MODELO INTEGRADO PARA SIMULAÇÃO DE SISTEMAS HÍDRICOS

Luiz Paulo Canedo de Magalhães

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

_____

Prof. Flávio Cesar Borba Mascarenhas, D.Sc.

_____

Prof. Paulo Canedo de Magalhães, Ph.D.

_____

Prof. Marcelo Gomes Miguez, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL
JUNHO DE 2005

DE MAGALHÃES, LUIZ PAULO CANEDO

Modelo Integrado para Simulação de Sistemas Hídricos. [Rio de Janeiro] 2005

VIII, 100 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2005)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Modelos Matemáticos, 2. Gestão de Recursos Hídricos, 3. Modelagem Hidrológica, 4. Paraíba do Sul

I. COPPE/UFRJ II. Título (série).

Este trabalho é dedicado a meus pais, Sergio Canedo de Magalhães e Ana Maria Moldenhauer, e a minha irmã, Ana Carolina Canedo de Magalhães.

Agradecimentos

Muitos foram aqueles que contribuiram de algum modo para a conclusão deste trabalho. No entanto, algumas pessoas tiveram participação mais significativa nesta etapa de minha vida, sendo este o momento oportuno de registrar a minha enorme gratidão para com elas.

Primeiramente agradeço ao meu orientador, Flávio Mascarenhas, pelos conhecimentos transmitidos, pelo acompanhamento da produção da tese, e também por todas as oportunidades oferecidas ao longo deste tempo no Laboratório de Hidráulica Computacional.

É fundamental registrar também a minha gratidão e admiração para com meu tio e professor Paulo Canedo, que através de seu talento, conhecimento e inteligência tem inspirado e contribuído ativamente para a minha formação.

Uma outra pessoa que participou ativamente do desenvolvimento desta tese e também de outros vários trabalhos, artigos e projetos que tive a honra de fazer parte, e a quem também devo muito, é o amigo e professor Marcelo Miguez.

Estes professores foram os que mais influenciaram a minha formação e, sem dúvida, parte do resultado que está sendo atingido com esta tese deve ser atribuído a eles. No entanto, algumas outras pessoas também desempenharam papel essencial neste trabalho. Os bolsistas Eduardo Tenório, que tanto ajudou na programação do modelo, e Viviane Catão, que conduziu com brilhantismo a modelação da bacia do Paraíba, também merecem grande destaque pelo êxito deste trabalho. Sendo também importante destacar a participação de algumas outras pessoas, entre elas: as alunas Magali Matos, Mariana Villas Boas e Juliana Zonensein, que auxiliaram na modelação da bacia e na revisão do texto; o amigo Carlos D'Altério, que coordenou o início da modelação do Paraíba; o amigo Jorge Prodanoff, que nunca deixou de dar seus bons conselhos e de prestar ajuda quando solicitada; os bolsistas Bruno Colonese, Renata Mentzingen e Felipe Araújo, por contribuirem para manter o ótimo clima de trabalho de nossa equipe; os colegas e funcionários do LHC e do LABHID, entre os quais destaco os amigos Maximiliano Strasser, Raul Garcia e Franklin Sobrinho.

Por fim, gostaria de agradecer à CAPES e à FAPERJ pelo apoio através do pagamento de bolsa de mestrado.

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

MODELO INTEGRADO PARA SIMULAÇÃO DE SISTEMAS HÍDRICOS

Luiz Paulo Canedo de Magalhães

Junho/2005

Orientador: Flávio Cesar Borba Mascarenhas

Programa: Engenharia Civil

O gerenciamento dos recursos hídricos em uma determinada bacia tende a ser mais eficiente à medida em que se aumenta o conhecimento sobre a disponibilidade hídrica e a qualidade da água. Deste modo, percebe-se a necessidade do emprego de alguma técnica com o objetivo de simular o funcionamento do complexo sistema constituído pela própria natureza e pela interação desta com as obras e os usos da água impostos pelo homem. O objetivo deste trabalho compreende o desenvolvimento de um modelo integrado para a simulação de sistemas hídricos, sendo este composto por quatro módulos principais; hidrodinâmico, hidrológico, gerenciamento e de qualidade de água, este último apenas apresentado de modo preliminar e ainda sem implementação computacional. Espera-se que a ferramenta desenvolvida possa vir a ser utilizada no subsídio ao processo de tomada de decisão relativo à gestão da água. Um estudo de caso com o modelo é apresentado para a bacia do rio Paraíba do Sul.

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

INTEGRATED MODEL FOR HYDRICAL SYSTEMS SIMULATION

Luiz Paulo Canedo de Magalhães

June/2005

Advisor: Flávio Cesar Borba Mascarenhas

Department: Civil Engineering

Water resources management in a hydrographic basin become more effective as it is increased the knowledge about quantity and quality aspects of the water. In such a way, it can be noticed the need of using a technique with the goal to simulate the complex system defined by nature itself and by the effect caused by constructions and water use settled by man. The main goal of this thesis is to develop an integrated model for hydrical systems simulation composed by sub modules responsible for hydrological simulation, management and water use aspects and water quality modeling, but only a general framework for the last one is presented. It is expected that the developed tool will be used as a decision aid support system. It is also presented a case study applied to the Paraíba do Sul river basin.

Índice

1) Introdução 1
2) A Gestão de Recursos Hídricos e o Problema Decisório 4
2.1) Decisões Relacionadas aos Instrumentos de Gestão da Água 6
2.1.1) Outorga de direito de uso 6
2.1.2) Cobrança pelo uso da água 8
2.1.3) Enquadramento dos corpos d'água em classes 10
2.1.4) Plano de Recursos Hídricos 13
2.2) Outras decisões Relacionadas ao Gerenciamento de Recursos Hídricos 13
3) Modelos Matemáticos Aplicados em Problemas de Recursos Hídricos 15
3.1) Modelos em recursos hídricos 15
3.2) Modelos hidrodinâmicos 20
3.2.1) Equações de Saint Venant 21
3.3) Modelos hidrológicos 26
3.3.1) O ciclo hidrológico 27
3.4) Modelos de qualidade de água 35
3.5) Outros modelos 36
4) Estrutura Básica do Modelo Integrado para Simulação de Sistemas Hídricos 38
4.1) Modelação de Sistemas Hídricos 38
4.2) O Modelo de Células 38
4.3) Conceitos Básicos e Hipóteses da Modelagem por Células 41
4.3.1) Propriedades das células 43
4.3.2) Propriedades e tipos de ligações 46
4.3.3) Equações governantes e modelação matemática 48
4.4) Modelo Numérico 49
5) Modelo Integrado para Simulação de Sistemas Hídricos 51
5.1) Módulo Hidrológico 51
5.1.1) Separação do escoamento Superficial 54
5.2) Módulo de Gerenciamento 65
5.2.1) Representação de usuários 66
5.2.2) Ligação tipo transposição 66
5.2.3) Criação da ligação do tipo operação de UHE 67
5.3) Proposição do Módulo de Qualidade de Água 68
6) Estudo de Caso – Bacia do Rio Paraíba do Sul 72
6.1) Modelação da Bacia do Rio Paraíba 74
6.2) Calibração do Modelo 81

