



COPPE/UFRJ

COMPARAÇÃO ENTRE FERRAMENTAS DE MODELAGEM UNIDIMENSIONAL E
QUASI-BIDIMENSIONAL, PERMANENTE E NÃO-PERMANENTE, EM
PLANEJAMENTO E PROJETOS DE ENGENHARIA HIDRÁULICA

Matheus Martins de Sousa

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): Marcelo Gomes Miguez

José Paulo Soares de Azevedo

Rio de Janeiro

Março de 2010

COMPARAÇÃO ENTRE FERRAMENTAS DE MODELAGEM
UNIDIMENSIONAL E QUASI-BIDIMENSIONAL, PERMANENTE E NÃO-
PERMANENTE, EM PLANEJAMENTO E PROJETOS DE ENGENHARIA
HIDRÁULICA

Matheus Martins de Sousa

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.

Examinada por:

Prof. Marcelo Gomes Miguez, D.Sc.

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

Prof. Paulo Canedo de Magalhães, Ph.D.

Prof. Paulo Roberto Ferreira Carneiro, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2010

Sousa, Matheus Martins de

Comparação Entre Ferramentas de Modelagem Unidimensional e Quasi-Bidimensional, Permanente e Não- Permanente, em Planejamento e Projetos de Engenharia Hidráulica / Matheus Martins de Sousa. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2010.

XI, 160 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador(es): Marcelo Gomes Miguez

José Paulo Soares de Azevedo

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

Referencias Bibliográficas: p. 156-160.

1. Modelos 1D 2. Modelos Quasi-2D. 3. Rio Iguaçú/Botas. I. Miguez, Marcelo Gomes, et al II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

“(...) And if I claim to be a wise man, well

It surely means that I don't know (...)”

“Carry On Wayward Son”, KANSAS

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de agradecer as pessoas que me criaram, me ensinaram os fundamentos da vida e me fizeram chegar a onde eu estou: Seu João e Dona Candida, meus pais. Obrigado por tudo!

Gostaria também de agradecer à Manuela e Ícaro, respectivamente minha irmã e meu primo, que tiveram de dividir apartamento com um chato e reclamão estudante de mestrado. Encher o saco de vocês ajudou muito a me descontrair durante os estudos!

Luciana, à você devo um agradecimento muito especial, não só pelos trechos que me ajudou a escrever, mas por ter sido uma companheira carinhosa e, quase sempre, compressiva ao longo desses três anos de mestrado. Tudo teria menos graça e menos cor sem você.

Agradeço a meus avôs e meus tios, obrigado pela torcida.

Agradeço ao professor Marcelo Gomez Miguez, meu orientador, que sempre me atendeu com bom humor, mesmo quando eu levava um monte de textos para serem corrigidos pro dia seguinte. Obrigado pelo apoio, pelas explicações, pelas correções e sugestões.

Outro professor a quem gostaria de agradecer é o professor Paulo Canedo de Magalhães, um grande mestre com quem tive a sorte de trabalhar durante a revisão do Projeto Iguaçu. Sempre aprendi muito com suas explicações, seja em sala, durante uma matéria ministrada na COPPE, seja em uma reunião com líderes de comunidade no Polder do Outeiro. Junto com o professor Miguez, foi com quem mais aprendi no mestrado. Não posso imitar sua inteligência, mas tento aprender um pouco de sua sabedoria.

Agradeço a todos os meus amigos, da serra e do mar. Em especial aos que seguiram junto comigo, o mesmo trajeto, da serra ao mar.

Um agradecimento extra aos amigos que estiveram mais próximos durante a elaboração da presente dissertação: Osvaldo, companheiro desde o primeiro dia da graduação; Sibia, o moçambicano mais carioca do mundo; Rodrigo Lou; Luiz Arend; Melissa; Camille, que eu

considero brasileira, mesmo não gostando de arroz e feijão; Gustavo, que iniciou a modelagem do rio Iguaçu; Bruno, que delimitou as sub-bacias do rio Botas, e Paulo Marcelo, a quem eu devo muitas oportunidades profissionais, incluindo trabalhar na revisão do Projeto Iguaçu, e que sempre me orientou nesses projetos.

A todos os outros companheiros do LabHid: Paulo Carneiro, a quem devo um agradecimento extra por participar da minha banca; Fernanda; Evaristo; José Roberto; Celso; Jairo; Fernando; Valeria e o professor Otto.

Como mais de dois terços de minha formação acadêmica foi em instituições públicas devo agradecer, e reconhecer uma profunda dívida, a todos os brasileiros, que através de seus impostos, pagaram meus estudos.

Por fim, mas não menos importante, gostaria de agradecer a Deus, afinal teve vários momentos que achei que apenas um milagre faria com que eu terminasse a dissertação. São três os pilares do cristianismo: fé, caridade e esperança. Tenho uma fé oscilante e pratico pouco a caridade, mas tento manter a esperança de um mundo mais justo acesa em meu coração.

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

COMPARAÇÃO ENTRE FERRAMENTAS DE MODELAGEM UNIDIMENSIONAL E QUASI-BIDIMENSIONAL, PERMANENTE E NÃO-PERMANENTE, EM PLANEJAMENTO E PROJETOS DE ENGENHARIA HIDRÁULICA

Matheus Martins de Sousa

Março/2010

Orientadores: Marcelo Gomes Miguez

Jose Paulo Soares de Azevedo

Programa: Engenharia Civil

Modelos de escoamento têm sua origem na necessidade do homem de prever o comportamento dos rios, principalmente em eventos extremos, como chuvas torrenciais, para assim buscar minimizar os possíveis prejuízos decorrentes de eventuais alagamentos. Atualmente, existe uma vasta gama de modelos de escoamento, cada um com suas vantagens e limitações, decorrentes das hipóteses simplificadoras adotadas no desenvolvimento do modelo. Mesmo modelos mais sofisticados assumem hipóteses simplificadoras e, geralmente, a solução numérica introduz outras simplificações. A presente dissertação pretende abordar diferentes formas de modelagem buscando identificar quando é necessário utilizar modelos mais complexos e quando modelos mais simples são eficazes em obter as respostas para o escoamento estudado. Como estudo de caso foi utilizada a bacia do rio Iguaçu – Sarapuí, bacia contemplada por uma série de estudos que envolveram o uso de diferentes modelos de escoamento, com diferentes objetivos, desde a confecção do plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia dos Rios Iguaçu/Sarapuí em 1996, cuja recente revisão gerou novas demandas e soluções de projeto. Os resultados aqui obtidos demonstram que cada abordagem de modelação tem sua vocação natural e seus limites de aplicação.

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

COMPARISON OF ONE-DIMENSIONAL, QUASI-TWO-DIMENSIONAL, PERMANENT
AND NON-PERMANENT MODELING TOOLS IN HYDRAULIC ENGINEERING
PLANNING AND PROJECTS

Matheus Martins de Sousa

March/2010

Advisors: Marcelo Gomes Miguez

Jose Paulo Soares de Azevedo

Department: Civil Engineering

Flow models have their origin in man's need to predict the behavior of Rivers, especially in extreme events, in order to minimize the possible damage from floods. Currently, there is a wide range of models of flow, each one with its own advantages and limitations, departing from the simplifying assumptions adopted in the modeling process development. Even sophisticated models consider simplifying assumptions and, by the other side, numerical solutions introduce other simplifications. This work intend to address different forms of modeling, trying to identify when it is necessary more complex models and when simpler models are effective in obtaining responses. For different situations Iguaçú-Sarapuí River Basin was taken as a case study in this search. This basin has a long history of studies involving the use of different models, for different purposes, since the conception of the Master Plan of Water Resources of Iguaçú / Sarapuí Basin, in 1996. The recent review conducted to upgrade this Master Plan led to new demands and design solutions for the basin. The obtained results show that each modeling approach has its natural vocation and limits of application.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Objetivos.....	2
1.1.1. Objetivo Geral.....	2
1.1.2. Objetivos Específicos.....	2
1.2. Motivação.....	2
1.3. Escopo da Dissertação.....	4
2. MODELOS MATEMÁTICOS DE ESCOAMENTO EM RECURSOS HÍDRICOS.....	5
2.1. Concepção de Modelo.....	5
2.1.1. Classificação dos Modelos.....	5
2.2. Modelos de escoamento em Recursos Hídricos.....	7
2.3. Equações Fundamentais do Escoamento.....	11
2.3.1. Fundamentos Teóricos.....	12
2.3.2. Premissas da Modelagem.....	13
2.3.3. Equação da continuidade.....	13
2.3.4. Equação Dinâmica.....	18
2.4. Modelos Hidrológicos.....	22
2.4.1. Estrutura de um Modelo Hidrológico Chuva-Vazão.....	24
2.4.2. O HIDROFLU.....	27
2.4.2.1. Cálculo do Tempo de Concentração.....	28
2.4.2.2. Elaboração da Chuva de Projeto.....	29
2.4.2.3. Separação da Chuva Efetiva.....	30
2.4.2.4. Determinação do Hidrograma de Projeto.....	32
2.5. Modelos de Escoamento Permanente.....	33
2.5.1. Standard Step Method.....	34
2.6. Modelos Hidrodinâmicos com escoamento unidimensional.....	36
2.6.1. IPH4.....	38

2.6.1.1	Equação de Saint-Venant	38
2.6.1.2	Equação de Confluência	39
2.6.1.3	Solução Numérica.....	40
2.6.1.4	Contribuição Lateral	41
2.7.	Modelos Hidrodinâmicos Quasi-2D.....	41
2.7.1.	O Modelo de Células.....	44
2.7.1.1	Histórico	44
2.7.1.2	Conceitos Básicos.....	46
2.7.1.3	Hipóteses da Modelagem por Células.....	47
2.7.1.4	O Modelo Hidrológico.....	48
2.7.1.5	O Modelo Matemático.....	49
2.7.1.6	Modelo Numérico	55
2.8.	Faixa da aplicabilidade dos Modelos.....	56
2.8.1.	Modelos de Escoamento Permanente ou Modelos Hidrodinâmicos.....	57
2.8.2.	Modelos de Escoamento Hidrodinâmico Simplificados ou Completos	58
2.8.3.	Modelos com escoamento 1D ou modelos com escoamento em mais de uma direção.....	61
2.8.4.	Modelos Quasi-2D ou Modelos 2D.....	66
2.8.5.	Diretrizes para Escolha do Processo de Modelagem.....	67
3.	A BACIA DO RIO IGUAÇU/SARAPUÍ – ESTUDOS ANTERIORES.....	69
3.1.	A Bacia do Rio Iguaçu/SarapuÍ na Baixada Fluminense	69
3.1.1.	Localização e Alguns Aspectos Físicos.....	69
3.1.2.	Breve Histórico de Intervenções	71
3.2.	O Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Iguaçu-SarapuÍ.....	74
3.2.1.	O Modelo Hidrodinâmico IPH4 do rio Iguaçu- Escoamento Unidimensional.....	75
3.2.2.	O Modelo de Escoamento Permanente do rio Botas - Escoamento Unidimensional	78
3.3.	O Modelo de Células de Escoamento do Rio SarapuÍ	80
3.4.	O Modelo de Células de Escoamento do Rio Iguaçu.....	81
4.	A REVISÃO DO PROJETO IGUAÇU – NOVA ABORDAGEM.....	85
4.1.	O Modelo de Células do rio Botas em 1D.....	86
4.1.1.	Levantamento de Dados	88

4.1.2.	Modelação Topográfica, Hidráulica e Topológica	88
4.1.3.	Entrada de Dados.....	95
4.1.4.	Chuvas de Projeto.....	97
4.1.5.	Calibração e Validação.....	103
4.1.6.	Simulação dos Cenários	105
4.1.7.	Resultados da Modelagem.....	106
4.1.7.1	Cenário 1.....	106
4.1.7.2	Cenário 2.....	111
4.2.	O Modelo de Células do rio Botas com Planícies de Inundação.....	114
4.2.1.	Levantamento de Dados	114
4.2.2.	Modelação Topográfica, Hidráulica e Topológica	114
4.2.3.	Entrada de Dados.....	118
4.2.4.	Chuvas de Projeto.....	118
4.2.5.	Calibração e Validação.....	118
4.2.6.	Simulação dos Cenários	120
4.2.7.	Resultados da Modelagem.....	120
4.2.7.1	Cenário 1.....	121
4.2.7.2	Cenário 2.....	124
5.	COMPARAÇÃO ENTRE AS MODELAGENS ABORDADAS	127
5.1.	Os Modelos do Rio Iguaçu: 1D e Quasi-2D.....	129
5.2.	Os Modelos do Rio Botas/Iguaçu: Escoamento Permanente, 1D e Quasi-2D	133
5.2.1.	Escoamento Permanente X Hidrodinâmico.....	133
5.2.2.	Escoamento 1D X Escoamento Quasi-2D.....	135
6.	CONCLUSÕES	151
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	156

1. Introdução

Um modelo Matemático é a descrição de um sistema real através de equações matemáticas teóricas e/ou empíricas, geralmente com o intuito de fazer previsões de eventos que possam ocorrer nesse sistema. Modelo Hidrodinâmico é um modelo que tem como objetivo prever o movimento das águas em um sistema de escoamento (ROSMAN, 2001).

Todo modelo é uma representação simplificada da realidade. Mesmo os modelos mais complexos assumem hipóteses de trabalho simplificadoras para aproximação dos fenômenos físicos. A necessidade de soluções numéricas, freqüentes em geral, introduz outras simplificações. Nesse contexto, é importante destacar que a construção de um determinado modelo matemático tem seu processo condicionado pelas necessidades do problema em estudo, o que vai direcionar a escolha de hipóteses aceitáveis, dentro de uma certa faixa de validade, que por sua vez, limita a própria aplicação do modelo.

A necessidade de compreender e prever o comportamento de corpos hídricos é de extrema relevância para a engenharia de recursos hídricos, seja para prevenir perdas materiais e de vidas em casos de eventos hidrológicos extremos (cheias e secas), seja para aproveitar os recursos hídricos para produção e transporte de bens necessários ao padrão de vida médio contemporâneo. Essa necessidade associada com o advento das ferramentas computacionais, facilitando a resolução de modelos matemáticos antes complexos, serviu para transformar a modelagem hidrodinâmica em uma ferramenta cada vez mais presente na engenharia de recursos hídricos (CUNGE *et. al.*, 1980).

Na drenagem urbana, a modelagem hidrodinâmica é fundamental para compreender o problema das enchentes e para prever a eficácia dos projetos concebidos para solucionar esses problemas. As enchentes urbanas são um dos problemas mais recorrentes de grande parte das cidades brasileiras. Com uma recorrência quase que anual, durante o verão, a população dessas cidades sofre com os efeitos diretos das inundações, e o Estado sofre com os prejuízos financeiros de remedição. Isso torna o estudo de modelos para simulações de enchentes urbanas um tema importante.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo Geral

O objetivo do presente trabalho é comparar abordagens distintas para modelar o escoamento em rios, destacando a vocação de cada abordagem e suas limitações como ferramentas em planejamento da ocupação do solo e projetos de obras hidráulicas.

Essas abordagens incluem: o escoamento permanente, variado, unidimensional; o escoamento não permanente unidimensional; e o escoamento não permanente quasi-bidimensional.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Revisar a modelagem unidimensional dos rios Botas e Iguaçu elaboradas no âmbito do Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia dos Rios Iguaçu/Sarapuí de 1996.
- Apresentar a modelagem da bacia do rio Botas/Iguaçu considerando duas etapas: primeiro representando o escoamento do rio Botas, confinado na calha principal; e, depois, permitindo o extravasamento para as planícies de inundação.
- Comparar os modelos dos itens anteriores com a utilização de perfis de remanso no processo de planejamento e desenvolvimento para os rios Iguaçu/Sarapuí.
- Identificar as aplicações e limitações dos diferentes tipos de modelagem utilizados.

1.2. Motivação

Em meados dos anos noventa, foi elaborado, pelo Laboratório de Hidrologia e Meio Ambiente da COPPE/UFRJ, o Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia dos Rios Iguaçu/Sarapuí. Para o auxílio do estudo do escoamento dos rios Iguaçu/Botas e Sarapuí foi utilizado o modelo de escoamento unidimensional IPH4 e o método tradicional de cálculo de remanso do “*Standard Step Method*”.

Em 2008 foi iniciada a revisão desse plano diretor, chamada de Projeto de Controle de Inundações e Recuperação Ambiental das Bacias dos rios Iguaçu/Botas e Sarapuí. Para essa revisão foi utilizado para previsão de níveis de cheia, nos rios Botas, Iguaçu e Sarapuí, o modelo de células de escoamento - *Mod-Cel*¹, desenvolvido por Miguez (2001), que pode ser considerado um modelo quasi-bidimensional, uma vez que, apesar de utilizar as equações unidimensionais clássicas de escoamento, permite que esse ocorra em mais de uma direção, assim tornando possível simular as planícies de inundação dos rios da bacia. Nessa nova modelagem, os afluentes a esses três rios principais entram no modelo como condições de contorno, através de hidrogramas caracterizados com apoio de um modelo hidrológico capaz de gerar vazões a partir de chuvas de projeto, o sistema *Hidro-Flu*², desenvolvido por Magalhães (2005).

Com a realização de uma nova modelagem dos rios da bacia, adotando-se os mesmos cenários modelados no projeto anterior, foi possível observar a diferença dos resultados nas duas concepções de modelagem adotadas: A modelagem da calha do rio, seja com o modelo IPH4, com o “*Standard Step Method*”, ou mesmo com o modelo de células (com a caracterização apenas da calha principal do rio, com as células “em linha”) e a modelagem da calha em conjunto com as planícies de inundação através do modelo quasi-bidimensional.

Essas diferenças entre as modelagens servem para ressaltar a vocação de cada abordagem, que é um dos objetivos da presente dissertação de mestrado.

¹ Modelo de Células de Escoamento para cálculo de cheias em planícies de inundação, Laboratório de Hidráulica Computacional, COPPE/UFRJ, www.hidro.ufrj.br/arh/lhc

² Sistema HIDRO-FLU para Apoio a Projetos de Controle de Cheias, Laboratório de Hidráulica Computacional, COPPE/UFRJ, www.hidro.ufrj.br/arh/lhc

1.3. Escopo da Dissertação

O Escopo da dissertação pode ser apresentado da seguinte forma:

- No segundo capítulo, apresenta-se a revisão bibliográfica referente aos diferentes tipos de modelos de escoamentos em rios existentes e suas aplicabilidades. São apresentadas as equações unidimensionais governantes (equações de Saint-Venant) para escoamentos em rios. Os modelos que são aplicados no caso de estudo têm sua descrição realizada também neste capítulo.
- No terceiro capítulo, apresenta-se a bacia hidrografia do Rio Iguaçu – Sarapuí, região de estudo, e são revisados os diferentes estudos de modelagem já concebidos para os principais rios dessa bacia.
- No quarto capítulo, apresenta-se as novas abordagens de modelação concebidas para os rios Iguaçu e Botas, destacando-se a modelagem do rio Botas em duas etapas, a primeira com o escoamento 1D e a segunda com o escoamento Quasi-2D.
- No quinto capítulo, é feita a comparação entre as diferentes abordagens de modelagem apresentadas na presente dissertação, para os rios Botas e Iguaçu. Também é feita uma reflexão sobre a limitação de cada modelo.
- No sexto capítulo, são apresentadas as conclusões e recomendações.

2. Modelos Matemáticos de Escoamento em Recursos Hídricos

2.1. Concepção de Modelo

Um modelo é, em essência, uma forma de representação da realidade, geralmente com um objetivo prático ou acadêmico. Tucci (2005) diz que um modelo é a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com objetivo de entendê-lo e buscar suas respostas para diferentes entradas.

Um modelo pode ser a representação em escala reduzida de um sistema real, uma concepção mental, uma analogia do funcionamento de um sistema com outro sistema de mais fácil compreensão, ou a representação deste por uma série de equações matemáticas (ADRIEN, 2004). Para Campos (2009), um modelo pode ser definido como um conjunto de hipóteses sobre a estrutura ou comportamento de um sistema físico pelo qual se procura explicar ou prever, dentro de uma teoria científica, as propriedades de um sistema.

Tendo em vista a complexidade dos sistemas que compõem a natureza e as limitações da percepção humana, todo modelo construído para simular um sistema real é falho em representar a realidade por completo. Porém, mesmo com limitações, os modelos são ferramentas importantes para a ciência e para a engenharia.

2.1.1. Classificação dos Modelos

Campos (2009) classifica os modelos, segundo a maneira que são elaborados, em três tipos: físicos, analíticos e matemáticos. Rosman (2001) apresenta uma classificação mais abrangente e classifica os modelos nos seguintes tipos, descritos abaixo:

- Modelo conceptual: A modelagem conceptual corresponde a formar na mente a concepção do fenômeno observado, conhecer suas causas e efeitos, compreender as interações e relevâncias dos agentes intervenientes do fenômeno estudado.

- **Modelo matemático:** A modelagem matemática consiste na tradução para a linguagem matemática do modelo conceptual do fenômeno de interesse. Os modelos matemáticos de um fenômeno ou sistema podem ter diferentes arranjos incluindo um número maior ou menor de causas ou efeitos.

Quanto melhor e mais complexa é a modelagem conceptual e matemática de um fenômeno, mais difícil é a resolução do modelo matemático criado. Dado essa dificuldade de resolver modelos matemáticos mais complexos, a possibilidade de resolvê-los apresenta quatro rotas possíveis, levando respectivamente aos modelos físicos, numéricos, analíticos e analógicos.

- **Modelo analítico:** Os modelos analíticos consistem na resolução direta dos modelos matemáticos. As equações diferenciais que regem o escoamento em rios e canais só proporcionam soluções gerais para situações bastante simplificadas e idealizadas.

Na prática, há pouquíssimos casos de modelos matemáticos traduzíveis em modelos analíticos aplicáveis; entretanto, nesses casos, os modelos analíticos são incrivelmente poderosos, pois permitem cálculos diretos em qualquer posição e instante do domínio espaço-tempo representado no modelo.

- **Modelos analógicos:** Os modelos analógicos de fato só são usados em situações muito peculiares e em geral de cunho mais acadêmico do que prático. Um exemplo clássico é a analogia entre correntes elétricas e o fluxo das correntes hidráulicas.
- **Modelo físico:** São modelos que reproduzem, em escala reduzida, modelos conceptuais de sistemas ou fenômenos de interesse, chamados de protótipos.
- **Modelo numérico:** Os modelos numéricos são traduções dos modelos matemáticos adaptados para diferentes métodos de cálculo, por exemplo, diferenças finitas, volumes finitos e elementos finitos, além de modelos estocásticos.

Praticamente qualquer modelo matemático pode ser resolvido através de um modelo numérico, e, em geral, há relativamente pouca perda de informação na tradução de um para o outro.

2.2. Modelos de Escoamento em Recursos Hídricos

A importância dos modelos na área de recursos hídricos passa pelo auxílio na elaboração de projetos e/ou intervenções em corpos d'água e abrange a previsão do comportamento de sistemas hídricos naturais.

Rosman (2001) cita a importância dos modelos para estudos, projetos e auxílio à gestão de recursos hídricos, destacando sua importância em dois principais aspectos:

- Interpolação e extrapolação de dados. A dificuldade e o custo para se levantar dados ambientais em corpos d'água torna fundamental a existência de ferramentas confiáveis que permitam que tais dados sejam interpolados e extrapolados, tanto no espaço quanto no tempo. Assim, se os modelos, uma vez calibrados, são capazes de reproduzir valores nos pontos onde se fez medições, não há porque duvidar que possam ser usados para interpolar e extrapolar informações para além de tais pontos.
- Dinâmica de processos. A análise dos dados medidos em pontos isolados, por vezes, fica muito dificultada se não se tiver uma idéia clara da dinâmica do sistema. Por permitirem integrar informações espaciais dispersas e interpolar informações para regiões nas quais não há medições os modelos se tornam importantes ferramentas para auxiliar a interpretação de medições, feitas em estações pontuais, para entender a dinâmica regente nos processos modelados e prever situações simulando cenários futuros.

Em um contexto mais focado na modelagem de escoamento de rios, Cunge *et al.* (1980) citam os três principais objetivos de um modelo matemático de escoamento:

- Entender o fenômeno hidráulico do escoamento, ou seja, entender como a água escoar por diferentes áreas ao longo da bacia hidrográfica, como se distribui em múltiplos canais, etc.
- Estudar e projetar intervenções hidráulicas em um rio. Para avaliar o bom funcionamento de um projeto a ser implantado em um rio é necessário não somente um bom dimensionamento do projeto em si, mas também avaliar a influência do projeto no escoamento do rio, considerando este como um sistema de escoamento dinâmico.
- Prever eventos naturais extremos. Para prever eventos naturais extremos e suas conseqüências, é necessário o auxílio de algum tipo de modelagem, uma vez que esses podem nunca terem sido observados e medidos antes. Com um modelo inicialmente calibrado para simular um evento observado é possível simular a ocorrência de outros eventos.

Barnard *et al.* (2007) citam a importância dos modelos de escoamento e suas aplicações para simular o desempenho de sistemas de drenagem e canais naturais sob uma variedade de eventos de tempestade, condições antecedentes, melhoramentos físicos e mudanças futuras no uso da terra. Barnard *et al.* (2007) ainda citam a aplicação dos resultados destes modelos em:

- Mapeamento de planície de inundação;
- planejamento e projeto de infra-estrutura;
- operação de sistemas de drenagem;
- planos de evacuação;
- mitigação de inundações urbanas e
- avaliação de alternativas de reposição.

As várias aplicações de modelos de escoamento em recursos hídricos geraram uma gama variada de abordagens de modelagem e de modelos para a simulação de escoamentos em canais e em sistemas de drenagem. A **Tabela 2.1** apresenta um resumo dos diferentes tipos de modelos usados para simular escoamentos classificados segundo as premissas de modelagem de cada modelo.

Tabela 2.1 - Classificação dos modelos de escoamento segundo suas premissas de modelagem. Fonte: Adaptado de BARNARD *et al* (2007).

Tipo	Descrição	Exemplos
Modelos Hidrológicos	Procedimentos de modelagem hidrológica utilizado para simular parte do ciclo hidrológico entre a precipitação e a vazão, podendo simular efeitos de armazenamento em calha.	SMAP HEC-HMS IPH II Hidro-Flu
Modelos 1D, com Escoamento permanente e gradualmente variado.	Escoamento permanente, pequenas mudanças em profundidade e velocidade ao longo do canal.	“Standard Step Method” HEC-RAS
Modelos Hidrodinâmicos	Resolvem as equações de Saint Venant de Continuidade e dinâmica.	EPA SWMM Xpswmm IPH IV MIKE11
Modelos Quasi-2D	Teia de ligações, células e/ou nós, com os caminhos do escoamento pré-definidos e que permitem a armazenagem em locais específicos.	EPA SWMM xpswmm ModCel
Modelos 2D	Equações de Navier-Stokes resolvidas em duas dimensões.	FESWMS-2D TUFLOW SisBaHiA MIKE21
Modelos 1D/2D	São modelos mistos, utilizam um modelo 1D para o escoamento em tubos e canais vinculados a um modelo 2D em regiões de alagamento.	xpswmm2D SOBEK MIKEFLOOD
Modelos 3D	Modelos que resolvem completamente as equações de Navier-Stokes em três dimensões.	SisBaHiA

Modelos hidrológicos são procedimentos de modelagem utilizados para simular parte do ciclo hidrológico entre a precipitação e a vazão, podendo simular efeitos de armazenamento em calha. Os modelos hidrológicos são descritos mais detalhadamente no item **2.4**.

Modelos de escoamento 1D gradualmente variados em regime permanente são os mais comumente utilizados para estudos de mapas de risco de inundação. Segundo Barnard *et al.* (2007) eles são normalmente executados com as vazões de pico do evento de tempestade de projeto, reproduzindo remansos para essa condição.

Estes modelos assumem que:

- a vazão de pico não é afetada pela armazenagem na calha do rio, ou que armazenamento foi considerado em um estudo separado usando um modelo hidrológico, e
- a vazão máxima ocorre ao mesmo tempo em que o nível máximo.

Modelos hidrodinâmicos são modelos com escoamento 1D transitório (não permanente) e gradualmente variados. Esses modelos usam as equações de Saint-Venant, de continuidade e dinâmica, para realizar uma simulação através do tempo e espaço. São modelos adequados para o fluxo de longo alcance e longos períodos de tempo onde os vetores velocidade podem ser assumidos como aproximadamente paralelos à direção do fluxo.

Os modelos hidrodinâmicos podem ser subdivididos em modelos simplificados, quando desprezam termos das equações de Saint-Venant e completos, quando usam as equações completas de Saint-Venant. Os modelos hidrodinâmicos são descritos mais detalhadamente no Item **2.6**.

Modelos Quasi-2D são modelos híbridos. Eles representam canais e células de inundação que trocam água entre si por uma rede no plano horizontal (CUNGE *et al.*, 1980), onde os caminhos do fluxo são predefinidos. Os modelos Quasi-2D são descritos mais detalhadamente no Item **2.7**.

Em modelos 2D de escoamento transitório (não permanente) e gradualmente variados, as equações de Navier-Stokes são resolvidas nas dimensões X e Y para uma profundidade h

promediada. Esses modelos têm sido utilizados para modelagem hidráulica fluvial e costeira, e, mais recentemente, tornou-se uma opção para a modelagem de inundações.

Segundo Barnard *et al.* (2007), os modelos 2D são mais precisos e podem produzir resultados que são muito mais prontamente aceitos e compreendidos pelas partes interessadas. Leopardi *et al.* (2002) ressalta que modelos 2D exigem a estimativa de um número considerável de parâmetros, que, quando não são bem conhecidos geram uma grande imprecisão no modelo e recomenda o uso de um modelo mais simples em casos de escassez de informações sobre esses parâmetros

Modelos mistos 1D/2D usam equações 1D para o cálculo do escoamento em tubos, canaletas, bueiros e outras geometrias definidas e cálculo 2D onde o fluxo é verdadeiramente bidimensional.

Miguez (2001) destaca que determinadas situações físicas, tipicamente bi-dimensionais, não são necessariamente modeladas de forma adequada por modelos 2D, quando, de fato, a topografia acaba por desenvolver um papel importante, segregando áreas de escoamento e impedindo a formação de uma superfície única de escoamento.

A grande vantagem dessa abordagem é permitir a economia de tempo de modelagem e de processamento nas regiões onde o fluxo é praticamente unidimensional. Para isso essas regiões são modeladas com equações 1D mais simples e rápidas que as equações 2D, que são aplicadas somente onde o escoamento tem características predominantemente bidimensionais.

Modelos 3D que resolvem as três dimensões do espaço equações de Navier-Stokes, são modelos complexos e geralmente usados apenas em águas profundas. Rosman (2001) sugere o uso de modelos 3D apenas em escoamentos sensíveis a baroclinicidade.

2.3. Equações Fundamentais do Escoamento

As equações fundamentais que governam os escoamentos em corpos d'água são deduzidas a partir da aplicação dos princípios básicos de leis de conservação de três grandezas fundamentais na Mecânica do Contínuo: massa, energia e quantidade de movimento

(SILVA *et al.*, 2007). Essas equações, quando descritas nas três dimensões do espaço são chamadas equações de Navier-Stokes e constituem o modelo matemático geral para o escoamento de fluidos incompressíveis.

Como o escoamento em rios ocorre em uma direção preponderante, essas equações tridimensionais podem ser simplificadas em um sistema de equações unidimensionais conhecido como equações de Saint-Venant. Essa simplificação é justificada uma vez que leva a modelos mais simples, rápidos e com menor exigência de dados de entrada. As equações de Saint-Venant podem ser deduzidas a partir da integração das Equações de Navier-Stokes. Outra maneira é a dedução das equações de Saint-Venant a partir da aplicação dos princípios de conservação em 1D, uma vez considerados alguns fundamentos teóricos e adotadas algumas hipóteses simplificadoras.

2.3.1. Fundamentos Teóricos

O escoamento em rios é um fenômeno muito complexo. As vazões variam ao longo do tempo, seja rapidamente com a variação da contribuição superficial proveniente de chuvas torrenciais, seja lentamente com a variação da vazão de base do rio ao longo do ano. A variação da vazão em um trecho faz variar alguns parâmetros do escoamento, como a área molhada.

Ao longo de um rio, as variações e irregularidades na seção transversal, as curvas, os meandros e uma série de outros obstáculos fazem com que o escoamento neste tenha características tridimensionais, variando na coordenada longitudinal e nas duas coordenadas da seção transversal apesar da preponderância da primeira. Mesmo as características da seção transversal podem sofrer alterações ao longo do tempo devido ao transporte de sedimentos acarretado pelo escoamento.

Entretanto, apesar dessas condições acima descritas, o escoamento em rios e canais é caracterizado por ocorrer predominantemente na coordenada longitudinal. Dessa maneira, a descrição desse escoamento em equações que desprezam as variações no plano yz e consideram o escoamento como unidimensional são aproximações que ao longo dos anos tem resultado em relativo sucesso na representação desse tipo de escoamento.

2.3.2. Premissas da Modelagem

As equações que regem o escoamento em rios e canais são deduzidas com a aplicação dos princípios básicos de conservação de massa e de quantidade de movimento. Na hidráulica fluvial, a aplicação desses princípios é feita a um volume de controle representado por um trecho do rio entre duas seções transversais consecutivas.

Tendo em vista a complexidade dos escoamentos em rios, o grande número de variáveis que caracterizam esses escoamentos e a complexidade da geometria de suas calhas, são consideradas algumas premissas simplificadoras para a aplicação dos princípios básicos de conservação citados. Essas premissas são:

1. O escoamento é unidimensional, processando-se no sentido do eixo longitudinal do rio.
2. As acelerações verticais e laterais são desprezíveis, assim podemos assumir que a distribuição de pressões do fluido na seção transversal de escoamento é hidrostática.
3. A declividade do canal é baixa de forma que o ângulo com a horizontal θ é tal que $\cos \theta \cong 1$, e $\sin \theta \cong \tan \theta \cong S_0$.
4. O fundo é fixo, ou seja, não se altera com o tempo.
5. Uma tensão de atrito média é aplicável a toda a seção transversal de escoamento, e essa tensão não muda com o caráter transiente do escoamento.
6. O fluido é incompressível.

2.3.3. Equação da continuidade

Essa equação representa a conservação de massa em um volume de controle do rio. A diferença entre o volume de água que entra e que sai do volume de controle em um dado intervalo de tempo tem que ser correspondente à variação de massa no volume de controle, no mesmo intervalo de tempo.

Considerando um volume de controle entre duas seções de rio consecutivas, em um trecho sem afluentes, e separadas por uma distancia infinitesimal Δx , sabemos que a variação do volume nesse volume de controle só pode ocorrer pela ação dos seguintes fatores:

0. Diferença entre entradas e saídas;
1. Armazenamento na calha dentro do volume de controle;
2. Transbordamento do escoamento para a planície de inundação;
3. Retorno da água da planície de inundação para dentro do volume de controle durante a recessão;
4. Trocas com o lençol freático;
5. Contribuição lateral proveniente do escoamento superficial.

A contribuição de um eventual afluente ao rio não deve ser confundida com a contribuição lateral proveniente do escoamento superficial; ela pode ser desconsiderada na dedução da equação pela hipótese de localização do trecho do volume de controle antes ou depois de uma confluência.

As trocas com o lençol freático, geralmente muito lentas, têm um volume que não costuma ser significativo e podem não ser consideradas.

A **Figura 2.1** apresenta um esquema do volume de controle, localizado entre duas seções consecutivas.

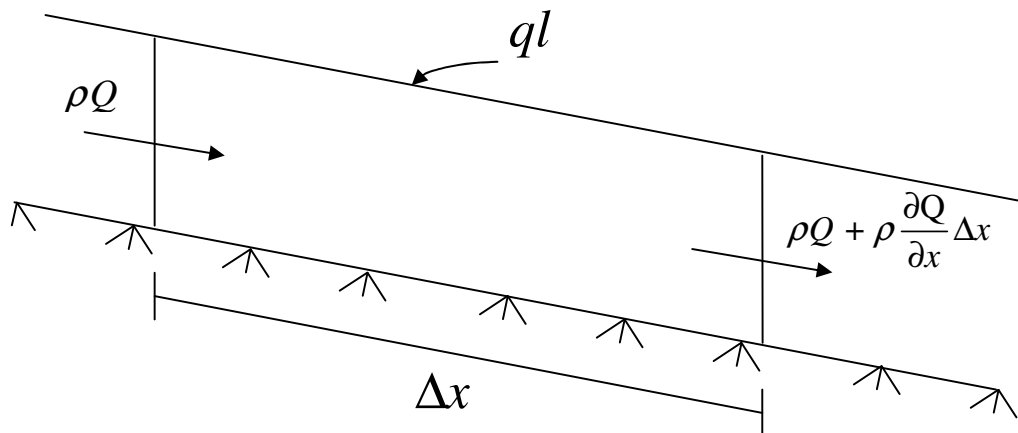


Figura 2.1 - Balanço de massa num escoamento ao longo de um volume de controle de distancia Δx .

No balanço de massa esquematizado na **Figura 2.1**, ρQ representa a vazão de massa aflente ao trecho e ql a vazão lateral em massa por unidade de comprimento. A vazão lateral ql pode ocorrer da planície para o rio ou com o transbordamento do rio para a planície. Assim com as hipóteses citadas anteriormente as parcelas do balanço de massa no volume de controle podem ser expressas da seguinte maneira:

1. Massa de fluido que entra no volume de controle pela seção transversal, em um intervalo de tempo Δt :

$$\rho.Q.\Delta t \quad (2-1)$$

2. Massa que entra no volume de controle ao longo da lateral, em um intervalo de tempo Δt :

$$\rho.ql.\Delta x.\Delta t \quad (2-2)$$

3. Massa que sai do volume de controle pela seção transversal a jusante, em um intervalo de tempo Δt :

$$\rho.Q.\Delta t + \rho \frac{\partial Q}{\partial x} .\Delta x.\Delta t \quad (2-3)$$

4. Variação da massa no volume de controle, em um intervalo de tempo Δt :

$$\rho \cdot \frac{\partial A}{\partial t} \cdot \Delta x \cdot \Delta t \quad (2-4)$$

Considerando nesta expressão que Δx é pequeno o suficiente pequeno para que o volume do volume de controle seja equivalente ao produto de Δx pela área intermediária A .

Assim a variação de massa no interior do volume de controle se dá pelo somatório de todas as parcelas, conforme apresentado na seguinte equação:

$$\rho \cdot Q \cdot \Delta t + \rho \cdot ql \cdot \Delta x \cdot \Delta t - (\rho \cdot Q \cdot \Delta t + \rho \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x \cdot \Delta t) = \rho \cdot \frac{\partial A}{\partial t} \cdot \Delta x \cdot \Delta t \quad (2-5)$$

$$ql - \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial A}{\partial t} \quad (2-6)$$

Colocando a equação (2-6) na forma mais conhecida da equação de continuidade dos escoamentos em rios temos:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = ql \quad (2-7)$$

É também muito usual representar a equação da continuidade através de variáveis primitivas, que são a profundidade y e a velocidade v . Assim podemos reescrever a equação (2-7) seguindo os seguintes passos:

1. Considerar que a variação de área ∂A é igual a $B.\partial y$, onde B é a largura média da seção, tomada como constante. Assim:

$$A = B.y \quad (2-8)$$

$$\frac{\partial A}{\partial x} = B.\frac{\partial y}{\partial x} \quad (2-9)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} = B.\frac{\partial A}{\partial t} \quad (2-10)$$

2. Considerar que a vazão Q é igual a $A.v$, assim aplicando a regra da cadeia temos:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = A.\frac{\partial v}{\partial x} + v.\frac{\partial A}{\partial x} \quad (2-11)$$

Com essas modificações representamos a equação da continuidade da seguinte maneira:

$$B.\frac{\partial y}{\partial t} + B.y.\frac{\partial v}{\partial x} + v.B.\frac{\partial y}{\partial x} = ql \quad (2-12)$$

Dividindo por B :

$$\frac{\partial y}{\partial t} + B.\frac{\partial v}{\partial x} + v.\frac{\partial y}{\partial x} = ql \quad (2-13)$$

Cada termo do lado esquerdo dessa equação representa uma parcela significativa do armazenamento e tem um significado físico que definimos da seguinte maneira:

1. Taxa de elevação do nível d'água, que define as mudanças do armazenamento ao longo do tempo:

$$\frac{\partial y}{\partial t} \quad (2-14)$$

2. Armazenamento em cunha representado pela variação da área molhada pela distancia:

$$V \frac{\partial y}{\partial x} \quad (2-15)$$

3. Armazenamento em prisma, produzido pela taxa de variação da velocidade:

$$y \frac{\partial V}{\partial x} \quad (2-16)$$

2.3.4. Equação Dinâmica

Essa equação representa a conservação da quantidade de movimento e pode ser obtida pela aplicação da segunda lei de Newton ao escoamento, ou seja, o somatório das forças atuantes em de um volume de controle é igual à variação da quantidade de movimento dentro do volume de controle. Assim para ilustrar esse principio adotamos o mesmo volume de controle da equação da continuidade, com a massa m igual a $\rho.A.\Delta x$ e a aceleração resultante igual a $\frac{dv}{dt}$.

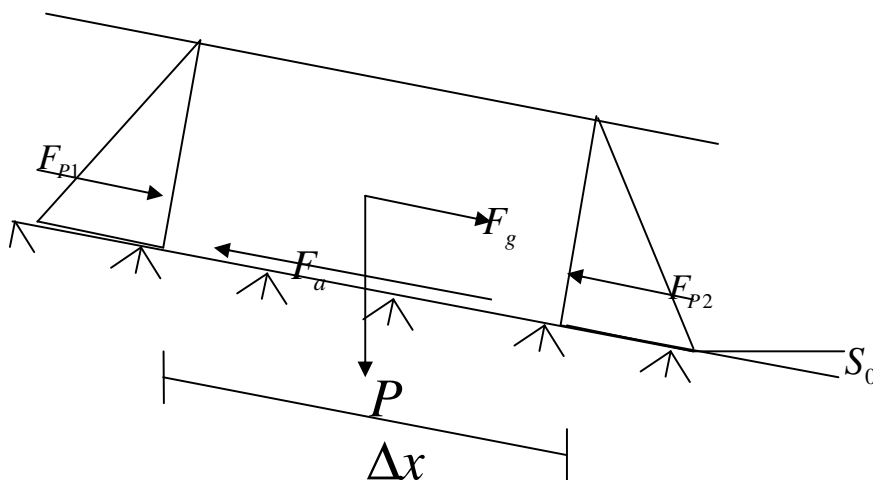


Figura 2.2 - Forças atuantes em um volume de controle de distancia Δx .

O somatório das forças aplicadas ao volume de controle, segundo a segunda lei de Newton é :

$$\sum F_i = m.a = \rho.A.\Delta x. \frac{dv}{dt} \quad (2-17)$$

Onde:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial x} \cdot \frac{dx}{dt} \quad (2-18)$$

Como:

$$\frac{dx}{dt} = v \quad (2-19)$$

Assim:

$$\sum F_i = m.a = \rho.A.\Delta x. \left(\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (2-20)$$

São considerados três tipos de forças que atuam no volume de controle:

1. Força Gravitacional.
2. Força de Pressão.
3. Força de Atrito.

A força gravitacional (F_g) é representada pela componente na direção do escoamento do peso do volume de controle:

$$F_g = P.\sin(S_0) = \rho.A.\Delta x.g.\sin(S_0) = \rho.A.\Delta x.g.S_0 \quad (2-21)$$

A força de pressão (F_p) é a força provocada pela variação da profundidade entre as duas seções que delimitam o volume de controle, sendo:

$$F_p = F_{p1} - F_{p2} \quad (2-22)$$

Considerando a hipótese de seção retangular, $B = C^{te}$, teremos:

$$F_{p1} = \gamma h \frac{h}{2} B = \frac{\gamma h^2}{2} B \quad (2-23)$$

$$F_{p2} = \gamma \left(h + \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \right) \cdot \frac{\left(h + \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \right) B}{2} \quad (2-24)$$

Reescrevendo (2-24):

$$F_{p2} = \frac{\gamma}{2} \left[h^2 + 2h \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x + \left(\frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \right)^2 \right] B \quad (2-25)$$

Desprezando os termos de segunda ordem:

$$F_{p2} = \left(\frac{\gamma h^2}{2} + \gamma h \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \right) B \quad (2-26)$$

Reescrevemos (2-22):

$$F_{p1} - F_{p2} = -\gamma h \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \cdot B = -\gamma A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad (2-27)$$

A força de atrito (F_a) é produzida pelas tensões de cisalhamento entre a superfície da calha do rio e o escoamento. Considerando P o perímetro molhado da seção de escoamento e τ_0 a tensão exercida pelo escoamento na calha, temos:

$$F_a = \tau_0 \cdot P \cdot \Delta x \quad (2-28)$$

Substituindo (2-28), (2-27) e (2-21) no somatório da equação (2-20) temos:

$$\rho.A.\Delta x.\left(\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x}\right) = \rho.A.\Delta x.g.S_0 - \gamma\frac{\partial h}{\partial x}.A.dx - \tau_0.P.\Delta x \quad (2-29)$$

Sendo γ igual a $\rho.g$ a equação fica:

$$\rho.A.\Delta x.\left(\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x}\right) = \rho.A.\Delta x.g.S_0 - \rho.g.\frac{\partial h}{\partial x}.A.dx - \tau_0.P.\Delta x \quad (2-30)$$

Substituindo o perímetro P pela relação do Raio Hidráulico tal que $P = \frac{A}{R}$ e dividindo tudo pela massa do volume de controle $\rho.A.\Delta x$, teremos:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x} = g.S_0 - g\frac{\partial h}{\partial x} - g\frac{\tau_0}{\gamma.R} \quad (2-31)$$

Substituído τ_0 por $\gamma.R.S_f$, teremos:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x} = g.S_0 - g\frac{\partial h}{\partial x} - g.S_f \quad (2-32)$$

Agrupando os termos procedentes da força gravitacional e de atrito encontramos a forma mais conhecida da equação dinâmica dos escoamentos em rios:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v.\frac{\partial v}{\partial x} + g\frac{\partial h}{\partial x} = g.(S_0 - S_f) \quad (2-33)$$

Cada termo equação tem um significado físico que definimos da seguinte maneira:

1. Contribuição da inércia:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v.\frac{\partial v}{\partial x} \quad (2-34)$$

2. Contribuição da pressão:

$$g \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2-35)$$

3. Contribuição da gravidade e da força de atrito:

$$g \cdot (S_0 - S_f) \quad (2-36)$$

2.4. Modelos Hidrológicos

Um dos objetivos principais do estudo de um sistema hidrológico é estudar a operação do sistema e prever suas saídas. Um modelo hidrológico é uma aproximação do sistema real onde suas entradas e saídas são variáveis hidrológicas mensuráveis e sua estrutura é um conjunto de equações que conectam a entrada com a saída (CHOW, 1988).

