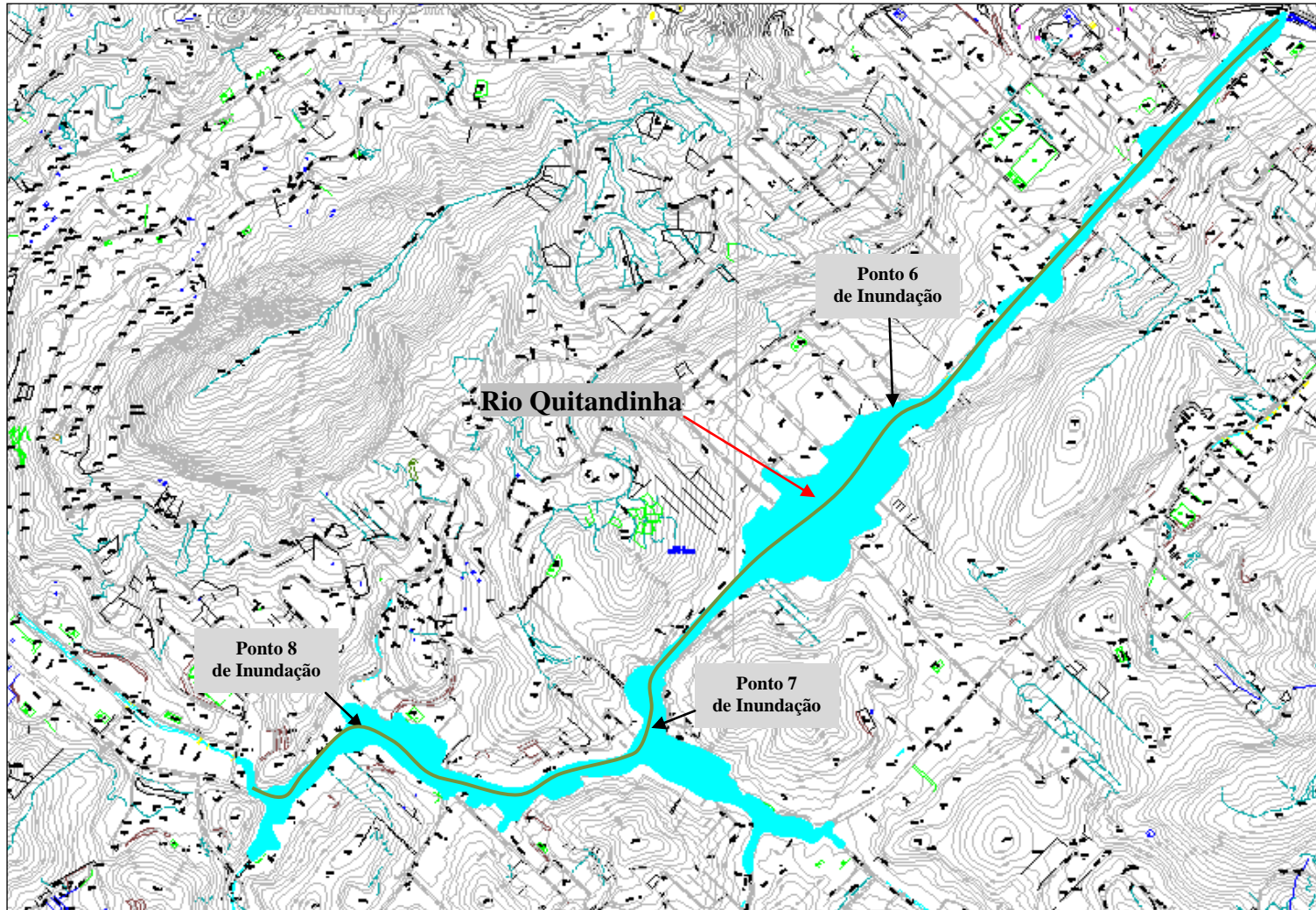


Figura 5.33 – Mancha de inundação no trecho Montante do rio Quitandinha.

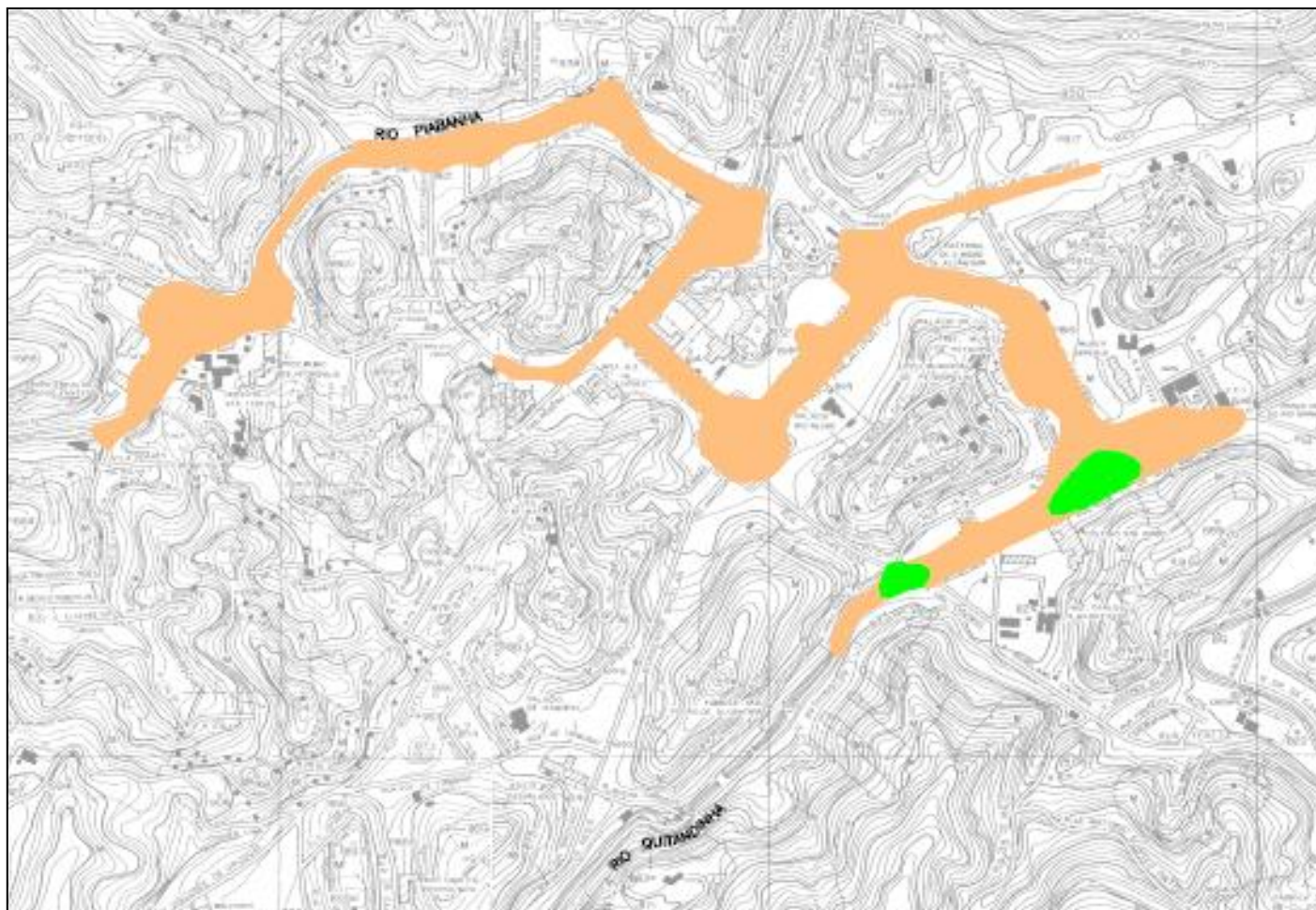


Figura 5.34 - Mancha de inundação no trecho médio do rio Piabanha na sua confluência com o rio Qitandinha. (Fonte: RELATÓRIO DE CONSOLIDAÇÃO - SUB-REGIÃO B - MPO/SEPURB/PQA-ABC-PNUD - UFRJ/COPPE).