6.2.1) Calibração da bacia do rio Bocaina 82
6.2.2) Calibração da bacia do rio Buquira 87
6.2.3) Calibração da bacia do rio Paraitinga 91
6.3) Generalização dos Parâmetros ajustados 94
6.4) Simulação da região escolhida na bacia do rio Paraíba do Sul 96
7) Conclusão 109
Referências Bibliográficas 111

1) Introdução

O gerenciamento dos recursos hídricos em uma determinada bacia tende a ser mais eficiente à medida que se aumenta o conhecimento sobre a disponibilidade hídrica, a demanda relativa aos usuários, e a qualidade da água. Deste modo, percebe-se a necessidade do emprego de alguma técnica com o objetivo de simular o funcionamento do complexo sistema constituído pela própria natureza e pela interação desta com as obras e os usos da água impostos pelo homem.

A modelagem computacional apresenta-se como uma técnica já consolidada que pode ser aplicada na simulação de processos hidrológicos, hidrodinâmicos, de transporte de substâncias, físico-químicos e biológicos, que, de um modo integrado, determinam o comportamento da bacia hidrográfica. Deste modo, a modelação dos sistemas de recursos hídricos pode ser empregada no intuito de fornecer um importante subsídio técnico aos processos de tomada de decisão referentes ao planejamento e à operação dos mesmos, além de proporcionar condições para elaboração de vários estudos sobre os processos naturais e antrópicos numa região.

A modelação do funcionamento de um sistema hídrico depende de uma boa representação dos diversos processos que se manifestam na bacia. Estes fenômenos podem ser considerados de um modo individualizado, como, por exemplo, no caso dos modelos que procuram simular isoladamente fenômenos hidrodinâmicos, hidrológicos ou de transporte de escalares. No entanto, a representação sistêmica da bacia demanda a articulação entre estes diversos modelos, o que, em algumas aplicações, pode ser feito por etapas sucessivas, utilizando a saída de um modelo como entrada do outro, ou de um modo mais eficiente, ou até mesmo indispensável em alguns casos (por exemplo, na simulação hidrodinâmica e de qualidade de água para constituintes ativos), acoplando estes modelos numa mesma ferramenta. E mais, um modelo que se proponha a dar suporte ao processo de gerenciamento de recursos hídricos também deve ser capaz de lidar com variáveis que representam o uso da água ou que venham a agregar informação técnica ao processo de gestão.

O objetivo deste trabalho compreende o desenvolvimento de um modelo integrado para a simulação de sistemas hídricos, sendo este composto por quatro módulos principais: hidrodinâmico, hidrológico, de gerenciamento e de qualidade de água, este último apenas proposto de forma preliminar e ainda sem implementação computacional. Este modelo está sendo concebido como uma ferramenta a ser utilizada no subsídio ao processo de tomada de decisão relativo à gestão da água,

permitindo a simulação de séries temporais de vazões, níveis, qualidade da água, e outras variáveis que futuramente possam vir a ser incluídas no modelo, como por exemplo, a energia estocada em reservatórios de UHE. Esta ferramenta também possui a capacidade de simular bacias complexas compostas por cascatas de reservatórios, diversos usuários da água, e transposições, possibilitando, por exemplo, a simulação integrada das bacias do Paraíba do Sul e do Guandu (receptora de parte de suas águas), permitindo assim uma importante análise da interrelação entre estas regiões que partilham um recurso comum. Este tipo de análise pode vir a subsidiar estudos sobre a sinergia hídrica que pode ocorrer em bacias interligadas.

A estrutura computacional tomada como ponto de partida para o desenvolvimento deste trabalho foi o Modelo de Células de Escoamento (Mascarenhas e Miguez, 2005), ferramenta de simulação hidrodinâmica que vem sendo continuamente aprimorada na COPPE desde o início da década de noventa, a partir da concepção original apresentada por Lorgeré, Preissman, Cunge e Vervey (1970). Este modelo vem sendo utilizado em diversos estudos de cheias em bacias rurais e urbanas, e em função de sua estrutura modular e de outras características, a serem abordadas mais à frente, foi escolhido como base para o novo modelo. Assim, dos quatro módulos básicos de simulação integrada, o modelo hidrodinâmico é o único que já se encontrava num adiantado grau de desenvolvimento previamente a este trabalho. Desse modo, a concepção e a implementação dos módulos hidrológico e de gerenciamento, e a proposição do módulo de qualidade da água consistem nas maiores contribuições desta tese.

O módulo hidrológico trabalha fundamentalmente como um modelo hidrológico concentrado acoplado a cada uma das células do modelo. Considerando que a divisão em células pode ser tão refinada quanto queira o modelador e/ou demande o estudo, e que, em geral, as aplicações são compostas por dezenas ou centenas de células, este tipo de modelagem pode ser classificada como a de um modelo hidrológico distribuído por células. A entrada no modelo hidrológico refere-se à série de precipitações na bacia, discretizada na escala de uma célula, e as parcelas do ciclo hidrológico que o modelo busca representar são basicamente: a interceptação vegetal e a retenção em depressões do terreno; a separação da chuva efetiva; a formação do hidrograma de escoamento superficial direto; o escoamento sub-superficial; o escoamento subterrâneo; a evapotranspiração e a evaporação de superfícies líquidas.

O módulo de gerenciamento é composto fundamentalmente pela representação dos usuários, neste momento considerando apenas os usos de

captação e consumo de água, de regras de operação de UHE, e de regras de transposição de bacias. Em etapas futuras, uma série de outras funcionalidades voltadas para o processo de gestão, como, por exemplo, o cálculo da energia estocada em reservatórios, poderão ser adicionadas ao modelo.