O modelo hidrológico pode ser considerado como uma ferramenta desenvolvida para simular o comportamento de uma bacia hidrográfica, gerando um hidrograma de escoamento superficial (saída do modelo) correspondente a uma precipitação estudada (entrada do modelo). A partir do modelo hidrológico é possível simular o comportamento da bacia hidrológica estudada, perante precipitações de projeto, com diferentes durações e frequências, e prever condições futuras e/ou simular situações hipotéticas no intuito de avaliar impactos de alterações.

Chow (1988) ressalta que são três decisões que definem um modelo hidrológico:

- As variáveis do modelo serão ou não aleatórias?
- Variarão no espaço ou serão uniformes?
- Variarão no tempo ou serão permanentes?

Respondendo a essas perguntas é possível caracterizar os modelos hidrológicos conforme o fluxograma da **Figura 2.3**.

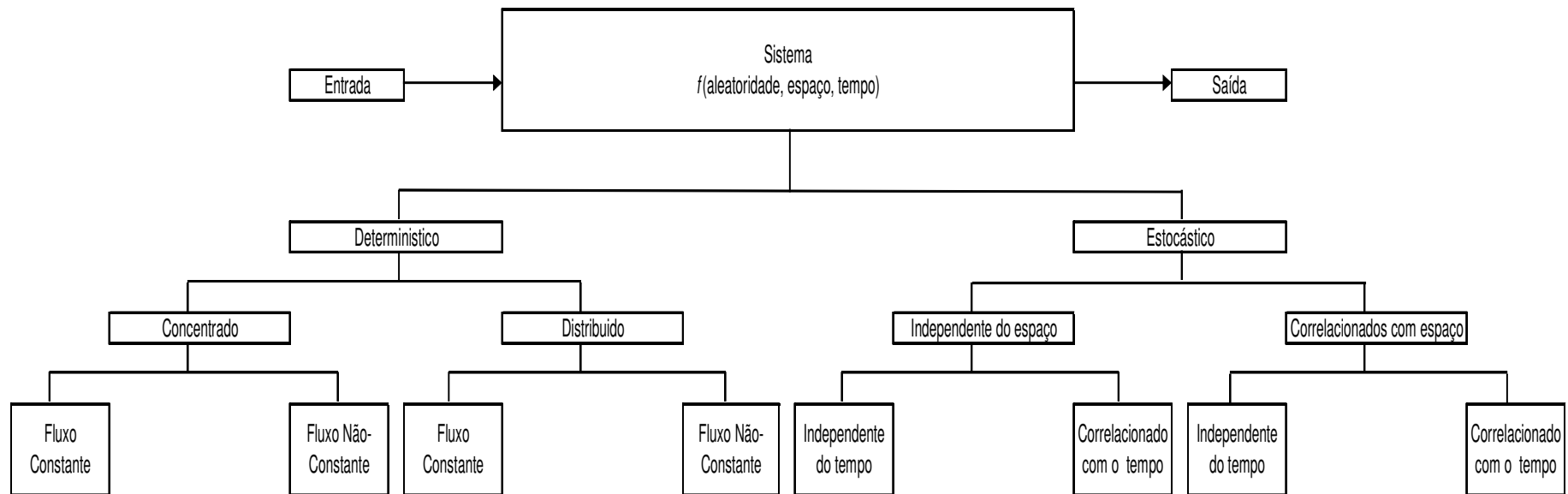


Figura 2.3 – Classificação dos modelos hidrológicos. Fonte: CHOW, 1988.

Um modelo estocástico considera que uma ou mais das suas variáveis são determinadas em uma distribuição estatística. Raghunath (2006) define um modelo estocástico como um modelo em que a chance de ocorrência de certa variável é considerada, assim, introduzindo o conceito de probabilidade. Chow (1988) resume o conceito de modelo estocástico com sendo um modelo em que as saídas são pelo menos parcialmente aleatórias. A partir dessas definições pode se definir como modelo determinístico um modelo que não considera aleatoriedade, ou seja, para cada entrada é associada sempre a mesma saída.

Um modelo determinístico pode ser concentrado, quando o sistema é promediado no espaço, considerando o espaço como um ponto único sem dimensões ou distribuído quando considera que as variáveis hidrológicas ocorrem em vários pontos do espaço tendo assim as variáveis do modelo como funções espaciais. Os modelos estocásticos se classificam como independentes do espaço e correlacionados com o espaço, de acordo com a influência que variáveis aleatórias tenham em diferentes pontos do espaço (CHOW, 1988).

Com relação ao tempo, os modelos determinísticos podem ser com fluxo permanente (ou constante), caso o fluxo não varie com o tempo ou com o fluxo não-permanente (ou variável) caso o fluxo possa variar ao longo do tempo. Os modelos estocásticos têm sempre as saídas variando no tempo e são classificados como independentes do tempo, quando representa um evento hidrográfico indiferentemente de outro evento, e correlacionado com o tempo, quando um evento hidrográfico pode influenciar o evento seguinte.

2.4.1. Estrutura de um Modelo Hidrológico Chuva-Vazão

Segundo Magalhães (1989) modelos chuva-vazão são uma expressão matemática das complexas inter-relações entre os vários fenômenos físicos que compõe o ciclo hidrológico, ou seja, são modelos que tentam reproduzir as fases do ciclo hidrológico entre a precipitação e vazão.

O ciclo hidrológico é o fenômeno global de circulação fechada de água entre a superfície terrestre e a atmosfera, balanceado apenas em escala global e impulsionado fundamentalmente pela energia solar associada à gravidade e à rotação da terra (SILVEIRA, 1993).

Em uma visão mais localizada podemos identificar as principais parcelas do ciclo hidrológico que caracterizam as fases entre a precipitação e o escoamento: a precipitação, a evaporação de superfícies líquidas, a evaporação de água do solo e a transpiração dos seres vivos (sendo estas duas parcelas, usualmente, consideradas de modo combinado e denominadas de evapotranspiração), a infiltração, e os escoamentos superficiais, subsuperficiais e subterrâneos. A **Figura 2.4** exemplifica as principais parcelas do ciclo hidrológico.



Figura 2.4 – O Ciclo Hidrológico. Fonte: United States Geological Survey (USGS)

Os modelos chuva-vazão procuram descrever os diversos caminhos da água pela superfície, pelo interior do solo e pelas calhas fluviais (MAGALHÃES, 1989).

Um exemplo didático e simplificado da estrutura de um modelo chuva-vazão é o modelo SMAP (LOPES et al., 1982), que em sua versão diária, é constituído de quatro reservatórios lineares hipotéticos, que representam as parcelas de escoamento sub-superficial (Ess), escoamento direto (Ed) e escoamento básico (Eb), bem como o acúmulo de água no reservatório do solo. As variáveis de estado desses reservatórios são atualizadas a cada dia de acordo com o seguinte procedimento:

$$Rsolo_{(t)} = Rsolo_{(t-1)} + P_{(t)} - Es_{(t)} - Er_{(t)} - Rec_{(t)} \quad (2-37)$$

$$Rsup_{(t)} = Rsup_{(t-1)} + Es_{(t)} \times (1-Parcss) - Ed_{(t)} \quad (2-38)$$

$$Rssp_{(t)} = Rssp_{(t-1)} + Es_{(t)} \times Parcss - Ess_{(t)} \quad (2-39)$$

$$Rsub_{(t)} = Rsub_{(t-1)} + Rec_{(t)} - Eb_{(t)} \quad (2-40)$$

Onde $Rsolo_{(t)}$ é o reservatório do solo na zona aerada (mm) no instante de tempo t , $Rsup_{(t)}$ é o reservatório da superfície da bacia (mm) no instante de tempo t , $Rssp_{(t)}$ é o reservatório sub-superficial da bacia (mm) no instante de tempo t , $Rsub_{(t)}$ é o reservatório subterrâneo na zona saturada (mm) no instante de tempo t , $P_{(t)}$ é a chuva média na bacia (mm) no instante de tempo t , $Es_{(t)}$ é o escoamento superficial (mm) no instante de tempo t , $Ed_{(t)}$ é o escoamento direto (mm) no instante de tempo t , $Er_{(t)}$ é a evapotranspiração real (mm) no instante de tempo t , $Rec_{(t)}$ é a recarga subterrânea (mm) no instante de tempo t , $Eb_{(t)}$ é o escoamento básico (mm) no instante de tempo t , $Ess_{(t)}$ é o escoamento subsuperficial (mm) no instante de tempo t , $Parcss$ é a parcela de escoamento sub-superficial (com valor entre 0 e 1) e t é o instante de tempo em dias.

A **Figura 2.5** ilustra a concepção desta versão do modelo SMAP, onde Ep é a evaporação potencial (mm/dia – medidas padrão de Tanque classe A), $Es2$ é a parcela do escoamento superficial que alimenta o reservatório $Rssp$ e Q é a vazão de escoamento (m^3/s).

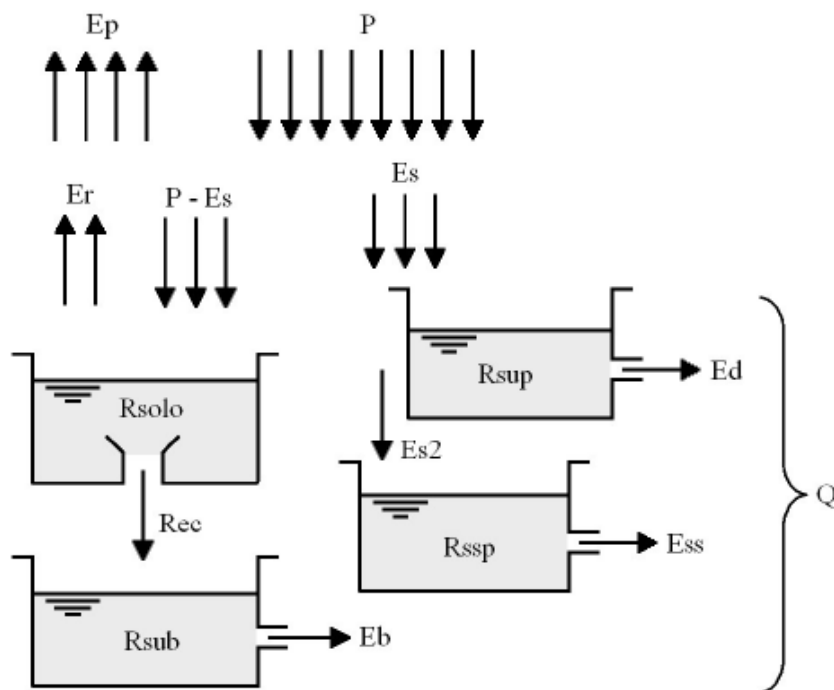


Figura 2.5 – O Modelo SMAP. Fonte: LOPES *et al.*, 1981.

2.4.2. O HIDROFLU

O HIDRO-FLU é um sistema computacional de geração de hidrogramas, a partir de uma chuva medida ou de projeto (Magalhães, 2005), estudado e aplicado nessa dissertação. O HIDRO-FLU é um modelo hidrológico concentrado, que apresenta diferentes maneiras de transformar chuva em vazão, sendo possível assim uma melhor adaptação aos dados disponíveis do usuário. O sistema ainda apresenta um módulo de dimensionamento hidráulico de canalizações e reservatórios de detenção.

Magalhães (2005) descreve a estrutura de cálculo do HIDRO-FLU baseada na representação dos seguintes processos:

- Cálculo do Tempo de Concentração;
- Elaboração da Chuva de Projeto;
- Separação da Chuva Efetiva;
- Determinação do Hidrograma de Projeto;
- Dimensionamento Hidráulico de Canalizações e Reservatórios de Detenção.

2.4.2.1 Cálculo do Tempo de Concentração

Tempo de concentração, t_c , é definido como sendo aquele necessário para o escoamento superficial, partindo do ponto mais remoto (em termos de tempo de viagem e não necessariamente de distância) da área de drenagem (bacia hidrográfica), chegar ao exutório (Magalhães, 1989).

O HIDRO-FLU possibilita ao usuário o cálculo do tempo de concentração através de diferentes fórmulas, a maioria delas pode ser considerada como adequada para a estimativa do t_c em bacias de pequeno porte. Na tabela a seguir são citadas estas equações :

Tabela 2.2 - Equações para o Tempo de Concentração resolvidas pelo Hidro-Flu

Nome	Equação
Cinemática	$t_c = \sum \frac{L}{v}$
Califórnia Culverts Practice	$t_c = 57. \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$
Dooge	$t_c = 21,88. \frac{A^{0,41}}{S^{0,17}}$
Kirpich	$t_c = 3,989. \frac{L^{0,77}}{H^{0,385}}$
George Ribeiro	$t_c = \frac{16.L}{(1,05 - 0,2.p).(100.S)^{0,04}}$

Onde:

L – comprimento do rio principal da bacia (m na formula cinemática e km nas demais formulas);

H – desnível entre o ponto mais elevado da bacia e o exutório (m).

A – área de drenagem da bacia (km²);

S – declividade média da bacia (m/m).

v – velocidade média do rio principal da bacia no estirão (m/s).

P – percentagem da bacia com cobertura vegetal (entre 0 e 1);

2.4.2.2 Elaboração da Chuva de Projeto

A chuva é o principal dado de entrada do sistema HIDRO-FLU. O sistema permite que sejam consideradas três possibilidades distintas para a representação da chuva de projeto, podendo ser utilizadas: a equação elaborada pelo hidrólogo Otto Pfafstetter (1982), a equação IDF em sua forma clássica ou ainda uma chuva qualquer, que pode ser definida externamente pelo modelador. A seguir são mostradas as duas formas de equações de chuvas intensas citadas acima.

- Equação do tipo Otto Pfafstetter

$$P = T_r^{\left(\alpha + \frac{\beta}{T_r^\gamma}\right)} \cdot [a.t + b.\log(1 + c.t)] \quad (2-41)$$

Onde:

P – altura de chuva (mm);

T_r – tempo de recorrência (anos);

t – duração (horas);

α, β - valores que dependem da duração da precipitação;

γ, a, b, c - parâmetros constantes para cada posto

- Forma clássica da Equação de Chuvas Intensas

$$i = \frac{k.T_r^a}{(t+c)^b} \quad (2-42)$$

Onde:

i – intensidade de chuva (mm/h);

T_r – tempo de recorrência (anos);

t – duração (minutos);

k, a, b, c - parâmetros próprios de cada posto

A aplicação de uma equação de chuvas intensas puramente conduz a uma precipitação com intensidade constante, na realidade quanto maior o tamanho da bacia mais irreal é a hipótese de uma chuva constante. Para gerar uma chuva variável no tempo o HIDRO-FLU usa o Método do Bureau of Reclamation para a redistribuição temporal da chuva de projeto, devido a sua simplicidade e a possibilidade de aplicação, mesmo em bacias com carência de medições hidrológicas.

O método consiste na divisão da duração da chuva em intervalos iguais, calculando-se o total precipitado para cada um destes intervalos, para esse cálculo a duração utilizada equivale ao tempo acumulado até o referido intervalo. Assim, calcula-se, então, o incremento de precipitação referente a cada um dos intervalos e para obter o hietograma de projeto, basta reordenar os incrementos.

2.4.2.3 Separação da Chuva Efetiva

A chuva efetiva é a parcela da chuva total que escoa superficialmente, dando origem às cheias em bacias de pequeno e médio porte. Os principais fenômenos que atuam na separação do escoamento superficial são a interceptação vegetal, a retenção em depressões do terreno e a infiltração, que é quem desempenha papel mais relevante, especialmente em pequenas bacias.

Nesta etapa, o sistema HIDRO-FLU permite o modelador optar por três métodos de separação da chuva efetiva, são esses:

- Método Racional

Este método é muito utilizado para o cálculo de vazões de projeto, especialmente em bacias de pequeno porte. Considera a chuva efetiva como um percentual da chuva total

definido por um parâmetro denominado Coeficiente de Runoff. Deste modo, a cada instante de tempo, a chuva efetiva é calculada como:

$$P_i(\text{efetiva}) = P_i.C \quad (2-43)$$

Onde:

P – Precipitação Total;

C – Coeficiente de runoff.

- Método do SCS (Soil Conservation Service, EUA)

Apresenta a vantagem de dispor de grande quantidade de trabalhos relativos ao ajuste do seu principal parâmetro, denominado Curve Number (CN). O método do SCS tem como premissa a razão entre o volume infiltrado e a capacidade de infiltração como sendo diretamente proporcional à razão entre a chuva excedente e a precipitação total. Matematicamente, esta premissa pode ser expressa por:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \quad (2-44)$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2-45)$$

$$I_a = K.S \quad (2-46)$$

Onde:

Q – Chuva efetiva acumulada (mm);

P – Precipitação acumulada (mm);

I_a – Lâmina da abstração inicial (mm);

S – Armazenamento Máximo de água na camada do solo (mm);

K – Percentual de Coeficiente de S definido como abstração inicial (em geral assumido igual a 0,20).

- Índice Φ c/ abstração inicial

É o método que melhor representa os fenômenos hidrológicos que interferem na separação do escoamento superficial, tendo parâmetros de ajuste dotados de significado físico.

A infiltração é representada através de uma taxa de infiltração potencial constante (índice Φ), e as perdas em virtude da interceptação vegetal e da retenção em depressões do terreno são representadas de modo combinado através de um reservatório com uma capacidade limitada de retenção.

Assim, o cálculo do escoamento superficial é feito da seguinte forma: primeiramente, o reservatório de abstração é totalmente preenchido e, em seguida, é feita a comparação da intensidade da chuva com a taxa de infiltração potencial. Caso a intensidade de chuva esteja abaixo da infiltração potencial, toda a precipitação infiltra e o escoamento superficial é nulo. Por sua vez, caso a intensidade de chuva esteja acima da taxa de infiltração potencial constante, a lâmina de escoamento superficial é definida a partir desta diferença e a infiltração real é igual a potencial.

2.4.2.4 Determinação do Hidrograma de Projeto

A transformação da chuva efetiva em vazão pode ser obtida através de diversas técnicas de engenharia hidrológica. Uma técnica muito comum é a aplicação do conceito do hidrograma unitário, que representa a resposta da bacia para uma precipitação efetiva unitária.

No HIDRO-FLU, a transformação da chuva efetiva em vazão é executada através da aplicação de um método de Hidrograma Unitário Sintético (HUS) que pode ser interpretado como uma composição entre o Hidrograma Triangular do Método Racional adaptado para chuvas complexas e o Hidrograma Unitário Sintético do SCS.

Como o Hidrograma Triangular do Método Racional superestima da vazão de pico, o HIDRO-FLU propõe a passagem deste hidrograma por um reservatório linear. Esse reservatório não só corrige as vazões de projeto, como também reflete o amortecimento do escoamento superficial decorrente do fluxo e do armazenamento sobre a superfície da bacia e na calha fluvial.

2.5. Modelos de Escoamento Permanente

Nos modelos de escoamento permanente é considerado que o escoamento não varia no tempo, logo as grandezas do escoamento não variam na mesma seção ao longo do tempo, variam apenas de uma seção para outra seção. Para representar isso no modelo matemático do escoamento 1D, basta desprezar as derivadas parciais em relação ao tempo das equações de Saint-Venant Assim as equações de continuidade (2-13) e dinâmica (2-30), são reescritas da seguinte forma:

$$B \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial y}{\partial x} = ql \quad (2-47)$$

$$v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot (S_0 - S_f) \quad (2-48)$$

Reagrupando os termos podemos reescrever ambas as equações, respectivamente da seguinte forma:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = ql \quad (2-49)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{v^2}{2g} + h \right] = S_0 - S_f \quad (2-50)$$

Siva *et al.* (2007) ressalta que é muito raro encontrar na natureza condições de escoamento permanente, mas considera que algumas vezes em períodos de estiagem é possível considerar o escoamento em um rio permanente e que quando consideramos uma vazão de referencia (geralmente a vazão máxima de um evento) para caracterizarmos um rio é equivalente a considerar o escoamento permanente. Segundo o Barnard *et al.* (2007) modelos de escoamento 1D de fluxo constante são comumente utilizados para estudos de mapas de risco de inundação.

O método do passo a passo padrão, ou “Standard Step Method” é um modelo de escoamento permanente estudado nessa dissertação e descrito a seguir.

2.5.1. Standard Step Method

Esse método se baseia na aplicação da Equação de Conservação de Energia, entre duas seções de cálculo, e na fórmula de Manning para determinação da perda de carga entre as seções consideradas. Assim a distancia entre as seções deve ser conhecida e o método busca determinar o tirante hidráulico em cada seção. O procedimento considera o escoamento unidimensional, permanente e gradualmente variado em canal prismático.

O "Standard Step Method" é uma metodologia que produz resultados satisfatórios mesmo sendo baseado em algumas premissas simplificadoras. As premissas adotadas no modelo são as seguintes: escoamento permanente; fluxo unidimensional; declividade da linha de energia é constante entre duas seções transversais e declividade do canal inferior a 1:10 (HENDERSON, 1966). O método do "Standard Step Method" foi inicialmente descrito por Chow (1959) conforme reproduzido nesse texto. Considerando uma seção horizontal de referencia (Datum) pode se determinar a linha d'água como observado na **Figura 2.6**.

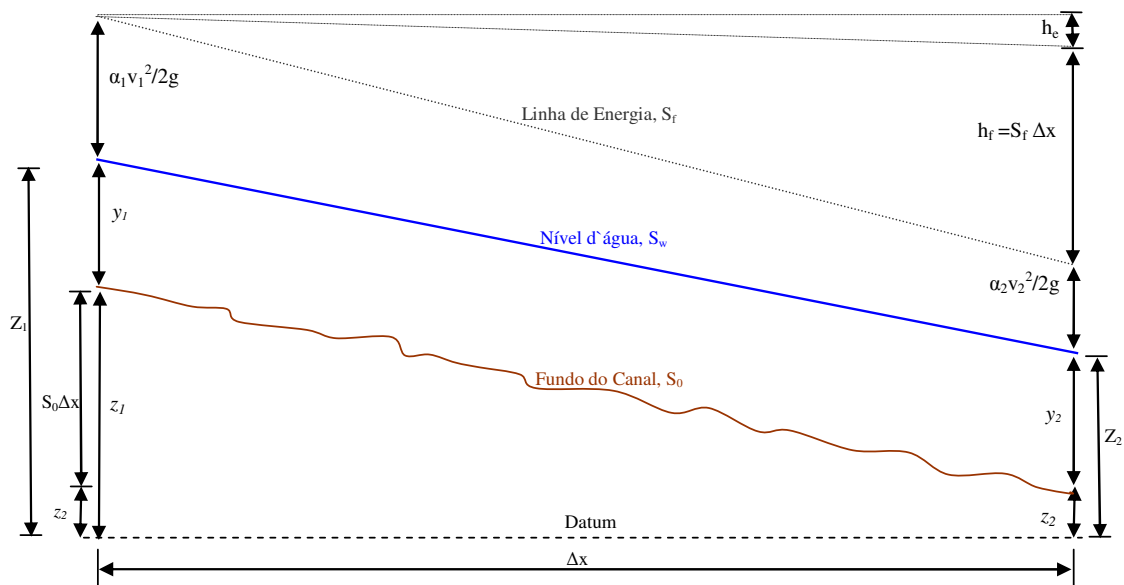


Figura 2.6 – Trecho de Canal entre as seções S_1 e S_2

Na mesma figura pode se observar que o nível d'água em cada seção é:

$$Z_1 = s_0 \Delta x + y_1 + z_2 \quad (2-51)$$

E

$$Z_2 = y_2 + z_2 \quad (2-52)$$

A perda de carga por atrito é:

$$h_f = S_f \Delta x = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2}) \Delta x \quad (2-53)$$

Onde a inclinação da linha de energia S_f pode ser calculada como a média entre as duas seções.

As mudanças no nível da linha d'água de uma seção transversal para outra são calculadas através da equação de Bernoulli reescrita a partir das equações (2-51), (2-52) e (2-53):

$$z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad (2-54)$$

Onde:

y_1 e y_2 – Profundidades nas seções transversais.

z_1 e z_2 – Cotas do fundo do canal.

v_1 e v_2 – velocidades médias;

α_1 e α_2 – coeficientes de velocidade.

g – aceleração da gravidade.

h_f e h_e – perda de energia;

Onde h_e representa as perdas por turbulência. Não existe um método eficiente para representar as perdas por turbulência, estas dependem da velocidade e podem ser expressas como $k(\Delta \alpha v^2 / 2g)$, onde k é um coeficiente. Por convenção de calculo algumas vezes h_e pode ser considerado parte das perdas por atrito e incorporado no coeficiente η de manning. Assim h_f é incrementado de modo que h_e é considerado nulo.

As alturas hidráulicas totais de duas seções consecutivas são :

$$H_1 = Z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \quad (2-55)$$

E

$$H_2 = Z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \quad (2-56)$$

Assim a equação (2-47) pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$H_1 = H_2 + h_f \quad (2-57)$$

Formando a equação básica do método.

2.6. Modelos Hidrodinâmicos com escoamento unidimensional

Os modelos hidrodinâmicos utilizam de maneira completa ou parcial as equações de Saint-Venant para modelar os escoamentos. Os modelos que utilizam as equações parciais são chamados modelos hidrodinâmicos simplificados e os que utilizam as equações completas são chamados modelo hidrodinâmico completo.

Em diferentes situações físicas, os vários termos das equações de Saint-Venant podem ter diferentes ordens de magnitude e, em certas circunstâncias, alguns desses termos podem ser ignorados (CUNGE *et al.*, 1980) dando origem aos modelos hidrodinâmicos simplificados.

Existem basicamente dois tipos de modelos simplificados:

- Modelos de Analogia à Difusão: São modelos que desprezam os termos de inércia da equação dinâmica, equação **2-34**.
- Modelos de Onda Cinemática: São modelos que desprezam os termos de inércia e de pressão da equação dinâmica, equações **2-34** e **2-35**.

Para desprezar um termo da equação dinâmica é importante saber a relevância de cada um dos termos e do erro introduzido ao desprezá-lo. A **Tabela 2.3** apresenta um estudo de Gunaratnam *et al.*(1970) que mostra a ordem de grandeza dos termos da equação dinâmica para escoamentos em rios, superficiais e em galerias de drenagem. Na **Tabela 2.4** são apresentados os valores encontrados Silva *et al.*(1981) baseados em observações em alguns rios brasileiros.

Tabela 2.3 - Ordem de grandeza dos termos da equação dinâmica para três tipos de escoamento.

Fonte: GUNARATNAM *et al.*(1970)

	$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$	$\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}$	$g \frac{\partial h}{\partial x}$	S_0	S_f
Rios	0,06	0,126-0,26	0,6	26	26,60
Galerias Pluvias	4,60	4,60	6,60	162	160
Escoamento Superficial	1,64	1,64	1,64	212	212

Tabela 2.4 - Ordem de grandeza dos termos da equação dinâmica em alguns rios brasileiros.

Fonte: SILVA *et al.*(1970)

Rio	$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$	$\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}$	$g \frac{\partial h}{\partial x}$	S_0	S_f
Capibaribe (Limoeiro - Paudalho)	0,02	0	0,06	1,60	2,34
Paraíba do Sul (Caçapava - Tremembé)	0	0	0,03	6,67	6,70
Paraíba do Sul (Resende - Floriano)	0	0	0,02	0,21	0,26
Uruguai (Marcelino Ramos - Ita)	0	0	0,06	0,72	0,66

Nos casos em que as características da calha fluvial e do evento de cheia não permitam omitir nenhum termo da equação dinâmica, torna-se necessária a solução do sistema completo das equações de Saint-Venant e o modelo correspondente é chamado de modelo hidrodinâmico completo (SILVA *et al.*, 2007).

O modelo IPH4 é um modelo hidrodinâmico completo estudado nessa dissertação e descrito a seguir.

2.6.1. IPH4

O IPH4 é um modelo hidrológico-hidrodinâmico, no qual o escoamento em rios é simulado pela solução numérica, esquema implícito progressivo, das equações de Saint-Venant (TUCCI *et al.*, 1989 - CAMPANA *et al.*, 2001). Foi desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

2.6.1.1 Equação de Saint-Venant

As equações de Saint-Venant usadas para representar o escoamento no modelo são:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = ql \quad (2-58)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + g.A \frac{\partial h}{\partial x} = g.A.(S_0 - S_f) \quad (2-59)$$

Onde:

Q – Vazão;

x – distancia da seção transversal.

A – área da seção transversal;

t – tempo.

ql – contribuição lateral por unidade de largura.

h – altura da seção transversal;

S_0 – declividade do fundo;

S_f – declividade da linha de energia devido à resistência;

g – aceleração da gravidade;

A declividade de fricção é obtida por aproximação da equação de Manning:

$$S_f = \frac{|Q|.Q\eta^2}{R^{4/3}.A^2} \quad (2-60)$$

Onde:

η – Coeficiente de Manning;

Q – Vazão;

R – Raio Hidráulico;

A – Área da seção transversal.

2.6.1.2 Equação de Confluência

A confluência é tratada como uma condição de contorno interna de acordo com Cunge (1975, citado por Tucci, 1989). O modelo considera uma condição de regime permanente na confluência, como se observa na **Figura 2.7**.

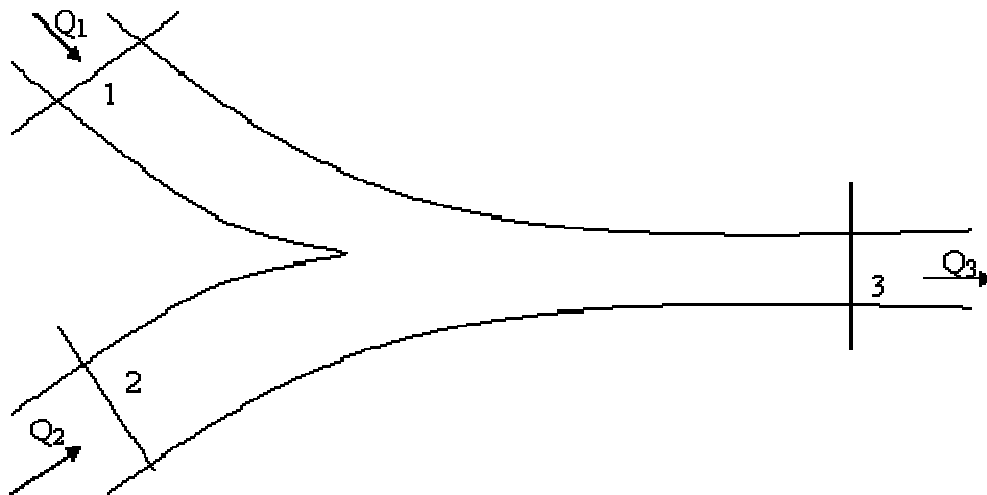


Figura 2.7 – Esquema para Confluência. Fonte: Tucci, 1989.

Assim a conservação de massa é obtida pela seguinte equação:

$$Q_3 = Q_1 + Q_2 \quad (2-61)$$

E a conservação de energia é obtida por:

$$Z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = Z_3 + \frac{\alpha_{13} v_3^2}{2g} + hf_{13} \quad (2-62)$$

$$Z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = Z_3 + \frac{\alpha_{23} v_3^2}{2g} + hf_{23} \quad (2-63)$$

Onde:

α – É um fator de correção por perda de energia;

hf – É a perda de energia obtida pela declividade de fricção vezes a distancia entre as seções;

Z – Nível d'água.

2.6.1.3 Solução Numérica

As Equações de Saint-Venant formam um sistema de equações diferenciais parciais hiperbólicas não linear que pode ser resolvido analiticamente somente para situações especiais. No modelo um esquema implícito progressivo é utilizado para a discretização das equações diferenciais. O esquema é o seguinte:

$$f_{j+\frac{1}{2}} \approx \frac{f_j^t + f_{j+1}^t}{2} \quad (2-64)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{f_{j+1}^{t+1} - f_j^{t+1}}{2} \quad (2-65)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} \left[(f_j^{t+1} - f_j^t) + (f_{j+1}^{t+1} - f_{j+1}^t) \right] \quad (2-66)$$

Onde:

f – representa a variável Q, h, A, etc.

Δx – Distancia entre as seções;

Δt – Intervalo de tempo;

j – Numero de inteirações.

Substituindo o esquema numérico das equações (2-64), (2-65) e (2-66) nas equações de Saint-Venant ou nas equações de confluência, resultam duas equações por trecho de rio. Adicionam-se as condições de contorno e obtém um sistema de $2n$ equações e $2n$

incógnitas que são resolvidas em cada intervalo de tempo, em n trechos de rio. Em um rio composto de confluências a matriz de coeficientes é esparsa não banda.

2.6.1.4 Contribuição Lateral

O escoamento proveniente da bacia é calculado pelo modelo hidrológico. O escoamento da bacia incremental entra no canal como contribuição lateral. A vazão por unidade de comprimento é calculada por:

$$ql = \frac{QB(t)}{L} \quad (2-67)$$

Onde:

ql – Contribuição lateral no tempo;

L – Comprimento do canal;

$QB(t)$ – Vazão total gerada pelo modelo hidrológico;

2.7. Modelos Hidrodinâmicos Quasi-2D

Modelos Quasi-2D são modelos que buscam reproduzir o escoamento de uma onda de cheia ao longo de um rio, suas planícies de inundação e/ou por ambientes urbanos através de teias de ligações unidimensionais. O espaço é representado no modelo, mas as equações são escritas para a comunicação entre áreas, ligando-as unidimensionalmente em uma rede multidimensional anelada.

Uma discussão interessante sobre modelos Quasi-2D é feita por Cunge *et al.*(1980) e parcialmente reproduzida nos parágrafos seguintes.

As equações do escoamento unidimensional não-permanente e variado, como apresentadas pelas hipóteses de Saint-Venant, já foram experimentalmente confirmadas em canais de laboratório e em canais confinados de grande escala. Mas o uso destas equações para simular ondas de propagação de inundações de rios é uma extrapolação do seu papel original, especialmente em presença de planícies de inundação, e o modelador deve estar atento para as limitações desta prática.

É possível observar que o escoamento em rios naturais não se comporta exclusivamente como unidimensional. Rios naturais podem ser curvilíneos, seguindo a calha natural por meandros pelos limites do vale.

Também é possível observar, que, em certas situações, o escoamento quando passa das margens para a calha secundária não necessariamente segue a direção e o sentido da calha principal. Quando o escoamento na calha é confinado em diques e ocorre o extravasamento destes, a água que passa para as planícies de inundação algumas vezes não consegue voltar para a calha principal e passa a escoar em novas direções definidas pela topografia local, neste caso é apenas entre os diques que o escoamento pode ser considerado unidimensional.

Assim, é necessário um modelo que perceba a ocorrência de escoamento bidimensional para essas regiões. Mas é válido ressaltar que um modelo capaz de reproduzir escoamento bidimensional não precisa ser, necessariamente, um modelo com as equações de escoamento resolvidas em duas dimensões espaciais, mas pode ser também um modelo Quasi-2D que permita que o escoamento ocorra entre os canais e as células de planícies através de uma rede no plano horizontal.

Dessa forma, para se modelar uma região em um modelo Quasi-2D a planície de inundação é dividida em células, que são compartimentos que representam o espaço sobre a área de modelação de forma integrada. Em cada uma dessas células a superfície da água é considerada horizontal e essas células se comunicam entre si por leis hidráulicas unidimensionais clássicas.

As leis de escoamento definidas entre as células são unidimensionais. Entretanto, o sistema, como um todo, pode simular um escoamento bidimensional. Nestes modelos Quasi-2D, a divisão da planície de inundação em células não é arbitrária, mas baseiam-se em limites naturais, como estradas elevadas, diques, margens, etc..., que são capazes, de fato, de gerar particularidades locais nos escoamentos.

É necessário diferenciar as duas situações básicas de modelagem Quasi-2D existente:

- Rede ramificada: Só existe um caminho possível de escoamento entre um ponto e outro, como é observado no exemplo da **Figura 2.8**.

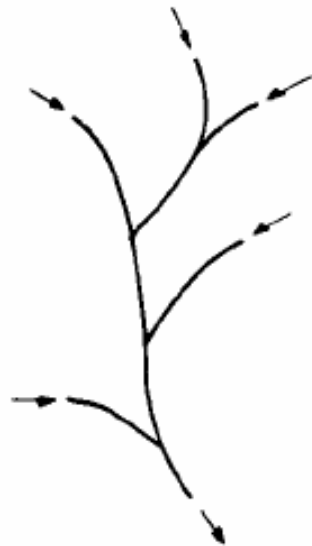


Figura 2.8 – Exemplo de uma rede de escoamento ramificada. Fonte: CUNGE *et al.* (1980)

- Rede em “loop” ou aneladas: existem vários caminhos possíveis de escoamento entre um ponto e outro da rede, como é observado no exemplo da **Figura 2.9**.

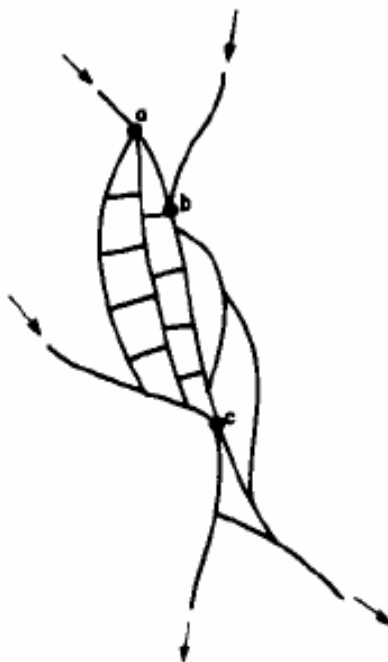


Figura 2.9 – Exemplo de uma rede de escoamento em “loop” ou anelada. Fonte: CUNGE *et al.* (1980)

O escoamento pelas planícies se dá sempre por células ligadas em uma rede em “loop”, já que, por definição o escoamento pode circular pelas células em qualquer sentido. Um exemplo de planície modelado em células é observado na **Figura 2.10**.

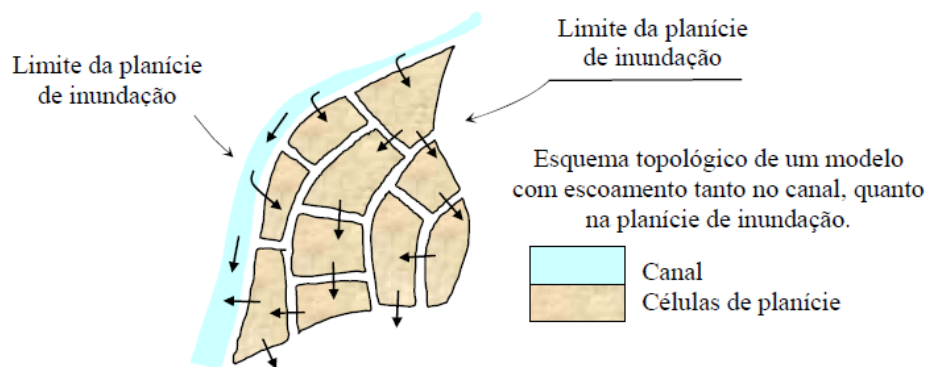


Figura 2.10 – Exemplo de uma rede de células com escoamento em “loop”. Fonte: CUNGE *et al.* (1980)

O Modelo de Células de Escoamento – ModeCel é um modelo hidrodinâmico com escoamento Quasi-2D aplicado e estudado nessa dissertação e descrito a seguir.

2.7.1. O Modelo de Células³

2.7.1.1 Histórico

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 Societé 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, citado por MIGUEZ,2001). O modelo desenvolvido tinha por princípio a divisão da bacia do rio em células de armazenamento, que representavam trechos de rio e de planície. Em linhas gerais, este modelo reproduzia a área alagada de todo o delta, considerando as cheias naturais e as cheias modificadas pela construção de uma barragem, que atenuaria as mesmas e ainda favoreceria a regularização do rio, para a navegação e a irrigação, na época da estiagem. Os termos de inércia não eram considerados na equação dinâmica,

³ O texto foi extraído do capítulo 2: “Modelo Matemático de Escoamento para Cheias Urbanas” do livro **Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 5**, escrito por Mascarenhas, Miguez e Campos e da tese de doutorado de Miguez..

na representação das grandes áreas alagáveis, que eram representadas por células de escoamento, moldadas ao terreno conforme regência da topografia local, formando uma grande malha bidimensional de escoamento, utilizando-se relações de descarga unidimensionais.

Outras aplicações deste tipo de modelação são, citadas por Miguez (2001), encontradas no estudo dos seguintes casos: pantanal de Mopipi (HUTCHISON e MIDGLEY, 1973); bacia do rio Mono (CUNGE, 1975); bacia do rio Senegal (CUNGE *et al.*, 1980); rio Mfolozi/Estuário Santa Lúcia (WEISS e MIDGLEY, 1978,); bacia superior do rio Rhône (CUNGE *et al.*, 1980); bacia do rio Paraná em Yacyreta/Apipe (MAJOR, LARA, CUNGE, 1985).

Um pouco mais tarde, com a evolução dos computadores digitais e um melhor conhecimento e desenvolvimento de técnicas de modelação numérica, passaram a ser mais frequentes os modelos matemáticos bidimensionais, com sistemas não-lineares a derivadas parciais, considerando uma equação de conservação da continuidade de massa e duas equações dinâmicas de movimento nas direções cartesianas do plano horizontal, com aplicação corriqueira em estuários com influência de marés.

O conceito de modelação por células encontrou par, no Brasil, na Tese de Mestrado defendida por Miguez (1994), com aplicação ao Pantanal Mato-Grossense, também uma grande planície rural alagável. Em seguida, Miguez (2001) resgata 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.

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.

2.7.1.2 Conceitos Básicos

Os conceitos fundamentais do Modelo de Células são: a divisão da região a modelar em células (ou compartimentos) homogêneas e a ligação destas células através de relações hidráulicas capazes de representar a troca de vazões entre elas. As células de escoamento, em grupo ou isoladamente, representam tanto estruturas hidráulicas como paisagens naturais ou urbanas, num arranjo tal que procura reproduzir padrões diversos de escoamento, dentro ou fora da rede de drenagem, a partir das interações entre as células modeladas. Este modelo hidrodinâmico, apesar de trabalhar com relações hidráulicas unidimensionais, é capaz de representar o escoamento de forma bi-dimensional. De fato, no caso da representação de cheias em bacias urbanas, o modelo está apto a, inclusive, trocar vazões entre células superficiais e células subterrâneas, que usualmente representam galerias de drenagem, possibilitando uma representação do escoamento em três dimensões. A **Figura 2.11** ilustra a divisão em células e as trocas d'água num corte hipotético de uma bacia urbana.

A capacidade de representação do modelo é, portanto, alcançada através dos tipos e do arranjo de células e ligações. Uma propriedade importante referente às células é a existência de um centro de célula, que nada tem a ver com o centro geométrico e sim com o centro de escoamento desta. Isto é, numa célula que representa uma região na qual existe um talvegue (onde o escoamento se concentra), o centro da célula obrigatoriamente deve estar em alguma posição ao longo deste. O escoamento entre duas células quaisquer ocorre de centro para centro, assim, quando o modelo busca informações para determinação do escoamento entre estas, como, por exemplo, o desnível da linha d'água, o que o modelo verifica de fato é a diferença de cotas do nível d'água em cada um dos centros e a distância entre estes.

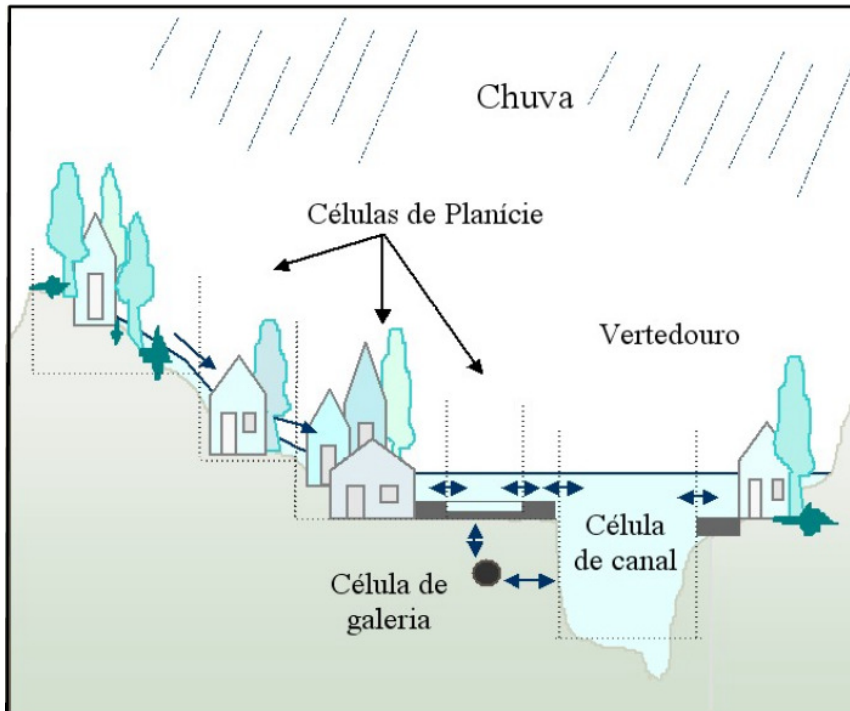


Figura 2.11 – - Ilustração da divisão e troca d'água entre as células numa bacia urbana.