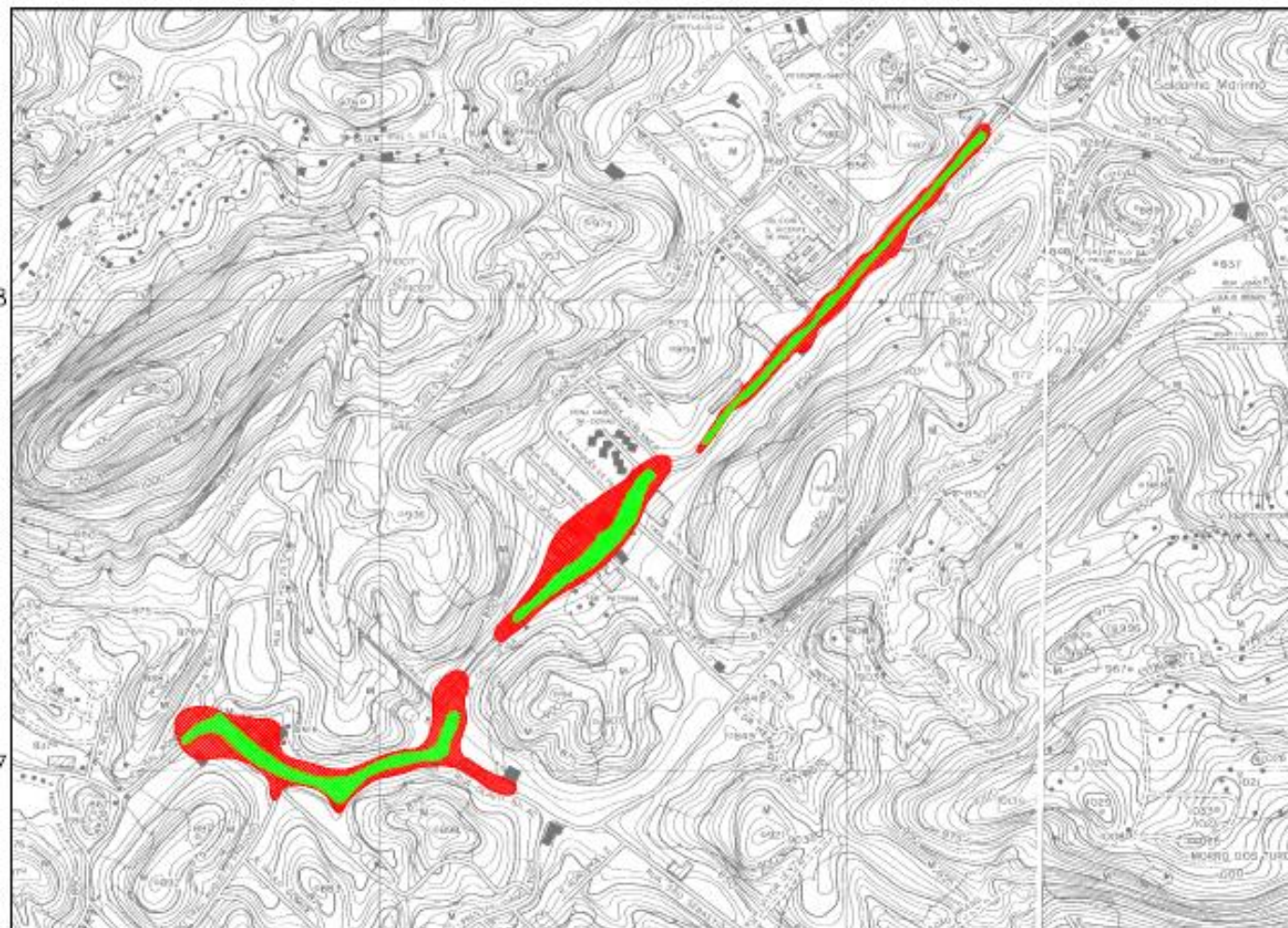


Figura 5.35 - Mancha de inundação no trecho montante do rio Quitandinha. (Fonte: RELATÓRIO DE CONSOLIDAÇÃO - SUB-REGIÃO B - MPO/SEPURB/PQA-ABC-PNUD - UFRJ/COPPE).

6. Conclusões e Recomendações

6.1. Conclusões

O controle de cheias e a gestão da drenagem urbana estão longe de ser uma questão de simples solução. Os conceitos e resultados aqui apresentados têm o objetivo de contribuir para o amadurecimento das discussões em torno deste assunto

Em relação à modelação, é importante que as informações obtidas por cadastros, mapas e levantamentos topográficos sejam condizentes com a realidade física apresentada. Quanto mais fiel for a representação topográfica e hidráulica da área modelada, melhores serão os resultados. A instrumentação da bacia, com um levantamento contínuo de dados pluviométricos e fluviométricos detalhados, não só nos canais da rede de drenagem, mas também da planície urbana, é imprescindível para a correta determinação dos parâmetros que atestam a confiabilidade do modelo matemático.

Para a presente dissertação, foram avaliadas as condições de funcionamento do MODCEL, em diferentes simulações, com diferentes demandas de modelação hidrológica. A partir dos resultados obtidos para uma bacia de grande porte, fez-se um recorte da sub-bacia da cidade de Petrópolis para observação do problema de cheia urbana em escala local, fechando esse modelo menor com condições de contorno vindas das simulações da bacia completa. No que concerne ao estudo aqui realizado, a disponibilidade de dados hidrológicos e topográficos foi um fator restritivo. Apesar disso, dada a complexidade do sistema de drenagem que tem o rio Piabanha, a opção pelo uso de um modelo sistêmico, mesmo com incertezas, permitiu realizar avaliação do comportamento integrado da bacia Pedro do Rio, calibrar o modelo com o auxílio de dados reais coletados pelos postos pluviométricos e fluviométricos que cobrem a bacia, comparar os resultados do MODCEL com os resultados anteriormente obtidos com o uso dos modelos SMAP, hidrológico concentrado, e TOPMODEL, hidrológico distribuído, e realizar um diagnóstico de cheias da sub-bacia da cidade de Petrópolis, recortada do modelo maior.

Analisando os resultados obtidos na primeira etapa de modelação, durante a modelação da bacia Pedro do Rio, bacia de maior porte, pode-se dizer que o modelo comportou-se de uma maneira satisfatória, com adequados resultados. Através das respostas geradas,

percebeu-se que o modelo não responde bem quando não se tem chuva atuando. O nível de água do rio cai muito rapidamente, pois o modelo não possui recarga subterrânea, apresentando somente uma vazão de base utilizada como condição de contorno. Por se tratar de um modelo mais frequentemente usado para diagnóstico de cheias, deve-se relevar tal limitação, identificando-se, nesse ponto, possibilidades de aperfeiçoamento do modelo.

Durante a calibração e validação do MODCEL, verifica-se, através dos resultados gerados, de modo geral, que o modelo superestimou mais do que subestimou a série de vazão. O método chamado racional foi utilizado para a separação da chuva efetiva, embora ele seja mais adequado para bacias de menor porte do que as sub-bacias aqui simuladas. O método Racional possui a tendência de superestimar vazões de cheia, o que é agravado pelo aumento do porte da bacia. Uma vez que o modelo é composto por células que representam sub-bacias muito grandes, provavelmente a superestimativa foi causada pelo método racional. Uma maneira de compensar esse efeito seria subdividir as sub-bacias em células menores, de modo que se aumentaria o percurso e o amortecimento, atenuando as vazões de pico, aproximando o método racional da escala do seu melhor funcionamento.