O módulo de qualidade de água será baseado na solução da equação de transporte difusivo e advectivo, representando também as equações de produção e consumo (reações cinéticas) de substâncias. A equação de transporte deverá ser considerada de forma unidimensional em virtude da estrutura do Modelo de Células, que representa o espaço bidimensional através de um conjunto de ligações unidimensionais (Miguez, 2001). O modelo deverá ser capaz de lidar com a diversidade de comportamentos que se manifestam em trechos de rio, em lagos e reservatórios, ou mesmo em estuários. Uma tarefa de fundamental importância é a escolha dos parâmetros de qualidade e processos a serem representados no modelo. Por um lado, percebe-se a complexa trama de inter-relações que interferem na qualidade de água, demandando um grande número de parâmetros, e, por outro lado, tem-se como uma das características desejadas o desenvolvimento de um modelo com número reduzido de parâmetros de calibração. Uma vez que o modelo se propõe a ser uma ferramenta para o gerenciamento dos recursos hídricos, é natural que os parâmetros representados sejam os de maior relevância para este processo e os que interagem de forma mais significativa com estes.

Tendo por base o modelo desenvolvido, foi elaborado um estudo de caso aplicado aos trechos alto e médio da bacia do rio Paraíba do Sul. A região modelada corresponde à área situada desde a cabeceira da bacia, no estado de São Paulo, estendendo-se até à transposição de parte das vazões desta para o Sistema Light e a bacia do rio Guandu, visando atender à Região Metropolitana do Rio de Janeiro (RMRJ).

Por fim, é apresentada uma avaliação crítica do modelo desenvolvido, apontando suas virtudes e seus defeitos e propondo algumas modificações que podem vir a ser incorporadas no mesmo de forma a melhorar a sua capacidade de representação dos sistemas hídricos.

2) A Gestão de Recursos Hídricos e o Problema Decisório

Apesar da escassez da água não ser um problema novo, cada vez mais esta questão vem trazendo preocupação para o homem. A água é indispensável para o abastecimento das populações humanas e às atividades econômicas. Deste modo, fica evidente que o desenvolvimento social e econômico de uma região depende fundamentalmente de uma oferta adequada deste recurso mineral.

A água ocorre na natureza de forma bastante variável tanto espacialmente quanto temporalmente. Para permitir que sua oferta seja mais regular ao longo do tempo são construídos reservatórios, que ainda possibilitam, eventualmente, a geração de energia hidrelétrica, a atuação no controle de cheias, a navegação, a irrigação, etc. Com estas intervenções, o homem passa a exercer um maior controle sobre o regime fluvial, tornando o processo de tomada de decisão, no que se refere à operação deste sistema, bem mais complexo.

Considerando que a disponibilidade hídrica numa região é limitada, a adoção de práticas conservacionistas e de estímulo ao uso racional da água possibilitam o aumento da quantidade de usuários que podem vir a ser atendidos, conduzindo a uma produção de riquezas mais elevada para uma mesma oferta deste recurso. Ao longo de algumas décadas, o homem vem percebendo que é preciso organizar a forma como se dá o uso da água nas bacias hidrográficas. Isso fica evidente quando se observa que uma grande parte dos cursos d'água que cruzam as regiões mais densamente povoadas ou desenvolvidas economicamente encontram-se bastante degradados em termos de qualidade, e passam a ter que lidar cada vez mais com conflitos motivados pelo uso da água. No intuito de resolver este problema e garantir também às gerações futuras o acesso a este bem, adotam-se práticas de gerenciamento de recursos hídricos. E novamente o problema decisório volta a tona; como fazer a gestão da água em uma bacia?

O passo inicial para a gestão dos recursos hídricos no Brasil como um todo foi dado com a elaboração de um arcabouço legal que definiu regras gerais para a condução deste processo. O marco mais significativo foi a promulgação da Lei 9433 em 1997, que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH) e criou o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos.

Os instrumentos de gestão definidos na Lei 9433 são cinco: os Planos de Recursos Hídricos, o enquadramento dos corpos d'água em classes, a outorga dos direitos de uso, a cobrança por este uso e o Sistema de Informação sobre Recursos

Hídricos. A utilização destes instrumentos demanda também uma série de decisões que devem ser tomadas segundo critérios políticos, econômicos, sociais e ambientais.

Conforme está sendo demonstrado, a gestão da água depende de uma grande quantidade de decisões a serem tomadas, e estas escolhas influem de modo bastante significativo nos resultados deste processo. Por exemplo, em uma bacia muito bem estudada e dispondo de medições confiáveis ao longo de um extenso período hidrológico pode-se determinar com relativa segurança uma curva de permanência de vazões, no entanto, é preciso determinar qual seria o limite de vazão outorgável a ser adotado, tendo consciência que esta variável está intimamente relacionada com o risco de não atendimento à demanda existente. Outras várias decisões também possuem um caráter essencial, como por exemplo, qual deve ser o enquadramento de um trecho de um rio? Qual é o valor a ser cobrado pelo uso da água? Que setor usuário deve pagar mais? Qual o valor a ser tomado como vazão ecológica? Percebe-se que estas decisões devem ser tomadas segundo diversos critérios, e que também é bastante difícil que estas decisões venham a ser adequadamente tomadas sem que algum tipo de subsídio técnico seja considerado. Neste contexto, percebe-se a utilidade e o potencial de ferramentas que venham a trazer algum subsídio ao processo decisório, em especial às decisões de caráter técnico.

Historicamente, diversos procedimentos vêm sendo utilizados com o objetivo de fornecer balizamento científico ao processo decisório. Formulações simplificadas e empíricas, ou mesmo complexos sistemas compostos por diferentes modelos vêm sendo empregados pelo homem como forma de se obter aproximações acerca do comportamento da natureza e do desempenho de suas obras. Muitas decisões têm sido tomadas considerando os resultados obtidos através destas técnicas. Ainda assim, de modo algum se propõe que a tomada de decisão seja feita levando-se em conta apenas aspectos técnicos. Também é preciso ressaltar que as respostas obtidas a partir de ferramentas de suporte à decisão não constituem por si só a decisão a ser acatada, sendo apenas um subsídio, ou seja, estes sistemas não substituem de forma alguma o papel do tomador de decisão.