2.7.1.3 Hipóteses da Modelagem por Células

Todos os modelos estão sujeitos a hipóteses básicas e que, de certo modo, simplificam a solução do problema, sem que com isso haja perda significativa da qualidade dos resultados. No caso do Modelo de Células, as hipóteses básicas são as seguintes:

- A natureza pode ser representada por compartimentos homogêneos, interligados, chamados células de escoamento. A cidade e sua rede de drenagem são subdivididas em células, formando uma rede de escoamento bi-dimensional, com possibilidade de escoamento em várias direções nas zonas de inundação, a partir de relações unidimensionais de troca;
- Na célula, o perfil da superfície livre é considerado horizontal, a área desta 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:

$$V_i = V(Z_i) \quad (2-68)$$

$$V_i = A_{si} \times (Z_i - Z_{0i}) \quad (2-69)$$

Onde:

Z_{0i} - é a cota do fundo da célula

A_{si} - é a área superficial da célula.

- 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 escoamento sobre vertedouros, livres ou afogados, a equação de escoamento através de orifícios, equações de escoamento através de bueiros, entre outras várias, sendo, neste estudo, considerados os efeitos de inércia no escoamento que ocorre nos cursos d'água principais;
- A vazão entre duas células adjacentes, em qualquer tempo, é apenas função dos níveis d'água no centro dessas células, ou seja:

$$Q_{i,k} = Q(Z_i, Z_k); \quad (2-70)$$

As seções transversais de escoamento são tomadas como seções retangulares equivalentes, simples ou compostas;

- O escoamento pode ocorrer simultaneamente em duas camadas, uma superficial e outra subterrânea, em galeria, podendo haver comunicação entre as células de superfície e de galeria. Nas galerias, o escoamento é considerado inicialmente à superfície livre, mas pode vir a sofrer afogamento, passando a ser considerado sob pressão.

2.7.1.4 O Modelo Hidrológico

A separação do escoamento superficial, como citado anteriormente, foi originalmente representada no Modelo de Células através do coeficiente de runoff, definido conforme características de cada célula. Assim, num dado passo de tempo, a lâmina de chuva

efetiva, numa célula qualquer, pode ser obtida através do produto do seu coeficiente de runoff pela precipitação referente ao mesmo período.

Com o intuito de melhorar a capacidade de representação dos fenômenos hidrológicos envolvidos na geração das cheias no Modelo de Células, foi desenvolvido um modelo hidrológico simples, representando a infiltração, a interceptação vegetal e a retenção em depressões, sendo estes dois últimos considerados de modo combinado em uma parcela de abstração. A abstração se manifesta enquanto se enche um reservatório que modela a sua capacidade, enquanto a infiltração pode ocorrer enquanto houver uma lâmina d'água sobre a superfície da célula modelada. Num passo de tempo qualquer, os cálculos referentes às rotinas hidrológicas são realizados em primeiro lugar, e, em seguida, a propagação dos escoamentos é feita através das rotinas hidrodinâmicas.

2.7.1.5 O Modelo Matemático

A variação do volume d'água em uma célula i , em um intervalo de tempo t , é dada pelo balanço de massa nesta célula. Assim, em termos diferenciais, tem-se a equação da continuidade representada a seguir:

$$A_{s_i} \frac{dZ_i}{dt} = P_i + \sum_k Q_{i,k} \quad (2-71)$$

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_{s_i} - área superficial do espelho d'água na célula i ;

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

t - variável independente relativa ao tempo.

A capacidade de representação do modelo está vinculada ao uso de diversos tipos de células e ligações. Portanto, fica evidente que algumas informações pertinentes ao

modelo se referem às células e outras se referem às ligações entre estas. Para diferenciar as células e ligações do modelo entre si, cada qual com suas características peculiares, o modelador deve especificar a que tipo pertence cada uma delas.

2.7.1.5.1 Propriedades das células

O tipo de célula define características do armazenamento da água na mesma, além de características da representação hidrológica e de usos da água feitos no interior desta. O tipo de ligação define qual relação hidráulica será utilizada para simular o escoamento entre as células comunicadas pela ligação.

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 ligação, 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 urbano.

A atividade de modelação topográfica e hidráulica deve então contar com um conjunto pré-definido de tipos de célula e de tipos possíveis de ligações entre células. A **Figura 2.12** mostra, esquematicamente, os tipos de células existentes em uma situação típica da paisagem urbana, bem como as funções assumidas por estas células.

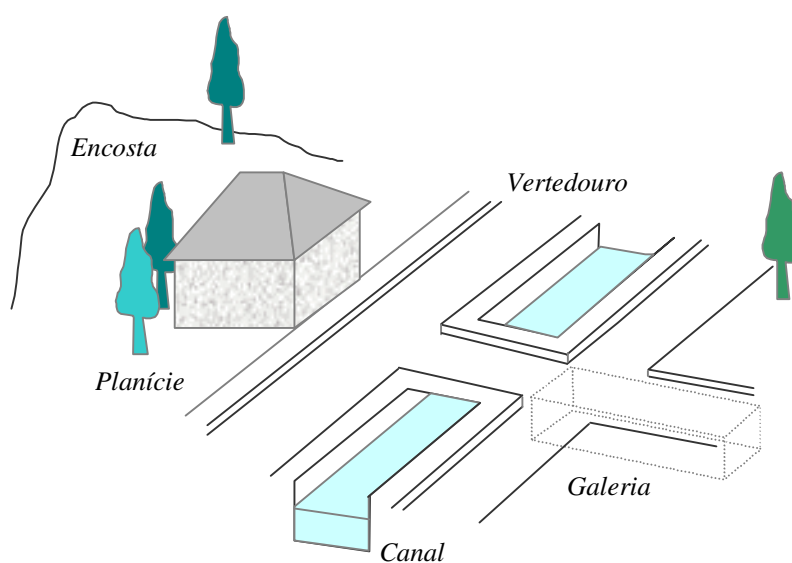


Figura 2.12 – - Tipos de Células.

Conjunto tipo de células pré-definido:

- Célula do tipo rio ou canal: Sobre estas células é que se desenvolve o escoamento principal da drenagem a céu aberto. O conceito de área total e de armazenagem não se aplica a células deste tipo, pois, neste caso, ambas são idênticas;
- Célula de galeria: representa os condutos que formam a rede de drenagem subterrânea. Sobre células deste tipo não faz sentido considerar a precipitação (célula subterrânea), a água que aflui a células deste tipo é originária de células superficiais. O conceito de área total e de armazenagem também não se aplica a este tipo de célula, sendo ambas idênticas. Este tipo de célula não será empregado na modelação de bacias rurais;
- Célula de planície, para a representação de escoamentos a superfície livre em planícies alagáveis, bem como áreas de armazenamento, ligadas umas às outras por ruas, englobando também áreas de encosta, para recepção e transporte da água precipitada nas encostas para dentro do modelo, áreas de vertimento de água de um rio para ruas vizinhas e vice-versa e áreas de transposição de margens, quando é preciso integrar as ruas marginais a um rio e que se comunicam através de uma ponte;
- Célula de reservatório: Este tipo de célula tem como característica fundamental a definição de uma curva cota-área qualquer informada pelo usuário do modelo através de uma tabela contendo pares de valores desta curva.

Uma informação importante referente a cada uma das células é a área da mesma. O Modelo de Células faz uso, em alguns tipos de células, de um conceito importante que é a diferenciação entre a área total da célula, que é aquela sobre a qual efetivamente ocorre a precipitação, e a área de armazenamento, que a fração da área total da célula onde de fato se verifica a acumulação de água. A **Figura 2.13** ilustra a aplicação deste conceito em uma célula em que uma parte de sua área está situada numa região de encosta e a outra está situada numa região mais plana. Para efeito da determinação do alagamento nesta célula é uma aproximação mais verdadeira da natureza considerar a acumulação de água ocorrendo apenas na região plana.

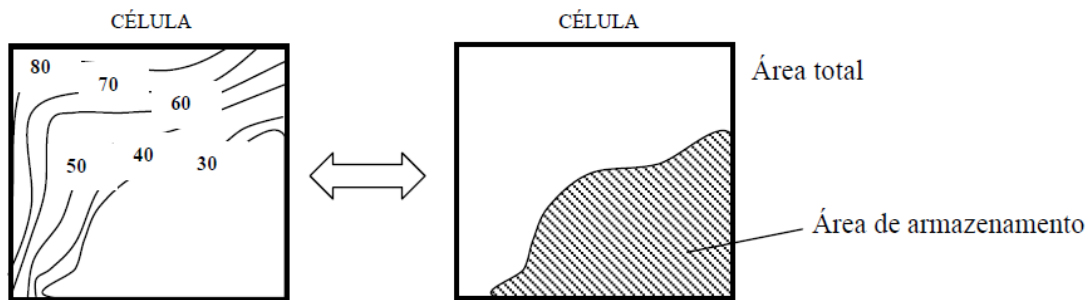


Figura 2.13 – - Ilustração da diferença entre a área total e a de armazenamento.

2.7.1.5.2 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

$$Q_{i,k}^n = Q(Z_i^n, Z_k^n); \quad (2-72)$$

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:** Este tipo de ligação 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:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot (S_0 - S_f) \quad (2-73)$$

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

$$\frac{\partial v}{\partial t} + g \frac{\partial Z}{\partial x} = -g \cdot S_f \quad (2-74)$$

Onde:

Z - cota da superfície livre (NA);

$S_f = \frac{Q_{i,k}^2 n^2}{A_{i,k}^2 R_{i,k}^{4/3}}$ - 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:

$$\frac{dZ}{dx} = -g \cdot S_f \quad (2-75)$$

- **Ligação Tipo Vertedouro:** esta ligação, que 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 $Z_k > Z_i$:

$$Q_{i,k} = \phi_L L (Z_k - Z_c)^{3/2} \quad (2-76)$$

Para escoamento afogado, se $Z_k > Z_i$:

$$Q_{i,k} = \phi_A L (Z_i - Z_c) \sqrt{Z_k - Z_i} \quad (2-77)$$

Onde,

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

L - Comprimento do vertedouro

- **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:

$$Q_{i,k} = \varphi \cdot A_{i,k} \sqrt{2g(Z_i - Z_\theta)} \quad (2-78)$$

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.

2.7.1.6 Modelo Numérico

A formulação numérica do modelo proposto inicia-se com o processo de discretização da equação diferencial que, originalmente contínua, passa a ser considerada em termos de incrementos finitos. A discretização temporal da equação diferencial representativa da conservação da massa é feita procurando-se linearizar numericamente todos os termos que apresentam não-linearidades, para que não haja a necessidade de um procedimento iterativo de solução, a fim de simplificar o modelo numérico.

O esquema utilizado para marcha no tempo é o totalmente implícito. Para economia de tempo de cálculo e maior rapidez em determinadas aplicações, foi desenvolvida e também implementada uma versão explícita do modelo numérico, a qual, entretanto, está sujeita a restrições de estabilidade numérica nos incrementos da malha de

discretização, o que não ocorre com a formulação implícita. O sistema resultante possui uma matriz de coeficientes esparsa, com muitos elementos iguais a zero. A solução deste sistema, por métodos convencionais de solução de matrizes, que trabalham com a matriz cheia, envolve uma série de operações desnecessárias com valores nulos, o que, na prática, significa desperdício de tempo.

Com base na esparsidade da matriz de coeficientes, utiliza-se um método de solução de sistemas do tipo dupla varredura, sobre o modelo topológico de células. O procedimento básico, ponto de partida do método de dupla varredura, consiste em se arranjar topologicamente às células que formam o modelo em uma certa quantidade de grupos numerados, a partir de jusante, de tal forma que, cada célula de um grupo j , central, esteja ligada apenas a células deste mesmo grupo, a células do grupo anterior $j-1$ ou a células do grupo posterior $j+1$, conforme pode ser visto na **Figura 2.14**. A primeira varredura, de jusante para montante, tem o objetivo de agrupar o sistema em sub-matrizes; a segunda varredura, de montante para jusante, vai resolvendo os sub-sistemas resultantes do agrupamento da primeira varredura.

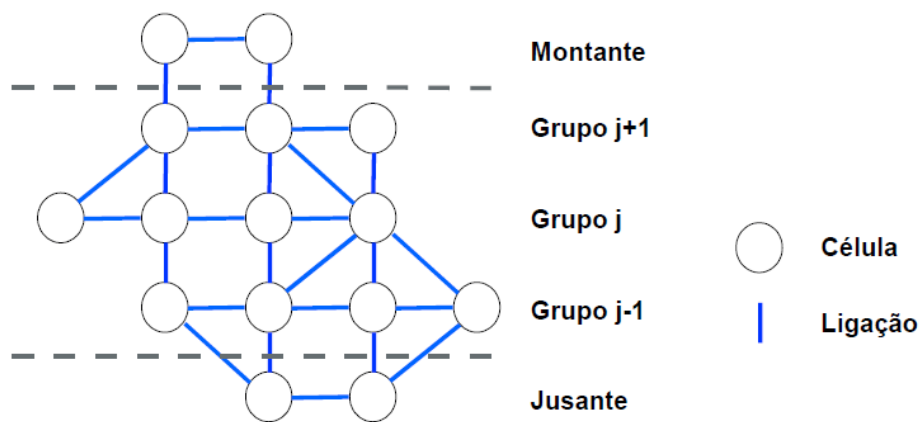


Figura 2.14 – Arranjo das células do modelo em grupos.

2.8. Faixa da aplicabilidade dos Modelos

Modelos de escoamento é uma ferramenta cada vez mais importante em estudos e projetos de recurso hídricos, mas pelo fato de que todo modelo é uma simplificação da natureza, o processo de modelagem apresenta sempre erros embutidos. Esses erros são geralmente decorrentes das premissas simplificadoras do processo de modelagem adotado. Conhecer a aplicabilidade de um modelo é, essencialmente, conhecer as

premissas do processo de modelagem adotado e saber identificar se essas premissas são aceitáveis no caso em que vai se aplicado o modelo.

Rosman (2001) destaca que como modelos são apenas ferramentas, sua utilização de modo inadequado pode levar a resultados enganosos e ressalta a importância do modelador conhecer as limitações e potencialidades do modelo e do processo de modelagem que está por traz dele. Afirma que para isso o modelador deve conhecer a essência do fenômeno de interesse a ser modelado.

Assim, a seguir é apresentada uma breve discussão da faixa de aplicabilidade, das potencialidades e das limitações dos diferentes tipos de modelos estudados na presente dissertação.

2.8.1. Modelos de Escoamento Permanente ou Modelos Hidrodinâmicos

Uma abordagem tradicional para cálculo de perfis de superfície d'água máximos é a aplicação modelos hidrológicos para determinar a vazão máxima de um rio, para um determinado evento, e a partir dessa vazão máxima o uso de um modelo de escoamento permanente para gerar os perfis de superfície da água máximos. Esse método é uma simplificação do escoamento real que geralmente é não permanente.

Esta seção identifica quando utilizar a análise de fluxo não permanente, ou seja, quando usar um modelo hidrodinâmico.

Barnard *et al.* (2007) recomenda o uso de modelos hidrodinâmico sempre que quaisquer das seguintes condições estão presentes:

- Mudanças rápidas na vazão ou elevação;
- um sistema complexo onde a vazão deixa o canal principal e em seguida, retorna em locais a jusante ou em um sistema de escoamento anelado;
- a relação vazão profundidade não é facilmente representada;
- previsão de inundações de grandes rios, e
- sempre que ocorrer análise de remanso para um afluente.

O US Army Corps Engineers (1993) recomendam que o uso de um modelo de escoamento hidrodinâmico deve ser usado no lugar de um modelo com escoamento permanente quando:

- Mudanças rápidas ocorrem na vazão. Se a vazão muda rapidamente, os termos de aceleração inercial na equação dinâmica podem se tornar importantes. Um exemplo importante é a modelagem de ruptura de barragem. Independentemente da declividade da calha, análise hidrodinâmica deve ser utilizada para todos os hidrogramas com variações bruscas.
- Rios e canais que têm declividade pequena. Um modelo hidrodinâmico deve ser utilizado para todos os córregos onde a declividade for inferior a 0,00038 metros por metro. Para esses casos a vazão de pico não ocorre simultaneamente com o nível máximo do escoamento. Além disso o armazenamento em calha pode ser bastante significativo nesses casos dificultando a determinação dos níveis d'água máximos. Nas calhas com declividade entre 0,00038 e 0,00095, a necessidade de um modelo hidrodinâmico depende dos objetivos do estudo, sendo que a entrada de um tributário importante ou a existência de remanso na condição de contorno de jusante pode exigir a utilização de um modelo hidrodinâmico. Para calhas com declividade superior a 0,00095 metros por metro, a análise de fluxo permanente é geralmente suficiente.
- Redes onde o escoamento é dividido. Para redes de escoamento, quando o escoamento se divide em duas calhas e se reencontra, o uso de modelos hidrodinâmicos deve ser sempre considerada para o escoamentos subcrítico.

2.8.2. Modelos de Escoamento Hidrodinâmico Simplificados ou Completos

É importante saber comparar modelos hidrodinâmicos simplificados e completos para saber quando existe a necessidade de aplicação de um modelo completo e quando pode ser aplicado um modelo simplificado, uma vez que esses modelos apresentam vantagens inegáveis de rapidez de resposta e facilidade de utilização. Uma boa idéia básica da importância de cada termo da equação dinâmica é saber o peso de cada um desses termos, como observado anteriormente na **Tabela 2.3** e na **Tabela 2.4**.

De uma maneira geral os modelos simplificados não produzem resultados tão precisos quanto os modelos completos. Apenas em situações específicas, em que a importância de algum termo da equação dinâmica é desprezível, os modelos simplificados podem fornecer bons resultados para situações.

Como dito anteriormente existem basicamente dois tipos de modelos simplificados, os que desprezam os termos de inércia da equação dinâmica, chamados modelos de analogia à difusão, e os que desprezam os termos de inércia e de pressão da equação dinâmica, chamados modelos de onda cinemática.

Usar um modelo de analogia à difusão, ou seja, desprezar os termos de inércia da equação dinâmica significa considerar o escoamento uniforme, mas admitir a influência do termo de pressão no escoamento. Isso permite admitir que possam ocorrer duas vazões diferentes para um mesmo nível d'água. Se um rio a ser modelado tem uma declividade acentuada e seu fluxo é principalmente influenciado pela rugosidade da cama, é aceitável desprezar os termos de inércia da equação dinâmica (CUNGE, 1980).

O modelo de analogia a difusão pode ser usado em rios que sofrem efeitos de jusante e a velocidade não tem gradientes significativos (TUCCI, 2005).

Ponce *et al.* (1978) apresenta um critério de validade para o modelo de analogia a difusão a partir de uma solução linearizada das equações. Por esse critério o uso de um modelo de analogia a difusão é válido quando:

$$TS_0\sqrt{\frac{g}{h_0}} \geq 30 \quad (2-79)$$

Onde:

T - é o período da onda de cheia a ser modelada;

S_0 - é a declividade do canal;

h_0 - é a profundidade para escoamento uniforme.

Usar um modelo de onda cinemática, ou seja, desprezar os termos de inércia e de pressão da equação dinâmica significa considerar que os efeitos dinâmicos das

variações de níveis d'água e de velocidades de corrente são desprezíveis no tempo e no espaço, o escoamento se aproxima, para efeitos dinâmicos, de um escoamento uniforme (SILVA *et al.*, 2007). Ao desconsiderar os termos de pressão e inércia o modelo apresenta algumas simplificações que restringem sua aplicabilidade. Pois, este tipo de modelo apenas considera os efeitos de montante, não podendo ser aplicado em regiões com influencia de jusante, como por exemplo, em rios que desembocam no oceano. Além disso, nestes modelos o abatimento de pico ocorre somente pelo efeito de armazenamento, sendo desprezados os efeitos dinâmicos (TUCCI, 2005).

O modelo de onda cinemática pode ser adotado para trechos longos de rios, quando os efeitos das irregularidades do leito no termo de pressão são bastante reduzidos (SILVA *et al.*, 2007).

Ponce *et al.* (1978) apresenta um critério de validade para o modelo de onda cinemática a partir de uma solução linearizada das equações. Por esse critério o uso de um modelo de onda cinemática é válido quando:

$$F_{ro} T S_0 \sqrt{\frac{g}{h_0}} \geq 171 \quad (2-80)$$

Onde:

T - é o período da onda de cheia a ser modelada;

S_0 - é a declividade do canal;

h_0 - é a profundidade para escoamento uniforme;

F_{ro} - é o número de Froude.

Outro critério para o uso de um modelo de onda cinemática é apresentado por Woolhiser *et al.* (1967), utilizando formas adimensionais das equações da onda. Por esse critério o uso de um modelo de onda cinemática é válido quando:

$$\frac{S_0 L_0}{F_{ro}^2 h_0} > 20 \quad (2-81)$$

Onde:

S_0 - é a declividade do canal;

L_0 - é o comprimento do canal;

h_0 - é a profundidade para escoamento uniforme;

F_{ro} - é o número de Froude.

2.8.3. Modelos com escoamento 1D ou modelos com escoamento em mais de uma direção

Modelos 1D são modelos com escoamento confinado em uma calha, com uma direção preferencial, modelados com as equações de Saint-Venant. Modelos com escoamento em mais de uma direção, que podem ser modelos Quasi-2D ou modelos 2D, não tem uma direção preferencial de escoamento (CUNGE, 1980).

Como destacado por Cunge (1980), sempre que o nível d'água extravasa a calha principal do rio e passa ocupar as planícies de inundação, passando a escoar segundo a topografia dessas, os modelos que permitem o escoamento em apenas uma direção passam a ser ineficientes em representar o escoamento. A partir dessa idéia podemos concluir que projetos de engenharia que tem como objetivo comportar a vazão de projeto dentro de uma calha projetada não precisa de modelos em mais de uma direção e dependendo dos requisitos de projeto podem até usar modelos mais simples, como observado nos itens **2.8.1** e **2.8.2**.

Cunge (1980) porem ressalta a restrição fundamental de um modelo 1D de é de simular uma onda de cheia que extravasa para as planícies marginais. Quando a onda de cheia passa pela calha ocorre à perda de água do canal principal para a planície de inundação, conforme observado na **Figura 2.15**, vista da calha perdendo água para a planície, e na **Figura 2.16**, vista do vale recebendo água da calha do rio.

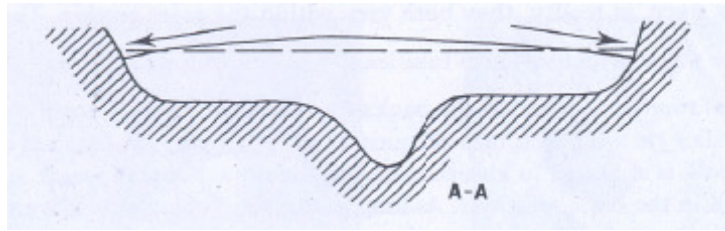


Figura 2.15 – Elevação do escoamento em um canal e perda água para a planície de inundação.

Fonte: CUNGE, 1980.

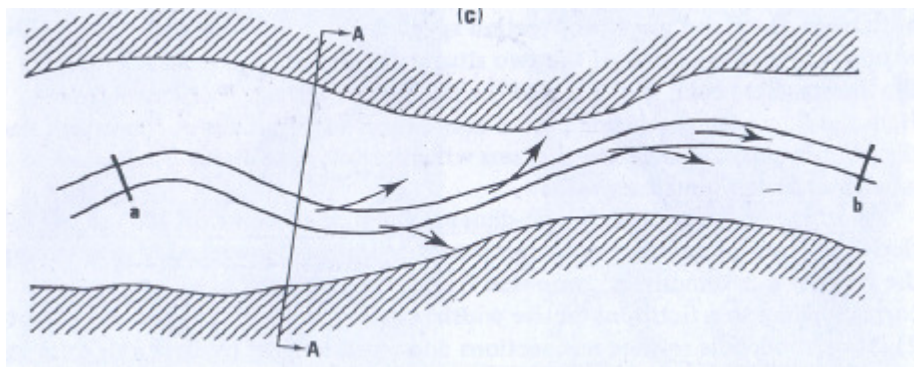


Figura 2.16 – Vista esquemática de um vale recebendo água de um canal, no momento de passagem de uma onda de cheia. Fonte: CUNGE, 1980.

Após a passagem da onda de cheia a água do vale retorna a calha principal do rio, como observado na **Figura 2.17**. Em um modelo 1D esse processo não é observado, já que o modelo 1D não enxerga a perda de água para a planície e considera os níveis d'água horizontais, como visto **Figura 2.18**.

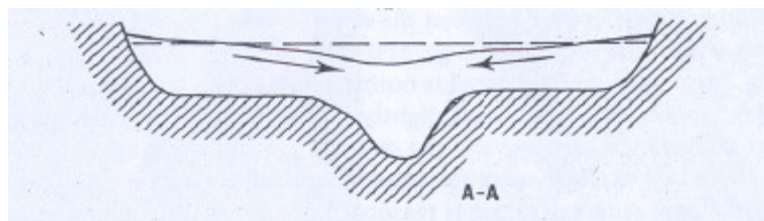


Figura 2.17 – Água da planície retornando a calha do rio. Fonte: CUNGE, 1980.

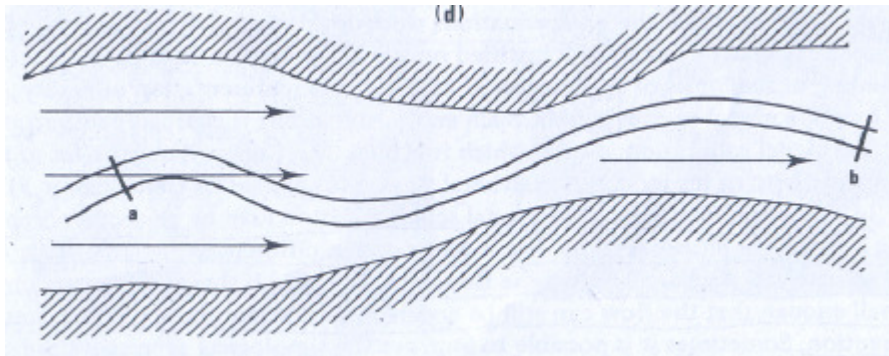


Figura 2.18 – Vista esquemática da onda de cheia em um modelo 1D. Fonte: CUNGE, 1980.

Parte da água que extravasa para a planície pode não retornar ao rio durante o evento de cheia simulado, ou mesmo se dirigir para outra bacia hidrográfica. Esse problema é facilmente percebido em bacias urbanas, onde uma vez fora da calha a água passa a escoar pelas ruas em caminhos extremamente particulares, definidos pela topografia urbana. A seqüência de imagens da **Figura 2.19** reproduz bem o comportamento que uma cheia em ambiente urbano pode adotar.

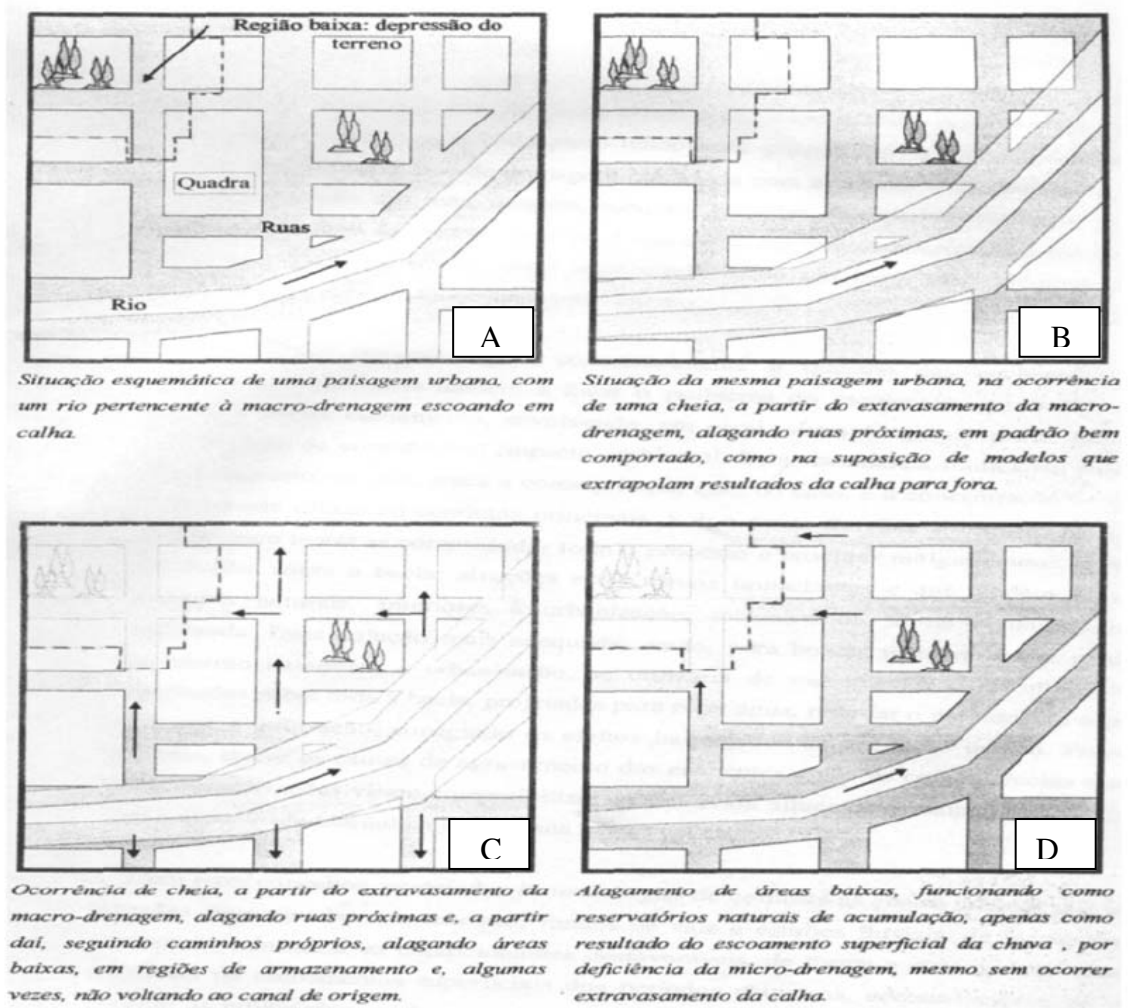


Figura 2.19 – Paisagem urbana sob enchentes. Fonte: MIGUEZ, 2001.

Nesse exemplo, um modelo 1D vai representar apenas a elevação do nível d'água e, a partir dessa elevação, é possível representar uma mancha de inundação parecida com a imagem “B” da **Figura 2.19**. A abordagem unidimensional não irá representar os escoamentos em diversas direções, conforme ilustrado nas imagens “C” e “D”. Um modelo com escoamento Quasi-2D pode representar as características do ambiente urbano de maneira extremamente precisa.

Uma discussão interessante sobre o uso de modelos unidimensionais é apresentada por Charteris (2001) que cita algumas desvantagens e considerações da modelagem 1D conforme apresentado a seguir:

- Pré-definição do Caminho do Escoamento – O arranjo de um modelo 1D é tipicamente desenhado com redes e canais representando os possíveis caminhos

do escoamento, nos quais são definidos as possíveis seções transversais que definem as características da calha. Assim em um modelo 1D, o modelador deve representar todos os possíveis caminhos do escoamento com a devida precisão. Se um possível caminho do escoamento é omitido ou inadequadamente definido, o nível d'água calculado pelo modelo pode estar incorreto porque muita água foi forçada a escoar dentro de uma calha em vez de extravasar para outro caminho.

- Declividade Transversal da Linha d'Água - Em um modelo 1D, o somatório da quantidade de movimento é realizado em apenas uma direção, ao longo da calha. Por definição, não é calculada a conservação de movimento na curva do rio, uma vez que em um modelo 1D a velocidade é representada como sendo a velocidade média na seção transversal de escoamento. Outras perdas "de carga" são normalmente aplicadas para contabilizar as perdas de carga na curva, mas a superfície da água em toda a seção é assumida constante. Isso pode levar a problemas quando a inclinação transversal da água é relativamente grande, e níveis de água na parte externa da curva são significativamente maiores do que no interior.
- Padrões de escoamento 2D complexos – Modelos Quasi-2D podem ser satisfatoriamente bem sucedidos utilizando uma rede de ligações 1D modelos, no entanto, em algumas situações 2D é complexa a pré-definição dos caminhos do escoamento e a dificuldade inerente em representar a velocidade do escoamento como uma velocidade média na seção transversal pode limitar severamente a aplicação de modelos 1D.
- Lamina d'água muito amplas na várzea - Se a várzea é ampla e plana, um modelo 1D, ou Quasi-2D, irá distribuir a água por toda a largura da seção transversal instantaneamente, porque o modelo 1D assume que o nível da água é constante em toda a seção transversal. No caso de um modelo Quasi-2D a água vai ser distribuída instantaneamente por toda a célula. O efeito das características de resistência ao fluxo (por exemplo, o coeficiente de Manning) sobre esta lamina d'água será completamente diferente da situação real, onde a água da enchente se propaga através de diferentes rumos na várzea.

- Cálculos de Segurança e Risco - Muitas vezes o administrador de várzea está interessado em considerações sobre segurança/risco de regiões de interesse onde a necessidade de identificação da profundidade e/ou velocidade do escoamento da água é necessária para fornecer subsídios para a avaliação de, digamos rotas de evacuação. A seção transversal média de fluxo e a velocidade de um modelo 1D são utilizadas no cálculo desses riscos. A velocidade média na seção transversal, calculada como a fluxo dividida pela área transversal, poderá subestimar ou superestimar as velocidades em diferentes regiões do escoamento.
- Mapas de Inundação – O mapeamento da extensão e profundidade de manchas de inundação derivado de modelos 1D, requer interpretação extensiva pelo modelador.

2.8.4. Modelos Quasi-2D ou Modelos 2D

Como ressaltado anteriormente nem, todas as situações que necessitam de um modelo que represente o escoamento em duas dimensões necessitam realmente da solução das equações de escoamento no plano XY. Geralmente é possível fazer uma boa representação da realidade, utilizando as equações do escoamento em uma direção e representando o escoamento bidimensional através de uma série de ligações em rede, que são os modelos Quasi-2D. Em alguns casos a representação de uma região através de um modelo Quasi-2D é mais compatível com a realidade física do que a representação em um modelo 2D. Isso devido à facilidade de representar a topografia nos modelos Quasi-2D, onde estradas cortando planícies ou muretas nas margens de rios são representadas como vertedouros e cada quarteirão é representado como uma célula.

A utilização de modelos Quasi-2D vem sendo aplicada com êxito em estudos e projetos de engenharia. Cunge (1980) aplica a metodologia de um modelo Quasi-2D com sucesso no delta do rio Mekong.

Mais recentemente temos o exemplo de Syme (2004) que aplica diferentes processos de modelagem para simular o risco de inundação em diferentes trechos do rio Tamisa em Londres e acha um resultado compatível entre a modelagem 2D e a modelagem Quasi-2D. Huang (2007) utiliza um modelo Quasi-2D para representar o rompimento de um dique no rio Elbe, na Alemanha. Lindenschmidt (2008) usa com sucesso um modelo

Quasi-2D para representar a dinâmica da cheia nas planícies inundações do rio Saale na Alemanha, em um estudo de transporte de sedimentos.

No Brasil, Miguez (1994) usa um modelo Quasi-2D, o Modelo de Células de Escoamento (ModCel), para representar com sucesso o alagamento das grandes planícies do Pantanal Mato-Grossense. Posteriormente, o Modelo de Células de Escoamento é adaptado para uma bacia urbana, e usado com sucesso na bacia do Canal do Mangue, no Rio de Janeiro (MIGUEZ, 2001). O mesmo modelo Quasi-2D é usado com sucesso em outras aplicações.

2.8.5. Diretrizes para Escolha do Processo de Modelagem

Segundo o US Army Corps Engineers (1993), a escolha do processo de modelagem adotado para um estudo hidráulico deve se basear em vários fatores, incluindo:

- O objetivo principal do estudo: O processo de modelagem escolhido deve refletir as exigências e objetivos do estudo. A escolha do tipo do processo de modelagem necessário para atender os objetivos do estudo pode não ser evidente enquanto o modelador não possui experiência nos problemas e/ou fenômenos que serão modelados e tem uma visão geral das possíveis soluções a serem implantadas.
- O nível de detalhamento necessário: O nível de detalhamento do estudo se relaciona profundamente com o tipo de modelagem que deve ser usado no estudo. Estudos mais abrangentes e com um menor grau de detalhamento, como um estudo de viabilidade, aceitam modelos mais simplificados. Estudos mais detalhados requerem modelos mais precisos, logo não muito simplificados.
- Como se pode classificar o escoamento estudado: a classificação do tipo de escoamento estudado tem uma grande importância para o tipo de modelo a ser aplicado. Para o estudo de um rio no período de estiagem, quando às vezes o escoamento pode ser classificado como permanente, um modelo de escoamento permanente pode ser suficiente, enquanto o estudo da passagem de uma onda de cheia, um escoamento não permanente, geralmente requer um modelo hidrodinâmico.

- A disponibilidade dos dados necessários: A quantidade e o tipo dos dados disponíveis também desempenham um papel importante na seleção do modelo. Modelos de escoamento permanente podem ser calibrados apenas com marcas dos níveis d'água máximos, enquanto modelos hidrodinâmicos e modelos Quasi-2D algumas vezes exigem os dados de um hidrograma inteiro para a calibração, além de mais experiência do modelador.

A necessidade de modelos mais complexos muitas vezes ocorre em situações em que falta dados para a calibração destes. Embora o nível de confiabilidade possa sofrer com a pouca ou nenhuma calibragem, um modelador experiente e com um conhecimento profundo da física do fenômeno de interesse é capaz de avaliar as mudanças e/ou diferenças entre os cenários estudados com o modelo, mesmo sem uma precisão absoluta dos resultados. Se essa precisão é fundamental no estudo, é necessário organizar um processo de coleta de dados paralelo ao processo de modelagem.

Outra consideração importante é a precisão dos dados disponíveis. A precisão dos dados disponíveis influencia diretamente na precisão da modelagem. Segundo o US Army Corps Engineers (1993) a melhor prova da precisão dos resultados encontrados é a habilidade e experiência do engenheiro hidráulico (ou seja, o modelador) em realizar a análise.

- A disponibilidade de tempo e recursos disponíveis para o projeto: processos de modelagem mais complexos geralmente apresentam resultados mais precisos, mas necessitam de mais tempo e geralmente também mais dinheiro para serem elaborados. Assim a escolha do processo de modelagem deve considerar o tempo e recursos disponíveis para o estudo.

3. A Bacia do Rio Iguaçu/Sarapuí – Estudos Anteriores

Esse capítulo inicia-se apresentando uma breve descrição da bacia hidrográfica do rio Iguaçu – Sarapuí, onde foram implementadas as diferentes abordagens de modelagem de escoamento em rios comparadas na presente dissertação.

Nesse capítulo também é apresentado alguns dos principais estudos anteriormente elaborados para a bacia em questão e as respectivas abordagens de modelagens do escoamento dos rios para a comparação com as novas abordagens adotadas.

3.1. A Bacia do Rio Iguaçu/Sarapuí na Baixada Fluminense

3.1.1. Localização e Alguns Aspectos Físicos

A bacia do rio Iguaçu-Sarapuí se localiza na região metropolitana do estado do Rio de Janeiro, como observado na **Figura 3.1**.

A bacia do Iguaçu-Sarapuí drena uma área total de 727 km², dos quais 168 km² pertencem a sub-bacia do rio Sarapuí. Limita-se ao norte com a bacia do rio Paraíba do Sul ao sul com a bacia dos rios Pavuna/Meriti, a leste com a bacia dos rios Saracuruna e Inhomirim/Estrela, e a oeste com a bacia do rio Guandu e outros afluentes da baía de Sepetiba.

O rio Iguaçu tem suas nascentes na Serra do Tinguá, em uma altitude média de 1000m, e desenvolve-se para sudeste ate desaguar na Baía de Guanabara, percorrendo uma extensão total de 43 km. Seus principais afluentes são os rios: Tinguá, Pati e Capivari pela margem esquerda e Botas e Sarapuí pela direita.

O rio Sarapuí passou a integrar a bacia do rio Iguaçu no inicio do século XX, quando, por inicio das obras de saneamento os trechos inferiores dos rios Iguaçu e Sarapuí foram retificados e o rio Sarapuí passou a desaguar no rio Iguaçu a cerca de 1 km de sua foz na Baía de Guanabara.



Figura 3.1 – Localização da bacia do rio Iguazu-Sarapuí.

A fisiografia da bacia Iguaçu-Sarapuí é caracterizada principalmente por duas unidades de relevo: a Serra do Mar e a Baixada Fluminense, gerando um desnível de cerca de 1600m do ponto mais alto da serra (o pico do Tinguá) até a planície. O clima da bacia é quente e úmido com estação chuvosa no verão. A bacia tem uma temperatura média anual de 22°C e uma precipitação média anual de 1700mm.

A bacia do rio Iguaçu-Sarapuí esta localizada na região metropolitana do Rio de Janeiro e abriga por completo os municípios de Belford Roxo e Mesquita e parte dos municípios do Rio de Janeiro (abrangendo os bairros de Bangu, Padre Miguel e Senador Câmara), de Nilópolis, São João de Meriti, Nova Iguaçu e Duque de Caxias. A população desses municípios, segundo o Censo 2000 do IBGE, totaliza 8.591.621 habitantes.

No norte da bacia, nos municípios de Duque de Caxias e Nova Iguaçu, esta localizada a Reserva Biológica do Tinguá, região com cobertura florestal. A região de baixada mais ao sul da bacia é altamente urbanizada e onde vivem cerca de 1,4 milhões de pessoas.

3.1.2. Breve Histórico de Intervenções

Nos últimos dois séculos a região da bacia do rio Iguaçu-Sarapuí tem sido objetivo de inúmeras intervenções e estudos que tem como objetivo a melhoria dos sistemas de drenagem e saneamento. A seguir é apresentado um breve histórico dessas intervenções, extraído de Carneiro (2008), Souza (2006) e do relatório final do Projeto Iguaçu (COPPE, 1996):

- 1833 – Criação do Município de Nova Iguaçu
- 1844 – Primeiras obras de drenagem e dragagem dos rios da baixada, segundo Elmo Amador.
- 1854 – Construção do eixo ferroviário (decadência dos portos) – Impactou nos corpos hídricos e na qualidade do ambiente urbano da região, pois seccionaram rios, como o Rio Botas, e houve construções demasiadas de pontilhões e bueiros, além de seções insuficientes para vazão das águas.

- 1888 – Estabelecido um contrato entre o governo, o Engenheiro João Teixeira Soares e o Dr. Joaquim Pereira dos Santos, através da Lei 3.060 de 17 de Dezembro, a fim de que ocorressem a drenagem de terras, dragagem de rios, retificação, escavação e preparação dos leitos dos rios principais e afluentes com vista à franca navegação.
- 1894 – O Decreto 128, de 10 de Outubro, cria a Comissão de Estudo e Saneamento da Baixada Fluminense, chefiada pelo engenheiro Teixeira Soares.
- 1897 – Houve algumas iniciativas de limpeza dos rios por parte do governo.
- 1902 – Extinção da Comissão de Estudo e Saneamento da Baixada Fluminense.
- 1909 – Criação da Comissão Federal de Saneamento da Baixada Fluminense, através do Decreto 2.221, sob chefia do Engenheiro Marcelino Ramos da Silva.
- 1916 – Extinção da Comissão Federal de Saneamento da Baixada Fluminense e destinação de todo acervo à Inspetoria Federal de Portos e Canais.
- Março de 1920 – Construção de uma nova Comissão para realização de estudo de saneamento da Baixada entre Manguinhos e Raiz da Serra.
- Dezembro de 1920 – Extinção da comissão
- Dezembro de 1920 – Autorização, pelo governo federal, para o Engenheiro Jeronymo Teixeira de Alencar Lima e para o Banco Português do Brasil, a concessão de serviços e prosseguimento das obras de saneamento da região ocidental da Baía de Guanabara.
- 1933 – Criação da Comissão de Saneamento da Baixada Fluminense, criada pelo governo federal – intervinham de forma a drenar as áreas alagadas, retificar e dragar os rios e canais, com objetivo de melhorar a ligação fluvial entre região e litoral.
- 1935 – Eletrificação do eixo ferroviário.