Quanto ao problema da subestimação das vazões, como a vazão de base é prescrita como condição de contorno da modelação e como o valor foi dado como uma constante, ocorre uma subestimação destas vazões mais baixas no período de cheia, devido ao modelo descartar a chuva que não se transformou em escoamento superficial, fazendo com que não haja recarga subterrânea que realmente os córregos, o que acarreta as descidas abruptas nos hidrogramas quando não há chuva no modelo.

Durante a análise comparativa entre os modelos, verificou-se que os resultados gerados pelo MODCEL, apesar de sua vocação construtiva para escoamentos superficiais, não deixaram a desejar frente aos resultados gerados pelo SMAP e TOPMODEL, mostrando-se um modelo equivalente a eles, o que nos permite dizer que o modelo também pode ser utilizado para períodos longos de tempo.

Com relação à segunda etapa de modelação, a proposta era modelar, por meio do MODCEL, a sub-bacia hidrográfica da cidade de Petrópolis e realizar um diagnóstico de cheias na região para dois cenários distintos no que diz respeito ao tempo de duração

da chuva intensa na bacia. No primeiro cenário, o tempo de duração da chuva é equivalente ao tempo de concentração da sub-bacia do trecho do rio Piabanha, que corre por dentro da cidade de Petrópolis. Já o segundo cenário utiliza o tempo de duração da chuva equivalente ao tempo de concentração da sub-bacia do afluente Quitandinha. Em ambos os cenários, as respostas foram praticamente as mesmas, ou seja, os níveis de água atingiram as mesmas alturas.

No rio Piabanha, identificou-se um trecho de inundação de aproximadamente 4,2 km de extensão, dando início na rua Bingen, com a transversal Capitão Antônio Francisco, passando por um dos pontos mais críticos de inundação na confluência do rio Piabanha com rio Quitandinha e estendendo-se até a rua Professor Stroeller, também confluência do Piabanha, agora com o rio São Rafael.

Para o rio Quitandinha, também foram identificados pontos de inundações. Um desses casos é o da rua Coronel Veiga, onde as inundações causadas pelo extravasamento da calha do rio Quitandinha são uma constante há mais de 20 anos, e se verificam mais de uma vez por ano.

O trecho de rio em questão desenvolve-se num percurso de 2700 m, desde a Estrada da Independência, transversal à rua General Rondon, estendendo-se pela rua Coronel Veiga, até o local conhecido como “Duas Pontes”, onde o rio Quitandinha recebe o rio Aureliano, afluente pela margem direita.

De acordo com informações de moradores locais, os níveis de água durante as cheias extraordinárias chegam, em alguns pontos, a superar em cerca de 2,0 m o greide da rua. O modelo para uma chuva de recorrência de 20 anos obteve lâminas de alagamento de aproximadamente 1,40 m, o que é coerente com os relatos da população local.

Nessas ocorrências, são grandes os prejuízos causados às residências e aos estabelecimentos comerciais localizados no trecho, sem que se mencione a interrupção do tráfego de uma via urbana importante.

Neste contexto, percebe-se a importância de se contar com uma ferramenta como a que é proporcionada pelos modelos matemáticos, capaz de representar adequadamente o comportamento das cheias em áreas urbanas, de forma a se poder chegar a um

diagnóstico consistente da situação e se conceber projetos integrados de controle de cheias com vistas a uma solução sustentável.

6.2. Recomendações

A partir dos estudos desenvolvidos nesta dissertação, duas linhas de recomendação foram desenvolvidas: uma principal, associada à evolução do modelo matemático; outra, secundária, associada a uma série de propostas indicativas para a bacia urbana de Petrópolis, no intuito de aproveitar as observações realizadas no diagnóstico.

6.2.1. Quanto ao modelo

É indicada a criação de um novo tipo de célula, representando uma determinada área de solo, bem como ligações de infiltração e ligações de escoamento subterrâneo, para, assim, ter-se uma vazão de base mais fiel à realidade. A Figura 6.1 ilustra a proposição descrita.

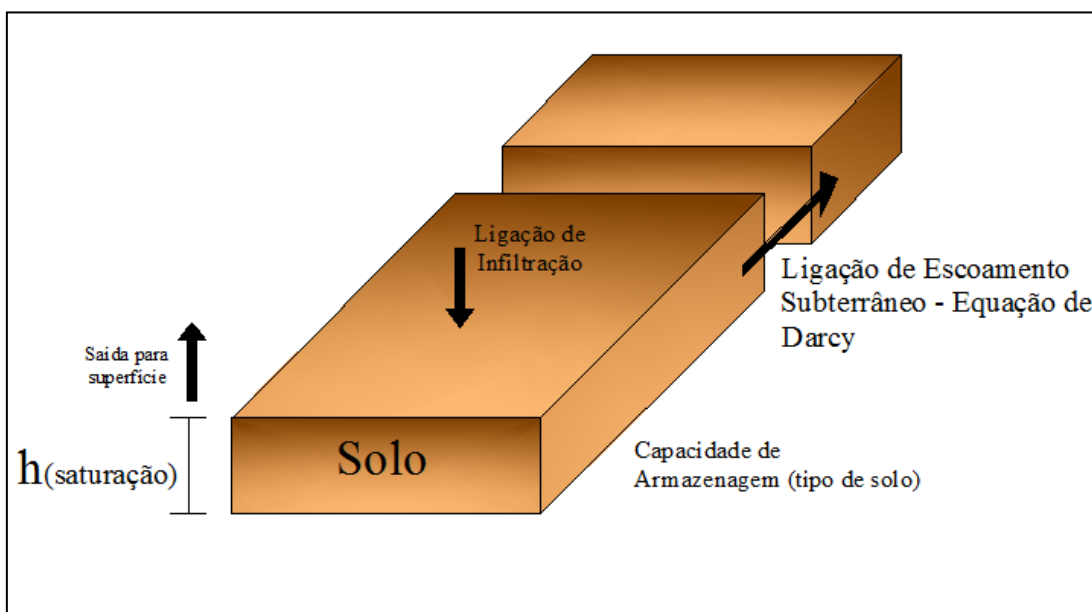


Figura 6.1 – Esquema de funcionamento da célula subterrânea no MODCEL

Para compensar a falta da célula subterrânea no modelo, porém, pode-se criar uma condição de contorno para a vazão de base com um comportamento senoidal, em vez de constante, como foi usado. Assim, ter-se-ia maior vazão de base na cheia e menor na estiagem, diminuindo subidas e descidas abruptas mostradas nos hidrogramas.

6.2.2. Quanto à situação na bacia de Petrópolis

As seções atuais do rio Piabanha e do rio Quitandinha não atendem as vazões de cheias ocorridas na bacia, lembrando ainda que os pontos de inundações identificados pelo modelo localizam-se em áreas bastante urbanizadas, característica que prejudica ainda mais achar uma solução para o problema. Nesta situação, os grandes aprofundamentos necessários, em determinados trechos, deverão exigir a utilização de métodos construtivos cuidadosos e caros.

Deve-se ressaltar ainda que qualquer alteração na canalização do rio Quitandinha torna-se complexa, se considerarmos que o rio é tombado pelo patrimônio histórico.