2.1) Decisões Relacionadas aos Instrumentos de Gestão da Água

A aplicação dos instrumentos de gestão constitui o caminho fundamental para que seja feita a gestão da água em uma bacia, e uma série de decisões relacionam-se ao modo como eles são empregados. Neste item, discute-se de forma um pouco mais aprofundada esta questão, mostrando-se algumas particularidades desses instrumentos. Apesar deste texto apresentá-los separadamente, existe uma forte e

inerente associação entre eles, não sendo possível avaliá-los adequadamente de maneira dissociada.

2.1.1) Outorga de direito de uso

Conforme um dos preceitos da Lei 9433, a água é um bem de domínio público. Sendo um patrimônio do povo brasileiro, a sua utilização deve ser controlada por seus representantes, os governantes da nação e/ou dos Estado e do Distrito Federal. A outorga de direito de uso da água constitui, portanto, uma autorização formal concedida pelo poder público, de acordo com a dominialidade da bacia, federal ou estadual, ao usuário, fixando os limites e as condições nas quais deve se dar o uso. Mais do que um ato burocrático, as outorgas representam uma garantia de que uma parcela da vazão disponível no curso d'água estará alocada para o usuário outorgado. É esta garantia que motiva o usuário a querer participar do processo de gestão e pagar pelo uso de água, especialmente nas bacias com estresse hídrico. A partir desta garantia, o investidor passa a ter uma maior tranqüilidade no momento em que resolve se instalar numa bacia ou ampliar a sua produção, pois através da outorga fica assegurado o acesso a este recurso indispensável para o seu processo produtivo, restringindo seus riscos somente àqueles inerentes ao mercado.

A primeira decisão que afeta de forma absolutamente significativa o processo de outorga é a quantificação da vazão outorgável. Ou seja, durante o regime hidrológico a vazão alterna períodos de cheia e estiagem. Ao decidir fazer a gestão deste recurso deve-se definir uma vazão que se pretende repartir entre os usuários, sabendo que em alguns períodos haverá mais água do que este total (durante a maior parte do tempo) e em outros a vazão em curso será inferior a este. Neste momento, é preciso tomar uma decisão associada a dois fatores: por um lado deseja-se utilizar ao máximo a água do rio, propiciando uma maior produção de riquezas e empregos, e conseqüentemente desenvolvimento, e, por outro lado, é preciso estar ciente de que conforme este valor aumenta, cresce também o risco de não atendimento a alguns usuários durante algum período, o que é indesejável, a menos em períodos de secas mais severas. Assim, fica claro que conhecer bem a disponibilidade hídrica ao longo do tempo é importantíssimo para que esta decisão seja tomada com maior eficiência, independente do risco que se admite ao definir um valor para a vazão outorgável. Ou seja, sendo a vazão outorgável a Q7,10, ou outra qualquer, uma boa estimativa desta variável é fundamental.

Em geral, a vazão outorgável ainda tem sido considerada como um valor fixo ao longo do tempo. Este valor varia de acordo com a metodologia empregada pelo

poder outorgante responsável pela bacia e, na maior parte dos casos, tem sido calculada como um percentual de uma vazão associada a um período de estiagem como, por exemplo, a Q7,10 (vazão mínima semanal c/ período de retorno de 10 anos), ou mesmo a Q90 ou a Q95 (respectivamente, vazão c/ garantia de 90% e 95% de probabilidade de ser excedida). Essas duas últimas têm a vantagem de já terem agregadas a si, explicitamente, a noção do risco, definido pelo percentual do tempo em que este valor não virá a ocorrer. A escolha de qual dentre estas variáveis (ou outra qualquer) deve ser adotada como limite talvez seja a decisão mais relevante vinculada à outorga.

Ao observar a flutuação do hidrograma ao longo do tempo percebe-se que a vazão outorgável poderia variar sazonalmente, possibilitando uma maior utilização da água e, conseqüentemente, favorecendo o desenvolvimento das atividades econômicas. Até porque, o setor produtivo não utiliza (demanda) água de forma constante ao longo do ano. A demanda também tem uma componente sazonal. Em algumas bacias, a adoção de limites para as vazões outorgáveis com variação sazonal deverá ser uma realidade em algum tempo, e poderá trazer vantagens evidentes, especialmente quanto menor for a regularização na bacia, pois permite o uso da água em taxas mais elevadas durante os períodos em que usualmente são observadas vazões mais altas. Para considerar o limite outorgável desta forma é preciso definir como este valor deverá variar ao longo do tempo, trazendo novamente o problema decisório a tona. A figura 1 ilustra um hidrograma anual hipotético e exemplos de limites fixos e variáveis sazonalmente para a vazão outorgável.

Um outro aspecto que deveria ser mais explorado se refere à análise do impacto que um conjunto de outorgas representa, não apenas quando confrontado com um valor fixo de vazão outorgável, e sim quando o foco recai sobre o efeito deste conjunto sobre a quantidade e a qualidade da água ao longo do regime fluvial. Os conflitos pelo uso da água e a degradação da qualidade da água atingem níveis críticos justamente durante períodos de estiagem, e a situação vai se tornando cada vez mais crítica até que seja urgente e imperativo a adoção de medidas mitigadoras, que passam pela modificação da operação habitual do sistema ou por restrições ao uso. Este tipo de análise pode ser empregado como uma ferramenta de planejamento da operação do sistema, permitindo que a situação crítica seja prevista com antecedência e que as devidas medidas sejam tomadas previamente ao agravamento da situação. Assim, podem ser estudadas alternativas como a modificação de regras de operação de reservatórios de UHE ou de transposições, ou mesmo a análise de restrições ao consumo e ao lançamento de efluentes feito por alguns usuários. Como

se pode observar, diversos aspectos relativos à aplicação das outorgas demandam a tomada de decisões, as quais podem e devem ser, na medida do possível, apoiadas através de estudos técnicos.