- 1936 – Transformação da Comissão de Saneamento da Baixada Fluminense em Departamento de Obras de Saneamento, em função do bom desenvolvimento de seus trabalhos.
- 1943 – Criação do município de Duque de Caxias.
- 1983 - 1986 – Elaboração do Plano Global de Saneamento da Baixada Fluminense (PEB).
- 1988 – Negociação emergencial com o Banco Mundial para o Projeto Reconstrução Rio – Previa a construção da barragem Gericinó, para redução de vazões do rio Sarapuí nos períodos de chuva; a dragagem dos rios Sarapuí, Pavuna-Meriti, Botas e Iguaçu; e pequenas intervenções em outros rios.
- Fevereiro de 1988 - Uma cheia excepcional deixou um rastro de destruição, mortes e doenças na Baixada Fluminense.
- 1994 – É montada uma equipe técnica, com apoio do BIRD e do PNUD, para elaborar o Plano Diretor Integrado de Controle de Inundações da bacia do rio Iguaçu-Sarapuí, conhecido como Projeto Iguaçu.
- 1996 – Finalização da obra de reconstrução do rio Brotas. Finalização do Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Iguaçu – Sarapuí.
- 2008 – Início da revisão do Projeto Iguaçu sob o título Projeto de Controle de Inundações e Recuperação Ambiental das Bacias dos rios Iguaçu/Botas e Sarapuí. Início das obras de saneamento e drenagem do Programa de Aceleração do Crescimento na Baixada Fluminense.

3.2. O Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Iguaçu-Sarapuí

O Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Iguaçu - Sarapuí: Ênfase no Controle de Inundações, conhecido como Projeto Iguaçu, foi iniciado em 1994 e concluído em 1996.

Seu início ocorreu após a constatação de que as obras do Programa Reconstrução-Rio⁴, apesar de bastante abrangentes, não foram suficientes para sanar completamente décadas de abandono e de urbanização caótica na bacia hidrográfica do Rio Iguaçu – Sarapuí. O Projeto Iguaçu tinha como objetivo, entre outras coisas, avaliar o impacto das obras do Programa Reconstrução-Rio, identificar as regiões mais suscetíveis as cheias dos rios da bacia, através da elaboração de mapas de inundação, e elencar um conjunto de intervenções harmônicas, de caráter estrutural (obras) e não-estrutural (planejamento do uso do solo e proposta de nova arquitetura institucional), buscando consolidar as obras desenvolvidas no Programa Reconstrução-Rio (COPPE, 1996).

A modelagem do escoamento nos principais rios da bacia teve como objetivo a confecção dos perfis de linha d'água máximos desses rios, gerando subsídios para elaboração de mapas de inundação e informações de níveis para elaboração de anteprojetos em seus principais afluentes, para que a partir destes, pode-se preparar, os Projetos Básicos necessários ao processo de licitação das obras.

Tendo esses objetivos, foram elaborados perfis de linha d'água dos rios Iguaçu, Sarapuí e Botas, considerados como espinha dorsal do sistema de drenagem da bacia. Esses rios foram analisados para condições de calha considerando a implantação das obras de dragagem do Reconstrução-Rio e admitindo a ocorrência da cheia com 20 anos de tempo de

⁴ Programa implementado pelo Governo do Estado, com financiamento do Banco Mundial (BIRD) e da Caixa Econômica Federal (Caixa), com o objetivo de resolver os problemas de inundações da Baixada Fluminense, conforme apresentado mais adiante.

recorrência. A metodologia empregada na obtenção desses perfis foi à seguinte (COPPE, 1996):

- Nos trechos inferiores dos rios Iguazu e Sarapuí, os estudos de perfis de linha d'água foram efetuados com o auxílio do modelo hidrodinâmico unidimensional IPH4, tendo em vista a influência das variações da maré sobre os níveis nesses trechos de rios.
- Os estudos de perfis de linha d'água, nos trechos intermediários dos rios Iguazu e Sarapuí e no trecho inferior do rio Botas foram feitas pelo método tradicional de cálculo de remanso, o "Standart Step Method", tendo em vista a influência da maré não significativa nesses trechos de rios.
- Nos trechos das cabeceiras dos rios Iguazu, Sarapuí e Botas e nos afluentes desses rios, os níveis d'água associados com as vazões de cheia foram avaliados hidráulicamente por meio da expressão de Manning.

3.2.1. O Modelo Hidrodinâmico IPH4 do rio Iguazu- Escoamento Unidimensional

A modelagem do rio Iguazu foi realizada com o modelo IPH4, de formulação unidimensional desenvolvido por Carlos E. M. Tucci (1989).

O estudo de linha d'água nesse trecho, com extensão da ordem de 20 km, foi efetuado com o auxílio de um modelo hidrodinâmico, tendo em vista expressiva influência da variação da maré sobre os níveis no rio Iguazu.

Para simulação do comportamento hidráulico deste trecho inferior da bacia durante a cheia, foram adotadas as seguintes premissas:

- Como condições de contorno de montante, foi utilizado o hidrograma de cheia do rio Iguazu no trecho superior a confluência com o rio Botas.

- Como condição de contorno de jusante, foi adotado um cotograma de maré da Ilha Fiscal, escolhido dentre os típicos de períodos de sizígia. Adotou-se a hipótese de que os níveis na foz do rio Iguaçu acompanham os níveis observados no marégrafo da Ilha Fiscal.
- Os afluentes principais dos rios Iguaçu foram considerados como “contribuições laterais”, distribuindo as vazões dos hidrogramas de cheia ao longo dos trechos subsequentes às confluências dos rios.
- Foram utilizadas 46 seções transversais no rio Iguaçu no cálculo, representativas da situação de dragagem apresentada no Projeto Iguaçu original.
- A resistência ao escoamento foi computada através da expressão de Manning atribuindo-se para o coeficiente de rugosidade “ η ” o valor de 0,030.
- O intervalo de calculo utilizado foi de 10 minutos.
- O período de análise do modelo foi de 35 horas, pouco mais do que duas vezes o tempo de concentração do rio Iguaçu.

O perfil calculado pelo modelo pode ser observado no gráfico da **Figura 3.2**.

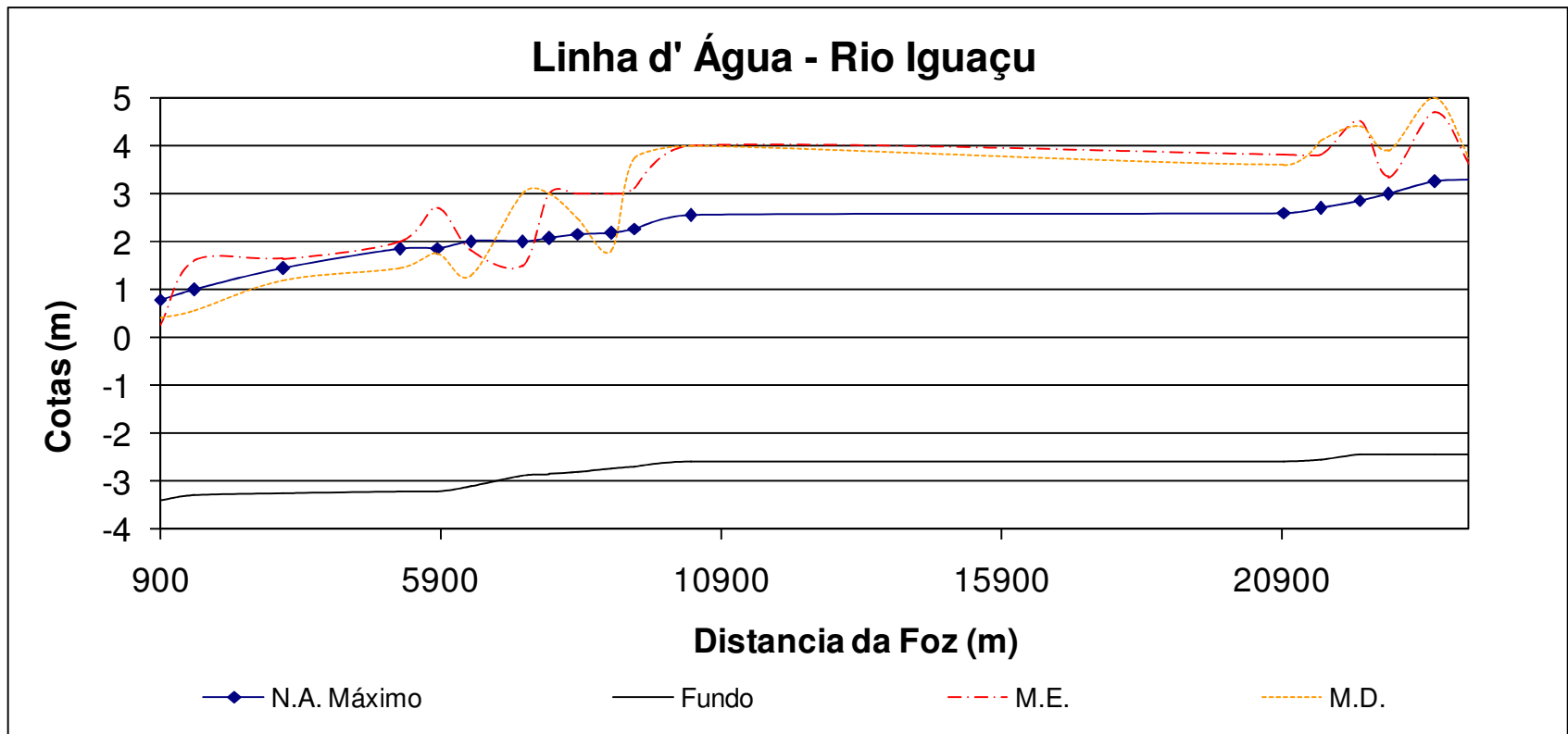


Figura 3.2 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, TR20 anos.

3.2.2. O Modelo de Escoamento Permanente do rio Botas - Escoamento Unidimensional

O Projeto Iguaçu original teve a sua avaliação hidráulica do rio Botas foi feita pelo método tradicional de cálculo de remanso, o “Standart Step Method”, que baseado no princípio de conservação de energia, determinando às curvas de remanso, a partir de níveis pré-fixados a jusante para uma vazão decorrente de uma chuva com tempo de recorrência de 20 anos.

Para obtenção do NA inicial de cálculo de remanso para estes trechos, calculou-se a média dos três valores horários máximos extraídos do modelo hidrodinâmico do rio Iguaçu na seção correspondente a foz do rio Botas no rio Iguaçu.

A partir do conhecimento da cota de restrição definida na foz do rio Botas, foi determinado o limite inicial da integração do perfil de remanso, utilizando a vazão de projeto e procedendo cálculo de jusante para montante. Considerando o caráter geral da modelagem do rio Botas no Projeto Iguaçu, cujo objetivo era definir áreas de alagamento, apresentar cotas de proteção, avaliar a capacidade da calha do rio e definir cotas máximas para os estudos de anteprojetos nos seus principais afluentes, as simplificações necessárias para o estudo de cálculo de remanso foram consideradas aceitáveis.

O perfil calculado pelo modelo pode ser observado no gráfico da **Figura 3.3**.

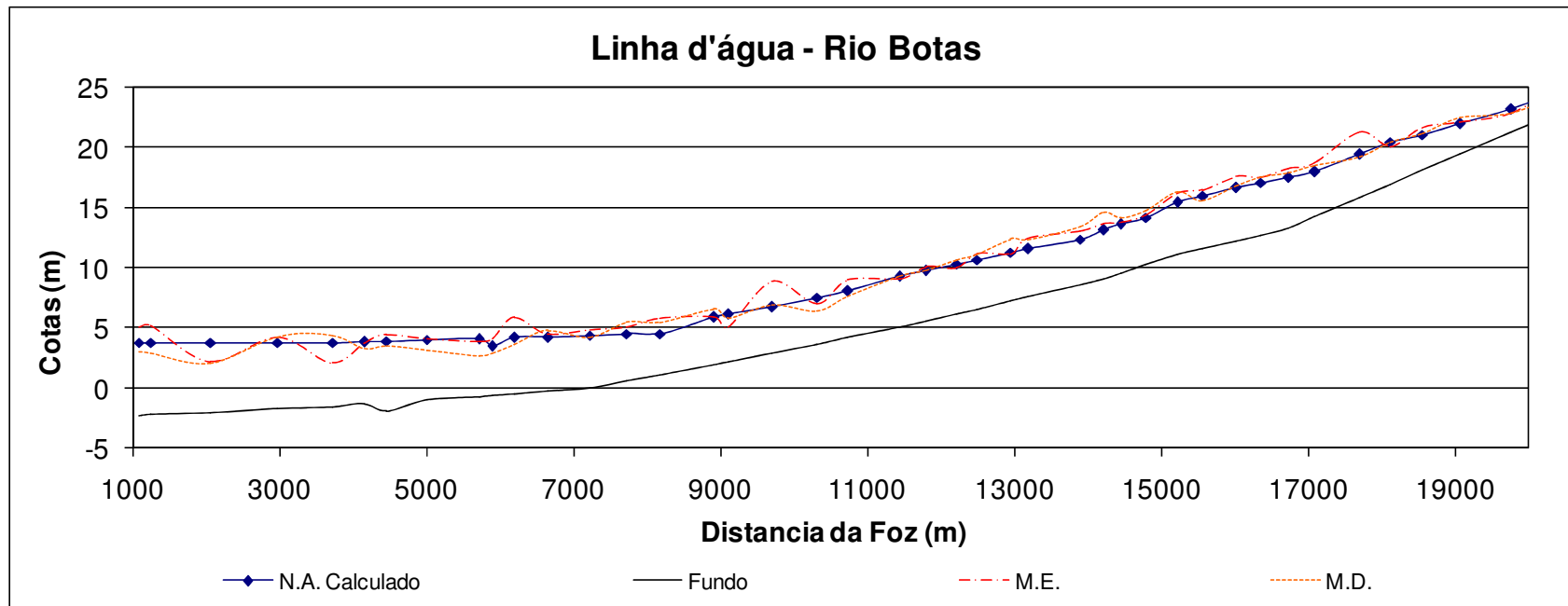


Figura 3.3 – Perfil longitudinal do rio Botas, TR20 anos.

3.3. O Modelo de Células de Escoamento do Rio Sarapuí

Em 2003, com o objetivo de modelar o funcionamento do reservatório pulmão do polder Alberto de Oliveira, localizado na margem direita do rio Sarapuí, em ponto próximo à sua confluência com o rio Iguaçu, pouco à montante do seu deságüe na baía de Guanabara, foi realizado um estudo do escoamento do rio Sarapuí pela UFRJ (2003).

Para esse modelo o trecho do rio Sarapuí, suas planícies marginais, seus polders e canais auxiliares foram discretizados em um esquema Quasi-2D, com o uso do Modelo de Células de Escoamento (ModCel), contabilizando 81 células de canal, 50 células representando o rio Sarapuí e 31 representando os canais auxiliares dos polders, e cerca de 220 células de planície e/ou reservatório representando as planícies marginais e os polders. Nesse modelo os principais rios afluentes do rio Sarapuí entram como condição de contorno de vazão, conforme o esquema da **Figura 3.5**.

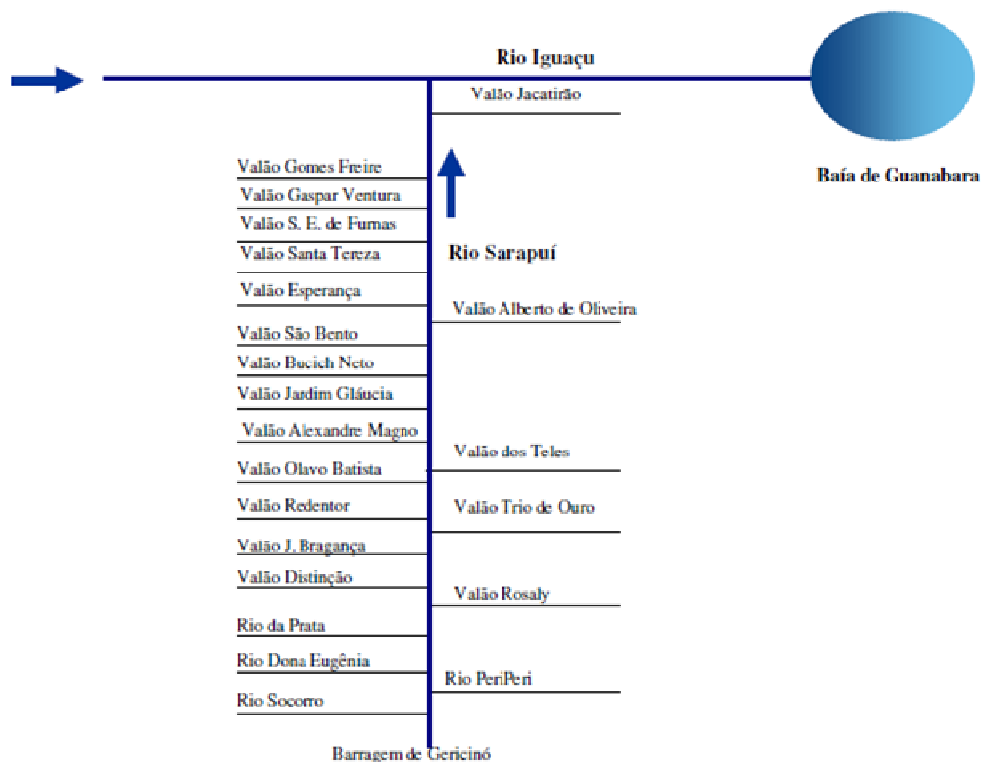


Figura 3.4- Esquema Topológico com afluentes do rio Sarapuí. Fonte: UFRJ, 2002.

Esse estudo, chamado “Modelação matemática da bacia do polder Alberto de Oliveira, com a modelação parcial do rio Sarapuí ao longo da extensão do Canal Auxiliar” elaborou dois cenários com tempo de recorrência de 10 e 20 anos e gerou entre outras respostas hidrogramas ao longo do rio Sarapuí e perfis máximos de nível d’água para os tempos de recorrência estudados.

Posteriormente, dentro dos estudos de revisão do Projeto Iguaçu (COPPE, 2008) o modelo de células de escoamento do rio Sarapuí foi revisado, ampliando a discretização da bacia em células e gerando hidrogramas na foz do rio Sarapuí, para os tempos de recorrência de 20 e 50 anos, que serviram de condições de contorno de vazão para os futuros modelos de células do rio Iguaçu.

3.4. O Modelo de Células de Escoamento do Rio Iguaçu

Com o objetivo de avaliar os impactos provocados pela possibilidade de expansão da urbanização em direção ao interior da bacia hidrográfica do Rio Iguaçu, com a construção de eixos viários, e as possíveis alterações provocadas pela elevação do nível médio do mar, decorrentes de possíveis mudanças climáticas – conforme previsões do Painel Intergovernamental de Mudanças Climáticas (IPCC) – nas condições de drenagem da mesma bacia hidrográfica, Carneiro (2008) aplicou um modelo hidrodinâmico do trecho inferior do rio Iguaçu.

Para esse modelo o trecho inferior da bacia do rio Iguaçu e suas planícies marginais foram discretizados em um esquema Quasi-2D, com o uso do Modelo de Células de Escoamento (ModCel), compondo um total de 37 células de canal representativas dos cursos principais desse trecho da bacia, mais 135 células em seu entorno, representando a planície e o funcionamento aproximado de alguns reservatórios pulmão, como o Polder do Outeiro, totalizando 172 células. Nesse modelo os principais rios afluentes do rio Iguaçu entram como condição de contorno de vazão, conforme o esquema da **Figura 3.5**.

Em seu estudo, Carneiro (2008) revisou e atualizou as informações de uso e cobertura do solo e tipo de solos da bacia hidrográfica do rio Iguaçu. Esses dados atualizados geram subsídios para a elaboração dos valores de CN (Curve Number) necessários para o cálculo

das condições de contorno de vazões afluentes ao modelo. A maioria das condições de contorno de vazão calculada através do Sistema Hidro-Flu (Magalhães et al., 2005) a partir de uma chuva de projeto previamente estipulada. A única exceção é a condição de contorno que representa o rio Sarapuí, o hidrograma do rio Sarapuí foi calculado através do modelo de células apresentada na Revisão Projeto Iguazu (COPPE, 2008).

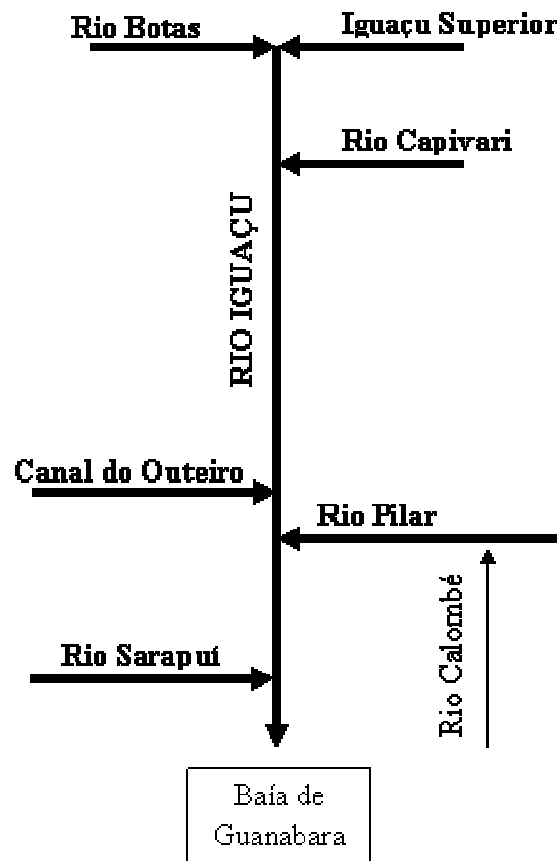


Figura 3.5- Esquema Topológico com afluentes do rio Iguazu

Com o modelo do rio Iguazu inferior pronto Carneiro (2008) apresentou o resultado de manchas de inundação para diferentes condições de uso dos solos. Na **Figura 3.6** pode ser observada a mancha de inundação da bacia do rio Iguazu inferior para uma chuva de projeto com tempo de recorrência de 20 anos em condições atuais de uso dos solos.

O perfil de linha d'água calculado por esse modelo para uma chuva com tempo de recorrência de 20 anos e considerando o uso do solo e as seções do projeto Iguazu antigo é apresentado na **Figura 3.7**.

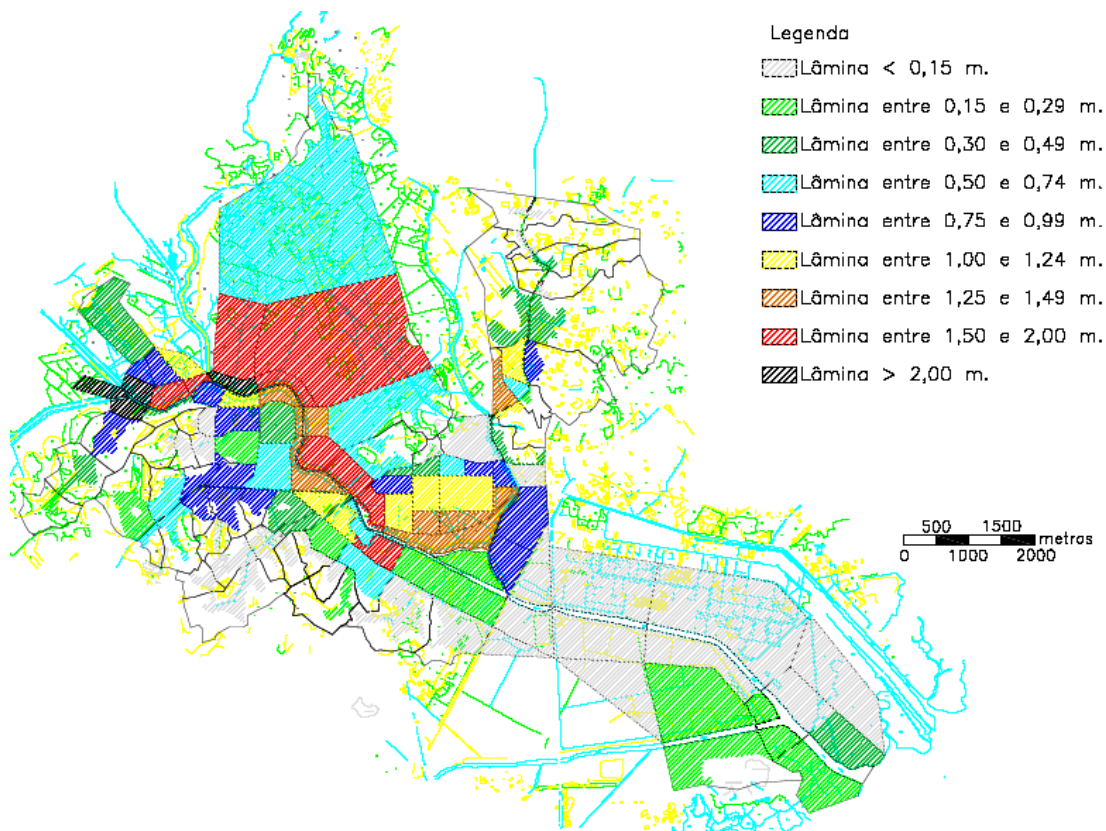


Figura 3.6- Mancha obtida para as condições atuais de urbanização da bacia do rio Iguazu inferior.
Fonte: Carneiro, 2008.

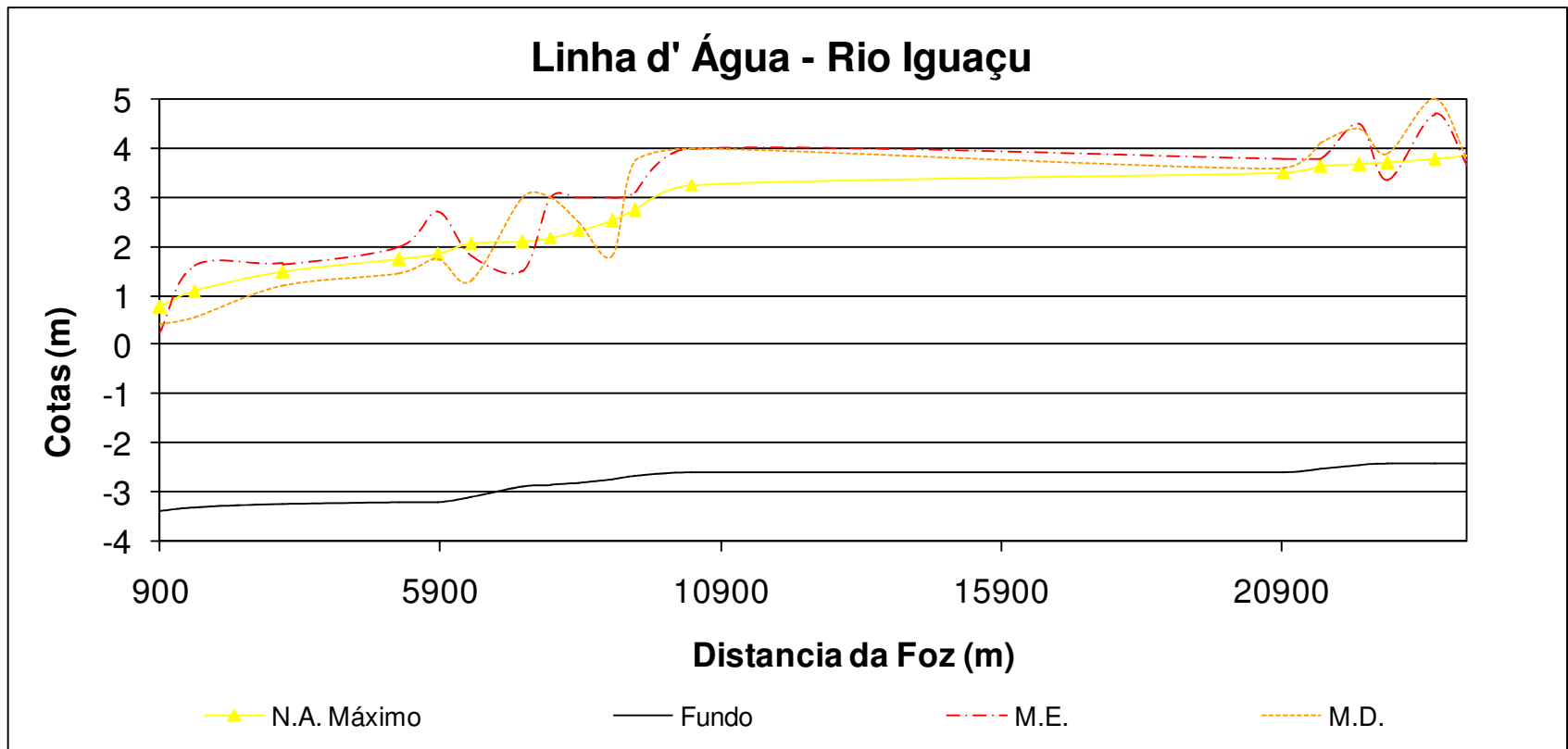


Figura 3.7 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, TR20 anos.

4. A Revisão do Projeto Iguaçu – Nova Abordagem

O presente capítulo apresenta as abordagens de modelação do escoamento dos rios Botas e Iguaçu concebidas para a revisão do Projeto Iguaçu.

No final de 2007 ocorreu o alagamento de diversas áreas urbanas na Baixada Fluminense, principalmente na bacia do rio Sarapuí, o que ressaltou a necessidade de novos estudos de atualização do Plano Diretor de Recursos Hídricos, Controle de Inundações e Recuperação Ambiental da Bacia dos rios Iguaçu- Sarapuí, na Baixada Fluminense. Essa necessidade levou no início de 2008 a, então, SERLA a assinar um contrato junto a Fundação COPPETEC visando à elaboração de uma revisão dos estudos do Projeto Iguaçu tendo em vista adaptar o projeto para as novas técnicas e ferramentas de drenagem urbana.

A revisão do Projeto Iguaçu, chamada “Plano Diretor de Recursos Hídricos, Controle de Inundações e Recuperação Ambiental as Bacia do Rio Iguaçu/Sarapuí”, tem como objetivo apresentar novas propostas de intervenções, estruturais e não estruturais, bem como revisar as apresentadas no projeto Iguaçu antigo.

No trabalho de revisão do Projeto Iguaçu, buscando uma representação mais próxima da realidade para a definição dos perfis de linha d’água e dos hidrogramas de vazão dos três principais rios da bacia (rio Iguaçu, o rio Sarapuí e o rio Botas), foi optado pela abordagem de um modelo de escoamento Quasi-2D, o Modelo de Células de Escoamento, ModCel.

A modelagem do rio Sarapuí foi iniciada em trabalho desenvolvido pela UFRJ em 2002, intitulado “Modelação Matemática da Bacia do Pôlder Alberto de Oliveira, com a Modelação Parcial do Rio Sarapuí ao longo da extensão do Canal Auxiliar”, onde parte da calha do rio Sarapuí foi descrita pelo modelo de células de escoamento. Para a revisão do projeto Iguaçu a modelagem do rio Sarapuí foi entendida até a barragem de laminação de cheias de Gericinó. O resultado dessa modelagem é apresentado no relatório com a análise do comportamento hidrológico e hidrodinâmico da bacia hidrográfica do rio Sarapuí (COPPE, 2008).

O trecho inferior do rio Iguaçu, considerado da confluência do rio Botas até a sua foz na Baía de Guanabara, juntamente com as suas planícies e polders, foi inicialmente modelado por Carneiro (2008), como apresentado no capítulo anterior.

4.1. O Modelo de Células do rio Botas em 1D

A modelagem do rio Botas teve uma característica mais interessante para a discussão na presente dissertação, pois essa modelagem foi realizada em duas etapas, na primeira foi desenvolvido o modelo de escoamento em linha, na qual apenas a calha do rio Botas foi discretizada em células e na segunda etapa foi acrescentado a discretização das planícies marginais de alagamento.

Os dois tipos de modelagem, em linha e em planície foram desenvolvidos dentro do âmbito do Projeto Iguaçu (COPPE, 2008 e COPPE, 2009).

Em ambos os processos de modelagem da bacia do rio Botas é considerada toda a influência produzida pela bacia do rio Iguaçu-Sarapuí de maneira igual. Isso ocorre porque o trecho inferior do rio Iguaçu foi modelado a partir do modelo elaborado por Carneiro (2008).

Na primeira etapa da modelagem do rio Botas, a condição de contorno de vazão que representa o rio Botas foi substituída por 42 células de canal, que representam a extensão do rio a ser modelada. Dessa maneira o rio Botas foi discretizado em linha, como um modelo de escoamento unidimensional sem permitir que a água extravase para as planícies de inundação.

Os principais cursos d'água contribuintes ao rio Botas passaram a ser considerados como condições de contorno de vazão. Para representar o aporte de água da chuva contribuinte ao rio Botas a partir das planícies de inundação, não representadas no modelo, foram acrescentadas mais sete condições de contorno incrementais.

O esquema da modelagem é apresentado na **Figura 4.1**.

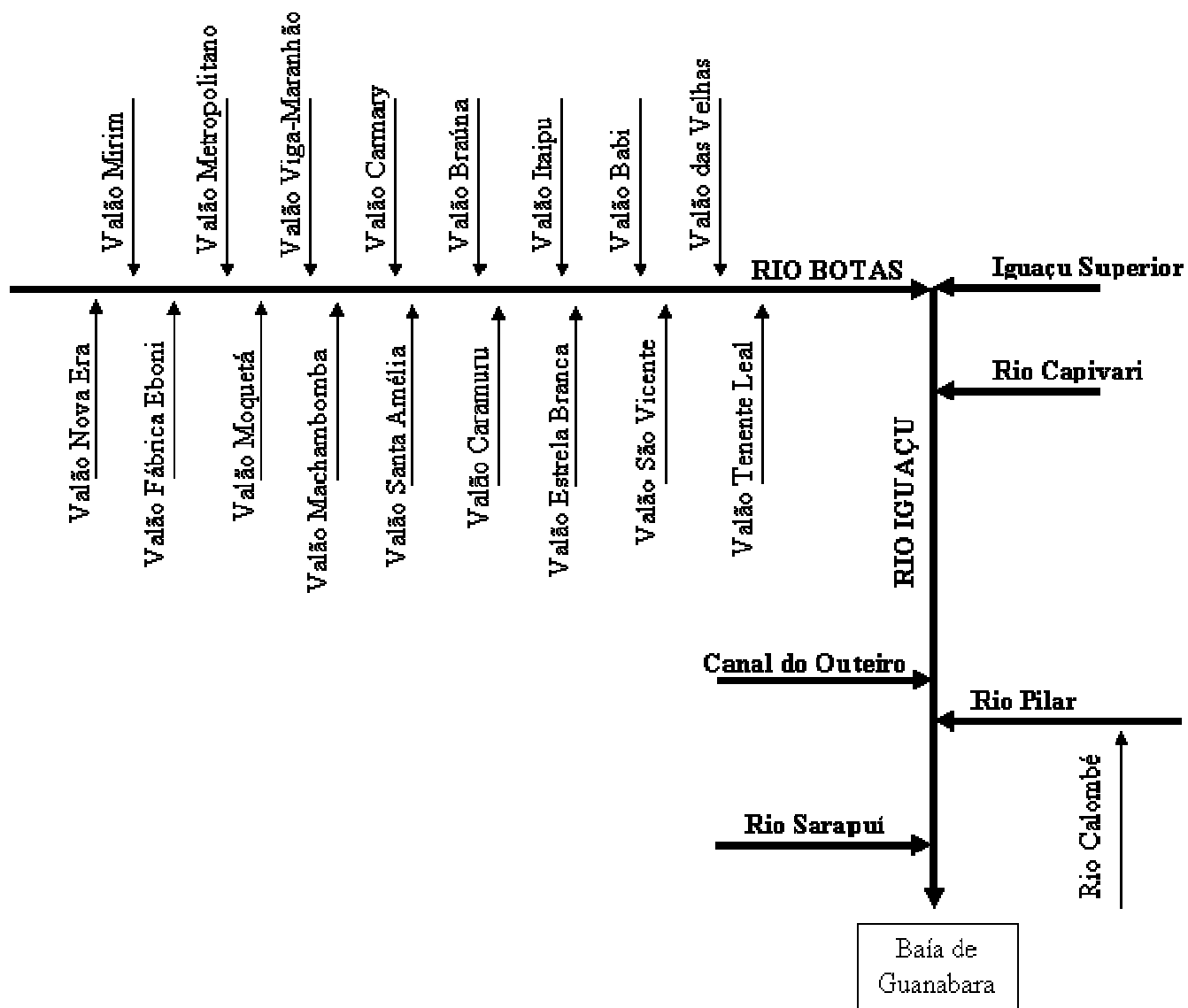


Figura 4.1 - Esquema Topológico com afluentes da bacia do rio Iguazu/Botas

4.1.1. Levantamento de Dados

Para a discretização da calha do rio botas e confecção dos arquivos de entrada de dados no modelo de células, são necessários dados topográficos, fisiográficos, hidrológicos e hidráulicos da bacia em estudo.

Os dados topográficos foram retirados de um conjunto de plantas na escala 1:10000 e 1:2000, confeccionados pela fundação CIDE em 1996, abrangendo todo o curso do rio Botas desde a cabeceira da bacia até sua foz no rio Iguaçu para compensar o descompasso temporal do levantamento foi utilizadas imagens do Google Earth. Também foram utilizados levantamentos topo-batimétricos de seções do rio Botas provenientes dos estudos do Laboratório de Hidrologia e Meio Ambiente da COPPE em novembro de 2007 para a 1ª Fase do Projeto de Controle de Inundações e Recuperação Ambiental das Bacias dos Rios Iguaçu/ Sarapuí e Botas.

As células do canal principal foram definidas de acordo com as seções do Projeto de Controle de Inundações e Recuperação Ambiental das Bacias dos rios Iguaçu, Botas e Sarapuí realizado pelo Laboratório de Hidrologia e Meio Ambiente da COPPE/UFRJ datados de novembro de 2007 para a 1ª Fase do Projeto de Controle de Inundações e Recuperação Ambiental das Bacias dos Rios Iguaçu/Botas e Sarapuí e já em implementação pelas obras do PAC – Plano de Aceleração do Crescimento. Tais seções de projeto são as mesmas definidas pelo Projeto Iguaçu original para o cálculo de sua linha d'água.

Foram considerados os estudos hidrológicos do Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Iguaçu-Sarapuí (COPPE, 1994) para a caracterização hidrológica da região.

4.1.2. Modelação Topográfica, Hidráulica e Topológica

A partir da conclusão do levantamento de dados, passa-se à tradução dos dados levantados para uma linguagem aceita pelo modelo matemático. Assim, foi realizada uma análise dos mapas em escala 1:2000 e 1:10000 disponíveis, de forma a se estudar a topografia da

região, caracterizando o padrão de comportamento do escoamento da cheia. A estratégia utilizada na divisão em células foi à seguinte:

- Analisar a bacia identificando os pontos notáveis: mudanças de declividade no perfil longitudinal do rio, mudança de largura do rio, entrada de grandes tributários, etc.;
- Cada uma destas singularidades recebeu um centro de célula;
- Após a fixação destes pontos notáveis, o resto dos centros de células situados ao longo da calha do rio Botas foram marcados, procurando manter um malha o mais uniforme possível e com centros de células espaçados aproximadamente a cada 500 metros;
- Cada sub-bacia de um afluente do rio Botas passou a ser considerado uma condição de contorno de vazão que entra no modelo.
- As planícies de inundação do rio não foram discretizadas em células; assim, para representar o escoamento afluente ao rio Botas, proveniente da chuva que cai sobre essas planícies, estas foram subdivididas em sete bacias incrementais cujas vazões entram no modelo como condições de contorno.

Nesta etapa, foi efetuado o levantamento das informações gerais necessárias para caracterização de cada célula de escoamento, tais como:

- Área das células;
- Cota do terreno;
- Número e tipos de ligações com células vizinhas;
- Distância entre as células;
- Demais parâmetros individuais de cada tipo de ligação entre as células, conforme a definição hidráulica dos mesmos.

O modelo de células do rio Botas/Iguaçu abrange o trecho que vai desde a confluência dos valões Cacuia e Palmares na cabeceira do rio Botas até o rio Iguaçu, prolongando-se para jusante ao longo desse último até a Baía de Guanabara, perfazendo um total de 79 células de canal, representativas dos cursos principais desses rios, mais 135 células no entorno do rio Iguaçu, representando as planícies marginais a esse rio, e o funcionamento aproximado de alguns reservatórios pulmão, como o Pôlder do Outeiro, totalizando 214 células.

Nas **Figura 4.2** é possível observar as células do modelo de células do rio Botas/Iguaçu, onde é visível que o rio Botas é discretizado com escoamento em uma dimensão. Na **Figura 4.3** é apresentado a topologia dos rios e canais do modelo em seu esquema de células e suas ligações.

Para discretizar apenas a calha do rio Botas as vazões dos seus afluentes foram consideradas no modelo como condições de contorno de vazão e calculadas com o auxílio do sistema HydroFlu. A **Figura 4.4** mostra a bacia do rio Botas marcada em vermelho e as bacias dos seus afluentes, que entram no modelo como condição de contorno de vazão marcadas em amarelo.

Para representar a contribuição da água precipitada sobre as planícies marginais ao rio Botas, que não estão consideradas nas bacias dos afluentes mostrados na **Figura 4.4**, foram consideradas sete condições de contorno de vazão, aqui chamadas de bacias incrementais. A **Figura 4.5** mostra as sete bacias incrementais consideradas.