Pode-se pensar, porém, em uma transposição para alguma bacia próxima, mas talvez estejamos transferindo o problema para outra bacia e ainda fazendo uma transferência substancial de esgoto doméstico e industrial, uma vez que ambos os rios, tanto o Piabanha quanto o Quitandinha são poluídos nos seus trechos mais urbanizados. Essa possibilidade deveria ser estudada com cuidado.

Uma idéia a ser estudada é a da construção de reservatórios de retenção ou retenção. Um exemplo poderia ser o aumento da capacidade do lago do Hotel Quitandinha para uso como bacia de retenção, para o amortecimento das enchentes, o que contribuiria em muito na diminuição do pico das cheias.

Finalmente, observa-se que esta dissertação nos fornece um arcabouço bibliográfico, metodológico e de resultados, através das análises e estudos aqui dispostos, que poderão ser usados para o desenvolvimento de novos trabalhos tanto nas bacias aqui estudadas como em outras, com características e dificuldades de modelagem semelhantes, e também para trabalhos com novas comparações entre modelagens hidrológicas e hidrodinâmicas. As seções atuais do rio Piabanha e do rio Quitandinha não atendem as vazões de cheias ocorridas na bacia, lembrando ainda que os pontos de inundações identificados pelo modelo localizam-se em áreas bastante urbanizadas, característica que prejudica ainda mais achar uma solução para o problema. Nesta situação, os grandes aprofundamentos necessários, em determinados trechos, deverão exigir a utilização de métodos construtivos cuidadosos e caros.

Deve-se ressaltar ainda que qualquer alteração na canalização do rio Quitandinha torna-se complexa, se considerarmos que o rio é tombado pelo patrimônio histórico.

Pode-se pensar, porém, em uma transposição para alguma bacia próxima, mas talvez estejase transferindo o problema para outra bacia e ainda fazendo uma transferência substancial de esgoto doméstico e industrial, uma vez que ambos os rios, tanto o Piabanha quanto o Quitandinha, são poluídos nos seus trechos mais urbanizados. Essa possibilidade deveria ser estudada com cuidado.

Uma idéia a ser estudada é a da construção de reservatórios de detenção ou retenção. Um exemplo poderia ser o aumento da capacidade do lago do hotel Quitandinha para uso como bacia de retenção, para o amortecimento das enchentes, o que contribuiria em muito na diminuição do pico das cheias.

Finalmente, observa-se que esta dissertação fornece um arcabouço bibliográfico, metodológico e de resultados, por meio das análises e estudos aqui dispostos, que poderão ser usados para o desenvolvimento de novos trabalhos tanto nas bacias aqui estudadas como em outras, com características e dificuldades de modelagem semelhantes, e também para trabalhos com novas comparações entre modelagens hidrológicas e hidrodinâmicas.

Referências Bibliográficas

ABBOTT, M. B.; BATHURST, J. C.; CUNGE, J. A.; O'CONNELL, P. E.; RASMUSSEN, J. An introduction to the European Hydrologic System - Systeme Hydrologique Europeen, SHE, i. istory and phislosophy of a physically-based, distributed modeling system. *Journal of Hydrology*, v. 87, p. 45–59, 1986.

ANA, 2005, *HIDRO- Banco de Dados Hidrológicos*. Acesso em janeiro/2007, a partir de <http://hidroweb.ana.gov.br/>

ANDRADE FILHO, M. C., 1992, *Funções objetivo de mínimos quadrados generalizados nos modelos conceituais chuva-vazão*, Tese M. Sc., COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, R.J., Brasil.

ADRIEN, Nicolas G., *Computational hydraulics and hydrology: an illustrated dictionary*. Boca Raton, Florida: Crc Press Llc, 2004. 452 p.

ARAÚJO, A. A. M., ROTUNNO FILHO, O. C. R., XAVIER, L. N. R., 2001, “Análise de sensibilidade de modelos hidrológicos na perspectiva de SVATS de modelos atmosféricos”, *XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – IV Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*, Aracajú, SE., Brasil.

BARTH, F.T. et al. -- *Fundamentos para Gestão de Recursos Hídricos*-- Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v.1 - São Paulo, 1987 -- Nobel/ABRH-- 526p.

BEVEN, K. J., BINLEY, A., 1992, “The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction”, *Hydrological Processes*, v. 6, pp. 279-298.

BEVEN, K. J., LAMB, R., QUINN, P., et al., 1995, “TOPMODEL”, In: Singh, V. P. (Ed). *Computer Models of Watershed Hydrology*. Water Resources Publications, Colorado, USA., pp. 627-668.

BRAGA Jr, B. P. F., CONEJO, J. G. L., 1982. “Simulação digital do ciclo hidrológico atravésdo ‘Stanford Watersheld Model IV’”

BREMICKER, M.,1998. Aufbau eines Wasserhaushaltsmodells für das Weser und das Ostsee Einzugsgebiet als Baustein eines Atmosphären-Hydrologie-Modells. Dissertation Doktorgrad, Geowissenschaftliche Fakultät der Albert-Ludwigs - Universität. Freiburg. Germany.

CAMPANA, Néstor A.; TUCCI, Carlos E. M.. Predicting floods from urban development scenarios: case study of the Diluvio basin. Urban Water, Porto Alegre, Brazil, v. 3, n. 2, p.113-124, 2001.

CANEDO, P.M., 1979, *The reliability of conceptual catchment model calibration*, Ph.D. dissertation, University of Lancaster, United Kingdom.

CAMPOS, José Nilson. Lições em Modelos e Simulação Hidrológica. Fortaleza: Expressão Gráfica, 2009. 166 p.

CANHOLI, A.P. *Drenagem urbana e controle de enchentes*. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.302 p.

CARSELL, K.M, D. Nathan, P.E. Pingel and D.T. Ford, 2004: Quantifying the benefit of a flood warning system. *Natural Hazards Review*, 5, 131-140.

CLARKE, R. T., 1973, “A review of some mathematical models used in hydrology with observations on their calibration and use”, *Journal of Hydrology*, 19, 1-20.

COPPE/UFRJ, 2007, “Projeto – EIBEX-I - Estudos Integrados de Bacias Experimentais – Parametrização Hidrológica na Gestão de Recursos Hídricos das Bacias da Região Serrana do Rio de Janeiro – Relatório 1”, COPPE/UFRJ, Fundação COPPETEC.

CHOW, V. T.; MAIDMENI, David R.; MAYS, Larry W.. Applied Hydrology. Berkshire, Uk: Mcgraw-hill Book Co (uk), 1988. 572 p.

CHOW, V.T. Open-channel hydraulics. New York: McGraw-Hill, 1959. 661p.

CRAWFORD, N. H., LINSLEY, R. K., 1966, *Digital simulation in hydrology, Stanford Watershed Model IV*, Technical Report 39 – Department of Ciil Engineering, Stanford University, USA.

CUNGE, J.A.; Holly Jr., F.M.; Verwey, A. Practical Aspects of Computational River Hydraulics. London, England: Pitman Advanced Publishing Program, 1980. XXXp.

CUNGE, J. A., Two-Dimensional Modelling of Flood Plains. In: Unsteady Flow in Open Channel, cap. 17, Water resources Publications, Colorado, 1975.

DAWDY, D. R., O'DONNELL, T., 1965, "Mathematical models of catchment behaviour", *Journal of Hydraulics Division American Society of Civil Engineering*, 91, 123-137

DEBO, Thomas N., and George E. Small, 1989. Hydrologic Calibration: The Forgotten Aspect of Drainage Design, Public Works, February, pp. 58-59.

DE MAGALHÃES, L. P.C, 2005, Modelo Integrado para Simulação de Sistemas Hídricos. Dissertação de M.Sc, Curso de Engenharia Civil - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

DI BELLO, R. C., 2005, *Análise do comportamento da umidade do solo no modelo chuva-vazão SMAP II – versão com suavização hiperbólica. Estudo de Caso: Região de Barreiras na bacia do rio Grande – BA.* Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, R. J., Brasil.