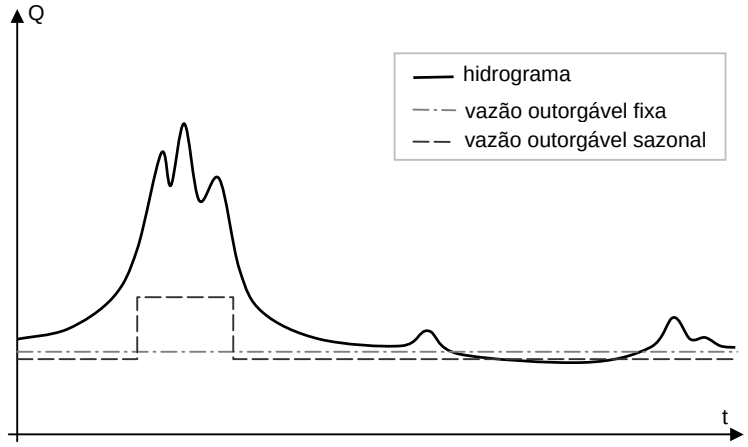

Figura 1: hidrograma anual hipotético e vazão outorgável fixa e sazonal.

2.1.2) Cobrança pelo uso da água

Hoje em dia, muito tem se discutido sobre o preço da água bruta. Segundo a Lei 9433, a água é um recurso natural escasso e dotado de valor econômico. A cobrança pelo uso da água é um instrumento que busca atender aos seguintes objetivos:

- reconhecer a água como bem econômico e dar ao usuário uma indicação de seu real valor;
- incentivar a racionalização do uso da água;
- obter recursos financeiros para o financiamento dos programas e intervenções contemplados nos planos de recursos hídricos.

Diversas metodologias têm sido empregadas para efetuar o cálculo do valor a ser pago pelo uso da água. Estas metodologias variam muito de país para país e também de acordo com a bacia considerada. Abordagens distintas vêm sendo utilizadas para a definição da metodologia de cobrança, variando desde fórmulas extremamente simples a até outras mais sofisticadas que consideram diversos aspectos como, por exemplo, a capacidade e a disposição a pagar dos usuários. Segundo MAGALHÃES et al. (2003), que nesse trabalho compara a aplicação da quatro metodologias diferentes a um trecho da bacia do rio Paraíba do Sul, uma metodologia de cobrança deve atender às seguintes condições:

- aceitabilidade pública e política;
- simplicidade conceitual e transparência;

- facilidade de implantação e operação;
- compatibilidade com o plano de recursos hídricos da bacia e com o enquadramento pretendido pelo Comitê de Bacia.

Conforme já mencionado, os instrumentos de gestão não podem ser pensados de forma dissociada, pois há uma forte interdependência entre eles. Deste modo, um dos desafios relativos à cobrança pelo uso da água é a definição do modo que se fará a integração deste instrumento com os demais, especialmente com a outorga. Ou seja, a vazão pela qual deve-se pagar é aquela que consta na outorga, ou, pelo menos, um valor dependente desta.

Em relação à cobrança, também é indispensável a tomada de diversas decisões. Primeiramente, deve-se optar por uma metodologia para efetuar o cálculo dos valores a serem pagos pelos usos de captação, consumo e diluição de efluentes. Definida uma metodologia, passa-se a uma questão de fundamental importância - Quanto cobrar? E a resposta para esta pergunta vai de encontro a diversos aspectos que, por sua vez, conduzem a outras dúvidas: Quanto se pretende arrecadar? A resposta para este segundo questionamento deve buscar respaldo no Plano de Bacia, uma vez que, no plano é feito um diagnóstico da situação da bacia e também são apontadas e hierarquizadas as intervenções a serem contempladas com os recursos arrecadados através da cobrança. É feito também o planejamento de um cronograma para a execução destas obras ao passo que a cobrança vai sendo implantada e os recursos vão se tornando disponíveis. Assim, numa análise que pode ser feita sobre a ótica de qualquer um dos dois lados (da cobrança ou do plano), a cobrança deve ser tal que torne possível o custeio das intervenções listadas no plano; e/ou o plano deve relacionar intervenções que possam ser cobertas pela arrecadação estimada para a bacia. Além do aspecto de que a cobrança deve viabilizar a construção das obras propostas, ela também deve ser tal que não cause um impacto muito significativo nos usuários, pois se isso ocorrer haverá falta de aceitação da cobrança, inadimplência e desestímulo às atividades produtivas (existentes ou que potencialmente possam a vir ser implantadas), haja visto que alguns setores tem grande dificuldade de absorver o aumento dos custos associadas ao seu processo produtivo.

2.1.3) Enquadramento dos corpos d’água em classes

Observa-se um grande número de bacias hidrográficas onde a qualidade da água encontra-se em situação crítica, exigindo altos gastos com o tratamento da água em função dos usos pretendidos e, por vezes, inviabilizando o atendimento aos

padrões de qualidade requeridos após o tratamento. Esta situação é mais grave durante os períodos de estiagem, nos quais a vazão reduz-se bastante em relação aos períodos de águas mais elevadas e acaba tornando-se insuficiente para a diluição da carga de poluentes lançada no rio, que por sua vez não apresenta variação significativa ao longo do ano (especialmente aquela proveniente de fontes pontuais). Esta questão configura um quadro de escassez vinculada à qualidade de água, que é mais difícil de ser percebido do que a escassez devido à quantidade, apesar de ser um problema relativamente comum no nosso país, especialmente na região sudeste.

O enquadramento dos corpos d'água em classes segundo seus uso preponderantes é o instrumento de gestão que permite o estabelecimento de um planejamento da qualidade da água na bacia, apresentando íntima relação com os processos de outorga e cobrança. O conceito de enquadramento foi introduzido na legislação ambiental brasileira através da resolução CONAMA nº 20 de 1986 que dividiu as águas brasileiras em doces (salinidade < 0,05%), salobras (salinidade entre 0,05% e 3%) e salinas (salinidade > 3%) e, em função dos usos previstos, foram criadas nove classes. Para as águas doces foram criadas cinco classes, sendo a *classe especial* a mais exigente e a *classe 4* a menos exigente em termos de qualidade da água. Para cada uma dessas classes é estabelecida uma determinada qualidade a ser mantida no corpo d'água que é expressa na forma de padrões, sendo estes: os *padrões de qualidade dos corpos receptores*, *padrões de lançamento de efluentes* e *padrões de balneabilidade* (VON SPERLING, 1996). Dentre estes padrões o que mais interfere na gestão de recursos hídricos é o padrão de qualidade do corpo receptor, que é representado na resolução CONAMA nº 20 por uma concentração a ser atingida e mantida no corpo d'água, sendo estabelecida para cada um dos mais de 70 poluentes desta resolução. Ou seja, o enquadramento de um trecho de uma bacia estabelece a qualidade que se pretende para este rio.