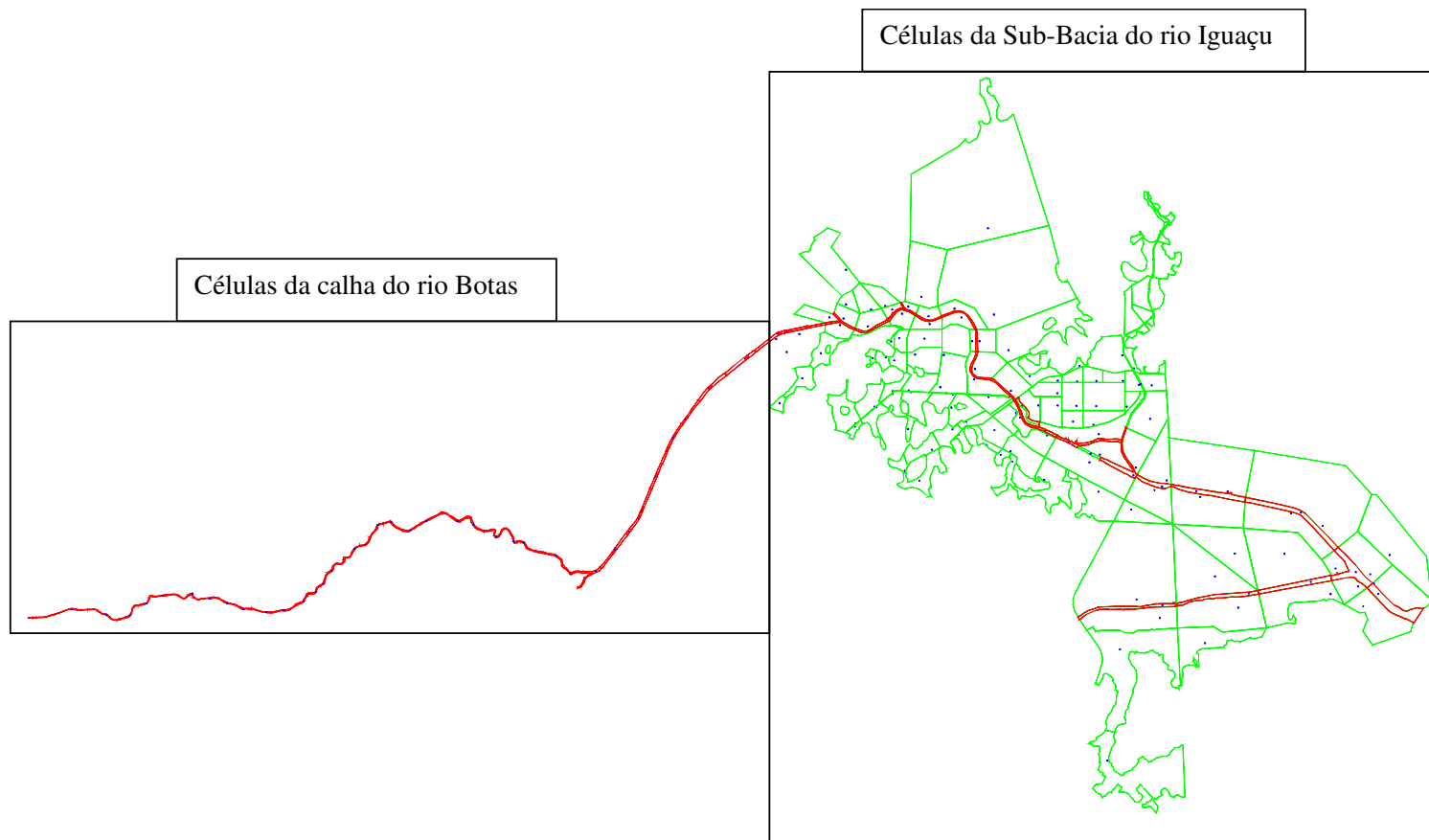


Figura 4.2 - Células do Modelo Hidráulico do rio Iguazu-Botas

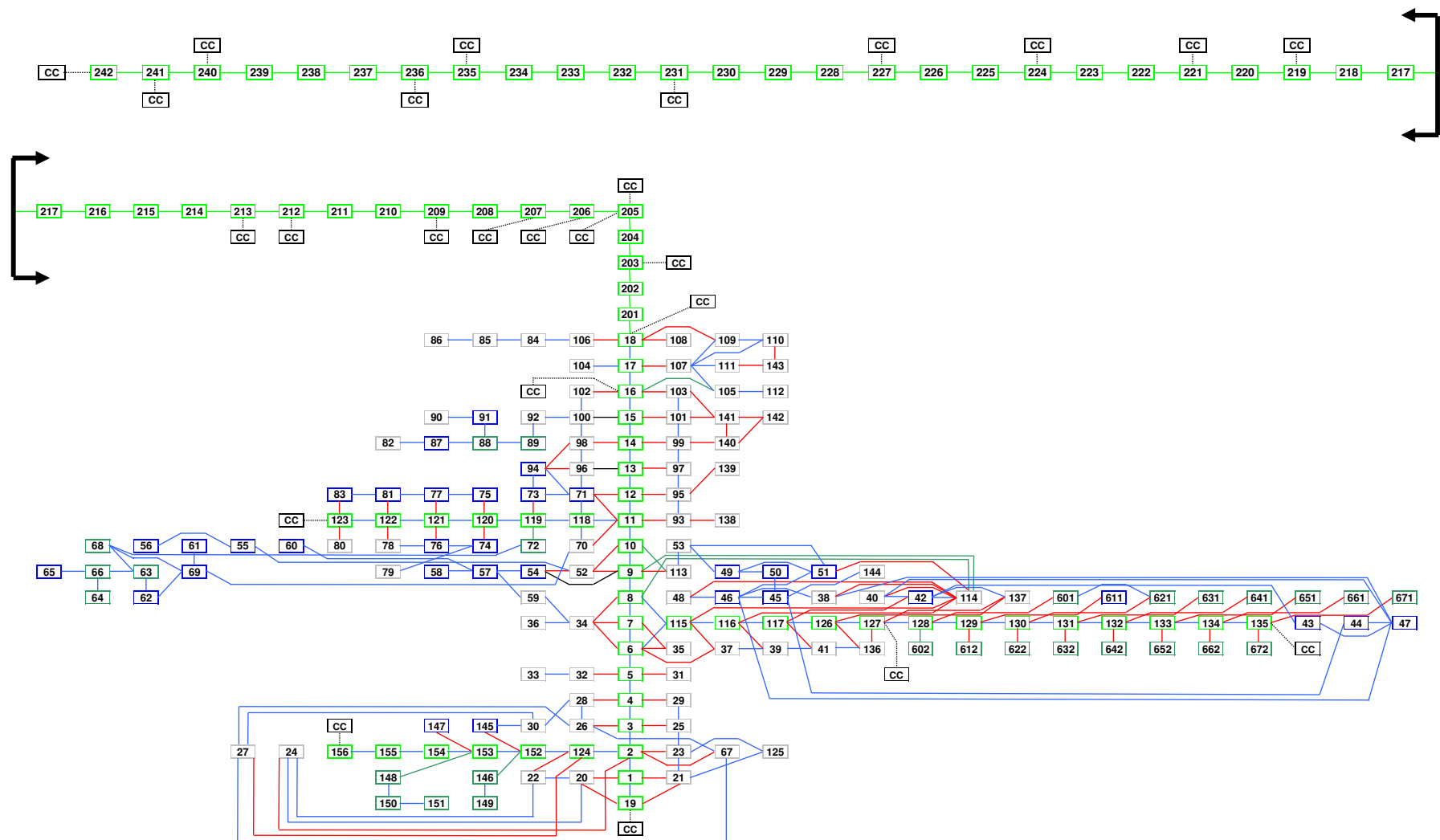


Figura 4.3 - Esquema de células considerado e suas ligações

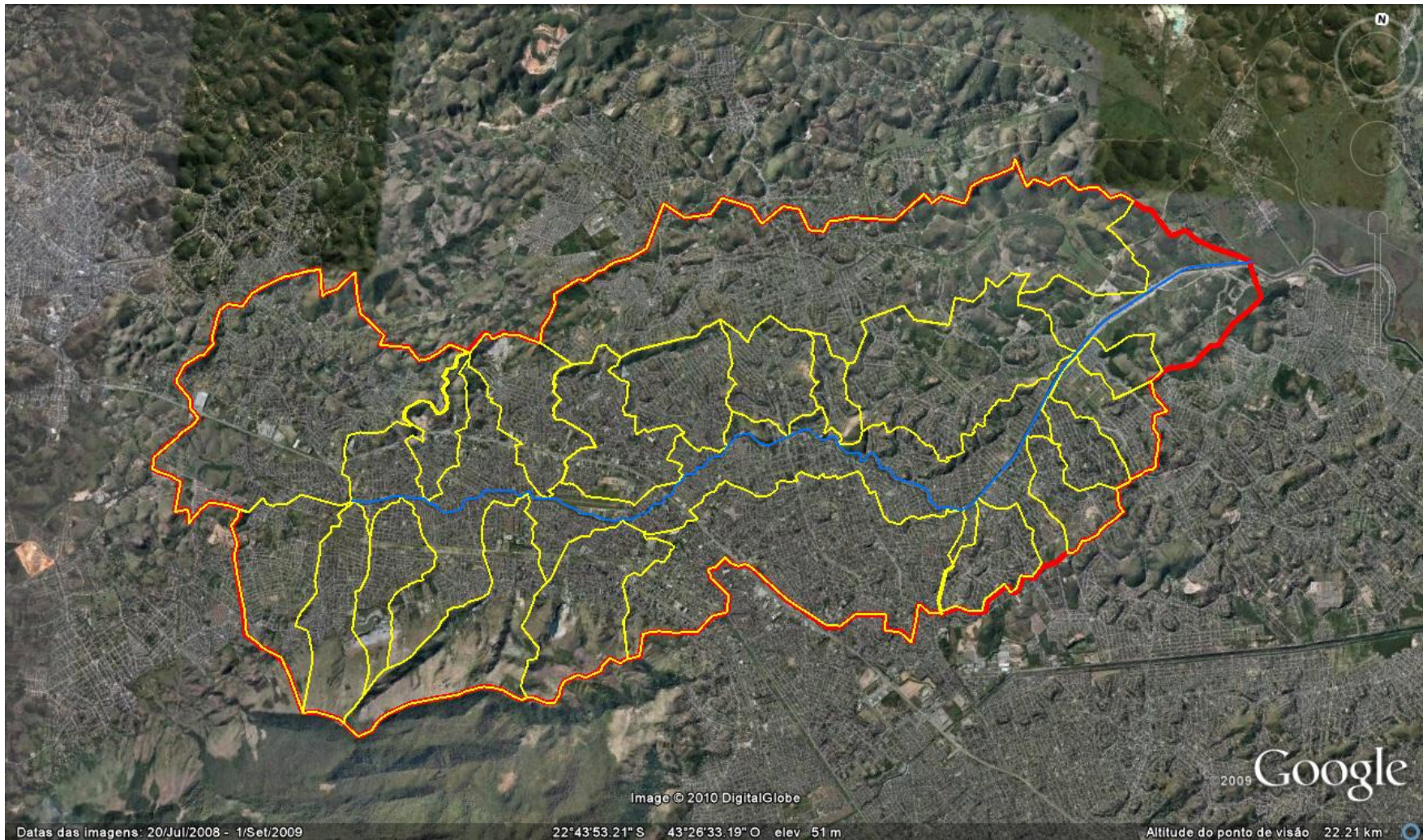


Figura 4.4 – Bacia do rio Botas marcada em vermelho e bacias dos seus afluentes marcadas em amarelo.

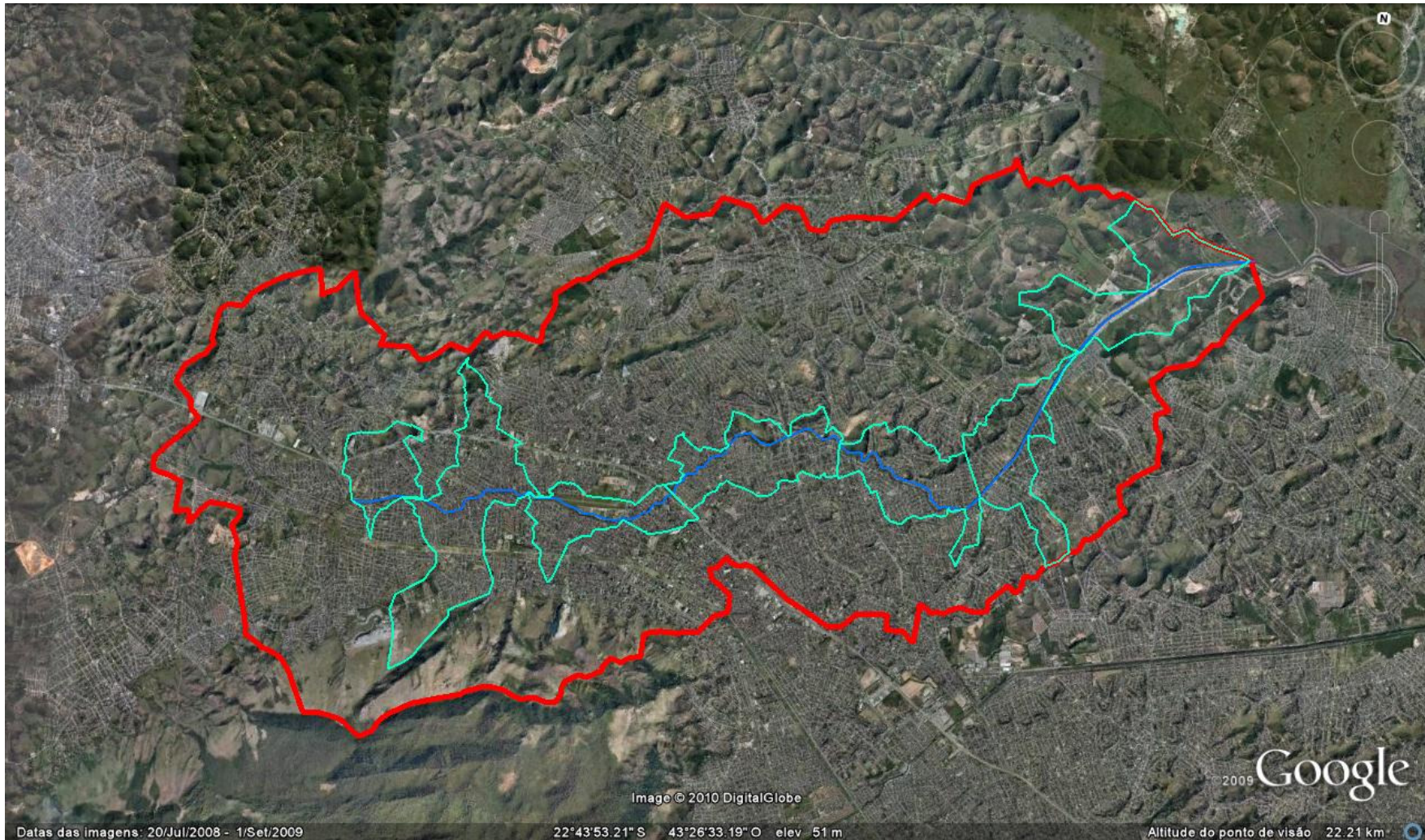


Figura 4.5 – Bacia do rio Botas Marcada em vermelho e bacias incrementais marcadas em verde.

4.1.3. Entrada de Dados

Para o Modelo de Células de Escoamento, quatro tipos de arquivos são necessários para o seu funcionamento, quais sejam:

Arquivo de Dados Iniciais, contendo as informações referentes ao arranjo geral das células e ao estado inicial de alagamento das células que compõem a bacia modelada:

- O arquivo de condições iniciais é fundamental pois apresenta a situação preliminar da bacia modelada antes de ocorrer à precipitação de projeto e antes da chegada da cheia. Desta forma, é possível delimitar quais as regiões da bacia iniciam o processo de simulação alagadas ou não, bastando, para isto, correlacionar a cada célula o seu respectivo nível d'água inicial no processo de simulação.

Arquivos de Características das Células, com os dados específicos de cada célula e de suas ligações com as células vizinhas:

- O arquivo da base de dados indica a discretização topográfica e hidráulica da bacia em estudo. Nele são dadas as informações específicas de cada uma das células que compõem a topologia e também os dados que permitem que cada célula se comunique com suas vizinhas.
- Após a delimitação da bacia em células passa a ser feito o levantamento dos dados necessários para permitir a comunicação entre uma célula e suas vizinhas. Existem informações gerais, necessárias para todas as células, e outras específicas, distintas para cada tipo de célula e cada tipo de ligação. Também é necessária a avaliação inicial dos valores dos diversos coeficientes que regem as ligações.

Arquivos de Precipitação, indicando a chuva que cai sobre cada célula da área modelada, dependendo da distribuição espacial da rede pluviométrica disponível. Os arquivos de precipitação são essenciais para a realização das simulações. A entrada de dados para este arquivo pode ser feita, basicamente, de duas formas :

- Através de uma 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 pertinente, adotada para as simulações desejadas.

Qualquer que seja o tipo de chuva adotado, medida ou projetada, a entrada de dados no arquivo é feita de forma idêntica, apresentando uma altura d'água, em mm, para cada intervalo de tempo da simulação.

Arquivos de Condições de Contorno, como função da rede hidrométrica disponível e dos limites físicos estabelecidos para o modelo. As condições de contorno são introduzidas no modelo matemático através de três formas distintas:

- a) Nível d'água dado em função do tempo – $Z(t)$: usualmente adotado para a informação dos efeitos de controle de jusante como a maré;
- b) Vazão dada em função do tempo – $Q(t)$: adotado para a informação da vazão de base de rios, de hidrogramas de cheias de afluentes junto aos corpos d'água principais e da vazão efluente de reservatórios de amortecimento;
- c) Uma dada relação entre vazão e nível d'água – $Q(Z)$: adotado para a inserção de uma curva-chave a qualquer ponto da bacia modelada.

Para este estudo foram utilizadas condições de contorno do tipo $Q(t)$, representando as vazões afluentes ao longo dos rios Botas e Iguaçu. Para a confecção destas condições, foram realizados estudos com o Sistema Hidro-Flu a fim de representar os hidrogramas de cada afluente a partir de uma chuva de projeto e de acordo com um tempo de recorrência pré-determinado. Essa alternativa para as vazões afluentes aos rios Botas e Iguaçu permitiu uma maior agilidade no processo de modelagem.

A condição de contorno que representa o rio Sarapuí foi confeccionada a partir da modelagem hidrodinâmica deste, realizado pela revisão do Projeto Iguaçu (COPPE, 2008).

4.1.4. Chuvas de Projeto

Foram avaliadas chuvas com Tempo de Recorrência de 20 e 50 anos nas estações pluviométricas de Bangu e São Bento e nas estações pluviográficas de Nova Iguaçu e Xerém.

Para os postos de Nova Iguaçu e Xerém, foram utilizadas as equações de chuvas intensas apresentadas no Relatório de Estudos Hidrológicos do Projeto Iguaçu (COPPE, 1994), localizados na **Figura 4.6**.

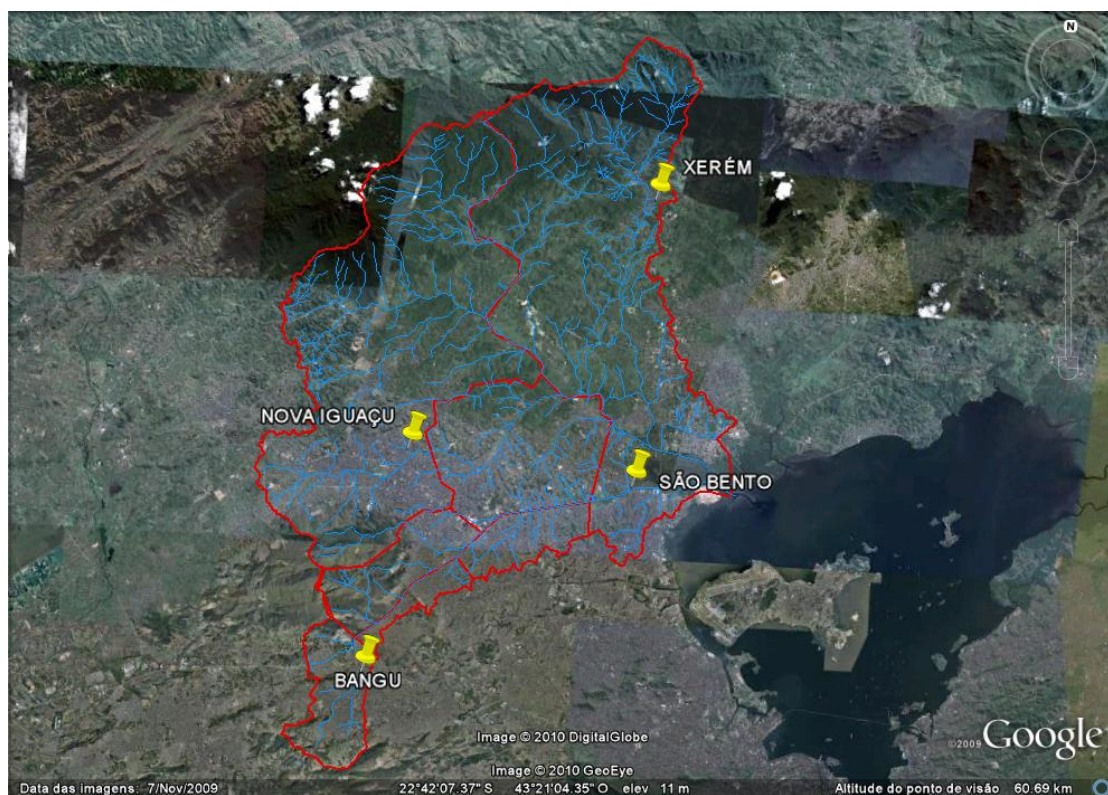


Figura 4.6 – Localização dos postos usados para a chuva de projeto.

A **Tabela 4.1** e a **Tabela 4.2** apresentam os parâmetros das equações de chuvas intensas para esses postos. As equações ajustadas são do tipo:

$$i = \frac{A}{(t + t_0)^b} \quad (4-1)$$

Onde:

i = intensidade em mm/h

t = duração da precipitação em minutos

A , t_0 e b = parâmetros ajustados para cada tempo de recorrência.

Tabela 4.1 - Posto Pluviográfico de Nova Iguaçu - Equação de Chuvas Intensas

Parâmetros	Tempo de Recorrência (anos)	
	20	50
A	1422	1521
b	0,7488	0,7347
t_0	6	6

Tabela 4.2 - Posto Pluviográfico de Xerém - Equação de Chuvas Intensas

Parâmetros	Tempo de Recorrência (anos)	
	20	50
A	1043	1058
b	0,6232	0,6006
t_0	14	14

Na **Tabela 4.3** e na **Tabela 4.4** são apresentadas as precipitações máximas para diferentes durações e Tempos de Recorrência de 20 e 50 anos para os postos de Bangu e São Bento.

Tabela 4.3 - Posto Pluviométrico de Bangu - Precipitações máximas em milímetros

Duração da Chuva (horas)	Tempo de Recorrência (anos)	
	20	50
1	80,6	93,4
2	101,3	117,6
3	113,3	131,7
4	121,9	141,7
5	128,5	149,5
6	134,0	155,8
7	138,5	161,2
8	142,5	165,9
9	146,0	170,0
10	149,2	173,6
11	152,0	176,9
12	154,6	180,0
13	157,0	182,8
14	159,2	185,3
15	161,2	187,7
24	175,3	204,0
1 dia	159,3	185,5

Tabela 4.4 - Posto Pluviométrico de São Bento - Precipitações máximas em milímetros

Duração da Chuva (horas)	Tempo de Recorrência (anos)	
	20	50
1	81,9	94,7
2	102,9	119,2
3	115,2	133,5
4	123,9	143,6
5	130,6	151,5
6	136,1	157,9
7	140,8	163,4
8	144,8	168,1
9	148,4	172,2
10	151,6	175,9
11	154,5	179,3
12	157,1	182,4
13	159,5	185,2
14	161,8	187,8
15	163,8	190,3
24	178,1	206,8
1 dia	161,9	187,96

As chuvas com tempo de recorrência de 20 e 50 anos adotadas na modelagem foram calculadas com uma duração de 948 minutos (15,8 horas), que é o tempo de concentração de toda a bacia do rio Iguaçu, considerado, portanto, como crítico para o estudo sob a ótica de funcionamento da bacia do rio Iguaçu como um sistema.

Com essas precipitações e os dados da **Tabela 4.5** e da **Tabela 4.6** foi possível calcular com o auxílio do Hidro-Flu as condições de contorno de vazão para a modelagem.

Tabela 4.5 - Características físicas para cada sub-bacia afluyente ao rio Botas

Contribuição	Características		
	Área (km ²)	CN	Tempo Conc. (min)
Valão Nova Era	2,30	71,0	41,70
Valão Fábrica Eboni	5,24	68,0	25,02
Valão Moquetá	4,43	71,5	28,19
Rio Machambomba	11,31	80,0	81,38
Valão Santa Amélia	2,16	74,0	27,98
Canal Caramuru	1,61	72,0	39,76
Valão Estrela Branca	1,43	74,5	21,89
Valão São Vicente	1,80	74,5	26,39
Valão Tenente Leal	1,22	74,5	27,50
Valão Mirim	1,46	72,0	30,25
Valão Metropolitano	3,24	75,0	34,97
Canal Viga-Maranhão	3,69	74,0	31,67
Valão Carmary	3,32	74,0	21,76
Valão Braúna	2,51	74,0	26,81
Valão Itaipu	1,02	74,0	23,80
Canal Babi	7,47	72,0	41,14
Rio das Velhas	20,18	82,0	185,63

Tabela 4.6 - Características físicas para cada sub-bacia afluyente ao rio Iguaçu

Contribuição	Características		
	Área (km ²)	CN	Tempo Conc. (min.)
Iguaçu Superior	252.97	66	543
Rio Capivari	97.79	65	330
Rio Pilar	9.48	76	360
Rio Calombe	7.8	79	170
Canal do Outeiro	5.24	84	85.8

A **Tabela 4.7** e a **Tabela 4.8** apresentam as vazões de pico dos afluentes ao rio Botas utilizados como condições de contorno no modelo.

Tabela 4.7 - Vazões de pico dos afluentes ao rio Botas para tempo de recorrência de 20 anos e 50 anos

Afluente Margem Esquerda	Condição de Contorno	Vazão de pico (m ³ /s)		Afluente Margem Direita	Condição de Contorno	Vazão de pico (m ³ /s)	
		TR = 20 anos	TR = 50 anos			TR = 20 anos	TR = 50 anos
Valão Mirim	1240	1,70	2,19	Valão Nova Era	1241	2,59	3,35
Valão Metropolitano	1235	4,27	5,44	Valão Fábrica Eboni	1236	2,34	3,07
Canal Viga-Maranhão	1227	4,53	5,80	Valão Moquetá	1231	5,38	6,95
Valão Carmary	1224	4,52	5,78	Rio Machambomba	1213	17,11	21,39
Valão Braúna	1221	3,11	3,98	Valão Santa Amélia	1212	2,86	3,66
Valão Itaipu	1219	1,26	1,62	Canal Caramuru	1209	1,97	2,54
Canal Babi	1205	8,86	11,44	Canal Estrela Branca	1207	1,97	2,51
Rio das Velhas	1203	31,43	39,02	Valão São Vicente	1206	2,27	2,89
--	--	--	--	Valão Tenente Leal	2205	1,72	2,19

Tabela 4.8 - Vazões de pico dos afluentes ao rio Iguaçu para tempo de recorrência de 20 anos e 50 anos

Afluente	Condição de Contorno	Vazão de pico (m ³ /s)	
		TR = 20 anos	TR = 50 anos
Iguaçu Superior	1018	235,90	304,18
Rio Capivari	1016	102,37	129,88
Canal do Outeiro	1123	5,28	6,41
Rio Pilar	1224	9,27	11,72
Rio Calombe	1221	7,55	14,57

4.1.5. Calibração e Validação

A calibração dos modelos é a busca pelo conjunto de parâmetros do modelo que, a partir de determinado critério de busca, permite que o modelo tenha uma resposta que se aproxime ao máximo das séries observadas (DAWDY e O'DONNELL, 1965).

No modelo de células em linha do rio Botas o principal parâmetro a ser estipulada é o coeficiente de Manning, cujos valores foram calculados a partir dos valores utilizados no Projeto Iguazu e modificados buscando aproximar os resultados de linha d'água do modelo com os resultados obtidos nos estudos do Projeto Iguazu. Para validar o modelo foi utilizado o evento de chuva ocorrido entre os dias 30 e 31 de dezembro de 2009, entre as 18:30 do dia 30 e as 9:15 do dia 31. Os dados de precipitação utilizados foram dos seguintes postos do Sistema de Alerta de Cheias da Baixada Fluminense (INEIA, 2010): Estação Santa Cruz da Serra; Estação Ponte de Ferro Capivari; Estação Catavento; Estação GBM Nova Iguazu. A localização desses postos pode ser observada na **Figura 4.7**.

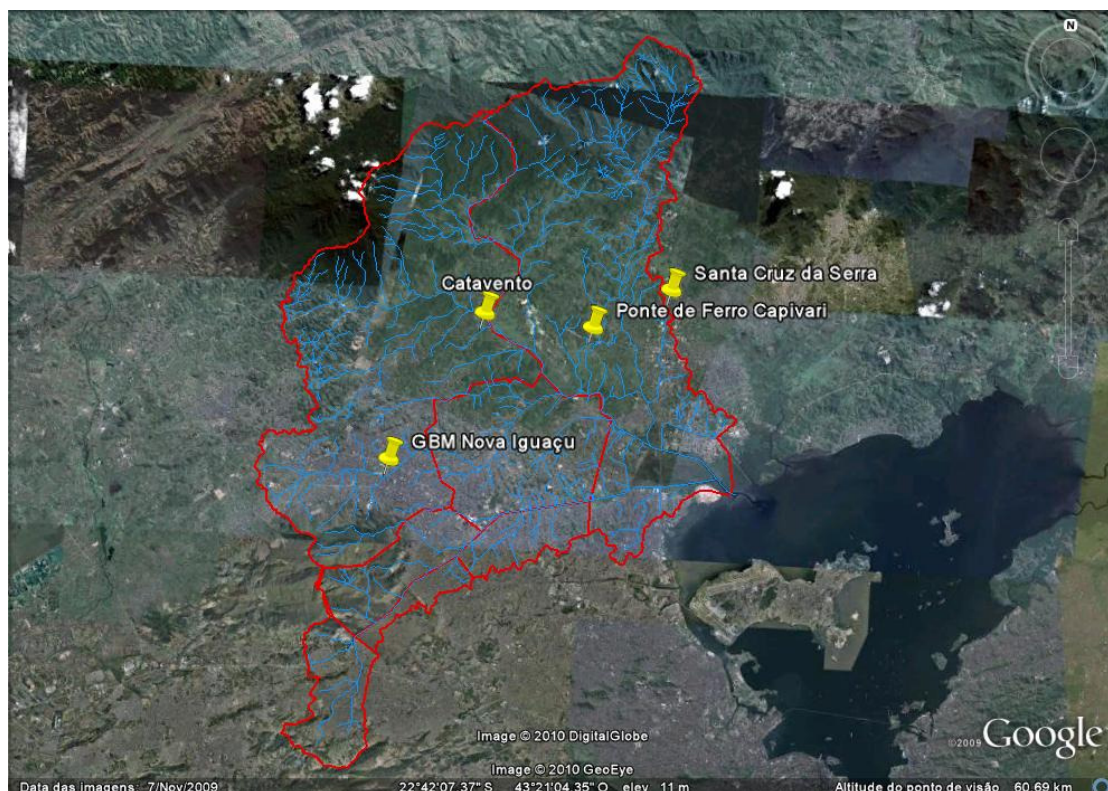


Figura 4.7 – Localização dos postos usados para a chuva de validação.

No evento de validação não foram usados os mesmos postos utilizados para a confecção das chuvas de projeto devido à indisponibilidade de dados atualizados nestes. Da mesma maneira os postos do Sistema de Alerta de Cheias da Baixada, usados para medir o evento de chuva da validação não possuem dados suficientes para elaboração de uma estatística confiável e por sua vez não foram usados na confecção das chuvas de projeto. A área de influencia de cada posto foi considerada nos dados de chuva do modelo e em suas condições de contorno segundo o método de método de Thiessen. Os dados de chuva são apresentados na **Figura 4.8**.

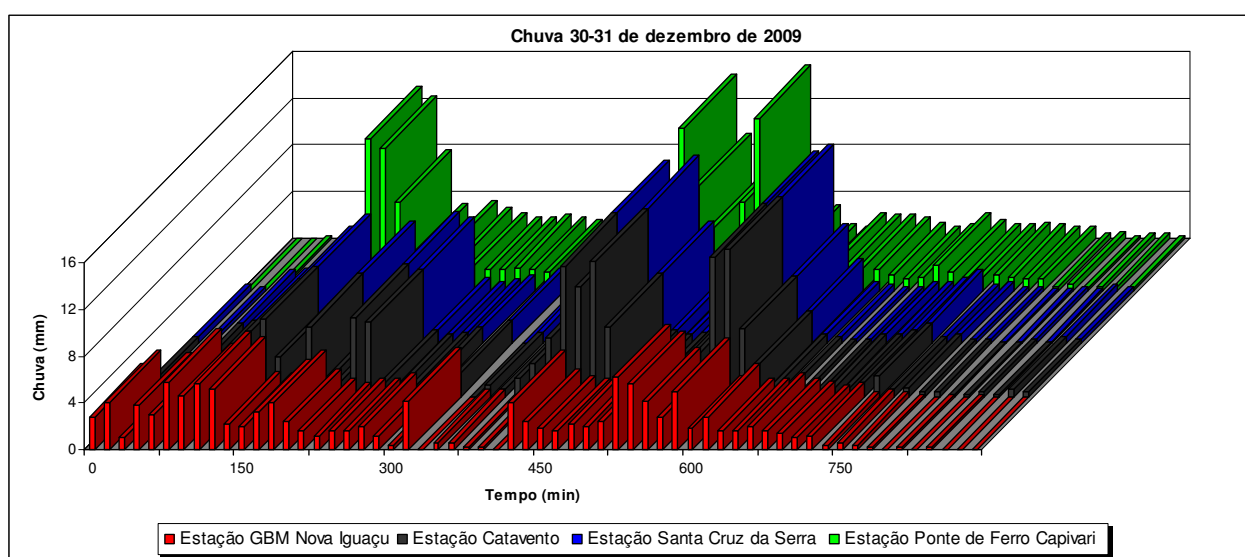


Figura 4.8 – Chuvas registradas pelos postos do Sistema de Alerta de Cheias da Baixada Fluminense

Os dados de nível disponíveis, que o modelo buscou reproduzir foram coletados pela estação GBM Nova Iguaçu ao longo do evento de cheia, localizada em uma seção com fundo na cota 12,2 metros.

Para reproduzir os dados da calha dos rios Iguaçu e Botas foram utilizadas as seções do Projeto Iguaçu, que no período do evento reproduzido já haviam sido implantadas pelas obras do PAC – Plano de Aceleração do Crescimento em toda a calha do rio Botas e na calha do rio Iguaçu até cerca de 1,5 km a montante da travessia da Avenida Presidente

Kennedy, para o trecho a jusante de onde a seção de projeto já tinha sido implantada foi utilizado sete seções levantadas para a revisão do projeto Iguaçu em outubro de 2009.

Os níveis simulados pelo modelo de células do rio Botas em 1D e os níveis registrados pela estação GBM Nova Iguaçu são apresentados no gráfico da **Figura 4.9**.

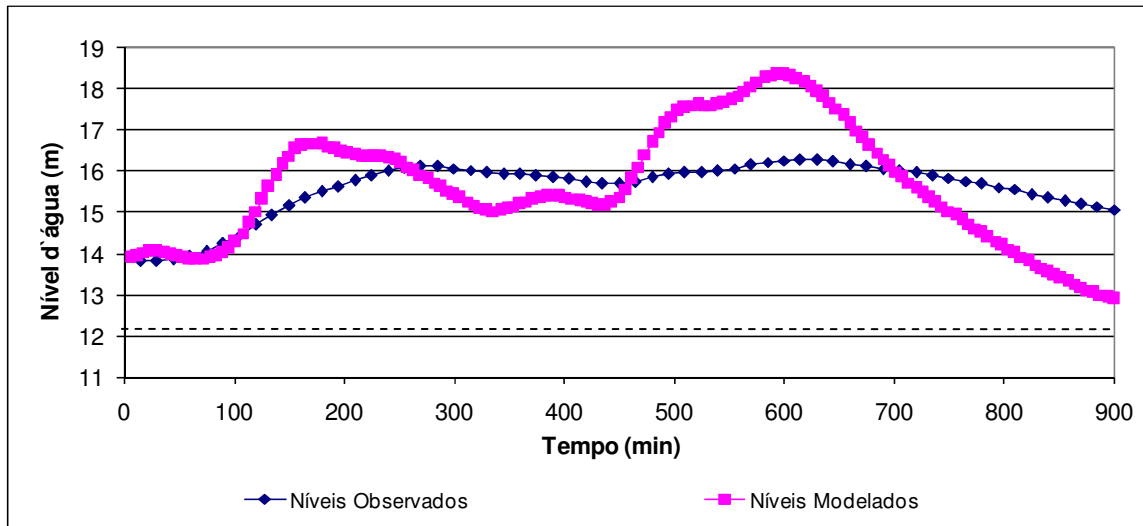


Figura 4.9 – Níveis observados e níveis modelados na régua do posto GBM Nova Iguaçu, cota de fundo da seção marcado em pontilhado.

A cota máxima atingida durante o evento simulado foi superestimada pelo modelo em cerca de cinquenta *por cento*, conforme visto na literatura é comum que uma modelagem unidimensional superestime os níveis d'água já que não reproduzem extravasamentos.

A calibração do modelo hidrológico foi feita com base nas vazões encontradas no Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Iguaçu-Sarapuí (COPPE, 1996 e COPPE, 1994), a fim de reproduzir resultados aproximados aos do estudo.

4.1.6. Simulação dos Cenários

Com a modelagem pronta, foram simulados dois cenários de projeto. Nesses cenários os afluentes estudados com o auxílio do Hidro-Flu entram no Mod-Cel como condições de contorno representando as contribuições laterais dessas bacias para o canal do rio Botas e

rio Iguaçu. Essa entrada de dados irá gerar as respostas demandadas de acordo com o cenário de interesse. Os cenários serão:

- Toda a bacia contribui com uma vazão decorrente de uma chuva com tempo de recorrência de 20 anos, distribuída igualmente e com duração igual ao tempo de concentração de toda a bacia, cerca de 948 minutos (15,8 horas).
- Toda a bacia contribui com uma vazão decorrente de uma chuva com tempo de recorrência de 50 anos, distribuída igualmente e com duração igual ao tempo de concentração de toda a bacia, cerca de 948 minutos (15,8 horas).

Em ambos os cenários simulados foi considerada a implementação da calha de projeto ao longo de todo o rio Botas e Iguaçu. Para a criação de uma condição de contorno de jusante foi considerado uma curva de maré na foz com nível d'água máximo na cota de 0,60 m coincidindo com a passagem do pico da onda de cheia no trecho.

4.1.7. Resultados da Modelagem

O modelo de células de escoamento apresenta dois tipos básicos de respostas, os níveis d'água em cada cela, em cada intervalo de tempo, e as vazões em cada ligação, em cada intervalo de tempo. Com essas respostas é possível calcular os níveis máximos d'água ao longo de um canal simulado, o cotograma em uma célula e os hidrogramas em uma seção de canal ou planície.

A seguir são apresentados os resultados simulados com o modelo unidimensional do rio Botas.

4.1.7.1 Cenário 1

O cenário com toda a bacia dos rios Botas e Iguaçu contribuindo com uma vazão de tempo de recorrência igual a 20 anos.

O gráfico da **Figura 4.11** mostra as vazões em cada tempo de simulação para sete seções do rio Botas, a localização de cada seção pode ser vista na **Figura 4.10**.

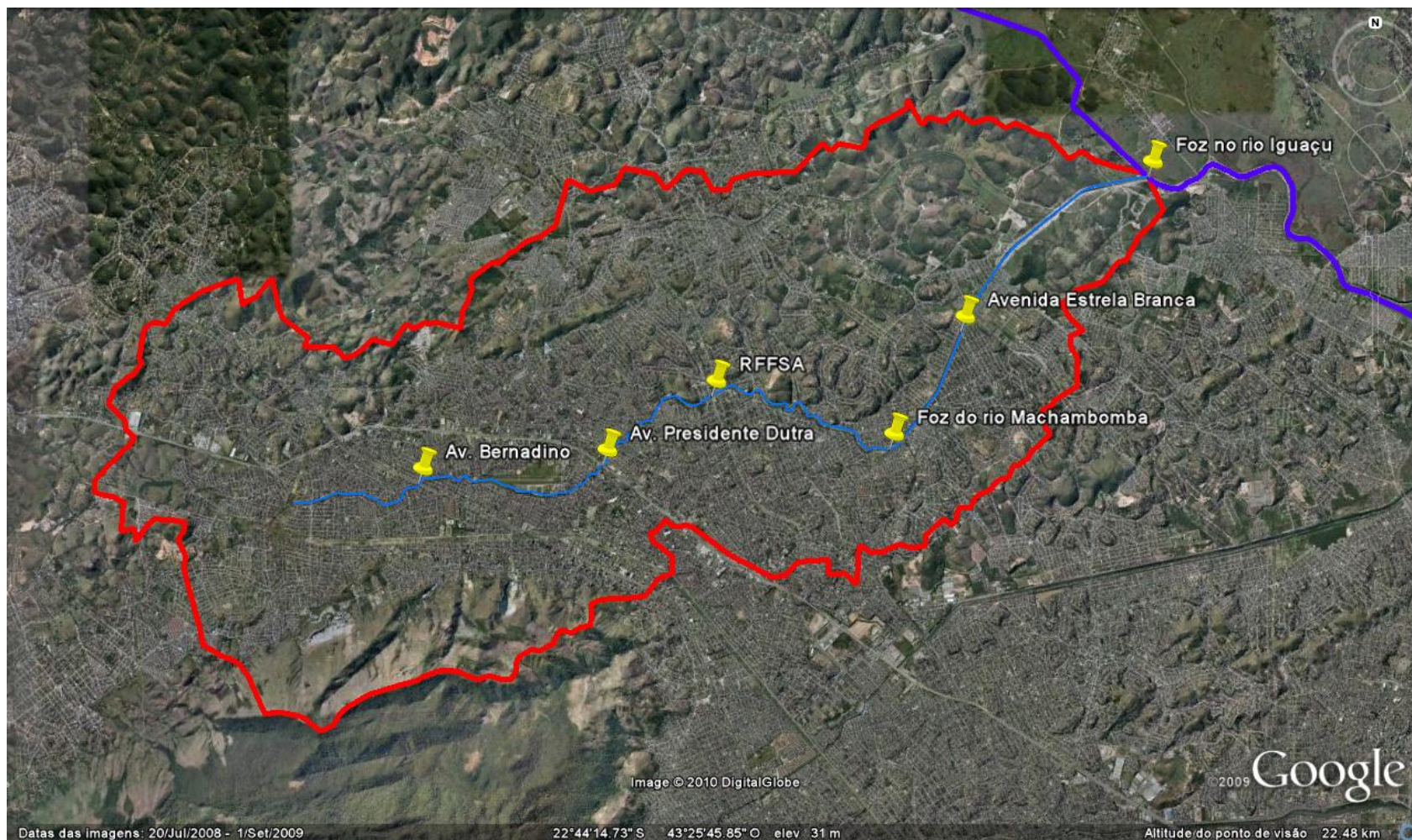


Figura 4.10 – Seções do rio Botas onde foram apresentados hidrogramas.

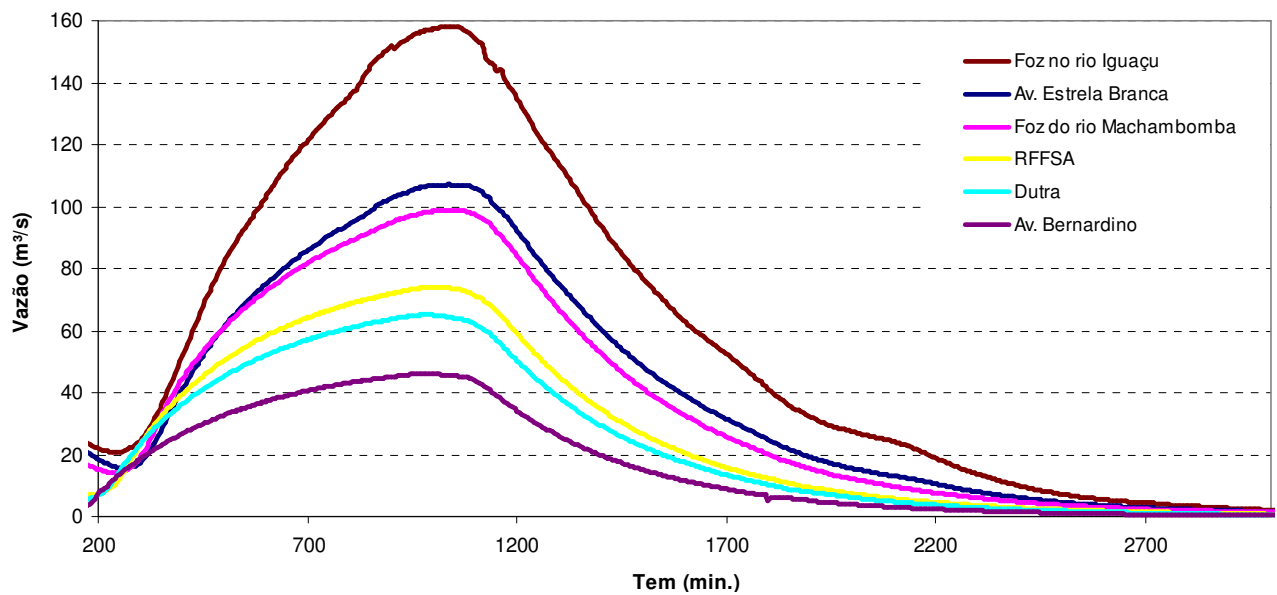


Figura 4.11 – Hidrogramas em sete seções diferentes do rio Botas, TR20 anos.

Na **Figura 4.12** é apresentado o perfil longitudinal do rio Botas com a linha d'água em sua cota máxima. O mesmo foi feito para o rio Iguaçu no seu trecho a jusante da foz do rio Botas, como é observado na **Figura 4.13**.

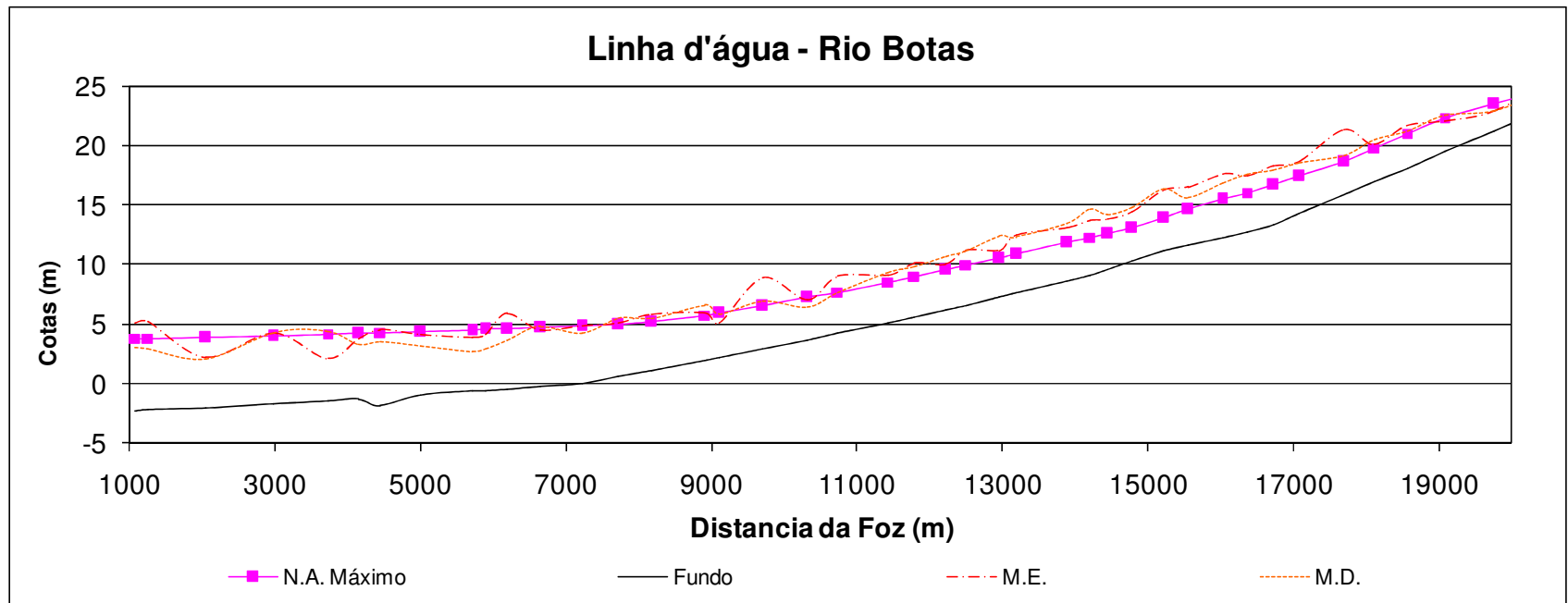


Figura 4.12 – Perfil longitudinal do rio Botas, TR20 anos.