DIB, K. R., 1986, *Manual de apresentação do modelo SMAP II*, Publicação Interna da Enge-Rio, Engenharia e Consultoria S.A., Rio de Janeiro, R.J., Brasil.

DOOGE, J. C. 1959) A general theory of the unit hydrograph. *J. Geophys. Res.* 6 N° 2:241-56.

DOOGE, J. C. I. Hydrologic models and climate change. *Journal of Geophysical Research*, v. 97, n. D3, p. 2677–2686, feb 1992.

DHA (1992). *Internacional Agreed Glossary of Basic Term Related to Disasters Management*. United Nations Department of Humanitarian Affairs, Genova.

DHA (1994). Disaster around the world - a Global and Regional View. *Information paper n. 4 World Conference on Natural Disaster Reduction*. Yokohama May 1994.

DUMENIL, L., and E. Todini, "A rainfall-runoff scheme for use in the Hamburg climate model", in *Advances in theoretical hydrology, A tribute to James Dooge*. P. O'Kane, ed., European Geophysical Society Series on Hydrological Sciences 1, Elsevier, Amsterdam, 1992.

FITCH, W.; HARTIGAN, J.P.; YWANKI, M. 1976. Urban Flooding Response to Land Use Change. In: *Anais National Symposium in Urban Hydrology hydraulic and Sediment Control*. Kentucky

FOSTER, H. A. - Theoretical Frequency Curves - *Trans. ASCE*, Vol. 87, pp. 142-173, 1924.

GETIRANA, Augusto César Vieira *Contribuições da Altimetria Espacial à Modelagem Hidrológica de Grandes Bacias na Amazônia/ Augusto César Vieira Getirana*. – Rio de Janeiro: FRJ/COPPE, 2009.

GONÇALVES, R.C, 2008, *Modelagem Hidrológica do tipo chuva-vazão via SMAP e TOPMODEL - Estudo de Caso: Bacia do Rio Piabanha/RJ*. Dissertação de M.Sc, Curso de Engenharia Civil - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

GLOBAL ENERGY AND WATER CYCLE EXPERIMENT, *PRECIPITATION MEASUREMENTS CRITICAL FOR WATER RESOURCES MANAGEMENT* Vol. 14, No. 2, May 2004

GUMBEL, E. J. (1941). the return period of flood flows: *Annals Math. Statistics* v. 12, no. 2, p. 163-190.

HAZEN, A. M., 1930, Data of yield and storage, in *American civil engineers handbook*, edited by Thaddeus Merriman and others: New York, John Wiley & Sons, p. 1446-1452.

HENDERSON, F. M. *Open Channel Flow*, London: MacMillan, 522 pg, 1966.

HORTON, R. E. The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Trans. Am. Geophys. Union*, v. 145, p. 446–460, 1933.

HUTCHISON, I. P. G. & MIDGLEY, D.C., Mathematical Model to Aid Management of Outflow from the Okavango Swamp, Botswana, *Journal of Hydrology*, vol. 19, p. 93-113, 1973.

HAGGETT, P.; CHORLEY, R. J. Modelos, paradigmas e a nova geografia. In: CHORLEY, R. J.; HAGGETT, P. *Modelos físicos e de informação geográfica*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos; São Paulo: Universidade de São Paulo, 1975. p. 1-19.

IBBITT, R. P., *Systematic parameter fitting for conceptual models of catchment hydrology*, Ph. D Thesis, University of London, U. K.

IPCC (2001) *Climate Change 2001: Impacts, Adaptation and Vulnerability*. A Report of Working Group II of Intergovernmental Panel on Climate Change.

ISDR, 2005 Introduction – International Strategy of Disaster Reduction.

KLEMES, V.: Operational testing of hydrologic simulation models, *Hydrolog. Sci. J.*, 31, 13–24, 1986.

KOBIYAMA, M.; MANFROI, O. J. Importância da modelagem e monitoramento em bacias hidrográficas. In: Curso Manejo de bacias hidrográficas sob a perspectiva florestal, Apostila, Curitiba: FUPEF, 1999. p. 81-88.

KOBIYAMA, M.; CHECCHIA, T.; SILVA, R.V.; SCHRÖDER, P.H.; GRANDO, Â.;

KOBIYAMA, M.; GOERL, R.F.; SILVA, R.V. (2006). “Redução de desastres naturais relacionados às inundações: Problemas e soluções”, in *Águas Urbanas*. Org. por Mendiondo, E.M., FINEP, Rio de Janeiro – RJ, (no prelo).

KUCHMENT, L.S., 1992. The construction of continental scale models of the terrestrial hydrological cycle: analysis of the state-of-the-art and future prospects. In: J.P. O’Kane (Ed.), *Advances in Theoretical Hydrology*, European Geophys. Soc. Series on Hydrol. Sciences, 1. Elsevier, Amsterdam, pp. 113–127.

LEZCANO, L. M., 2004, Análise do Efeito do Risco de Cheia no Valor de Imóveis pelo Método dos Preços Hedônicos. Dissertação de M.Sc., Curso de Pós-Graduação em

Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil.

LEITE, E. A., 2008, *Gestão do Valor da Informação Hidrometeorológica: O Caso dos Alertas de Inundação para Proteção de Bens Móveis em Edificações Residenciais de União da Vitória.*, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LIMA, J. C., 2003, *Avaliação dos Riscos e Danos de Inundação e do Impacto da Adoção de Medidas Não-Estruturais em Itajubá/MG.* Dissertação de M.Sc., Escola de Engenharia/UFMG, Belo Horizonte, MG, Brasil.

LIANG, X., Lettenmaier, D.P., Wood, E.F., Burges, S.J., 1994. A simple hydrologically based model of land surface water and energy fluxes for general circulation models. *Journal of Geophysical Research*, 99(7), 14415-14428.

LIBOS, M. I. P. C., 2008, *Modelagem hidrológica quali-quantitativa: estudo de caso da bacia hidrográfica do rio Manso - MT.* Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, R.J., Brasil.

LOPES, J. E. G., BRAGA, B. P. F., CONEJO, J. G. L., 1981, “SMAP – a simplified hydrological model”, *Proceedings of the International Symposium on Applied Modelling*, Mississippi, USA.

MAJOR, T. F., LARA, A & CUNGE, J. A., *Mathematical Modelling of Yacyreta-Apipe Scheme of the Rio Parana*, La Houille Blanche, n. 6 e 7, 1985.

MARTINS, MARCELO JAQUES *Gerenciamento de Recursos Hídricos e Drenagem Urbana no Município de São João de Meriti: Análise Espacial do Efeito da Implementação de Microreservatórios em Lotes sobre as Inundações [Rio de Janeiro]* 2004. IX, 136 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2004)

MASCARENHAS, Flávio César Borba; MIGUEZ, Marcelo Gomes; CAMPOS, Rodrigo Otávio Guedes. *Modelo Matemático de escoamento para Cheias Urbanas.* In: SILVA, Rui Carlos Vieira da (Comp.). *Métodos Numéricos em Recursos Hídricos* 5. Rio de Janeiro: ABRH, 2001. Cap. 2, p. 163-274.

MASCARENHAS, F.C.B., MIGUEZ, M.G., 1994, Modelação de Grandes Planícies de Inundação por um Esquema de Células - Aplicação ao Pantanal de Mato- Grosso. Revista Brasileira de Engenharia (RBE), Caderno de Recursos Hídricos, v.12, n.2, dezembro.