A decisão do enquadramento, mais do que apenas uma meta de qualidade a ser atingida, também possibilita a definição das intervenções a serem implantadas em bacias (ou trechos) nas quais a qualidade da água viola o valor estabelecido para sua classe. Um grave problema que se pode constatar é que a escolha da classe do rio vem sendo muitas vezes conduzida sem que seja feito um estudo das obras, e conseqüentemente de seus custos, que permitirão o atendimento a esta meta. Ocorre que em algumas bacias a quantidade de recursos necessários para que se atinja a concentração do enquadramento é muito elevada, e, nestas condições, esta meta de qualidade só poderá ser alcançada a longo prazo.

Quanto maior for a diferença entre a qualidade real da água na bacia e o valor definido por sua classe, menos efetivo será o enquadramento como instrumento de gestão. Isto se deve ao fato de que a meta muito exigente em relação à qualidade da água no presente não pode ser atingida a curto e médio prazo, assim, mesmo com a construção de diversas intervenções não se verifica mudança no status do trecho, que permanece num estado de violação do enquadramento. O enquadramento pode vir a ser um instrumento muito mais efetivo nas bacias em que ocorre violação se forem aplicadas metas progressivas de qualidade da água.

O estabelecimento de metas de enquadramento que só poderão ser alcançadas em um futuro longínquo também interfere negativamente com o processo de outorga e cobrança. Quanto ao processo de outorga, percebe-se que nas bacias onde há violação do enquadramento só existe a possibilidade de instalação de um novo usuário no caso do mesmo devolver a água para o corpo d'água em qualidade superior àquela na captação, instituindo uma grande disparidade em relação aos demais usuários que não atuam desta forma e praticamente impedindo a sua entrada na bacia. Por exemplo, o lançamento de esgotos sanitários, cuja DBO típica é da ordem de 300mg/l, e que mesmo após tratamento secundário resulta num efluente com concentração de cerca de 30mg/l, equivalente a 90% de eficiência de remoção deste poluente, jamais será possível em um corpo d'água que não atenda ao enquadramento (3mg/l para classe1, 5mg/l para classe2, e 10mg/l para classe3) e que apresente em média concentrações inferiores aos tais 30mg/l. No que tange a cobrança, fórmulas como a que foi proposta pela COPPE como uma evolução para aquela atualmente utilizada pelo Comitê para Integração da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul (CEIVAP), e que transformam a carga de poluentes lançada (ou o balanço entre a carga devolvida e a captada) em uma vazão de diluição, mostram a predominância do uso de diluição no valor cobrado. Isso não é ruim, até mesmo porque este conceito de vazão de diluição apresenta um forte significado físico. No entanto, esta parcela chega, em alguns casos, a ser tão grande quando se considera a meta de enquadramento, que foi proposta a utilização de um coeficiente de flexibilização desta meta na fórmula. Este coeficiente poderia muito bem ser desconsiderado se fossem adotadas metas progressivas de enquadramento.

Recentemente foi feita uma revisão da resolução CONAMA n^{o} 20, que foi substituída pela resolução CONAMA n^{o} 357 de 2005. Esta nova resolução tem como pontos marcantes a introdução das metas intermediárias de qualidade de água e também a fixação de uma vazão de referência para a verificação do atendimento ao enquadramento. Considerando que o planejamento de metas de qualidade de água se

aplica tanto para cada um dos poluentes que se deseja considerar quanto para cada trecho do rio em estudo, pode-se sintetizar esta análise numa matriz de metas de qualidade de água variável de ano para ano e de trecho para trecho. A figura 2 mostra um exemplo de metas progressivas de qualidade de água e a figura 3 ilustra a estrutura típica das matrizes de metas de qualidade de água para alguns poluentes.

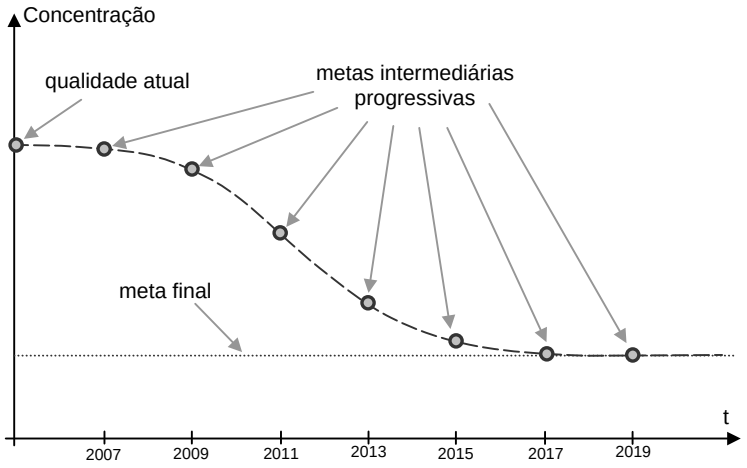

Figura 2: Exemplo de progressão das metas intermediárias de qualidade de água até o atendimento à meta final.

CHUMBO	Meta 2006	Meta 2008	…	Meta 2020

FÓSFORO	Meta 2006	Meta 2008	…	Meta 2020

DBO	Meta 2006	Meta 2008	…	Meta 2020
Trecho 1	?	?	?	?
Trecho 2	?	?	?	?
Trecho 3	?	?	?	?
…	?	?	?	?
Foz	?	?	?	?

Figura 3: Exemplo de matrizes de metas progressivas de qualidade de água.

Assim como para os instrumentos outorga e cobrança, o enquadramento também demanda uma série de decisões. A escolha da classe é a mais importante e define a meta final de qualidade de água. Havendo a necessidade da definição de metas intermediárias, faz-se necessário o estudo de meios para que se atinja a meta de enquadramento em um horizonte de planejamento. Este estudo deverá analisar diferentes possibilidades de intervenções na bacia a serem construídas à medida que a arrecadação de recursos através da cobrança viabilize a obra. A modelagem de sistemas hídricos pode vir a ser utilizada como forma de subsidiar este tipo de estudo indicando os impactos dessas obras na qualidade da água de rios e reservatórios, e

permitindo também a análise da influência da poluição difusa no planejamento da qualidade de água.