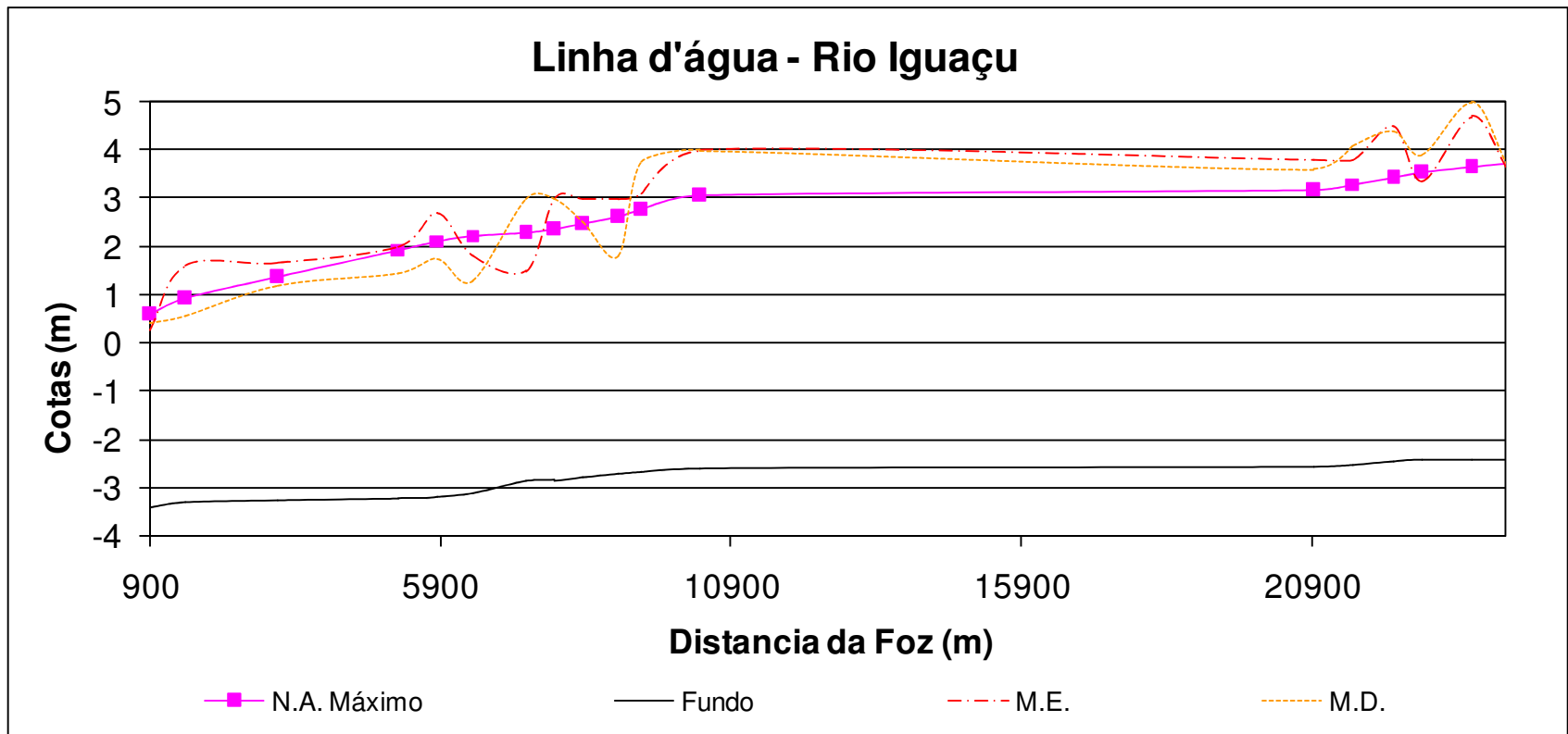


Figura 4.13 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, TR20 anos.

4.1.7.2 Cenário 2

O cenário com toda a bacia dos rios Botas e Iguazu contribuindo com uma vazão de tempo de recorrência igual a 50 anos.

O gráfico da **Figura 4.14** mostra as vazões em cada tempo de simulação para sete seções do rio Botas, a localização de cada seção pode ser vista na **Figura 4.10**.

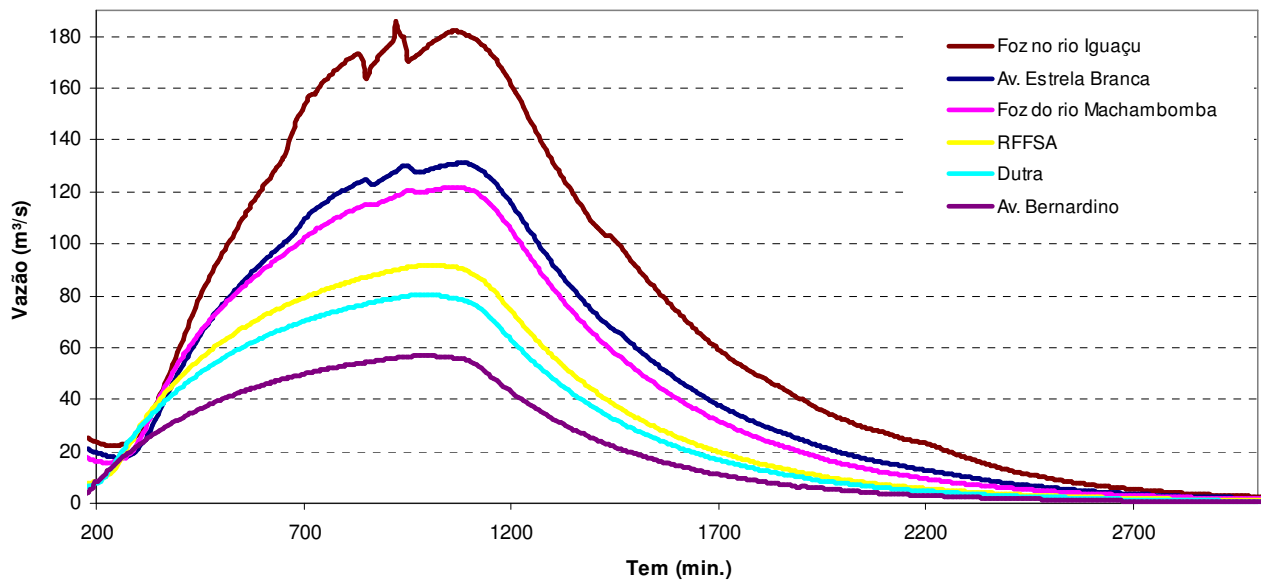


Figura 4.14 – Hidrogramas em sete seções diferentes do rio Botas, TR50 anos.

Na **Figura 4.15** é apresentado o perfil longitudinal do rio Botas com a linha d'água em sua cota máxima. O mesmo foi feito para o rio Iguazu no seu trecho a jusante da foz do rio Botas, como é observado na **Figura 4.16**.

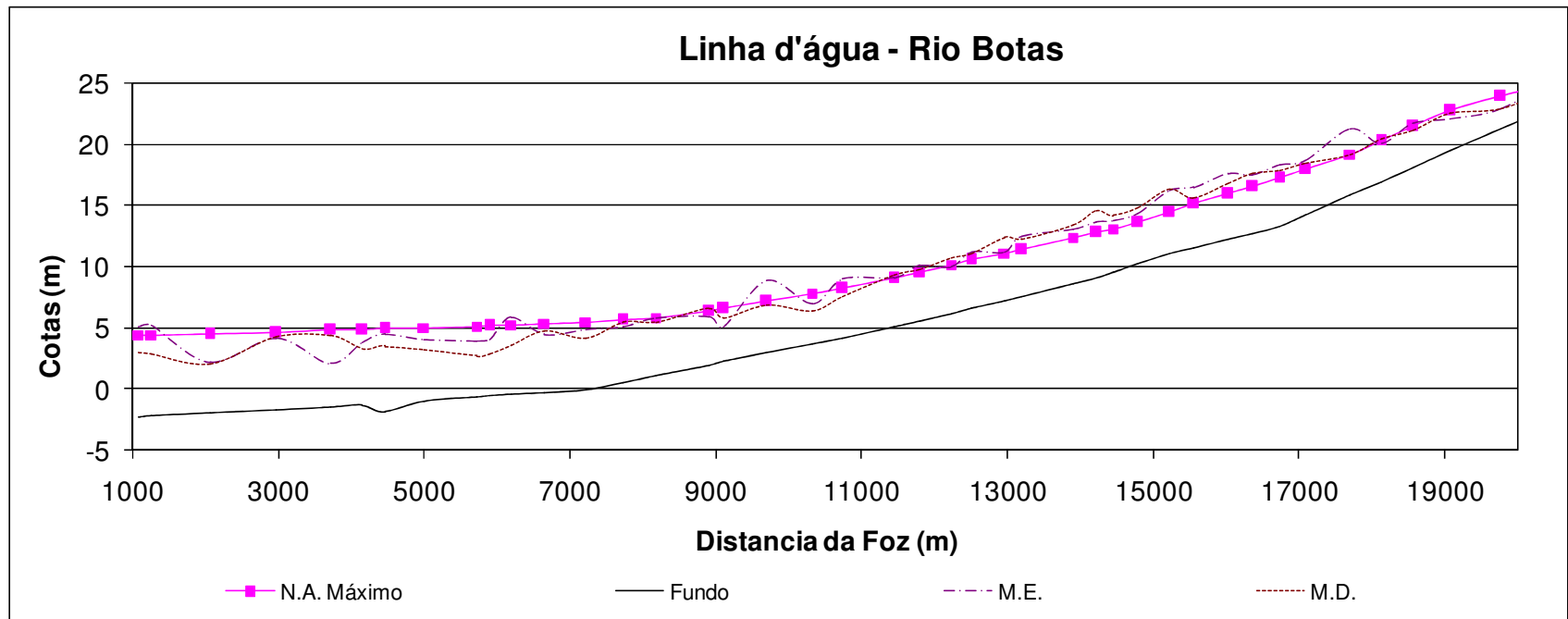


Figura 4.15 – Perfil longitudinal do rio Botas, TR50 anos.

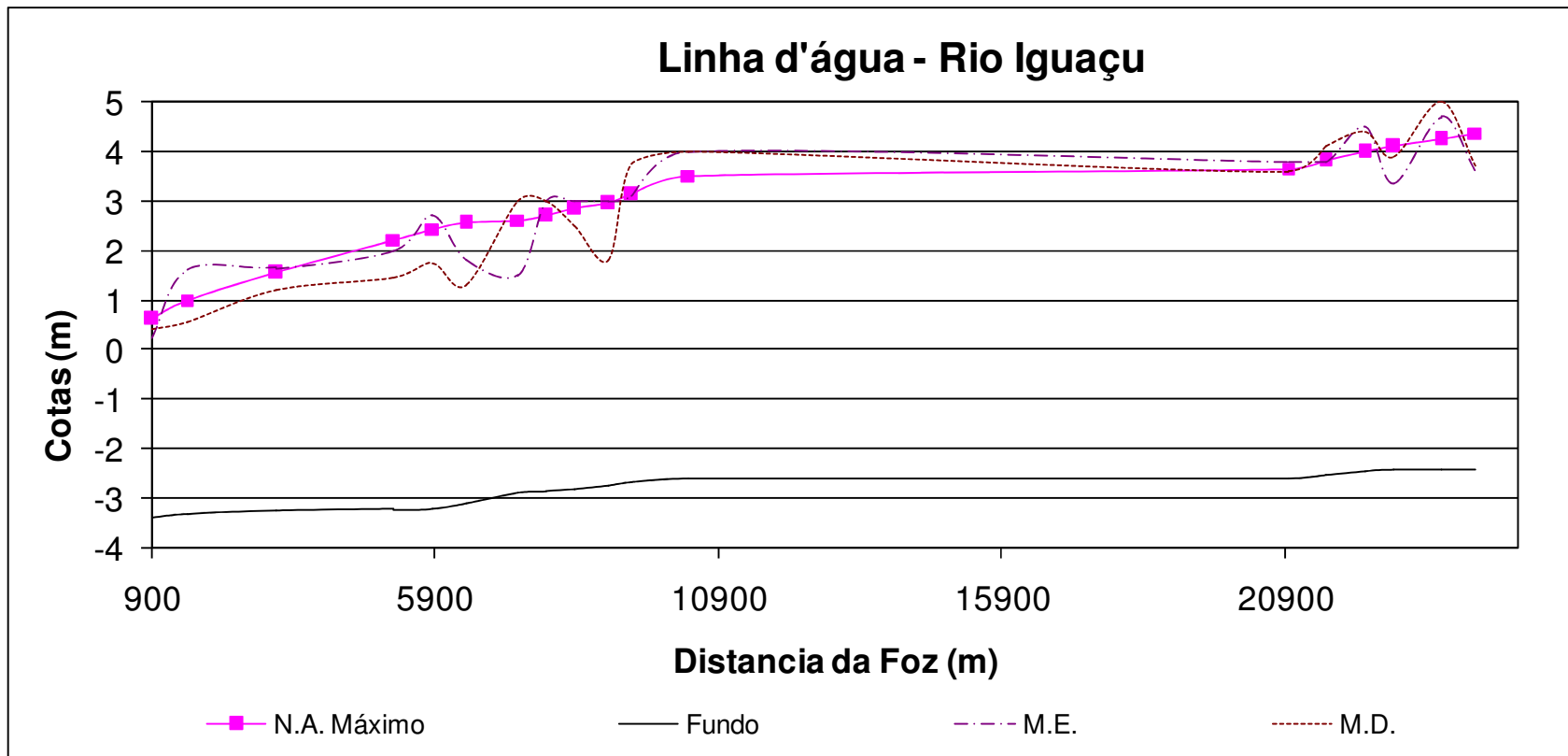


Figura 4.16 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, TR50 anos.

4.2. O Modelo de Células do rio Botas com Planícies de Inundação

Na segunda etapa da modelagem do rio Botas, as sete condições de contorno de vazão que representam as bacias incrementais, ou seja, as condições de contorno que representam a contribuição de água da planície de inundação da bacia do rio Botas foram substituídas por 92 células de planície, reservatório ou encosta que representam as planícies de inundação do rio Botas.

Dessa maneira a modelagem do rio Botas deixa de ser unidimensional e passa a ser Quasi-2D. Assim o escoamento na calha continua sendo calculado com as equações de escoamento unidimensional, da mesma maneira que o escoamento entre as células de planície, mas agora o modelo permite que o rio transborde e extravase para as planícies de inundação.

4.2.1. Levantamento de Dados

Para a discretização das planícies do rio Botas calha do rio botas e confecção dos arquivos de entrada de dados no modelo de células foram utilizados um conjunto de plantas na escala 1:10000 e 1:2000, realizado pela fundação CIDE em 1996, abrangendo todo o curso do rio Botas desde a cabeceira da bacia até sua foz no rio Iguaçu, para compensar o descompasso temporal do levantamento foram utilizadas imagens do Google Earth.

4.2.2. Modelação Topográfica, Hidráulica e Topológica

A partir da conclusão do levantamento de dados, passa-se à tradução dos dados levantados para uma linguagem aceita pelo modelo matemático. Assim, foi realizada uma análise dos mapas em escala 1:2000 e 1:10000 disponíveis, de forma a se estudar a topografia da região, caracterizando o padrão de comportamento do escoamento da cheia. A estratégia utilizada na divisão em células foi a seguinte:

- Cada célula de rio recebeu passou a verter para no mínimo duas células de planície, uma em cada margem;

- Cada célula de planície foi desenhada de modo abranger uma região com um tipo de ocupação constante.
- As ligações entre as planícies foram dimensionadas tentando reproduzir os caminhos da água pela planície, por suas ruas e depressões.
- As células de planície separadas por barreiras topográficas não foram ligadas entre si.

Nesta etapa, é efetuado o levantamento das informações gerais necessárias conforme explicado no item **4.1.1**.

O modelo de células do rio Botas/Iguaçu abrange o trecho que vai desde a confluência dos valões Cacuia e Palmares na cabeceira do rio Botas até o rio Iguaçu, prolongando-se para jusante ao longo desse último até a Baía de Guanabara, perfazendo um total de 79 células de canal, representativas dos cursos principais desses rios, mais 227 células em seu entorno, representando a planície e o funcionamento aproximado de alguns reservatórios pulmão como o Pôlder do Outeiro, totalizando 306 células.

Nas **Figura 4.17** é possível observar as células do modelo de células do rio Botas/Iguaçu. Na **Figura 4.18** é apresentada a topologia dos rios e canais do modelo em seu esquema de células e suas ligações.

Para discretizar a bacia do rio Botas as vazões dos seus afluentes foram consideradas no modelo como Condições de Contorno de vazão e calculadas com o auxílio do programa HidroFlu. A **Figura 4.4** mostra a bacia do rio Botas marcada em vermelho e as bacias dos seus afluentes que entram no modelo como condição de contorno de vazão marcadas em amarelo.

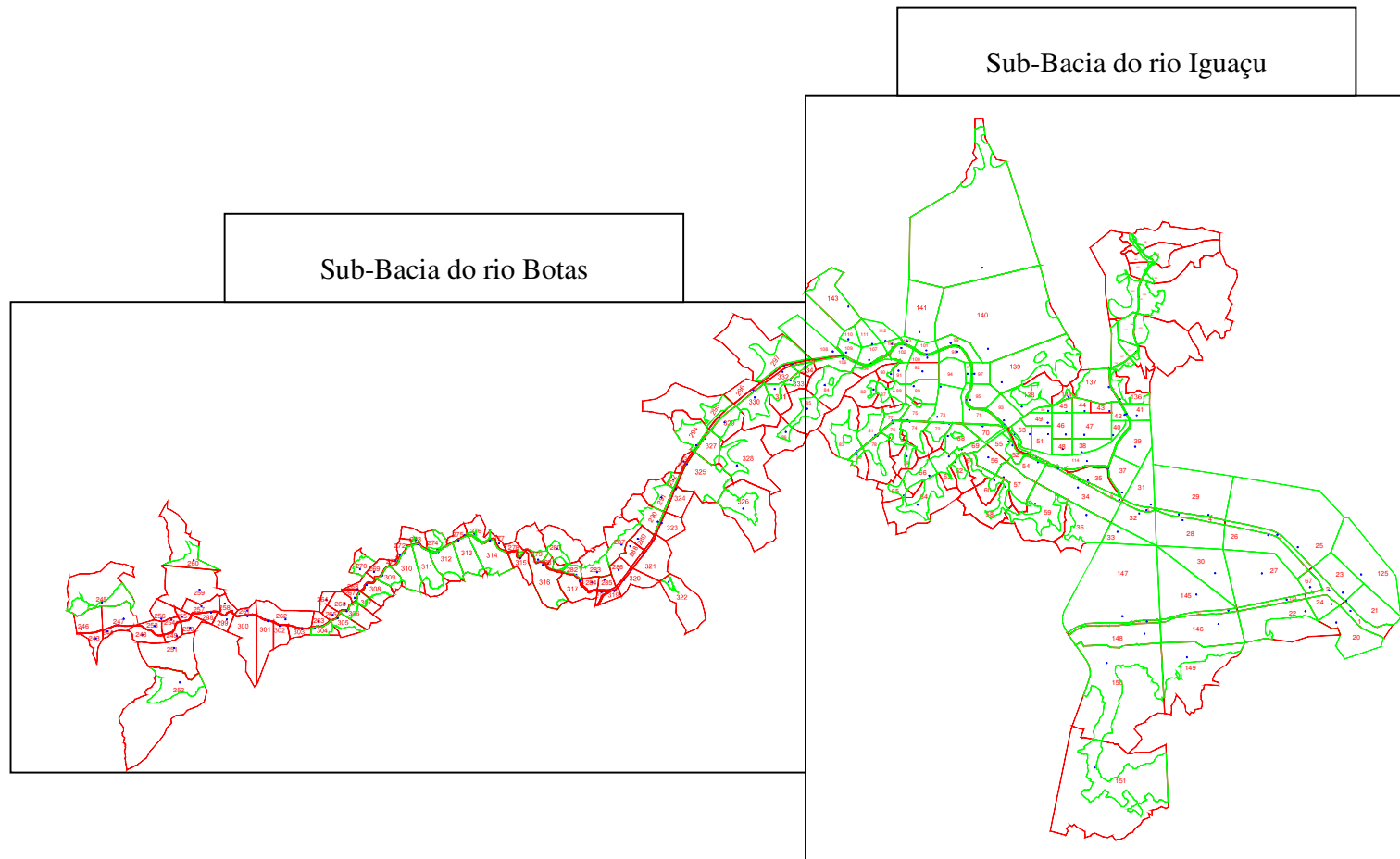


Figura 4.17 - Células do Modelo Hidráulico do rio Iguazu-Botas

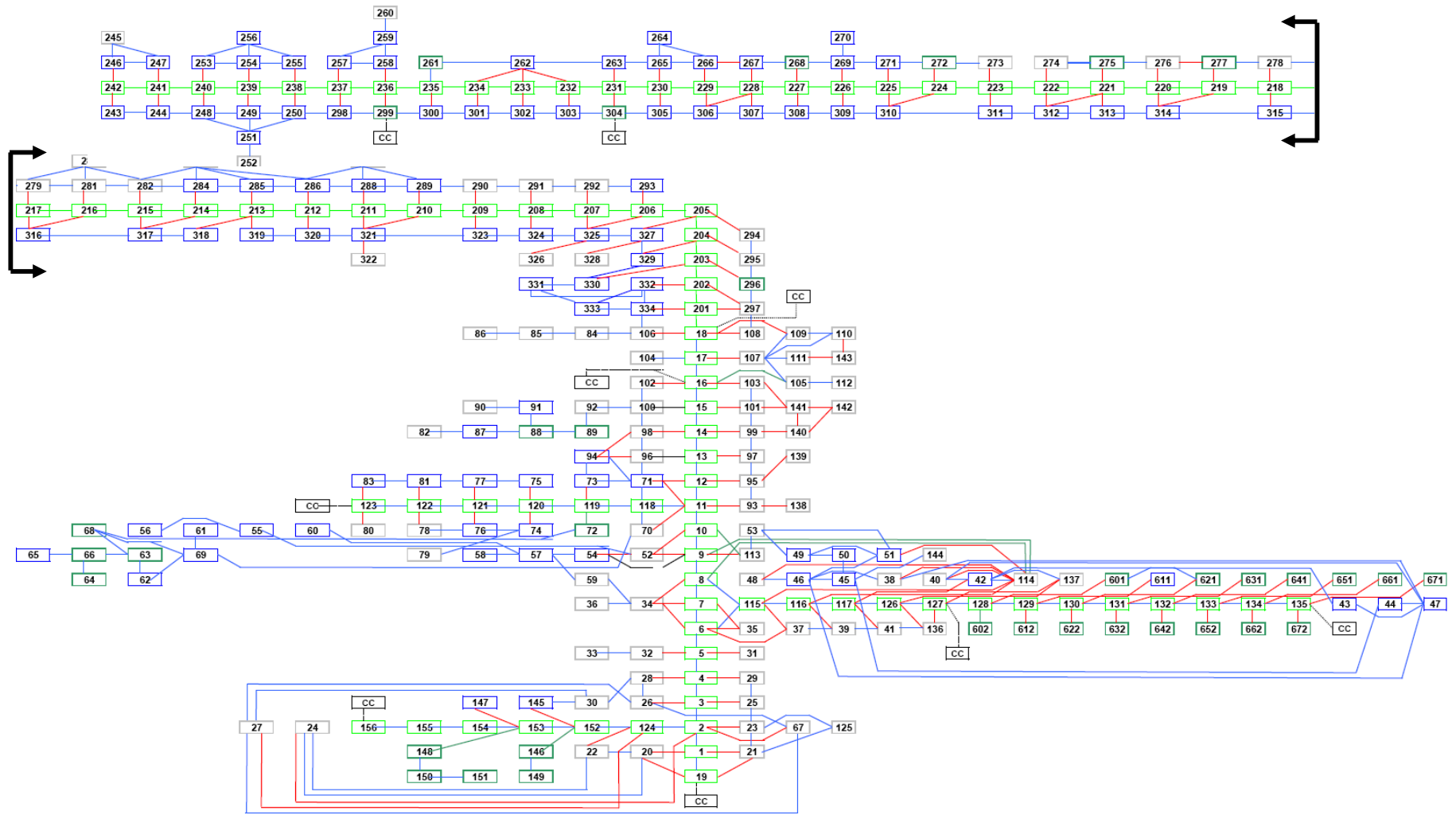


Figura 4.18 - Esquema de células considerado e suas ligações

4.2.3. Entrada de Dados

A estrutura da entrada de dados do modelo de células do rio Botas com planícies é similar a entrada de dados do modelo de células 1D discutida anteriormente no item **4.1.3**.

4.2.4. Chuvas de Projeto

No modelo de células do rio Botas com planícies foram consideradas as mesmas chuvas de projeto do modelo de células 1D apresentadas anteriormente no item **4.1.4**.

4.2.5. Calibração e Validação

No modelo de células do rio Botas com planícies de inundação as principais incógnita a serem estipuladas são o coeficiente de Manning das ligações das células de canal e o coeficiente de runoff das células de planície. O coeficiente de manning das ligações das células de canais foi discutido no item **4.1.5**. Os valores do coeficiente de runoff das células de planície foram estipulados tentando reproduzir as características do terreno de cada célula, assim as células que são planícies urbanas foram representadas com maiores coeficientes de runoff e comunicadas por ruas, enquanto as células que representam rurais, apresentando menores coeficientes de runoff e comunicadas por pequenos talwegues ou valas (Carneiro, 2008).

O evento de chuva usado para calibrar o modelo do rio Botas com planícies de inundação foi o mesmo utilizado para validar o modelo do rio botas em linha e apresentado no item **4.1.5**. Os dados de chuva do evento simulado são apresentados na **Figura 4.8**.

Os dados de nível disponíveis, que o modelo buscou reproduzir foram coletados pela estação GBM Nova Iguaçu ao longo do evento de cheia localizada, em uma seção com fundo na cota 12,2 metros.

As calhas dos rios Iguaçu e Botas foram reproduzidas conforme descrito no item **4.1.5**.

Os níveis simulados pelo modelo de células do rio Botas com planícies de inundação e os níveis registrados pela estação GBM Nova Iguaçu são apresentados no gráfico da **Figura 4.19**.

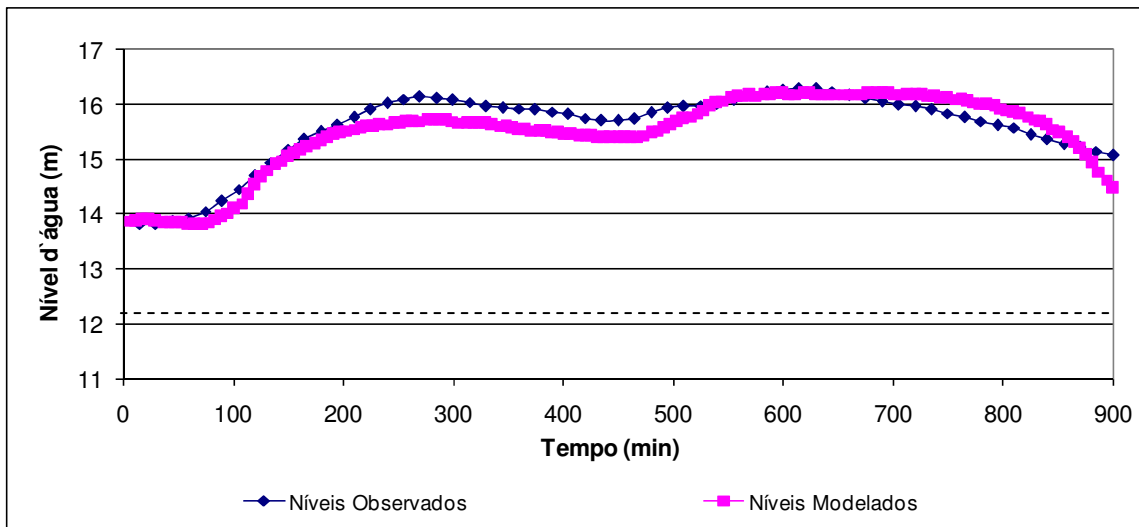


Figura 4.19 – Níveis observados e níveis modelados na régua do posto GBM Nova Iguaçu, cota de fundo da seção marcado em pontilhado.

A cota máxima atingida durante o evento simulado foi aproximadamente igual à cota máxima do evento medido, com um erro inferior há dois *por cento*. Uma vez que o modelo representa os volumes que extravasam para as planícies de inundação era esperado uma boa eficiência dessa abordagem da modelagem para representar a cota máxima medida.

A calibração do modelo hidrológico foi feita com base nas vazões encontradas no Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Iguaçu-Sarapuí (COPPE, 1996 e COPPE, 1994), a fim de reproduzir resultados aproximados ao do estudo.

4.2.6. Simulação dos Cenários

Com a modelagem pronta, foram simulados os mesmos dois cenários de projeto descritos no item **4.1.6**. As mesmas premissas foram adotadas. Esses cenários serão:

- Toda a bacia contribui com uma vazão decorrente de uma chuva com tempo de recorrência de 20 anos, distribuída igualmente e com duração igual ao tempo de concentração de toda a bacia, cerca de 948 minutos (15,8 horas).
- Toda a bacia contribui com uma vazão decorrente de uma chuva com tempo de recorrência de 50 anos, distribuída igualmente e com duração igual ao tempo de concentração de toda a bacia, cerca de 948 minutos (15,8 horas).

4.2.7. Resultados da Modelagem

O modelo de células de escoamento apresenta dois tipos básicos de respostas, os níveis d'água em cada cela, em cada intervalo de tempo, e as vazões em cada ligação, em cada intervalo de tempo. Com essas respostas é possível calcular os níveis máximos d'água ao longo de um canal simulado, o cotograma em uma célula e os hidrogramas em uma seção de canal ou planície.

A seguir são apresentados os resultados simulados com o modelo unidimensional do rio Botas.

4.2.7.1 Cenário 1

O cenário com toda a bacia dos rios Botas e Iguçu contribuindo com uma vazão de tempo de recorrência igual a 20 anos.

O gráfico da **Figura 4.20** mostra as vazões em cada tempo de simulação para sete seções do rio Botas, a localização de cada seção pode ser vista na **Figura 4.10**.

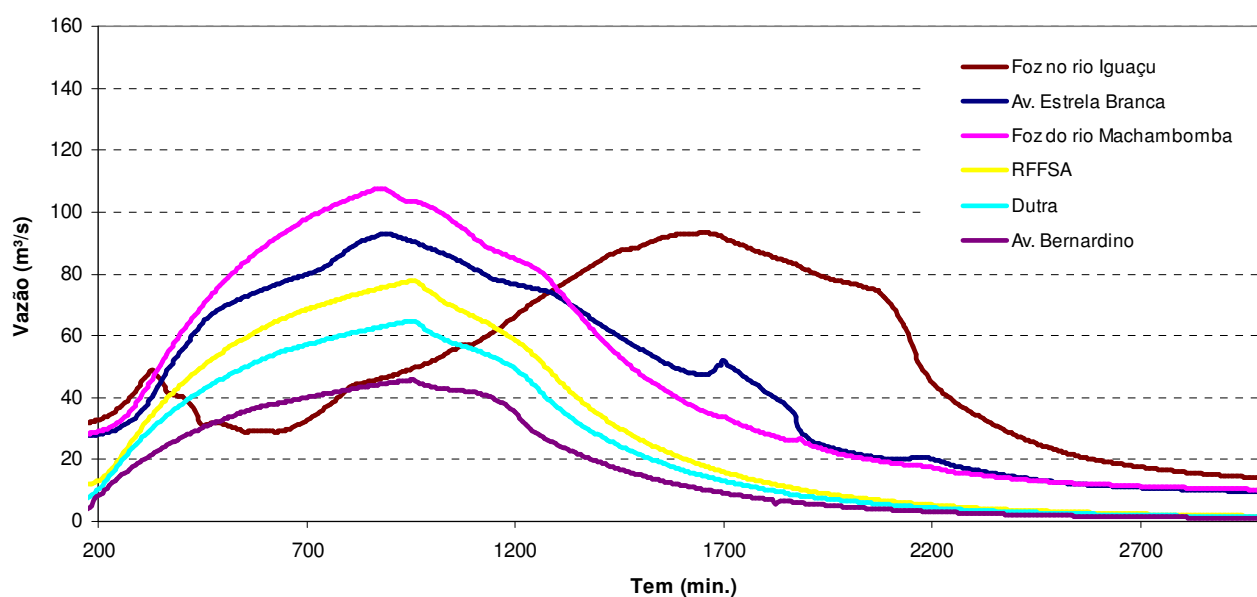


Figura 4.20 – Hidrogramas em sete seções diferentes do rio Botas, TR20 anos.

Na **Figura 4.21** é apresentado o perfil longitudinal do rio Botas com a linha d'água em sua cota máxima. O mesmo foi feito para o rio Iguçu no seu trecho a jusante da foz do rio Botas, como é observado na **Figura 4.22**.

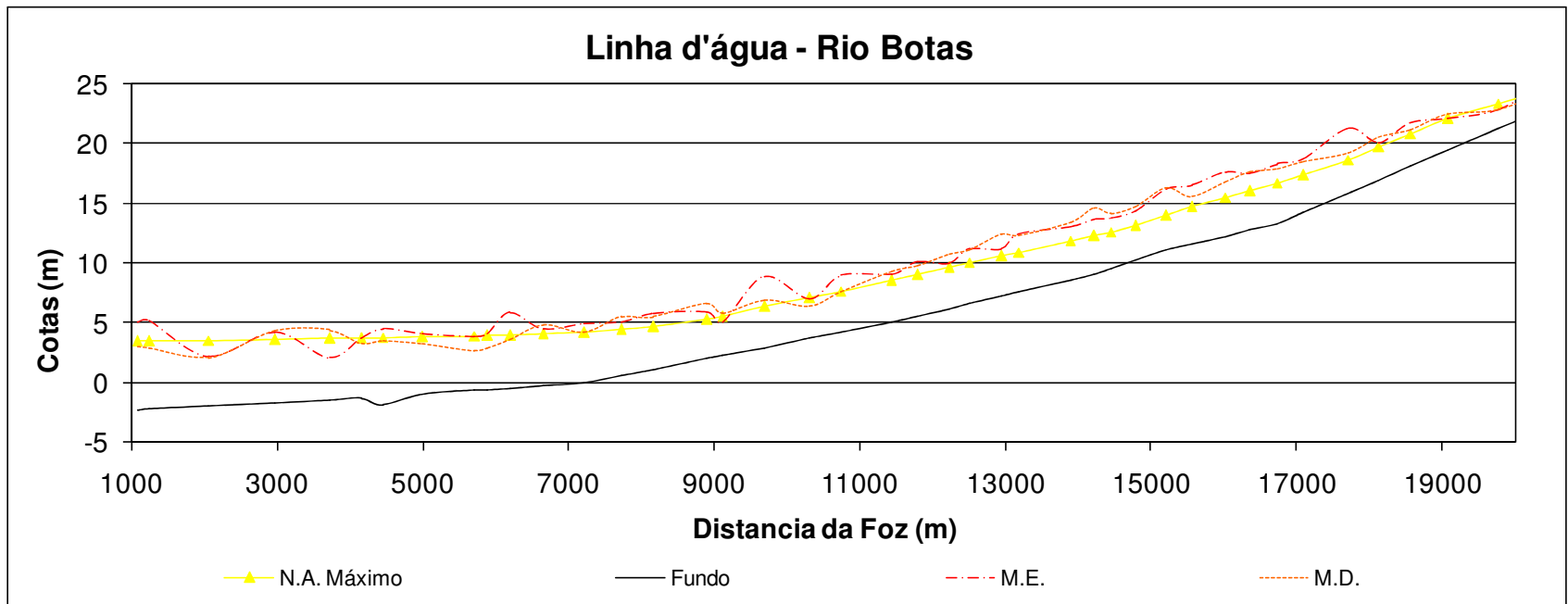


Figura 4.21 – Perfil longitudinal do rio Botas, TR20 anos.

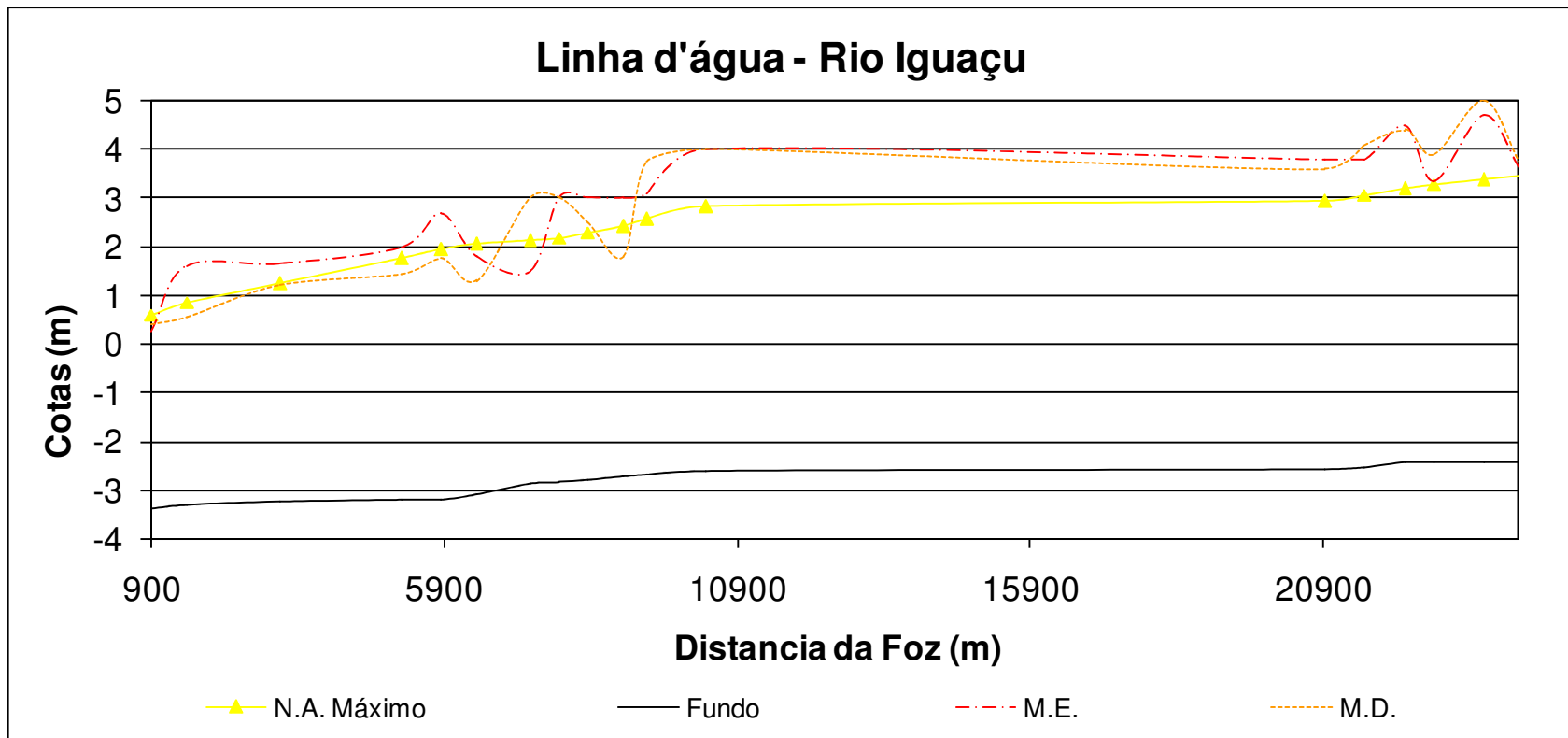


Figura 4.22 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, TR20 anos.

4.2.7.2 Cenário 2

O cenário com toda a bacia dos rios Botas e Iguazu contribuindo com uma vazão de tempo de recorrência igual a 50 anos.

O gráfico da **Figura 4.23** mostra as vazões em cada tempo de simulação para sete seções do rio Botas, a localização de cada seção pode ser vista na **Figura 4.10**.

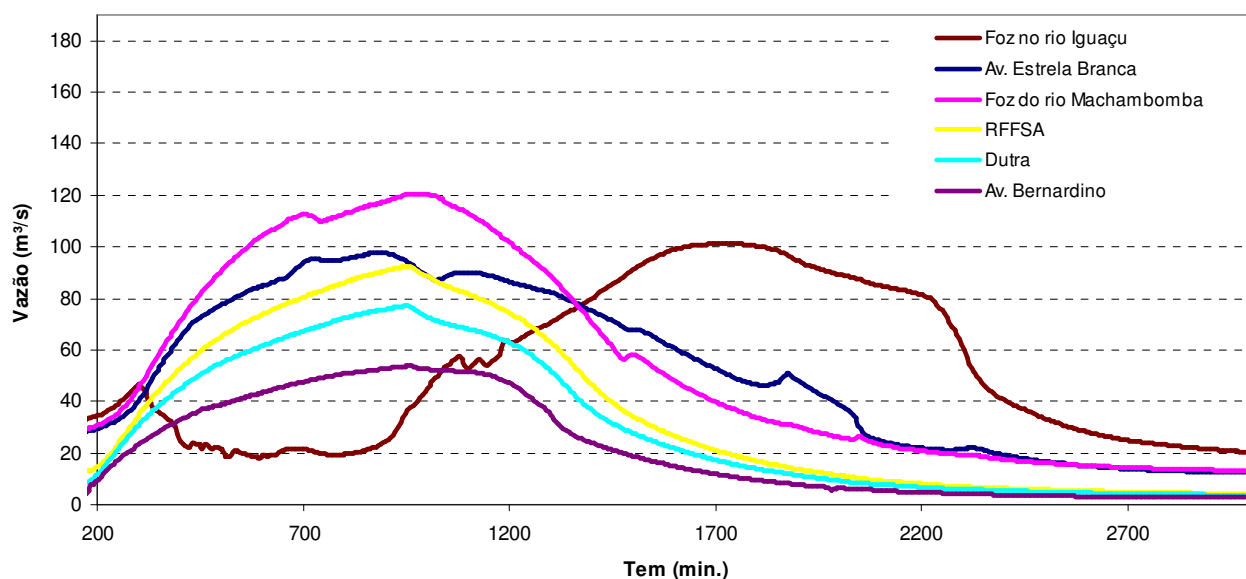


Figura 4.23 – Hidrogramas em sete seções diferentes do rio Botas, TR50 anos.

Na **Figura 4.24** é apresentado o perfil longitudinal do rio Botas com a linha d'água em sua cota máxima. O mesmo foi feito para o rio Iguazu no seu trecho a jusante da foz do rio Botas, como é observado na **Figura 4.25**.

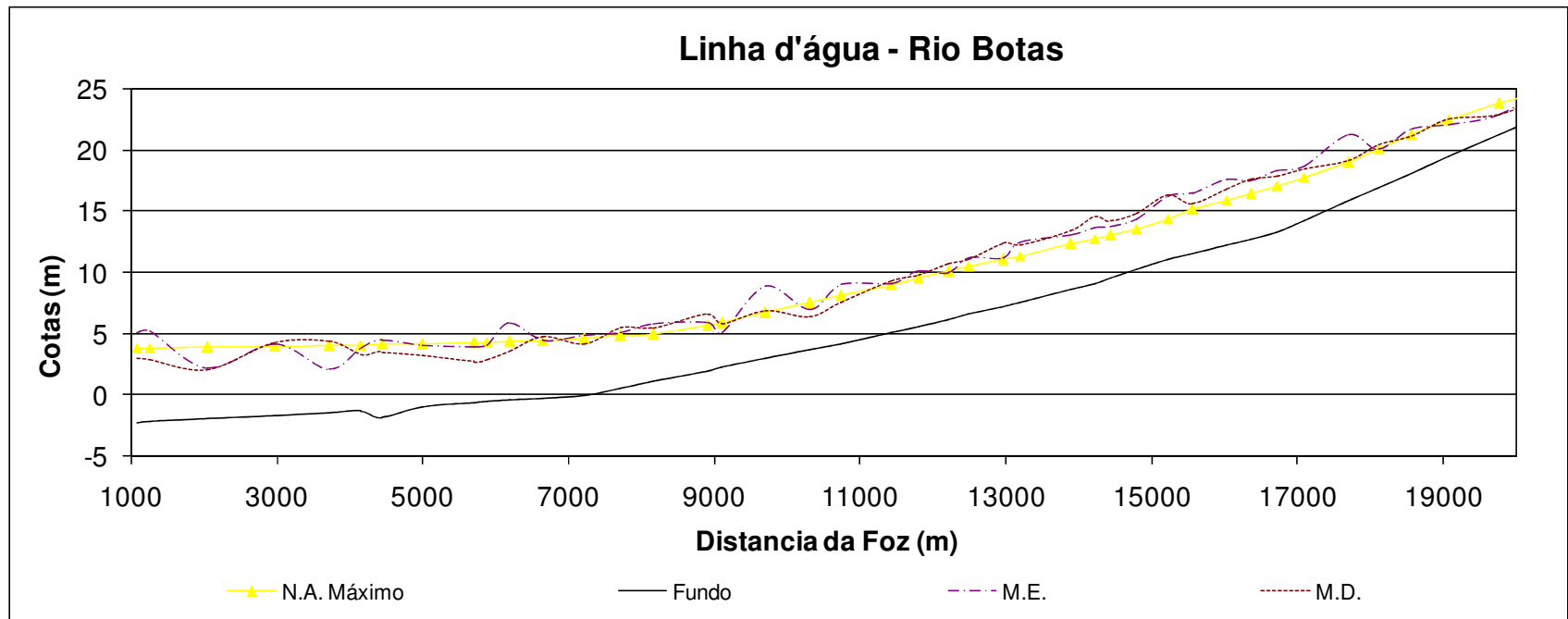


Figura 4.24 – Perfil longitudinal do rio Botas, TR50 anos.