MASCARENHAS, F.C.B.; MIGUEZ, M.G., 2002, Urban Flood Control through a Mathematical Cell. In: Water International Resources, vol. 27, Nº 2, págs. 208-218, Illinois, E.U.A.

MASCARENHAS, F.C.B.; MIGUEZ, M.G., 2005, Mathematical Modelling of Rural and Urban Floods: a hydraulic approach. In: Flood Risk Simulation. WIT PRESS, Gateshead.

MATTHEWS, P. J., 1995, Water Quality Objectives: A Tool to Ensure Environmental Protection and Wise Expenditure. Water Science and Technology, Vol.32 (5-6), 7-14. 112

MCCARTHY, G. T. (1939) The unit hydrograph and flood routing. US Corps Engrs Office, Providence, Rhode Island, USA.

MESSNER, F. et al., 2007. Evaluating flood damages: guidance and recommendations on principles and methods. T9-6-01, FLOODsite Project - Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies.

MIGUEZ, M. G., 1994, Modelação Matemática de Grandes Planícies de Inundação, através de um Esquema de Células de Escoamento, com Aplicação ao Pantanal Mato-Grossense. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MIGUEZ, M. G., 2001 Modelo Matemático de Células de Escoamento para Bacias Urbanas, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MPO/SEPURB/PQA-ABC-PNUD - UFRJ/COPPE, 1998, “Projeto BRA/96/017 – Programa Estadual de Investimentos da Bacia do Rio Paraíba do Sul –RJ - Relatório de Consolidação - Sub-Regiões A e B - Complementação dos Componentes de Esgotamento Sanitário e Drenagem Urbana - PETRÓPOLIS / CASCATINHA - PS-RE-055-R0”, Secretaria de Estado de Meio Ambiente (SEMA), Fundação Superintendência

Estadual de Rios e Lagoas (SERLA), Plano de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Paraíba do Sul

MULVANEY, T.J., “On the Use of Auto-record RainFall and Flood discharge Measurements to Observe the Relationship of Rainfall with Flood Discharges in a given Watershed” Institution of Civil Engineering of Ireland, February 1851.

NAGEM, F. R. M , 2088, Avaliação econômica dos prejuízos causados pelas cheias urbanas. Dissertação de M.Sc, Curso de Engenharia Civil - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

NASH, J.E., 1957. The form of the Instantaneous unit hydrograph, *IAHS Assemblée Generale de Toronto*, tome II, pp114-121

NASH, J. E., SUTCLIFFE, J. V., 1970, “River flow forecasting through conceptual models part I – A discussion of principles”, *Journal of Hydrology*, v. 10, pp. 282-290.

PENNING-ROWSELL EC and CHATTERTON JB (1977) *The Benefits of Flood Alleviation: A Manual of Assessment Techniques*. Saxon House, Teakfield Limited.

PIELKE, JR., R.A., 1997: Review of The Great Flood of 1993: Causes, Impacts, and Responses, S. A. Changnon, (ed.), Westview Press: Boulder, CO, 1996. *Climatic Change*, 35, 531-535.

PIELKE, JR., R. A., and R. Carbone, 2002: Weather Impacts, Forecasts, and Policy: An Integrated Perspective, *Bulletin of the American Meteorological Society* 83:393-403.

PITHAN, R. O. “Tempo de Concentração de Pequenas Bacias Hidrográficas: Análise Comparativa dos Diferentes Métodos e Uso de Traçadores Radioativos”, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, 1973.

PULS, L. G. (1928). “Construction of flood routing curves.” *House Document 185*, U.S. 70th Congress, First Session, Washington, D.C.

RAGHUNATH, H.M.. *Hydrology: Principles Analysis Design*. 2. ed. New Delhi: New Age International, 2006. 463 p.

REGINATTO, G.M.P. (2004). “Papel da comunidade e da universidade no gerenciamento de desastres naturais” in Anais do I Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais, Florianópolis, 2004, 1, pp. 834 – 846.

RIGHETTO, J., Mendiondo, E. M. (2004). Avaliação de riscos hidrológicos: principais causas, danos e propostas de seguro contra enchentes, In: III Simp. Rec. Hídricos Centro-Oeste, Goiânia (GO), *Atas-CDRom*, ABRH.

ROSMAN, Paulo Cesar Colonna. Um Sistema Computacional de Hidrodinâmica Ambiental. In: SILVA, Rui Carlos Vieira da (Comp.). Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 5. Rio de Janeiro: ABRH, 2001. Cap. 1, p. 1-161.

ROCKWOOD, D. M., 1958 Columbia basin streamflow routing by computer, *Journal of Waterways and Harbour Division*, ASCE, 84(1), Paper 1874.

RODRIGUES, Érika Fraga Diagnóstico de Cheias Urbanas na Cidade de Volta Redonda - RJ / Érika Fraga Rodrigues. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2008. XVIII, 114 p.: il.; 29,7 cm.

ROSSI et al., 1992. G. Rossi, M. Benedini, G. Tsakiris and S. Giakoumakis, On regional drought estimation and analysis. *Water Resources Management* 6(1992), pp. 249–277.

ROTUNNO FILHO, O. C., 1989, *Comparação de dois métodos de otimização em modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão*, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, R.J., Brasil.

ROTUNNO FILHO, O. C., 1995, *Soil moisture mapping using remote sensing and geostatistics applied to rainfall-runoff models*, Ph. D. Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada.

SILVA, L. P., 1990, *Calibração automática de modelos tipo chuva-vazão utilizando técnicas de suavização – uma aplicação modelo SMAP – II*, Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, R. J., Brasil.

SOIL CONSERVATION SERVICE, 1957, USDA, Hydrology, Supplement A – Section 4 of Engineering Handbook.

SHERMAN, L.W., “Streamflow from Rainfall by The Init-Graph Method”. Eng. New-Record, 108, 1932

THEIS, C. V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage. Trans. Am. Geophys. Um. 16, PP. 519-524

THOMAZ, F. R., 1992, *Análise e superação de algumas dificuldades na calibração automática do modelo SMAP –II – versão suavizada*, Tese de M. Sc., COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro, R. J., Brasil.

TODINI, E., 1996. The ARNO rainfall – runoff model. Journal of Hydrology, 175, 293-338.

URBONAS, B.; STAHERE, P., 1993. Stormwater Best Management Practices and Detention, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.

US Army Corps of Engineers, USACE, 1998, *HEC-1 flood hydrograph package user’s manual*. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA, USA.

USACE (2000). *HEC-HMS hydrologic modeling system user’s manual*. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.

USDA - United States Department of Agriculture,(1986,. “*Urban Hydrology for Small Watersheds - TR-55*”, 164p.

TUCCI, Carlos E. M.; BRAGA JUNIOR, Benedito P. F.; SILVEIRA, André. Avaliação do Impacto da urbanização nas Cheias Urbanas. Revista Brasileira de Engenharia: Caderno de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, v. 7, n. 1, p.77-101, 1989.

TUCCI, Carlos E. M.. Modelos Hidrológicos. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005. 678 p.

VIANNA, Ana Paula Parentti. Utilização de modelagens Hidrológica e Hidráulica Associadas a um sistema de informações geográficas para mapeamento de áreas inundáveis – Estudo de caso: município de Itajubá, MG. Dissertação de Mestrado, Belo Horizonte, 2000, MG.

VILLAS-BOAS, MARIANA DIAS Modelo de Simulação de Sistemas Hídricos Complexos, Integrado com Avaliação de Qualidade da Água - Uma Ferramenta de Gestão [Rio de Janeiro] 2008 XV, 183 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2008)

WALESH, 1989. Urban Surface Water Management. A Wiley-Interscience Publication.