2.1.4) Planos de Recursos Hídricos

Os Planos de Recursos Hídricos, conforme diz a Lei 9433, são planos diretores que visam fundamentar e orientar a implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos e o gerenciamento de recursos hídricos. São planos de longo prazo elaborados por bacia hidrográfica, por estado e para o país que devem apresentar o seguinte conteúdo mínimo:

- diagnóstico da situação atual dos recursos hídricos;
- análise de alternativas de crescimento demográfico, de evolução de atividades econômicas e de modificações de uso do solo;
- balanço entre disponibilidades e demandas futuras dos recursos hídricos, em qualidade e quantidade, com a identificação de conflitos potenciais;
- metas de racionalização de uso, aumento da quantidade e melhoria da qualidade dos recursos hídricos disponíveis;
- medidas a serem tomadas, programas a serem desenvolvidos e projetos a serem implantados, para o atendimento das metas previstas;
- prioridades para outorga de direito de uso de recursos hídricos;
- diretrizes e critérios para a cobrança pelo uso de recursos hídricos;
- proposta para a criação de áreas sujeitas a restrição de uso, com vistas à proteção dos recursos hídricos.

2.2) Outras Decisões Relacionadas ao Gerenciamento de Recursos Hídricos

A necessidade de apoio ao processo de tomada de decisão não se restringe à aplicação dos instrumentos de gestão. Como um exemplo disso, pode-se citar a intensa discussão que se observa hoje em dia em relação à transposição de parte das águas do rio São Francisco para o nordeste setentrional. Por um lado, os estados que fazem parte da bacia procuram defender seus interesses de preservar a água na bacia, uma vez que serão impactados, ainda que de forma diminuta, por esta retirada, e, por outro lado, regiões que sofrem com a escassez crônica de água e acabam tendo o seu desenvolvimento comprometido em virtude da ausência deste recurso vivem a expectativa de ter uma maior regularidade no suprimento de água e com isso permitir a melhoria da condição social e econômica desta região. Esta discussão teve que ser levada ao Conselho Nacional de Recursos Hídricos, instância máxima para dirimir conflitos de interesse, que se manifestou favoravelmente à transposição das águas do SF variando de acordo com o percentual de enchimento do reservatório de

Sobradinho. Assim, uma pequena vazão é transposta regularmente, e, estando o reservatório cheio a 94% ou mais de sua capacidade, aumenta-se a vazão transposta. Diversos estudos mostram que esta transposição permite o aumento da sinergia hídrica entre as bacias, um conceito relativamente novo e que vem ganhando muito destaque na análise de transposições, propiciando uma melhor utilização da água, mesmo daquela que não veio através da transposição. Este exemplo mostra bem as diversas nuances que dizem respeito às decisões vinculadas à gestão da água.

Em virtude desse grande número de processos de tomada de decisão, da presença freqüente de um componente técnico, da complexidade e da responsabilidade associada a este processo decisório, é comum a utilização de ferramentas que possam fornecer respaldo a esta tarefa. O capítulo a seguir mostra de forma resumida os diversos tipos de modelo empregados na análise de problemas relacionados à água.

3) Modelos Matemáticos Aplicados em Problemas de Recursos Hídricos

Desde os primórdios, o homem busca o estabelecimento de seus povoados em áreas próximas a rios e outros corpos d'água. Através da observação da natureza iniciou-se o estudo da hidráulica aplicada, e posteriormente da hidráulica fluvial, e da hidrologia caracterizando uma fase quase que totalmente empírica. De acordo com os pesquisadores CUNGE, HOLLY E VERWEY (1980), o interesse humano no escoamento dos rios vem principalmente da necessidade de se proteger a vida humana, suas propriedades e sistemas econômicos de eventos excepcionais de escoamento e explorar seus benefícios potenciais em termos de energia, agricultura e navegação. Após muitos anos de desenvolvimento prático e teórico desta ciência, compreendemos grande parte das leis físicas que regem os fenômenos naturais e, hoje, somos capazes de representá-las através de modelos físicos ou computacionais.

Os modelos matemáticos compreendem um grande número de ferramentas que podem ser aplicadas no intuito de auxiliar na solução de problemas relacionados aos recursos hídricos, permitindo a seleção e o desenvolvimento de projetos de engenharia adequados, e a previsão de situações extremas de forma a serem obtidos avisos de sua ocorrência, magnitude e permanência. Este capítulo apresenta os principais tipos de modelos utilizados na engenharia de recursos hídricos.

3.1) Modelos em recursos hídricos

Modelos são representações aproximadas do comportamento de um sistema. Podem ser classificados em: físicos, analógicos e matemáticos. No capítulo 2 foram mostrados vários pontos relacionados ao gerenciamento de recursos hídricos que demandam a tomada de decisão, podendo este processo ser apoiado tecnicamente através de modelos matemáticos. Na verdade, o objetivo do uso de modelos na engenharia de recursos hídricos não se restringe a fornecer este subsídio técnico. Os modelos já vêm sendo utilizados há muito tempo como uma forma de prever o comportamento dos sistemas naturais e desenvolver estudos sobre as alterações que podem vir a ocorrer com a construção de obras de engenharia.

Os modelos matemáticos podem ser classificados segundo diversos critérios que serão discutidos a seguir. Primeiramente, eles podem ser agrupados em modelos determinísticos ou estocásticos. Os modelos determinísticos respondem sempre da mesma forma a um mesma entrada, já os modelos estocásticos têm a relação entre entrada e saída dado por um comportamento estatístico (DOOGE, 73). YEVJEVICH (1973) apresenta uma discussão bastante rica sobre o uso de modelos determinísticos

e estocásticos, destacando as vantagens de cada uma destas abordagens e acabando por concluir que os melhores resultados tendem a ser obtidos através da combinação destas duas técnicas.

Um outro critério de classificação dos modelos se aplica à escala espacial em que as variáveis do mesmo são consideradas. Assim, os modelos podem ser divididos em concentrados ou distribuídos. Este tipo de classificação se aplica mais aos modelos hidrológicos. Enquanto os modelos concentrados procuram representar grandes áreas através de variáveis assumidas homogêneas no seu interior, os modelos distribuídos dividem o espaço a modelar em pequenos compartimentos aos quais se aplicam as variáveis consideradas. Destaca-se que no interior de cada um dos pequenos compartimentos dos modelos distribuídos estas variáveis também são consideradas homogêneas. Deste modo, os modelos distribuídos podem representar melhor a diversidade de usos do solo ou campos de precipitação, mas, por outro lado, impõem o detalhamento destas grandezas em escalas em geral bastante reduzidas, para as quais nem sempre se dispõem de informações.