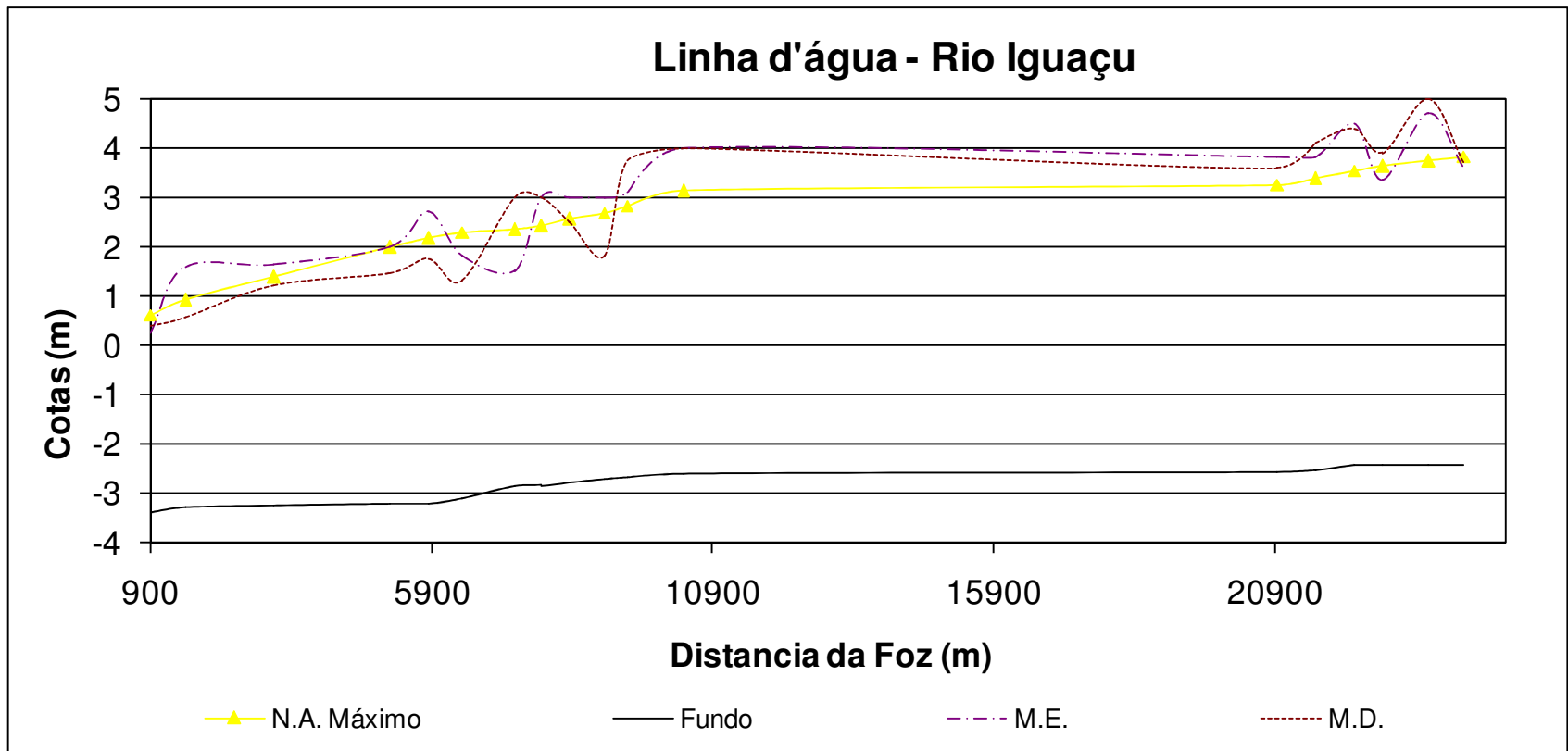


Figura 4.25 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, TR50 anos.

5. Comparação entre as modelagens abordadas

O presente capítulo busca comparar os diferentes processos de modelagem do rio Botas/Iguaçu apresentados anteriormente.

As seguintes modelagens foram apresentadas anteriormente:

- Modelo hidrodinâmico do rio Iguaçu, com o escoamento confinado na calha. Considerando as seções do rio Iguaçu como sendo as seções do projeto Iguaçu antigo. O rio Botas é uma condição de contorno.
- Modelo hidrodinâmico em células do rio Iguaçu, com o escoamento extravasando para as planícies de inundação. Considerando as seções do rio Iguaçu como sendo as seções do projeto Iguaçu antigo. O rio Botas é uma condição de contorno.
- Modelo de Escoamento permanente do rio Botas, construção de perfis de remanso. O rio Iguaçu define o limite de integração de jusante para montante.
- Modelo hidrodinâmico em células do rio Botas, com o escoamento confinado na calha. O rio Iguaçu é modelado com planícies de inundação e com as seções do projeto Iguaçu novo.
- Modelo hidrodinâmico em células do rio Botas, com o escoamento extravasando para as planícies de inundação. O rio Iguaçu é modelado com planícies de inundação e com as seções do projeto Iguaçu novo.

Na **Tabela 5.1** é apresentado um resumo das diferentes modelagens a serem comparadas.

Tabela 5.1 - Resumo das diferentes modelagens elaboradas.

	Rio	Tipo de Modelagem	Modelo	Precipitação	Calha	Condições de Contorno
1	Iguaçu	1D - Hidrodinâmico Completo	IPH4	TR20	Seções Projeto Iguaçu Antigo	Afluentes Distribuídos
2	Iguaçu	Quasi-2D	ModCel	TR20	Seções Projeto Iguaçu Antigo	Afluentes Pontuais
3	Botas	1D - escoamento Permanente	Standard Step Method	TR20	Seções Projeto Iguaçu	Apenas nível de Jusante
4	Botas	1D - Hidrodinâmico Completo	ModCel	TR20 e TR50	Seções Projeto Iguaçu	Afluentes Pontuais
	Iguaçu	Quasi-2D	ModCel	TR20 e TR50	Seções Projeto Iguaçu Novo	Rio Botas 1D
5	Botas	Quasi-2D	ModCel	TR20 e TR50	Seções Projeto Iguaçu	Afluentes Pontuais
	Iguaçu	Quasi-2D	ModCel	TR20 e TR50	Seções Projeto Iguaçu Novo	Rio Botas Quasi-2D

Observando as informações da **Tabela 5.1** é possível notar que existiu uma diferença na nas seções do rio Iguaçu usadas nos modelos 1 e 2 para os modelos 3, 4 e 5. Assim a comparação entre os diferentes processos de modelagem ocorrera em duas etapas.

Na primeira serão comparado as modelagens 1 e 2, ou seja, será comparado a modelagem hidrodinâmica unidimensional do rio Iguaçu com a modelagem Quasi-2D do mesmo, ambas considerando a calha do rio Iguaçu com as seções do antigo projeto Iguaçu. Na segunda etapa são comparado os modelos 3, 4 e 5, ou seja, a modelagem do rio Botas em unidimensional com escoamento permanente; a modelagem do rio Botas unidimensional com escoamento não permanente (modelo hidrodinâmico) com o rio Iguaçu modelado Quasi-2D e a modelagem do rio Botas e o rio Iguaçu Quasi-2D.

5.1. Os Modelos do Rio Iguaçu: 1D e Quasi-2D

Na **Figura 5.1** o perfil de linha d'água máximo do rio Iguaçu calculado pelo modelo hidrodinâmico IPH4 é sobreposto com o perfil de linha d'água máximo calculado pelo modelo de células Quasi-2D do trecho inferior do rio Iguaçu, modelado por Carneiro (2008). Em ambos os processos de modelagem consideram a mesma precipitação, as mesmas seções de escoamento no rio e a mesma ocupação do solo da bacia hidrográfica. Como no trecho em questão o rio Iguaçu é confinado por diques o modelo Quasi-2D deveria apresentar uma resposta semelhante ao modelo 1D.

No modelo IPH4 a entrada dos afluentes foi considerada como “contribuições laterais”, distribuindo-se as vazões dos hidrogramas de cheia ao longo dos trechos subsequentes às confluências. No modelo de células Quasi-2D a entrada dos afluentes é pontual. Como o rio Iguaçu é todo confinado entre diques no trecho modelado, o escoamento do rio é praticamente unidimensional, de maneira que se esperaria uma consistência dos níveis d'água calculados pelas duas modelagens. As diferenças encontradas na **Figura 5.1** são decorrentes da entrada dos afluentes, que no modelo Quasi-2D foi considerada pontual, o que representa melhor a realidade, e no modelo IPH4 foi considerado como vazões distribuídas. Assim os seguintes afluentes tiveram suas vazões distribuídas:

- Rio Botas (Vazão Máxima de 172 m³/s);
- Rio Capivari (Vazão Máxima de 130 m³/s);
- Canal do Outeiro (Vazão amortecida pelo polder no modelo Quasi-2D);
- Rio Capivari (Vazão Máxima de 79 m³/s).

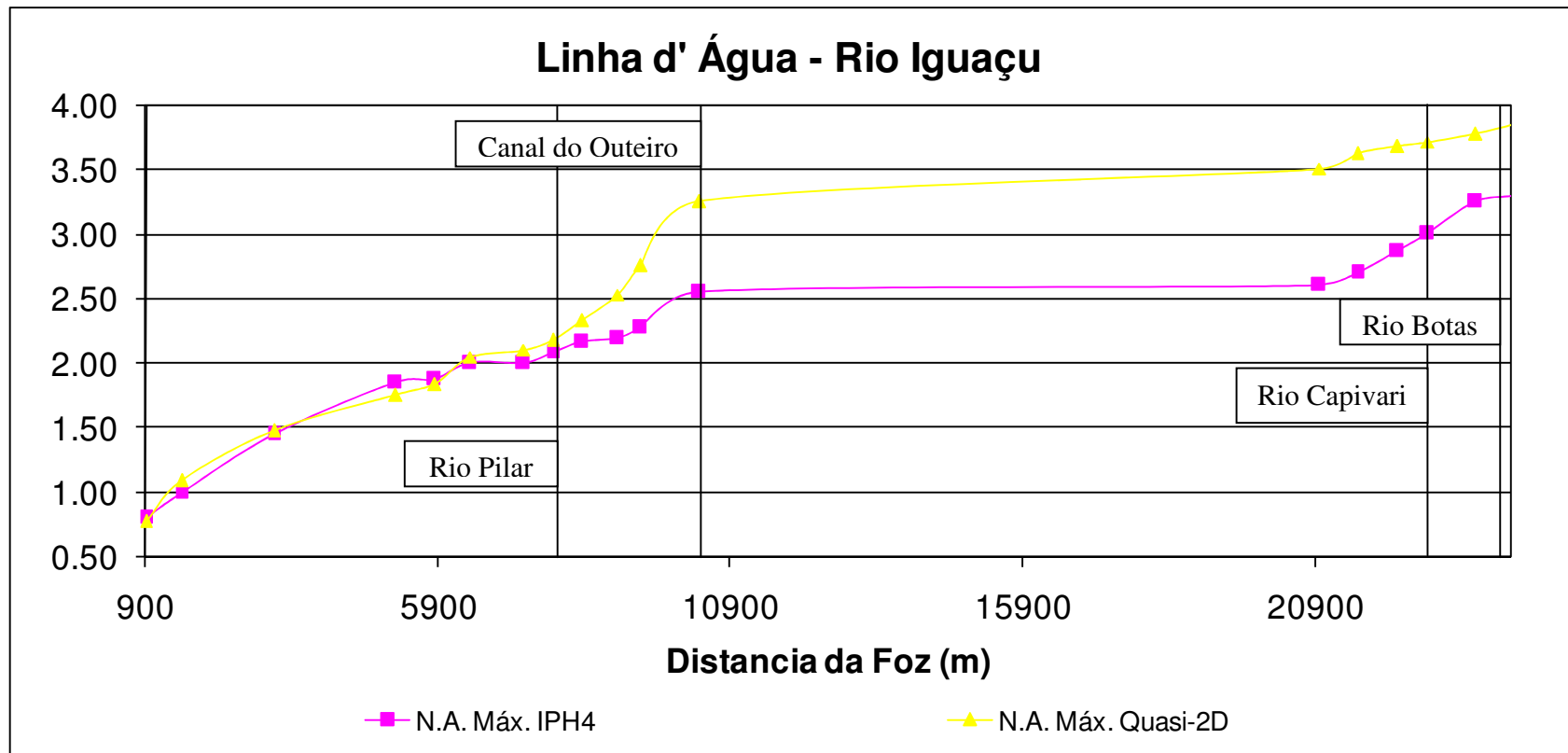


Figura 5.1 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, modelo 1D (IPH4) e Quasi-2D, TR20 anos.

Para buscar confirmar que a grande diferença entre os perfis calculados pelas duas abordagens é decorrente de se considerar as vazões distribuídas foi rodado com o modelo de células do rio Iguaçu com as vazões dos afluentes entrando de maneira distribuída, conforme foi considerado no modelo IPH4. O resultado dessa modelagem encontra-se sobreposto ao resultado do modelo IPH4 na **Figura 5.2**.

Essa simplificação é significativa no cálculo de um projeto de engenharia, mas na estimativa de da linha d'água no plano diretor de 1996 foi considerada válida em vista da simplificação da modelagem, uma vez que sua estimativa era apenas de dar subsídio para os estudos na bacia.

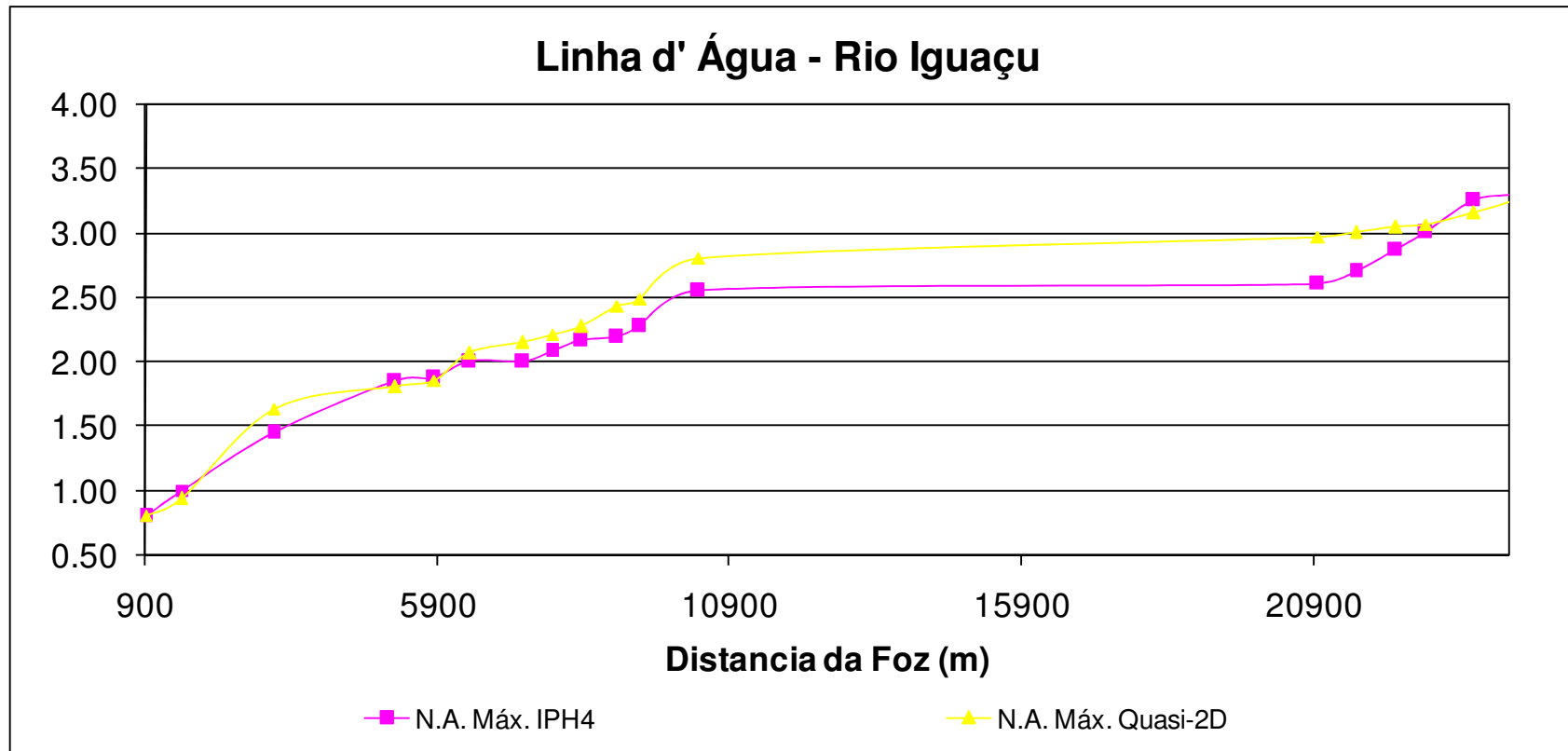


Figura 5.2 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, modelo 1D (IPH4) e Quasi-2D, TR20 anos. Ambos com as condições de contorno de vazão distribuídas.

5.2. Os Modelos do Rio Botas/Iguaçu: Escoamento Permanente, 1D e Quasi-2D

5.2.1. Escoamento Permanente X Hidrodinâmico

Na **Figura 5.3** o perfil de linha d'água do rio Botas calculado pelo método de escoamento permanente é sobreposto com o perfil de linha d'água máximo calculado pelo modelo de células com escoamento 1D permitindo uma comparação entre os resultados. Em ambos os processos de modelagem consideram a mesma precipitação, as mesmas seções de escoamento no rio e a mesma ocupação do solo da bacia hidrográfica.

Como observado no perfil da **Figura 5.3** o modelo de escoamento permanente chega a superestimar em mais de um metro o nível d'água no trecho superior do rio. Essa diferença é decorrente da abordagem do modelo de escoamento que aplica a vazão máxima constante em toda a calha do rio, o que superestima os níveis d'água, principalmente nos trechos superiores onde a vazão é menor, decorrente da contribuição de uma área menor da bacia.

É importante ressaltar que apesar de tender a superestimar o nível d'água o método de escoamento permanente, como já dito, é usualmente considerado para elaboração de mapas de risco de inundação. Isso porque mapas de risco de inundação requerem uma precisão menor do que uma obra de engenharia e assim permite a utilização de modelos mais simples e que demandam menos dados e um menor tempo de elaboração. A consideração de vazões diferentes, por trechos, é uma forma de minimizar este efeito, fazendo diferentes perfis de remanso, à medida que se sobe o rio.

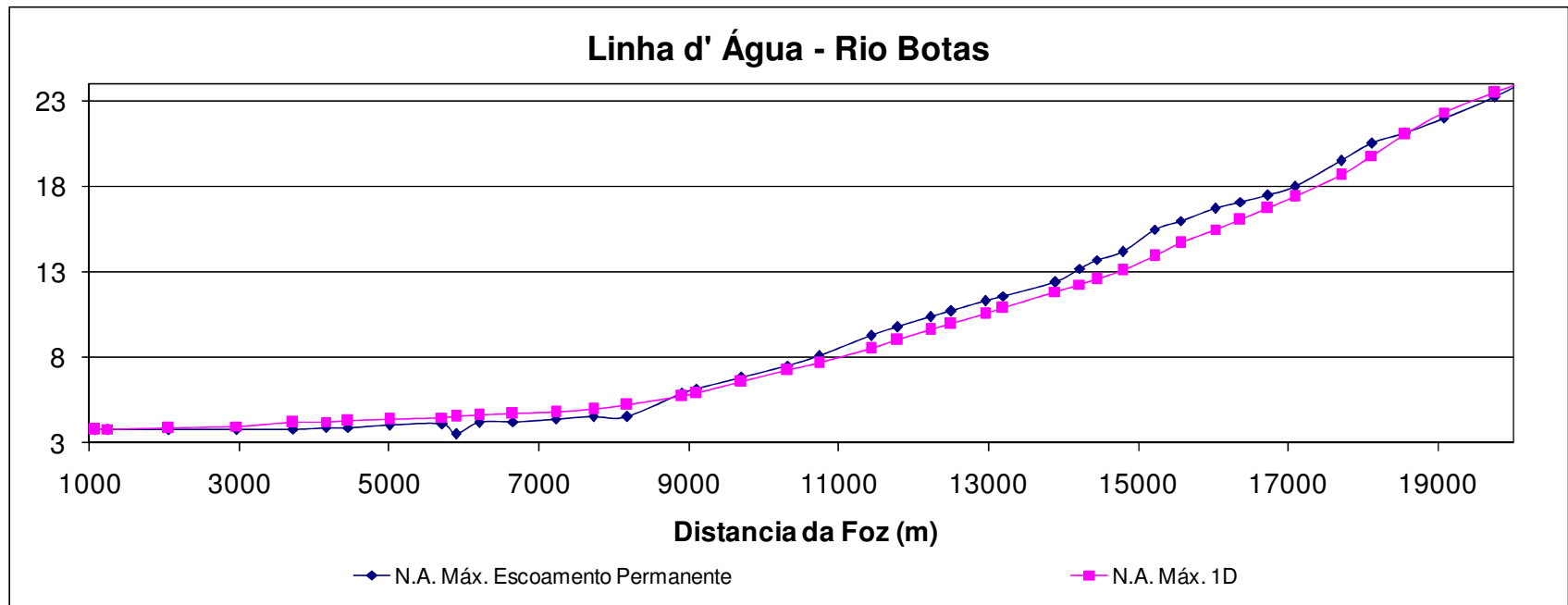


Figura 5.3 – Perfil longitudinal do rio Bota, escoamento permanente e modelo hidrodinâmico 1D , TR20 anos.

5.2.2. Escoamento 1D X Escoamento Quasi-2D

Na **Figura 5.4**, na **Figura 5.5** e na **Figura 5.6** os perfis de linha d'água do rio Botas calculado pelo modelo de células com escoamento exclusivamente 1D, ou seja, com o escoamento confinado na calha é sobreposto com o perfil de linha d'água máximo calculado pelo modelo de células com planícies de inundação, permitindo uma comparação entre os resultados. Os perfis da **Figura 5.4** são decorrentes de uma precipitação com tempo de recorrência de 20 anos, os perfis da **Figura 5.5** são decorrentes de uma precipitação com tempo de recorrência de 50 anos e os perfis da **Figura 5.6** são decorrentes da chuva de validação dos dias 30/31 de dezembro de 2009.

Ambos os processos de modelagem consideram as mesmas seções de escoamento no rio e a mesma ocupação do solo da bacia hidrográfica tendo como diferença apenas que no modelo 1D o escoamento é confinado na calha e no modelo Quasi-2D o escoamento pode passar para as planícies marginais ao rio e “seguir” por elas, voltando ou não para a calha principal, na escala de tempo do evento de chuva.

Observando os perfis apresentados, é possível observar que, no trecho médio do rio, entre 9 e 18 km da foz, ambas as abordagens de modelagem resultaram em níveis d'água máximos parecidos para os cenários com chuva de projeto. Isso ocorre uma vez que, nesse trecho, o escoamento realmente ocorre confinado na calha e se comporta como um escoamento unidimensional.

Para os cenários de chuva de projeto a começa a ficar visível a diferença de nível entre a modelagem 1D e Quasi-2D no trecho mais próximo a foz, essa diferença é ainda mais visível no perfil com tempo de recorrência de 50 anos. Essa diferença é decorrente de um extravasamento significativo do rio Botas na região próxima a sua foz e alguns pontos isolados ao longo do seu trecho inferior. No perfil da chuva de validação a diferença é ainda maior e ocorre ao longo de toda a extensão do rio Botas, isso porque a chuva de validação teve uma intensidade maior que a chuva de recorrência de 50 anos e ocorreu extravasamento em vários pontos ao longo de toda a extensão do rio Botas. No modelo 1D a água é obrigada a escoar dentro da calha do rio, mesmo quando atinge um nível tal que ocorreria extravasamento para fora da calha modelada por largas extensões. Em um modelo

2D ou Quasi-2D quando a cheia passa do limite da calha modelada ela segue para a planície e passa a escoar por essa, uma representação ilustrativa desse processo é observado na **Figura 5.7**.

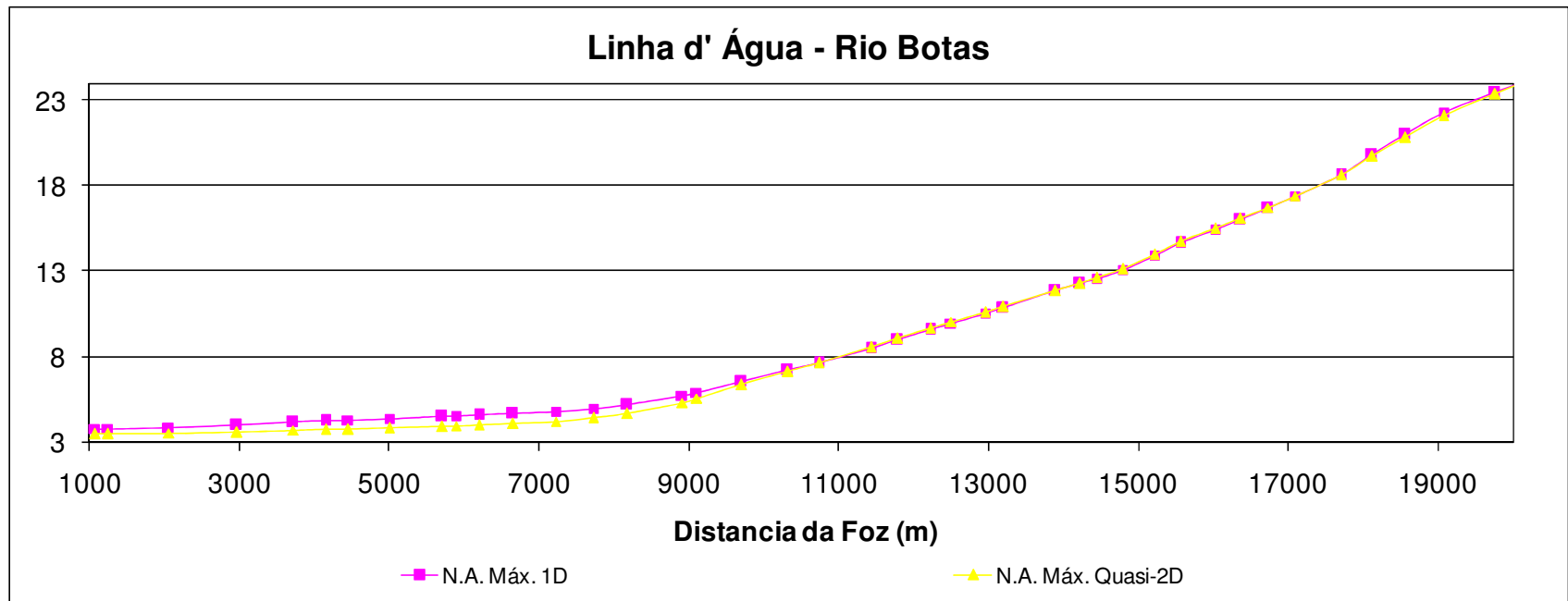


Figura 5.4 – Perfil longitudinal do rio Botas, modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR20 anos.

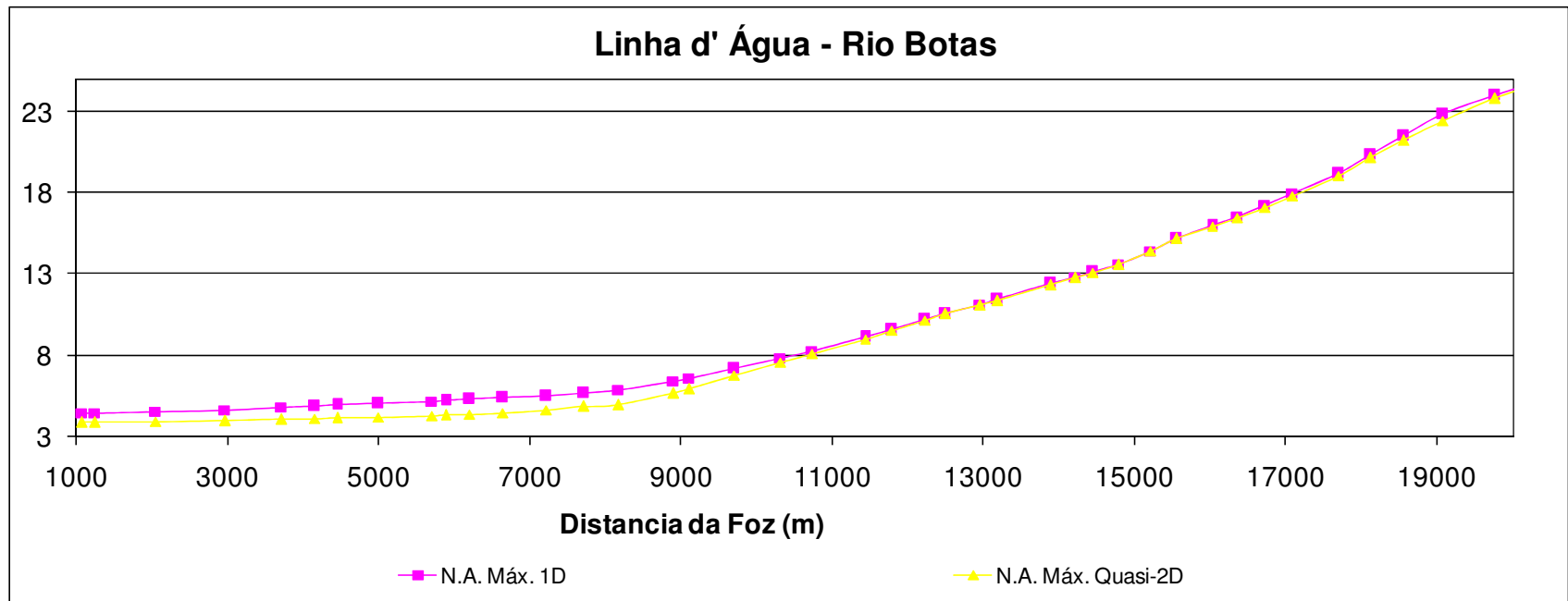


Figura 5.5 – Perfil longitudinal do rio Botas, modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR50 anos.

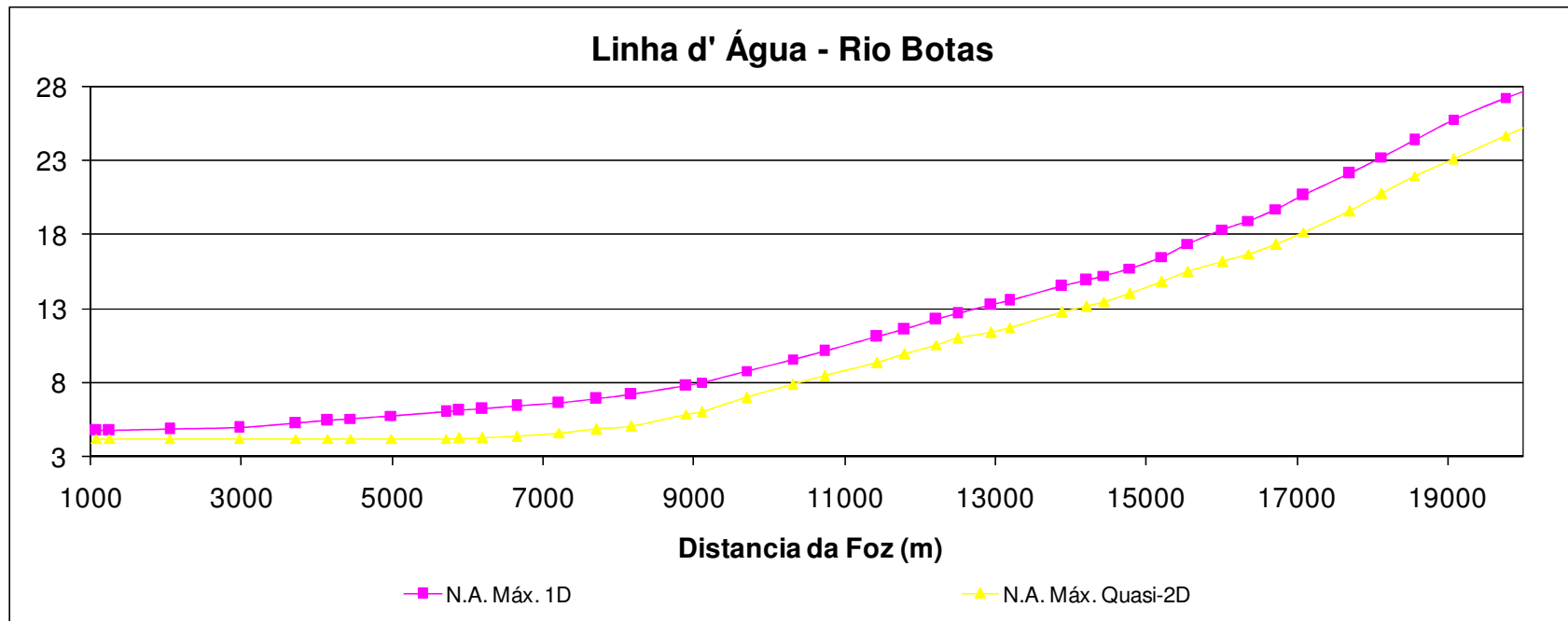


Figura 5.6 – Perfil longitudinal do rio Botas, modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, Chuva dos dias 30/31 de dezembro de 2009.

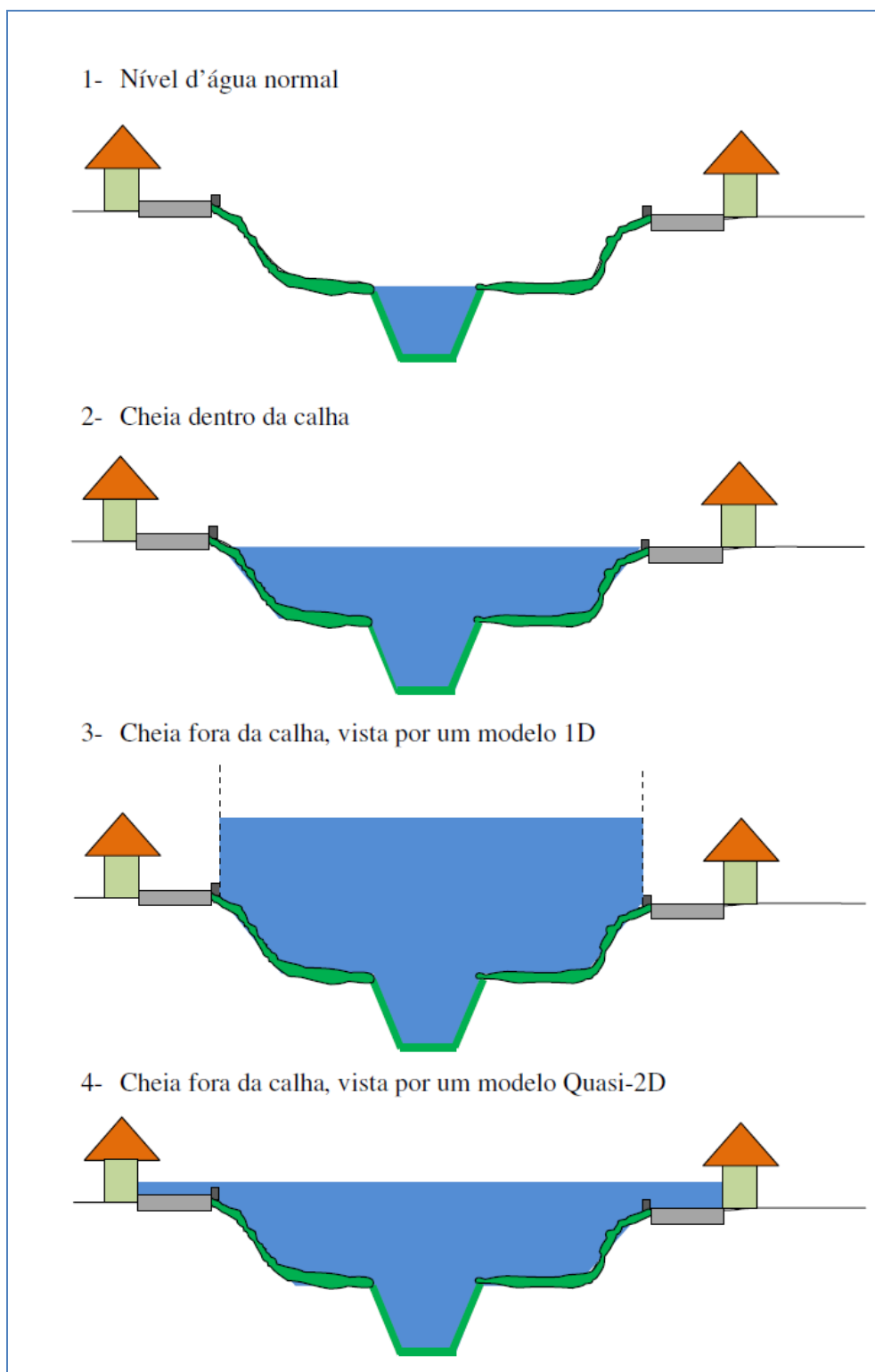


Figura 5.7 – Representação de uma cheia vista por um modelo 1D e por um modelo Quasi-2D.

O extravasamento observado pelo modelo Quasi-2D possibilitou a identificação de uma área de extravasamento natural na foz do rio Botas, observada na **Figura 5.8**, que possibilita o abatimento na vazão de pico que o rio Botas lança no rio Iguaçu em cerca de 40% nos cenários com chuva de projeto, conforme observado nos hidrogramas da **Figura 5.9** e da **Figura 5.10** e um abatimento de cerca de 15% no nível do rio Botas na sua foz no rio Iguaçu, conforme observado nos cotogramas da **Figura 5.11** e da **Figura 5.12**.

A influencia desse abatimento no pico da vazão e no nível máximo decorrente da identificação da área de extravasamento natural do rio Botas teve uma importância em dois aspectos técnicos para o dimensionamento das intervenções da Revisão do Projeto Iguaçu, no trecho do rio Iguaçu a jusante da foz do rio Botas. Primeiro permitiu uma redução na elevação dos diques que margeiam o rio Iguaçu em seu trecho final, isso porque o abatimento no pico de cheias do rio Botas decorrente da identificação da região de extravasamento natural do rio Botas, como consequência da modelagem Quasi-2D que melhor representa a situação física real, neste caso, acarretou em uma redução dos níveis máximos modelados no rio Iguaçu, conforme observado na **Figura 5.13**, na **Figura 5.14** e na **Figura 5.15**.

O segundo aspecto importante foi no dimensionamento dos *polders* localizados no rio Iguaçu. Conforme observado nos hidrogramas da **Figura 5.16** e da **Figura 5.17** e nos cotogramas da **Figura 5.18** e da **Figura 5.19**, o abatimento do pico da cheias do rio Botas em suas planícies de inundação exerce influencia nos hidrogramas e nos níveis do rio Iguaçu e a consideração dessa influencia é importante para o dimensionamento dos *polders* que tem suas áreas, comportas e, quando necessário, bombas dimensionadas de acordo com o tempo em que irão permanecer fechados, tempo este que é determinado pelo tempo da cheia no rio principal, para qual são dimensionados. No caso em que se considera o hidrograma abatido, o tempo da cheia de dimensionamento do *polder* tende a aumentar, já que os níveis demoram mais a abaixar, e dimensionar o *polder* para um tempo de cheia diferente acarretará na diminuição da segurança no interior deste.

Sob um aspecto de gestão do uso dos solos, a modelagem Quasi-2D, considerando as planícies de inundação, permitiu demonstrar a importância da manutenção da área de extravasamento natural na foz do rio Botas, como uma área que permite a redução dos níveis d'água no próprio rio Botas e no rio Iguaçu, diminuindo conseqüentemente o risco de cheias.



Figura 5.8 – Representação ilustrativa da área de extravasamento natural na foz do rio Botas.

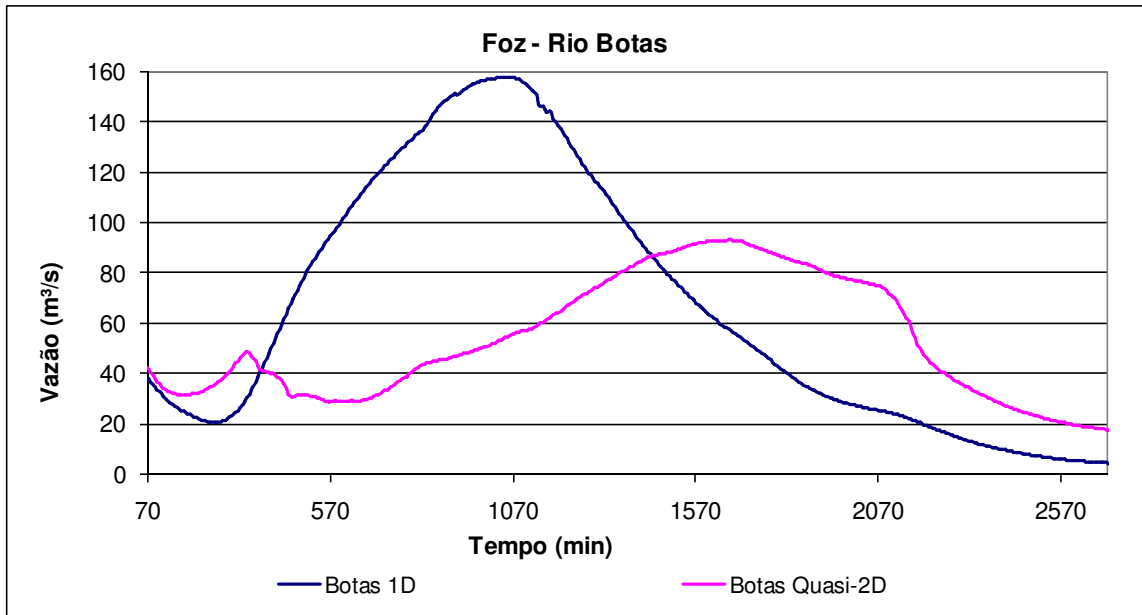


Figura 5.9 – Hidrograma na Foz do rio Botas, modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR20 anos.

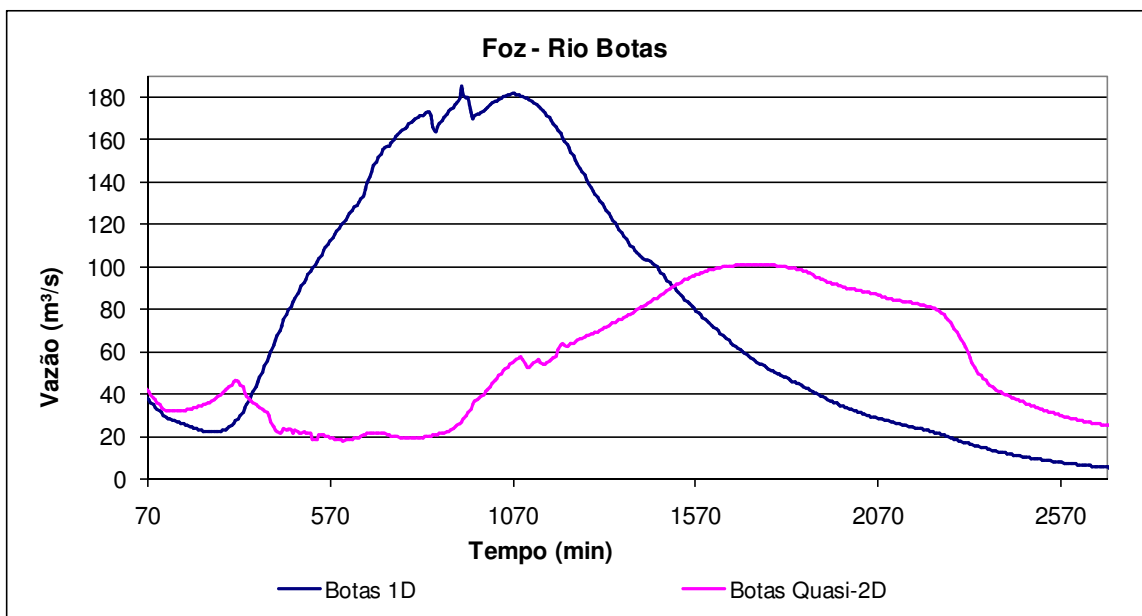


Figura 5.10 – Hidrograma na Foz do rio Botas, modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR50 anos.