WEISS, H. W. & MIDGLEY, D.C., Suite of the Mathematical Flood Plain Models, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, v. 104, n HY3, p. 361-376, 1978

XAVIER, L. N. R., 2002, *Análise da incerteza causada pela representação da precipitação no modelo Topmodel*, Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, R. J., Brasil.

Yevjevich, V. (1972). *Probability and Statistics in Hydrology*, Water Resources Publications. Littleton, Colorado.

ZANOBETTI, D. & LORGERÉ, H., *Le Modele Mathématique du Delta du Mékong*, La Houille Blanche, n. 1, 4 e 5, 1968.

ZANOBETTI, D.; LORGERÉ, H.; PREISSMAN, A.; CUNGE, J.A. . *Mekong Delta Mathematical Program Construction*. Journal of the Waterways and Harbours Division, ASCE, v.96, n.WW2, p. 181-199, 1970.

ZHAO, R.J., Zuang, Y.L., Fang, L.R., Liu, X.R., Zhang, Q.S., 1980. The Xinanjing model. In: Hydrological Forecasting, (Proc. Oxford Symp.), 351–356. IAHS 129. IAHS Press, Wallingford, UK.

ANEXO A

A.1. Modelo de Células de Escoamento – MODCEL

A.1.1. Hipóteses do Modelo de Células

Uma bacia pode ser subdividida em células, formando uma rede de escoamento bidimensional, com possibilidades de escoamento em várias direções nas zonas de inundações, a partir de relações unidimensionais de troca. Na célula, o perfil da superfície livre é considerada horizontal, a área dessa superfície depende da elevação do nível d'água no interior da mesma e o volume de água contido em cada célula está diretamente relacionado com o nível d'água no centro da mesma, ou seja, $V_i = V(Z_i)$.

Cada célula comunica-se com células vizinhas, que são arranjadas em um esquema topológico, constituído por grupos formais, onde uma célula de um dado grupo só pode se comunicar com células deste mesmo grupo, ou dos grupos imediatamente posterior ou anterior.

O escoamento entre células pode ser calculado através de leis hidráulicas conhecidas, como, por exemplo, a equação dinâmica de *Saint-Venant*, completa ou simplificada, a equação de escoamentos sobre vertedouros, livres ou afogados, a equação de escoamento através de orifícios, equação de escoamento através de bueiros, entre outras várias. A vazão entre duas células adjacentes, em qualquer tempo, é apenas função dos níveis d'água no centro dessas células, ou seja, $Q_{i,k} = Q(Z_i, Z_k)$. As seções transversais de escoamento são tomadas como seções retangulares equivalentes.

O escoamento pode ocorrer simultaneamente em duas camadas, uma superficial e outra subterrânea, em galeria, estando as células da superfície e as da galeria associadas por uma ligação vertical entre elas. Nas galerias, o escoamento é considerado inicialmente à superfície livre, mas pode vir a sofrer afogamento, passando a ser considerado sob pressão.

A.1.2. Modelação de uma bacia através das células de escoamento

As células podem representar a natureza isoladamente ou em conjuntos, formando estruturas mais complexas. Um conjunto resumido de tipos de células pode

eventualmente já fornecer grande capacidade de representação, ao se pensar em suas possíveis associações. Porém, a definição do conjunto de tipos de ligações, que são representativas de leis hidráulicas que traduzem determinados escoamentos, pode fazer grande diferença na tentativa de reproduzir a multiplicidade dos padrões de escoamento de um cenário de modelação. A atividade de modelação topográfica e hidráulica deve então, contar com um conjunto pré-definido de tipos de células e de tipos possíveis de ligações entre células. Os tipos de células pré-definidas são:

- de rio, ou canal, por onde se desenvolve o escoamento principal da drenagem à céu aberto;
- de galeria, subterrânea, complementando a rede de drenagem para áreas;
- de planície ou, mais genericamente, de superfície, para a representação de escoamentos a superfície livre em planícies urbanas alagáveis, bem como áreas de armazenamento, ligadas umas as outras por canais, áreas de vertimento de água de um rio para ruas vizinhas e vice-versa. Representa a maioria das células do modelo;
- de reservatório, simulando o armazenamento d'água em um reservatório temporário de armazenamento, dispondo de uma curva cota x área superficial, a partir da qual, conhecendo-se a variação de profundidades, pode-se também conhecer a variação de volume armazenado ;
- de planície natural, sem urbanização, para representação de áreas planas vegetadas ou áreas elevadas, que tem a finalidade de conduzir água das chuvas para dentro do modelo.

A.1.3. Equações Governantes / Modelação Matemática

A equação da continuidade, que representa o princípio básico de conservação de massa, escrita para uma célula i , em um dado intervalo de tempo, tem a seguinte forma:

$$\Delta V_i = \sum_K^i \int_t^{T+\Delta t} Q_{i,k} + \int P_i dt \quad (\text{A. 1})$$

onde:

ΔV_i – variação do volume d'água na célula i ;

$Q_{i,k}$ – vazão entra a célula i e uma célula k adjacente à célula i , considerada positiva da célula k para a i ;

P_i – vazão decorrente da precipitação sobre a célula i ;

\sum_k^i - somatório sobre todas as células k ligadas à célula i ;

t – tempo;

Δt – intervalo de tempo.

A variação do volume em uma célula i , em um intervalo de tempo t , é dada pelo balanço de entrada e saída d'água nesta célula, através da precipitação que ocorre sobre sua superfície e das vazões de troca com todas as células k . Expressando o volume armazenado como uma função da área superficial A_{si} da célula i , tem-se:

$$\Delta V_i = \int_{Z_i(t)}^{Z_i(t+\Delta t)} A dZ_i \quad (\text{A. 2})$$

Considerando-se apenas os termos de primeira ordem e assumindo-se que a seguinte relação é válida:

$$\frac{\partial A_{st}}{\partial Z_t} \Delta Z_i \ll A_{si} \quad (\text{A. 3})$$

Pode-se, usando as expressões (A.1), (A.2) e (A.3), fazendo os limites ΔZ_i e Δt tenderem a zero, reescrever a equação da continuidade de massa na forma diferencial:

$$A_{si} \frac{dZ_i}{dt} = P_i + \sum_k Q_{i,k} \quad (\text{A. 4})$$

onde:

$Q_{i,k}$ - vazão entre as células i e k , vizinhas entre si;

Z_i - cota do nível d'água no centro da célula i ;

A_{si} - área superficial do espelho d'água na célula i ;

P_i - vazão relativa à chuva ocorrida sobre a célula i e disponível para escoamento;

t - variável independente relativa ao tempo

Como todos os termos do modelo dependem do nível d'água em cada célula, a planície pode estar inicialmente seca, e que o seu alagamento vai sendo gradualmente calculado,

através de transbordamento de rios e lagoas, da água proveniente da chuva ou vinda de outra célula de planície já alagada.

A.1.4. Propriedades e tipos de ligações

As leis hidráulicas de descarga entre células podem ser de vários tipos: Estas relações irão expressar os tipos de ligação hidráulica disponíveis para representação da diversidade dos escoamentos, na rede de drenagem e sobre a planície de inundação, conforme descrito a seguir, resultando em relações do tipo

$$Q_{i,k}^n = Q(Z_i^n, Z_k^n); \quad (\text{A. 5})$$

Onde::

i – célula principal;

k – célula subordinada;

n – passo de tempo considerado.

As ligações típicas de escoamento entre células, que podem ser escritas em função de leis hidráulicas, todas as ligações são listadas a seguir, sendo que os quatro principais tipos de ligações aplicadas na presente dissertação (canal, planície, vertedouro e orifício) são descritas mais detalhadamente.

- ligação tipo canal corresponde ao escoamento em rios e canais, podendo também ser aplicado ao escoamento em ruas. A formulação utilizada para representar ligações deste tipo é a equação dinâmica de Saint Venant. Considera-se aqui que a variação da velocidade do escoamento no tempo é maior do que esta variação no espaço, de forma que a derivada da velocidade em relação à distância longitudinal pode ser desprezada, ou seja, considerando apenas o termo local dentre os dois termos de inércia. A equação dinâmica pode ser, então, considerada da seguinte forma:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (\text{A. 6})$$

Introduzindo-se a cota do NA (Z) e reagrupando o termo de pressão e a declividade do leito, tem-se:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + g \frac{\partial h}{\partial x} = -gS_f \quad (\text{A. 7})$$

Onde:

Z - cota da superfície livre (NA);

$$S_f = \frac{Q_{i,k}^2 n^2}{A_{i,k}^2 R_{i,k}^{4/3}} \quad \text{- declividade da linha de energia;}$$

$A_{i,k}$ - área molhada da seção transversal de escoamento entre as células i e k ;

$R_{i,k}$ - raio hidráulico da seção transversal de escoamento entre as células i e k ;

n - coeficiente de rugosidade de Manning.

x, t - variáveis independentes relativas a espaço e tempo.

Os parâmetros n , $A_{i,k}$ e $R_{i,k}$, representativos da seção transversal de escoamento entre as células i e k , são calculados com o nível d'água obtido para esta seção, através de uma ponderação entre os níveis d'água das células i e k .

- ligação tipo planície corresponde ao escoamento à superfície livre sem nenhum dos termos de inércia, sendo usual na ligação entre quadras alagadas, podendo representar o escoamento através das ruas. Esta ligação é equivalente a modelos hidrodinâmicos de analogia à difusão e pode ser escrita como:

$$\frac{dZ}{dx} = -gS_f \quad (\text{A. 8})$$

- ligação tipo vertedouro representa o vertimento por transbordamento do rio ou canal para a planície e entre células da planície em locais onde barreiras físicas formam fronteiras, que passam a funcionar como vertedouros, utiliza a fórmula clássica deste tipo de estrutura, livre ou afogada. A distinção entre estas duas situações é feita pelo seguinte critério: se $Z_k > Z_i$, o escoamento é livre se $(Z_i - Z_c) < (2/3)(Z_k - Z_c)$ onde Z_c é a cota da crista do vertedouro; caso contrário, o escoamento é afogado.

Para escoamento livre, tem-se, também para $Z_k > Z_i$:

$$Q_{i,k}^n = Q(Z_i^n, Z_k^n); \quad (\text{A. 9})$$

$$Q_{i,k} = \phi_L (Z_k - Z_c)^{3/2} \quad (\text{A. 10})$$

Para escoamento afogado, se $Z_k > Z_i$:

$$Q_{i,k}^n = Q(Z_i^n, Z_k^n); \quad (\text{A. 11})$$

$$Q_{i,k} = \phi (Z_i - Z_c) \sqrt{Z_k - Z_i} \quad (\text{A. 12})$$

onde,

ϕ_L, ϕ_A - coeficientes de descarga sobre vertedouro, livres e afogados, respectivamente.

- ligação tipo orifício: para este tipo de ligação, utiliza-se a relação clássica do escoamento em orifícios, de forma que a vazão saindo da célula i , para uma célula k , através de um orifício, será, em módulo:

$$Q_{i,k} = \phi A_{i,k} \sqrt{2g(Z_i - Z_\theta)} \quad (\text{A. 13})$$

onde,

ϕ - coeficiente de escoamento através do orifício de área $A_{i,k}$, entre as células;

Z_θ - cota de fundo da saída do orifício.

- ligação tipo entrada de galeria, com contração do escoamento;
- ligação tipo saída de galeria, com expansão do escoamento;
- ligação tipo galeria, com escoamento à superfície livre ou sob pressão;
- ligação tipo descarga de galeria em rio, funcionando como vertedouro, livre ou afogado, ou orifício, para galerias que chegam a um rio em cota superior ao fundo deste, por uma das margens;
- ligação tipo bueiro, como interface das células superficiais com as células de galeria;
- ligação tipo bombeamento, com descarga de uma célula para outra a partir de uma cota de partida;

- ligação tipo comporta flap, funcionando como este tipo de comporta de sentido único de escoamento.
- ligação tipo equação cota x descarga (para estruturas especiais calibradas em modelo reduzido): neste caso, a equação reproduz uma relação genérica entre descarga e cota. Esta opção abre uma interessante possibilidade que é a de conjugar o modelo matemático com modelos reduzidos, que podem dar importantes informações quanto à definição de relações para estruturas específicas.

A.1.5. Condições Iniciais de Contorno

As condições iniciais a serem prescritas, para o sistema de equações resultantes, correspondem à definição dos níveis d'água em todas as células, de rio e de planície, no instante de tempo inicial $t = 0$. Uma célula, que se encontre seca no instante de tempo inicial, deve receber, como condição inicial, o próprio nível de fundo da mesma.

Em relação às condições de contorno, é necessário impor níveis d'água $Z(t)$ nos contornos da bacia estudada. Como nem sempre é possível ou desejável a imposição desse níveis $Z(t)$ podem ocorrer três tipos distintos de condição de contorno:

- nível d'água dado em função do tempo – $Z(t)$;
- vazão dada em função do tempo – $Q(t)$;
- uma dada relação entre vazão e nível d'água – $Q(Z)$.

Esses três tipos de condição de contorno podem ser utilizados para diferentes pontos de uma mesma bacia em estudo, conforme a sua adequação à área modelada.

A.1.5.1. Estrutura Computacional do Modelo Implícito de Células

A computação, em linhas gerais, para um intervalo de tempo qualquer, acompanha os passos descritos a seguir:

- a) Incremento do tempo.

b) Início da primeira varredura, de jusante para montante, com um “loop” pelos grupos.

b.1) Inicialização das matrizes [M] para cada grupo.

b.2) “Loop” nas células de cada grupo.

b.2.1) Leitura, no arquivo de dados de consulta, das informações pertinentes a cada célula de um grupo.

b.2.2) “Loop” nas células vizinhas posteriores, centrais e anteriores, para cada célula. Caso existam condições de contorno, as informações das células de contorno são lidas no respectivo arquivo de consulta e faz-se um “loop” também nestas células. Com este passo repetido para todas as células do grupo, são calculados, e ficam determinados, todos os elementos não-nulos das matrizes [M].

b.3) Cálculo da matriz [E] e do vetor {F} de um grupo.

c) Fim da primeira varredura, com a determinação dos incrementos de nível $\{\Delta Z\}$ do grupo de montante.

d) Segunda varredura, de montante para jusante, com a determinação dos incrementos de nível para todos os grupos, a partir dos valores já calculados de [E] e {F} e do recém calculado valor de $\{\Delta Z\}$ do grupo de montante.

e) Cálculo dos níveis Z, para todas as células, neste intervalo de tempo, a partir dos níveis já conhecidos do intervalo de tempo anterior e dos incrementos de nível calculados no intervalo de tempo atual.

O programa fornece como saída, seis arquivos no total, sendo dois em formato binário e quatro em formato texto. Os arquivos em formato binário correspondem a informações de cotas e vazão em todas as células, em todos os instantes de tempo de cálculo, com o objetivo de servirem como banco de consulta para posterior traçado de gráficos. Os arquivos em formato texto são relatórios referentes a:

- possíveis anomalias de cálculo;

- cota em todas as células, em todos os intervalos de tempo;
- estado de inundação da planície, mapeado com símbolos, em todos os intervalos de tempo;
- arquivos de saída de cotas e vazões para plotagem de gráficos em planilhas eletrônicas.