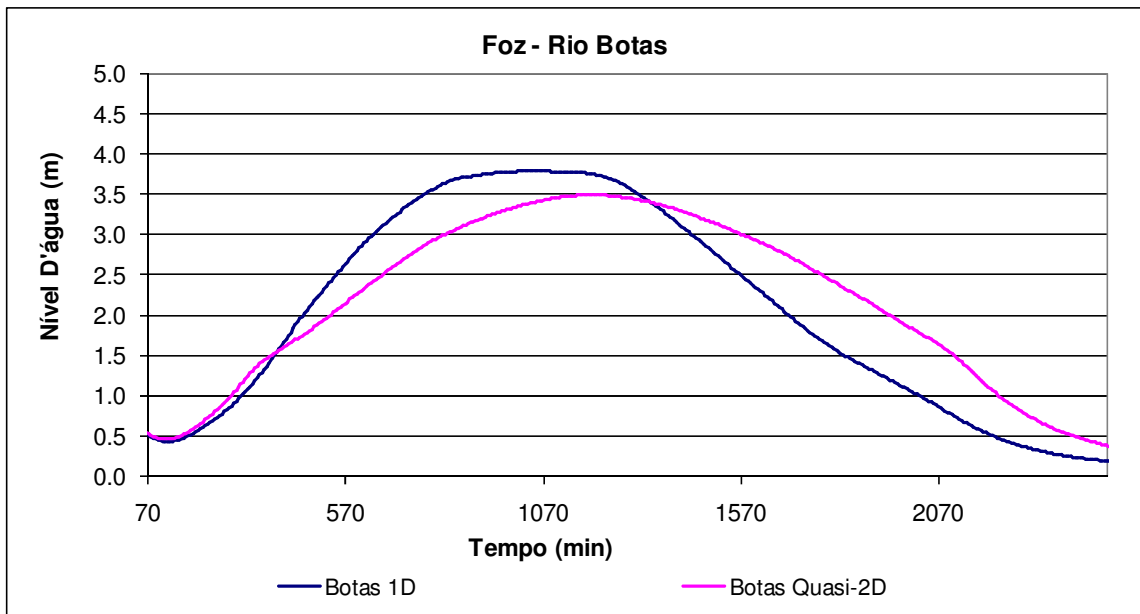


Figura 5.11 – Cotograma na Foz do rio Botas, modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR20 anos.

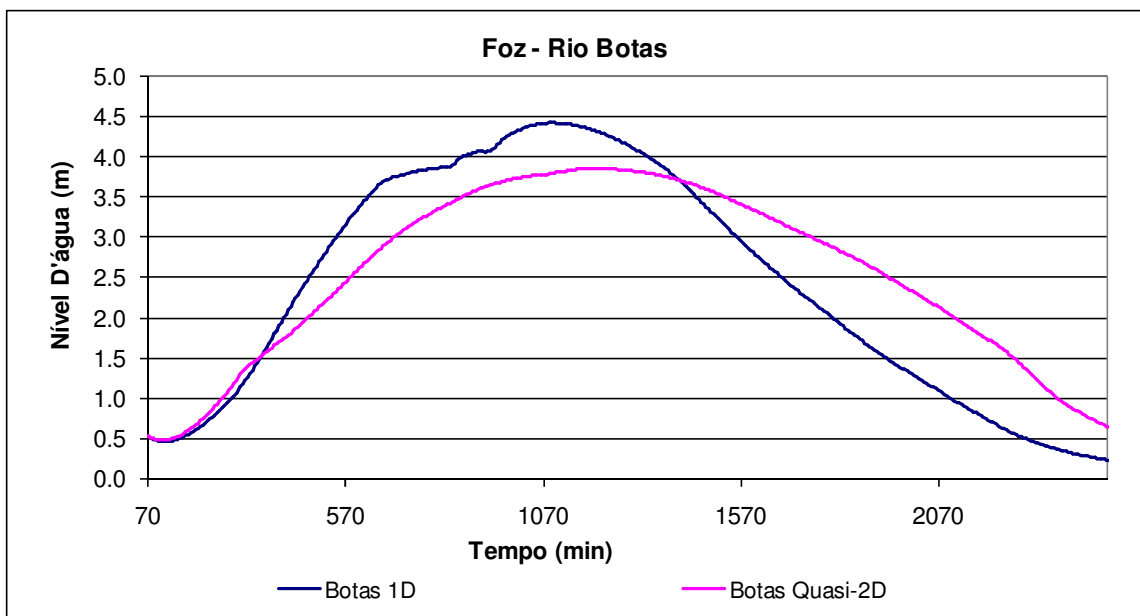


Figura 5.12 – Cotograma na Foz do rio Botas, modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR50 anos.

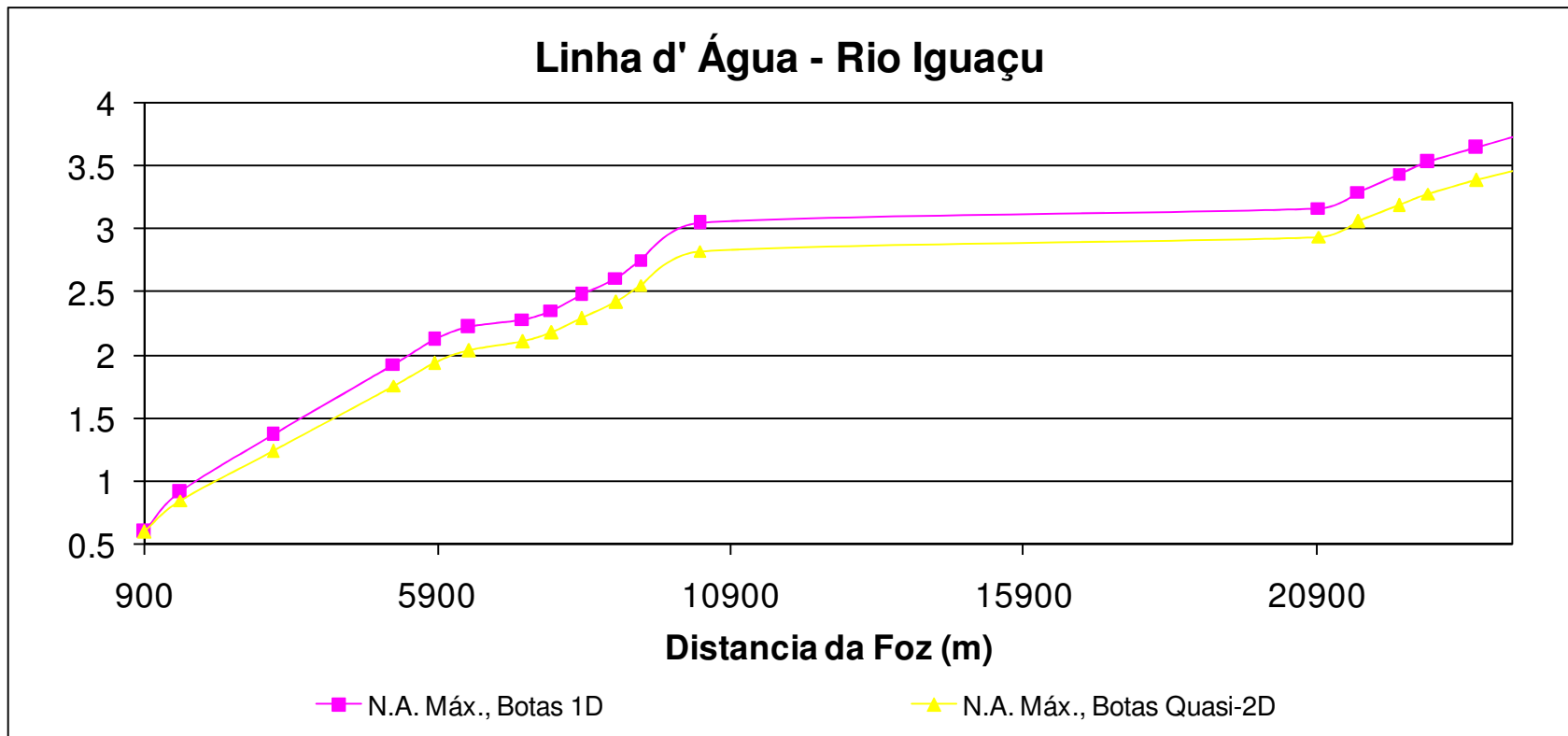


Figura 5.13 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, com o rio Botas modelado em 1D e Quasi-2D, TR20 anos.

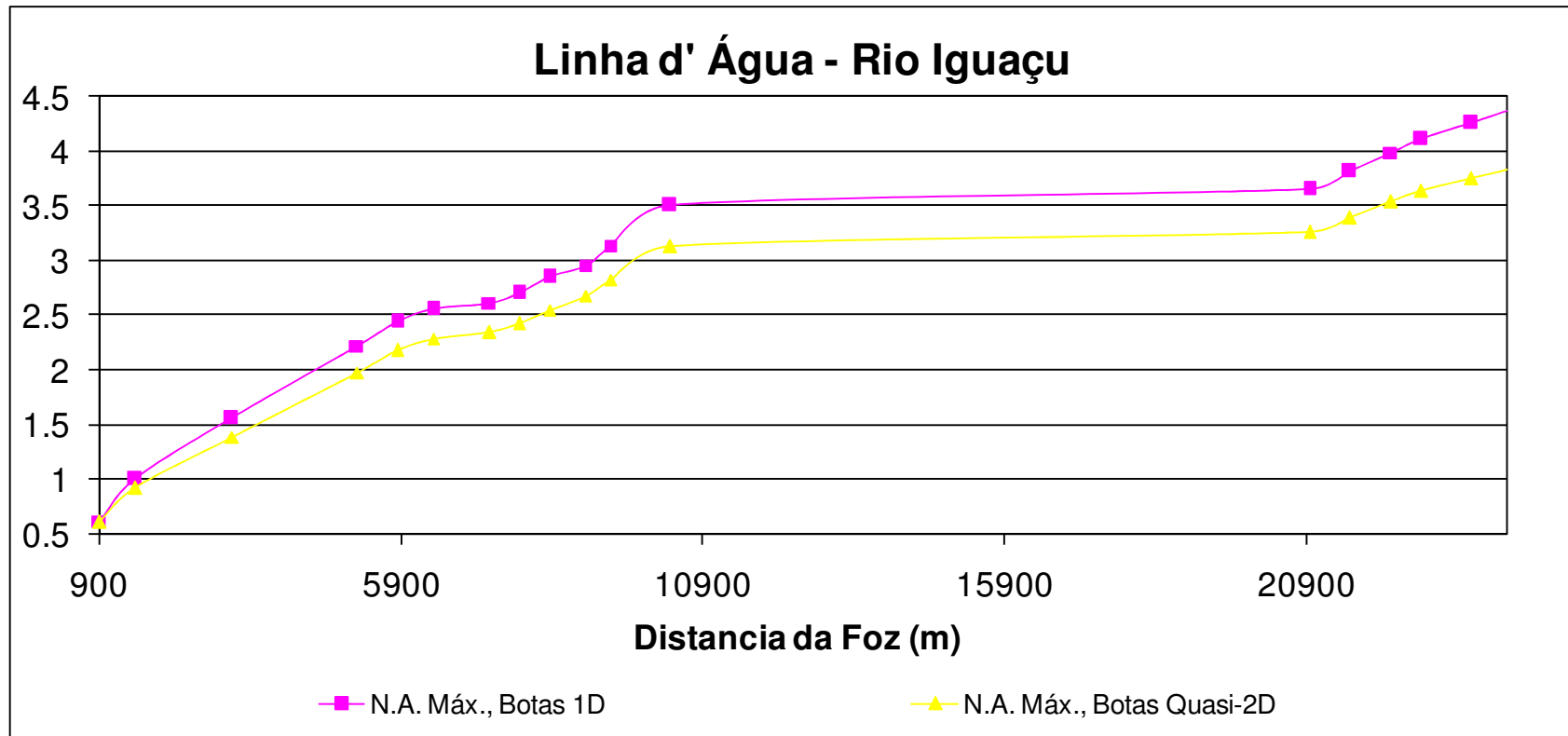


Figura 5.14 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, com o rio Botas modelado em 1D e Quasi-2D, TR50 anos.

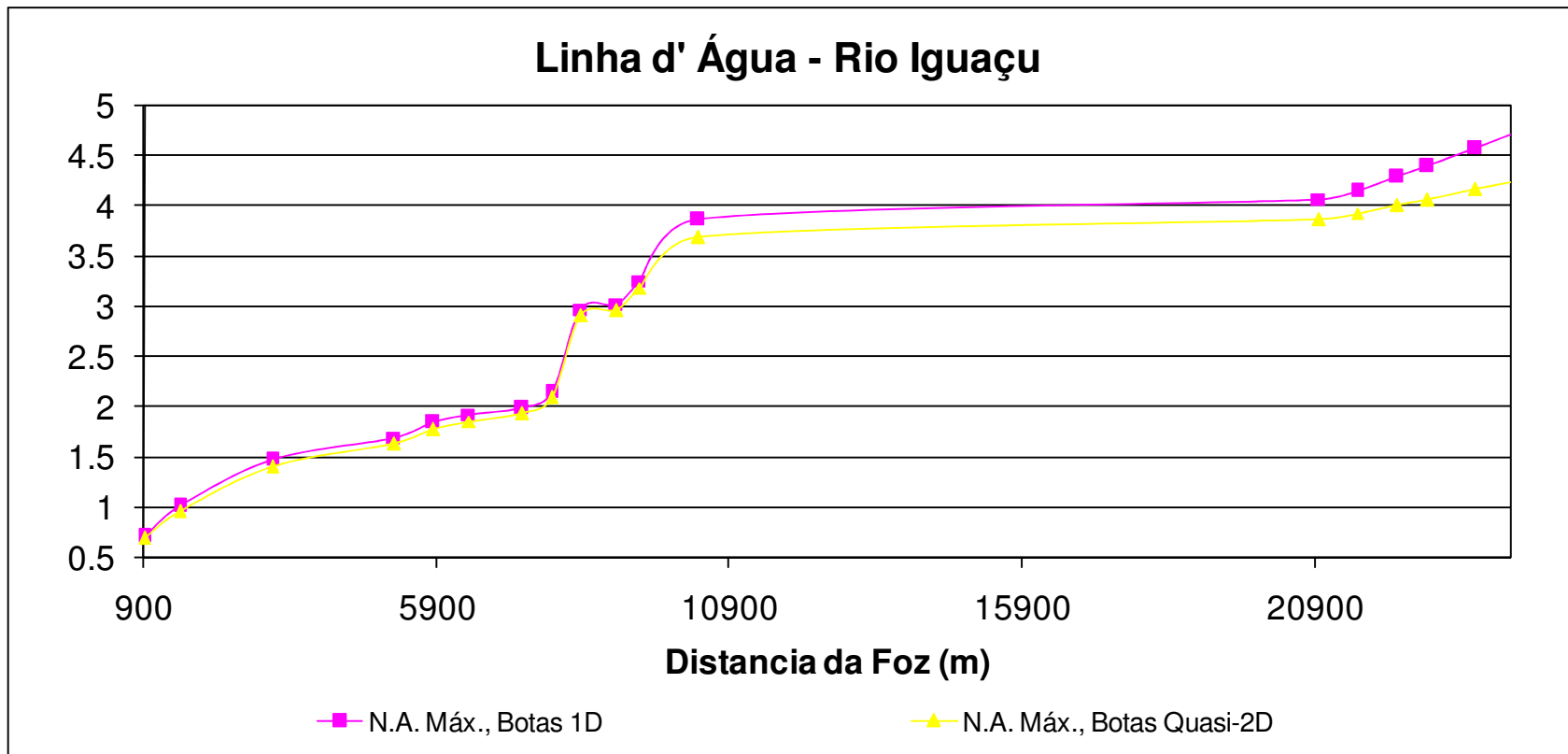


Figura 5.15 – Perfil longitudinal do rio Iguaçu, modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, Chuva dos dias 30/31 de dezembro de 2009.

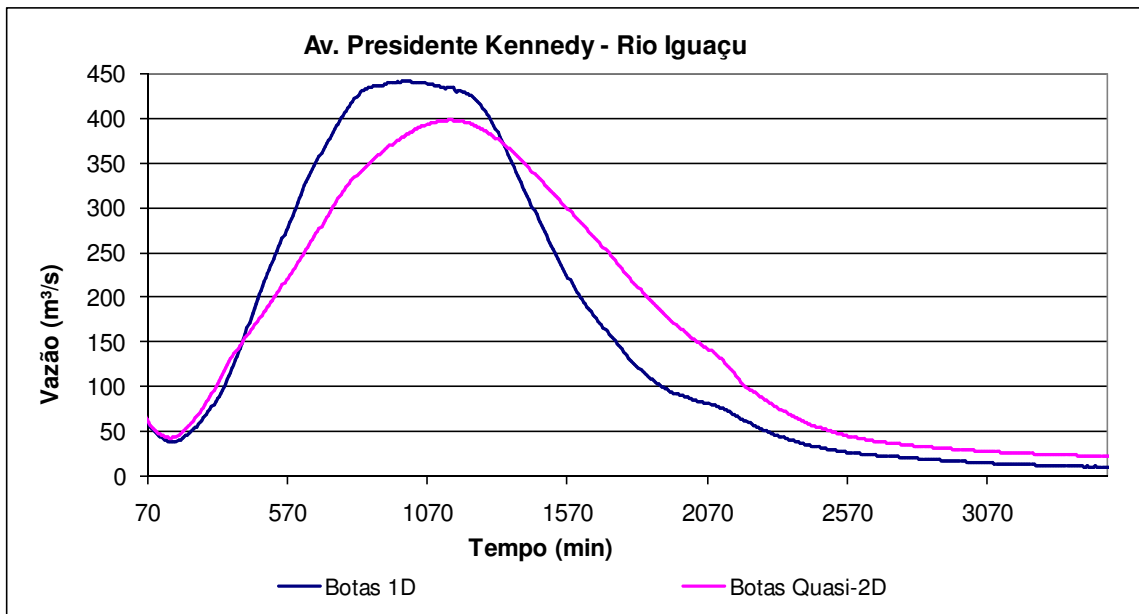


Figura 5.16 – Hidrograma do rio Iguçu na altura da Av. Presidente Kennedy, na altura do último conjunto de comportas do *Polder* do Outeiro, para o rio Botas entrando como um modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR20 anos.

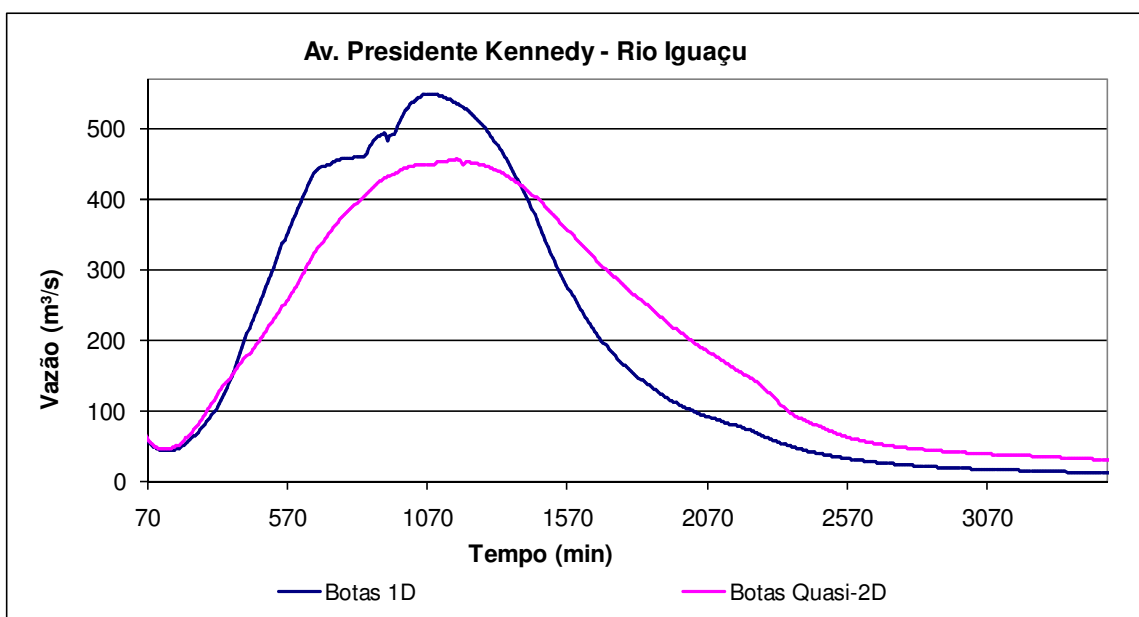


Figura 5.17 – Hidrograma do rio Iguçu na altura da Av. Presidente Kennedy, na altura do último conjunto de comportas do *Polder* do Outeiro, para o rio Botas entrando como um modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR50 anos.

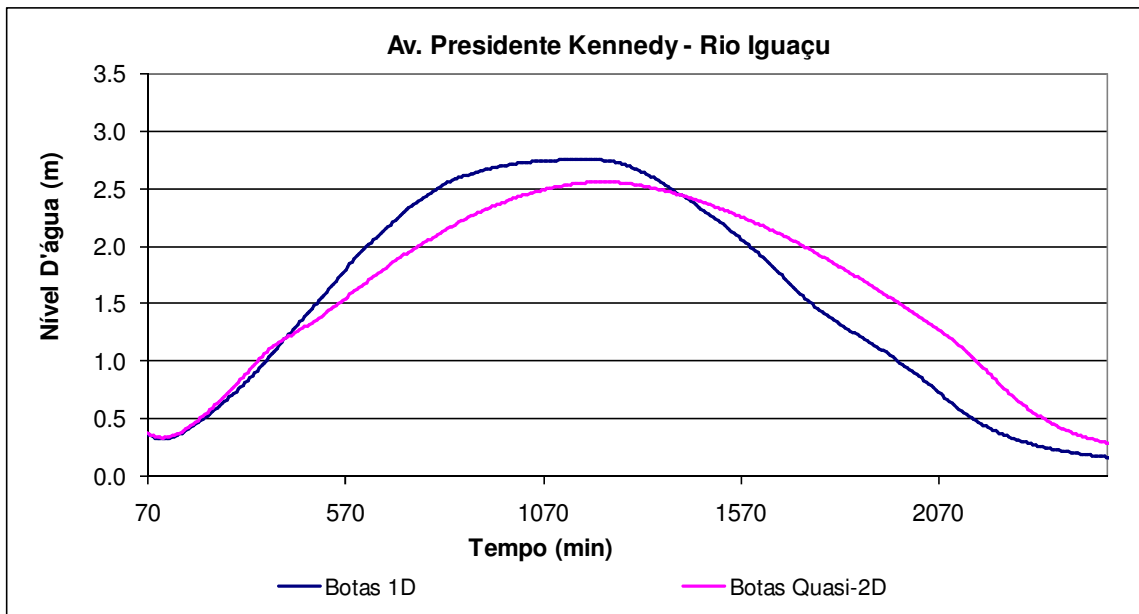


Figura 5.18 – Cotograma do rio Iguazu na altura da Av. Presidente Kennedy, na altura do ultimo conjunto de comportas do *Polder* do Outeiro, para o rio Botas entrando como um modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR20 anos.

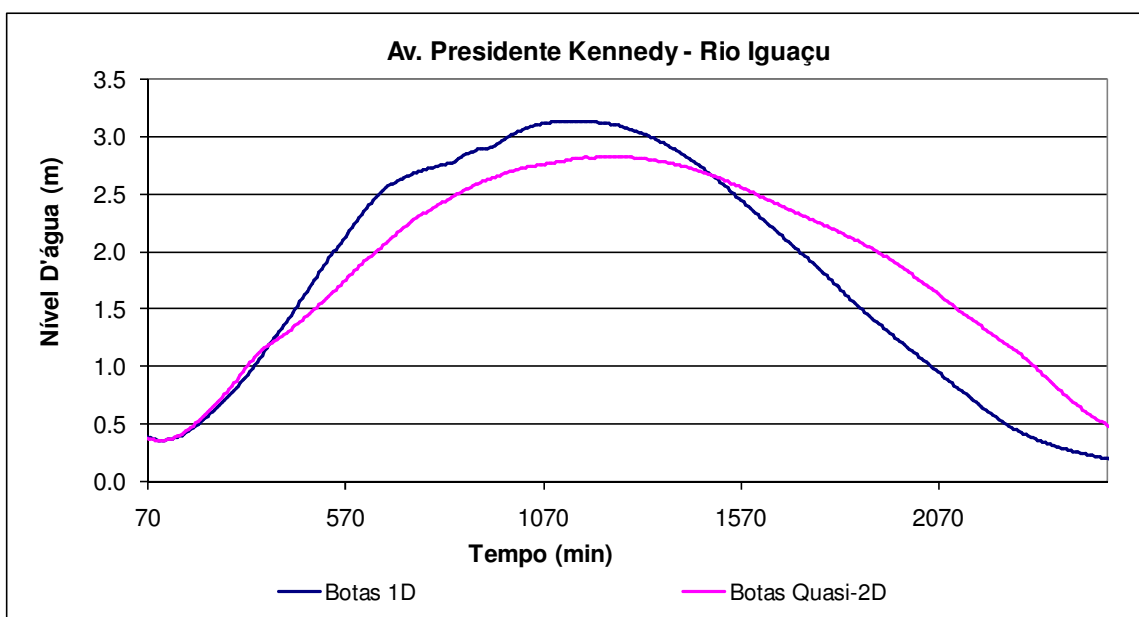


Figura 5.19 – Cotograma do rio Iguazu na altura da Av. Presidente Kennedy, na altura do ultimo conjunto de comportas do *Polder* do Outeiro, para o rio Botas entrando como um modelo hidrodinâmico 1D e Quasi-2D, TR50 anos.

6. Conclusões

A presente dissertação teve como objetivo comparar diferentes abordagens de modelação, na tentativa de identificar suas possíveis aplicações e limitações. Para o estudo de caso foi escolhida a bacia do rio Iguazu – Sarapuí e os diferentes modelos de escoamento utilizados nos Planos Diretores dessa bacia, ao longo do tempo, com seus resultados particulares.

Ao longo da dissertação foram apresentadas as seguintes abordagens de modelagem:

- Modelo hidrodinâmico IPH4 do rio Iguazu.
- Modelo hidrodinâmico Quasi-2D em células do rio Iguazu.
- Modelo de Escoamento permanente, Standard Step Method, do rio Botas.
- Modelo hidrodinâmico 1D em células do rio Botas, com o rio Iguazu modelado Quasi-2D.
- Modelo hidrodinâmico Quasi-2D em células dos rios Botas e Iguazu.

A partir da comparação dos resultados das modelagens apresentadas, foi possível observar uma redução significativa nos níveis d'água máximos sempre em que existia a representação das planícies em trechos que ocorre extravasamento. Essas diferenças, entre os vários modelos aplicados aos rios Iguazu e Botas, reafirmou a importância da representação das planícies de inundação para a modelagem de rios sempre que o escoamento desses extrapola a calha do rio. Quando se tem elementos para calibração, essas variações encontradas podem ser minimizadas, ou mesmo suprimidas, pelo processo de ajuste dos parâmetros calibráveis, de modo a fazer convergir os resultados. Entretanto, neste caso, quando a representação física não é a mais adequada, os parâmetros de calibração acabam assumindo valores “forçados”, distantes daqueles preconizados na literatura clássica e balizados pela experimentação. Nestes modelos, então, a predição sempre traz mais incertezas.

Como foi visto na comparação do modelo 1D com o modelo Quasi-2D do rio botas, no trecho em que o escoamento permanece confinado em calha, a modelagem 1D mostrou resultados praticamente idênticos à modelagem Quasi-2D, já que nesses trechos podemos considerar o escoamento do rio como praticamente unidimensional. Quando o nível d'água atingiu cotas em que passou a ocupar a planície de inundação, os modelos 1D passam a ser insuficientes em representar o escoamento e passam a gerar níveis d'água maiores que os reais, conforme observado na **Tabela 6.1**. Como, neste caso, e em muitos outros da realidade brasileira, faltam dados de calibração, a opção pela representação física mais simples mostra-se menos adequada e pode levar ao superdimensionamento de estruturas.

Tabela 6.1 – Níveis d'água do rio Botas calculados nos modelos 1D e Quasi-2D em diferentes seções.

Tempo de Recorrência	SEÇÃO	NÍVEL D'ÁGUA (m)		Diferença (m)
		Modelo 1D	Modelo Quasi-2D	
TR = 20 anos	FOZ	3,79	3,50	0,30
	Av. Estrela Branca	4,31	3,78	0,53
	Machambomba	4,69	4,07	0,62
	R.F.F.S.A	8,57	8,51	0,06
	Dutra	11,88	11,85	0,03
	Av. Coronel Bernadino de Melo	17,41	17,41	0,00
TR = 50 anos	FOZ	4,43	3,86	0,57
	Av. Estrela Branca	4,94	4,12	0,82
	Machambomba	5,35	4,44	0,92
	R.F.F.S.A	9,09	8,99	0,11
	Dutra	12,40	12,32	0,07
	Av. Coronel Bernadino de Melo	17,96	17,80	0,16

Resultado semelhante foi encontrado por Viseu *et al.*(1999 e 2000), que simulou a ruptura de uma barragem no vale do rio Arade com modelos 1D (Modelo DAMBRK) e 1D/2D (Modelo BIPLAN) e concluiu que as simulações efetuadas com o modelo 1D/2D apresentaram uma diminuição significativa da altura da onda de cheia por representarem as planícies de inundação, conforme observado na **Figura 6.1**.

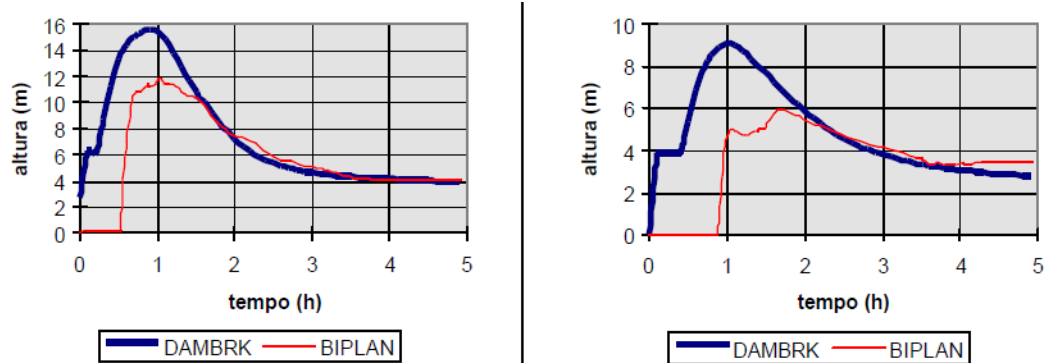


Figura 6.1 –Alturas de ondas obtidas por modelos 1D (DAMBRK) e 1D/2D (BIPLAN), em seções a 6 km e 10 km da barragem, respectivamente. Fonte: VISEU et al., 1999.

Essa característica dos modelos 1D de superestimar os níveis d'água em caso de extravasamentos para fora da calha pode ser aceitável quando está a favor da segurança, como no caso de confecção de mapas de inundação ou como primeiro resultado para alimentação de processos de planejamento em macro-escala. Mas quando for necessária uma avaliação do efeito das planícies de inundação no escoamento, os modelos 1D não correspondem às necessidades do estudo. O mesmo ocorre na elaboração de projetos de drenagem, quando ocorre extravasamento do rio em certos trechos, para suas planícies de inundação, situação em que modelos 1D poderão acarretar em projetos superestimados. Rios canalizados sem previsão de escoamento em várzeas, porém, podem se utilizar dos modelos 1D, sem maiores problemas.

Assim, a partir dessa característica dos modelos 1D, de representar bem os escoamentos que permanecem dentro da calha do rio, o uso desses em projetos de engenharia que visam comportar o escoamento dentro de uma calha de projeto é suficiente.

Os modelos Quasi-2D representam o extravasamento do rio para as planícies marginais, o que amplia as possíveis aplicações desses modelos e os tornam mais aptos a representar rios com extravasamento e projetos de drenagem concebidos com o uso de técnicas compensatórias, que geralmente utilizam a detenção das águas precipitadas, buscando o rearranjo temporal das vazões escoadas nos canais de drenagem. Essas técnicas são mais facilmente modeladas como reservatórios, dentro dos modelos Quasi-2D.

No passado, o principal papel da drenagem era “secar” áreas alagadas, sempre buscando acelerar o escoamento das águas nos rios e canais de drenagem. Esse paradigma era perfeitamente representado com modelos 1D e gerava, como observado no trecho inferior da bacia do rio Iguaçu, rios retificados e, algumas vezes, correndo dentro de diques. Para buscar conceber o funcionamento dos rios como algo integrado ao uso dos solos ao seu redor, extrapolando assim os antigos paradigmas de secar áreas alagadas e acelerar o escoamento, passou a ser necessário conceber o funcionamento e, portanto, modelar, as planícies de inundação dos rios. Assim, poder representar as planícies de inundação atribui aos modelos Quasi-2D um papel importante como ferramenta que viabiliza uma visão mais sistêmica do funcionamento do rio, integrado as suas planícies de inundação, e assim possibilitando a gestão também integrada do rio ao uso dos solos ao seu redor.

A percepção de uma área de alagamento na região da foz do rio Botas, e da importância desta na drenagem das regiões a montante e a jusante desse extravasamento, demonstrou não só as consequências de considerar a influência das planícies de inundação na modelagem de um escoamento, como também reafirmou a necessidade de se ir além da concepção de um sistema de drenagem tradicional, onde o escoamento do rio ou canal é visto isoladamente do funcionamento da região ao seu redor, como geralmente é feito quando aplicado um modelo de escoamento 1D.

Essa visão conjunta do sistema de drenagem com o uso das regiões ao seu redor é extremamente importante em áreas urbanizadas. Nessas áreas, por representar com eficiência o extravasamento da água do escoamento principal e poder representar, também de maneira eficiente, os novos percursos da água pelas planícies de inundação ou pelas estruturas típicas urbanas, o modelo Quasi-2D de Células de Escoamento tem uma vocação construtiva para a representação de estruturas de bacias ou reservatórios de detenção e outras estruturas de armazenamento temporário de água.

Na comparação de modelos de escoamento permanente com modelos hidrodinâmicos, foi observado que a modelagem com escoamento permanente pode vir a ser útil em casos em que não é necessária uma grande precisão no cálculo do nível d'água, o que é verdade em traçados de manchas de inundação, onde o erro característico dos modelos com escoamento permanente que é superestimar os níveis d'água, devido a se considerar a vazão máxima de

jusante de um trecho como sendo a vazão ao longo de todo o trecho, está a favor da segurança. Esse mesmo erro pode ser minimizado com a consideração de vazões diferentes para trechos pequenos e gerando o perfil de remanso do nível d'água de trecho em trecho. Esse tipo de modelagem, porém, só consegue perceber o que ocorre no canal principal. Os modelos hidrodinâmicos devem ser usados no lugar dos modelos de escoamento permanente sempre que os estudos requisitarem um maior grau de precisão e/ou quando as premissas para adotar um modelo de escoamento permanente, que, resumidamente, considera que a vazão de pico não é influenciada pelo armazenamento em calha.

Como recomendação, lembra-se que a presente dissertação não esgotou por completo a vasta gama de modelos de escoamento em rios e aplicações destes e que, em futuros estudos, a aplicação de novos modelos pode acrescentar pontos importantes a presente discussão. Um caso interessante seria a aplicação de um modelo 2D completo e as devidas reflexões sobre sua aplicabilidade, sobre as dificuldades de modelagem e sobre os dados necessários ao modelo, além da comparação dos resultados desse com os resultados de um modelo Quasi-2D.

Também é recomendado em um futuro estudo avaliar os custos de um mesmo projeto elaborado a partir de diferentes abordagens de modelagem. Um possível caso seria estudar o custo do alteamento dos diques no rio Iguaçu, para níveis gerados a partir de uma mesma chuva de projeto, na modelagem 1D e Quasi-2D. As diferenças obtidas seriam fruto, exclusivamente de uma modelação mais ou menos adequada ao caso. O dique maior não seria resultado de um projeto com maior segurança (embora o resultado pratico seja este) e sim uma superestimativa não necessariamente desejada. Essa diferença de custos certamente superaria, em muito, os valores gastos em uma modelação mais acurada na fase de projeto.

Por fim é valido ressaltar a dificuldade na coleta de dados, característica de grande parte das bacias brasileiras, para a devida calibração e validação dos modelos. Ao longo de todo o rio Botas e, a jusante deste, ao longo de todo o rio Iguaçu existe apenas uma régua com medidas de nível coletadas periodicamente, recentemente implantada para o “Sistema de Alerta de Cheias da Baixada” (SERLA, 2009).

7. Referências Bibliográficas

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

BARNARD, T. E. *et al.* Evolution of an Integrated 1D/2D Modeling Package for Urban Drainage. In: JAMES, William et al. (Comp.). **Contemporary Modeling of Urban Water Systems**. Guelph, On Canada: Computational Hydraulics International, 2007. Cap. 18, p. 343-365.

CAMPANA, N. A.; TUCCI, C. 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.

CAMPOS, J. N.. **Lições em Modelos e Simulação Hidrológica**. Fortaleza: Expressão Gráfica, 2009. 166 p.

CARNEIRO, P. R. F.. **Controle de Inundações em Bacias Metropolitanas Considerando a Integração do Planejamento do Uso do Solo à Gestão dos Recursos Hídricos: ESTUDO DE CASO: BACIA DOS RIOS IGUAÇU/SARAPUÍ NA REGIÃO METROPOLITANA DO RIO DE JANEIRO**. 2008. 296 f. Tese (Doutorado) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

CHARTERIS, A. B.; SYME, W. J.; WALDEN, W. J.. Urban Modelling and Mapping: 2D or Not 2D. In: CONFERENCE ON HYDRAULICS IN CIVIL ENGINEERING, 6., 2001, Hobart. **6th Conference on Hydraulics in Civil Engineering: The State of Hydraulics; Proceedings**. Barton, A.C.T.: Institution Of Engineers, Australia, 2001. p. 355 - 363.

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

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

COPPE/COPPETEC – UFRJ. **Plano Diretor de Recursos Hídricos, Controle de Inundações e Recuperação Ambiental da Bacia do Iguçu/Sarapuí.** Plano de Trabalho PDIS-RE-001-R0 – SERLA, Rio de Janeiro, 2008.

COPPE/COPPETEC – UFRJ. **Plano Diretor de Recursos Hídricos, Controle de Inundações e Recuperação Ambiental da Bacia do Iguçu/Sarapuí.** Análise do comportamento hidrológico e hidrodinâmico da bacia hidrográfica do rio Sarapuí, na baixada fluminense, e estudo de intervenções estruturais em 4 de suas sub-bacias PDIS-RE-002- R1 – SERLA, Rio de Janeiro, 2008.

COPPE/COPPETEC – UFRJ. **Plano Diretor de Recursos Hídricos, Controle de Inundações e Recuperação Ambiental da Bacia do Iguçu/Sarapuí.** Análise do comportamento hidrológico e hidrodinâmico da bacia hidrográfica do rio Botas - Iguçu na Baixada Fluminense PDIS-RE-009-R0 – SERLA, Rio de Janeiro, 2008.

COPPE/COPPETEC – UFRJ. **Plano Diretor de Recursos Hídricos, Controle de Inundações e Recuperação Ambiental da Bacia do Iguçu/Sarapuí.** Análise do comportamento hidrológico e hidrodinâmico da bacia hidrográfica do rio Botas - Iguçu na Baixada Fluminense PDIS-RE-009-R1 – SERLA, Rio de Janeiro, 2009.

COPPE/UFRJ -PNUD. **Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia dos Rios Iguçu/Sarapuí, com Ênfase no Controle de Inundações.** Modelagem Hidrodinâmica dos rios Iguçu e Sarapuí IG-RE-028-R0 – SERLA, Rio de Janeiro, 1996.

COPPE/UFRJ -PNUD. **Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia dos Rios Iguçu/Sarapuí, com Ênfase no Controle de Inundações.** Relatório Final IG-RE-029-R0 – SERLA, Rio de Janeiro, 1996.

COPPE/UFRJ -PNUD. **Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia dos Rios Iguçu/Sarapuí, com Ênfase no Controle de Inundações.** Estudos Hidrológicos IG-RE-009-R1 – SELA, Rio de Janeiro, 1994.

CUNGE, J.A.; HOLLY Jr., F.M.; VERWEY, A. **Practical Aspects of Computational River Hydraulics.** London, England: Pitman Advanced Publishing Program, 1980. 420p.

DAWDY, D. R., O'DONNELL, T.; Mathematical models of catchment behavior, **Journal of Hydraulic Division American Society of Civil Engineering**, p. 123-137. 1965.

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

HUANG, S.; VOROGUSHYN, S.; HUANG, S.. Quasi 2D hydrodynamic modelling of the flooded hinterland due to dyke breaching on the Elbe River. **Advances In Geosciences**, Potsdam, Germany, p. 21-29. 16 maio 2007. Disponível em: <<http://www.adv-geosci.net/11/21/2007/adgeo-11-21-2007.html>>. Acesso em: 01 mar. 2010.

LEOPARDI, A.; OLIVERI, E.; GRECO, M.. Two-Dimensional Modeling of Floods to Map Risk-Prone Areas. **Journal of Water Resources Planning And Management - ASCE**, p. 168-178. jun. 2002.

LINDENSCHMIDT, K.. Quasi-2D Approach in Modeling the Transport of Contaminated Sediments in Floodplains during River Flooding: Model Coupling and Uncertainty Analysis. **Advances In Geosciences**, Potsdam, Germany, p. 333-351. 2008. Disponível em: <<http://cat.inist.fr/?aModele=afficheN&cpsid=20276910>>. Acesso em: 01 mar. 2010.

LOPES, J.E.J.; BRAGA JR.B.P.F.; CONEJO, J.G.L. "Simulação hidrológica:Aplicações de um modelo simplificado". In: **Anais do III Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**. Fortaleza-CE,v. 2, p.42-62. 1981.

MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G.; CAMPOS, R. O. G.. 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.

MAGALHÃES, P.C. Hidrologia Superficial. In: **Engenharia Hidrológica**. Coleção ABRH de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, Ed. UFRJ, 1989. Vol. 2, p. 201-289.

MAGALHÃES, L.P.C.; MIGUEZ, M.G.; MASCARENHAS, F.C.B.; MAGALHÃES, P.C.; BASTOS, E.T. ; COLONESE, B.L. Sistema Hidro-Flu para Apoio a Projetos de Drenagem. In: XVI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 2005, João Pessoa. **Anais do XVI SBRH**. Porto Alegre: ABRH - Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2005.

MIGUEZ, M. G.. **Modelação Matemática de Grandes Planícies de Inundação, através de um Esquema de Células de Escoamento, com Aplicação ao Pantanal Mato-Grossense.** 1994. 130 f. Dissertação (Mestrado) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1994.

MIGUEZ, M. G.. **Modelo Matemático de Células de Escoamento para Bacias Urbanas.** 2001. 410 f. Tese (Doutorado) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.

MILLER, W.A. & CUNGE, J. A., 1975, Simplified Equations of Unstead Flow, in Unsteady Flow in Open Channels, Water Ressources Publications, Fort Collins, USA.

PONCE, V.M.; SIMONS, D.B. Applicability of Kinematic and Difusion Models. **Journal of the hydraulics Division** - ASCE, vol. 104. 1978.

SERLA, Sistema de Previsão e Alerta de Enchentes da Baixada da Baixada Fluminense. Relatório Técnico Final - SERLA, Rio de Janeiro, 2009.

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

ROSMAN, P. C. C.. Um Sistema Computacional de Hidrodinâmica Ambiental. In: SILVA, R. C. V. (Comp.). **Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 5.** Rio de Janeiro: ABRH, 2001. Cap. 1, p. 1-161.

SILVA, R.C.S., MASCARENHAS, F.C.B.. Condições de Aplicabilidade dos Métodos Hidrológicos em Canais. In: IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 1981, Fortaleza. **Anais do IV SBRH.** Fortaleza: ABRH - Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1981.

SILVA, R. C. V.; MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G.. **Hidráulica Fluvial.** 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2007.

SILVEIRA, A. L.L.. O Ciclo Hidrológico e Bacia Hidrográfica.. In: TUCCI, C. E. M. (Comp.). **Hidrologia: Ciência e Aplicação.** Porto Alegre: UFRGS Ed., 1993. Cap. 2, p. 35-53.

SOUZA, M. S.. OS IMPACTOS DAS POLÍTICAS AGRÁRIAS E DE SANEAMENTO NA BAIXADA FLUMINENSE. **Revista Pilares Da História**, Duque de Caxias, n. 6, p.17-25, abr. 2006.

SYME W.J., PINNELL, M.G. and WICKS, J.M., 'Modelling Flood Inundation of Urban Areas in the UK Using 2D / 1D Hydraulic Models', The Institution of Engineers, Australia 8th National Conference on Hydraulics in Water Engineering ANA Hotel Gold Coast, Australia 13-16 July 2004.

TUCCI, C. E. M.; BRAGA JUNIOR, B. P. F.; SILVEIRA, A.. 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, C. E. M.. **Modelos Hidrológicos**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005. 678 p.

UFRJ. **Modelação matemática da bacia do polder Alberto de Oliveira, com a modelação parcial do rio Sarapuí ao longo da extensão do Canal Auxiliar** Relatório de análise de resultados obtidos para o rio Sarapuí. PEC 3850 – SEPDET, Rio de Janeiro, 2003.

US ARMY CORPS ENGINEERS (U.S.A.). **River Hydraulics: ENGINEER MANUAL**. Washington, Dc: Department Of The Army/U.S. Army Corps Of Engineers, 1993.

WISEU, T.; FRANCO, A. B.; ALMEIDA, A. B.; SANTOS, A.. Modelos Uni e Bidimensionais na Simulação de Cheias Induzidas por Rotura de barragens. A Experiência do Vale do Arade. In: IV SIMPÓSIO DE HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS DOS PAÍSES DE LÍNGUA OFICIAL, Coimbra, Portugal. **Anais do IV SILUSBA**. 1999.

WISEU, T.; FRANCO, A. B.; ALMEIDA, A. B.. - Dam-break Flood Modelling Using Uni- and Bi-dimensional Numerical Models on a Natural River Valley. International European . In: Asian Workshop Ecosystem and Flood, Hanoi, Vietnam. 2000.

WOOLHISER, D.A.; LIGGETT, J.A.. UNSTEADY, ONE-DIMENSIONAL FLOW OVER A PLANE. **Water Resources Research**. 3rd quarter, n. 3, Vol. 3, p.753-771, 1967.