Prosseguindo com as possibilidades de classificação dos modelos, uma outra forma de agrupamento de modelos é a classificação em conceitual ou empírico. Enquanto os modelos empíricos fazem uso de ajustes de equações a partir do comportamento observado em um sistema, os modelos conceituais buscam a representação a partir do equacionamento físico do problema e dos processos envolvidos. Alguns autores destacam que apesar de serem considerados como conceituais, uma grande quantidade de modelos também se utiliza de relações empíricas em sua formulação definindo o que estes pesquisadores convencionam chamar de modelos semi-conceituais.

Uma outra classificação dos modelos é quanto ao objetivo da simulação. Deste modo, os modelos podem ser divididos em: modelos de comportamento, que buscam simular o comportamento do sistema; modelos de otimização, que procuram obter a melhor solução para um problema a partir de critérios de otimização; e modelos de planejamento, compostos por diversos sub-módulos responsáveis por análises de diversos componentes do sistema natural, representando também, por vezes, aspectos sócio-econômicos e ambientais.

Os principais tipos de modelos usados na solução e modelação de problemas relacionados a recursos hídricos são diferenciados de acordo com os processos físicos que eles procuram representar. Assim, diferentes modelos tratam da

representação dos fenômenos hidrodinâmicos, hidrológicos e de qualidade de água. Os próximos itens deste capítulo apresentam características de cada um destes modelos.

Os modelos hidrodinâmicos são utilizados em uma grande quantidade de estudos sobre a hidráulica fluvial ou a circulação da água em lagoas, baías, etc. São freqüentemente utilizados no intuito de fornecer a variação do campo velocidades ao longo do tempo para os modelos de qualidade de água ou transporte de sedimentos, uma vez que estes fenômenos dependem de características hidrodinâmicas dos corpos d'água. O tipo de modelo chamado vazão-vazão é um exemplo de modelo hidrodinâmico voltado para a propagação de cheias ou, de forma mais geral, do escoamento.

Os modelos hidrológicos buscam reproduzir características do ciclo hidrológico. Um dos tipos mais comuns de modelos hidrológicos são os modelos chuva-vazão, que tratam da conversão da chuva em escoamento fluvial e são utilizados na simulação e previsão de séries temporais de vazão a partir de séries de precipitação.

Modelos de qualidade de água vêm sendo cada vez mais utilizados na avaliação dos processos ambientais. Isto se deve à intensa degradação do meio ambiente que torna necessário o estudo de mecanismos de recuperação da bacia através, por exemplo, da construção de estações de tratamento de efluentes ou da restrição ao lançamento de determinadas substâncias. Hoje, com diversas bacias hidrográficas experimentando problemas de escassez vinculados à má qualidade da água, cada vez mais, os estudos com este tipo de modelo vêm sendo conduzidos durante a elaboração de planos de bacia.

Nas páginas a seguir são mostradas duas tabelas que sintetizam a aplicação de modelos em problemas de recursos hídricos (TUCCI, 1998). A tabela 1 ilustra alguns modelos e suas características e aplicações possíveis. A tabela 2, por sua vez, mostra diversas áreas de atuação da engenharia de recursos hídricos e os respectivos modelos comumente empregados nos estudos relacionados a estes temas.

Tabela 1: Alguns modelos utilizados na solução de problemas de recursos hídricos

Nome	Tipo	Estrutura	Características	Usos
Precipitação-Vazão	determinístico; empírico; conceitual	comportamento	Calcula a vazão a partir da precipitação.	Extensão de séries de vazões; dimensionamento; previsão em tempo real; avaliação do uso do solo.
Vazão-Vazão	determinístico; empírico; conceitual		Calcula a vazão de uma seção a partir de um ponto a montante.	Extensão de séries de vazões; dimensionamento; previsão de cheias.
Geração estocástica de vazão	estocástico		Calcula a vazão com base em características da série histórica.	Dimensionamento do volume de um reservatório.
Fluxo saturado	determinístico		Determina o movimento, vazão potencial de águas subterrâneas a partir de dados de realimentação, bombeamento, etc.	Capacidade de bombeamento; nível do lençol freático; interação rio-aquífero, etc.
Hidrodinâmico	determinístico		Calcula a vazão em rios e canais.	Simulação de alterações do sistema; efeitos de escoamento de jusante.
Qualidade de água de rios e reservatórios	determinístico		Simula a concentração de parâmetros de qualidade da água.	Impacto de efluentes; eutrofização de reservatórios; condições ambientais.
Rede de canais e condutos	determinístico	comportamento e otimização	Otimiza o diâmetro dos condutos e verifica as condições de projeto.	Rede de abastecimento de água; rede de irrigação.
Operação de reservatórios	estocástico, determinístico	otimização	Determina a operação ótima de sistemas de reservatórios.	usos múltiplos.
Planejamento e gestão de sistemas múltiplos	estocástico, determinístico	comportamento, otimização e planejamento	Simula condições de projeto e operação de sistemas (faz uso de vários modelos).	reservatórios; canais; estações de tratamento; irrigação; navegação fluvial, etc.

Fonte: Tucci (1998)

Tabela 2: Áreas de atuação e modelos na engenharia de recursos hídricos

Área	Principais aspectos de recursos hídricos	Principais Modelos
Desenvolvimento urbano	*Abastecimento de água* : regularização, adução, tratamento e distribuição; *Tratamento de esgoto* : rede de coleta, tratamento, despejo do efluente, impacto ambiental de efluente em rios, lagos, reservatórios e regiões costeiras; *Drenagem urbana e controle de cheias* : rede de pluviais, obras hidráulicas, previsão de enchentes.	Precipitação-vazão; balanço de reservatório; modelo hidráulico da rede de condutos; hidráulica da rede de coleta; qualidade da água de rios, reservatórios, lagos e estuários. Precipitação-vazão para dimensionamento e previsão de cheias; amortecimento em reservatórios; remanso de rios e canais; qualidade da água de pluviais.
Energia	*Projeto e operação de hidrelétricas* : disponibilidade hídrica, regularização para energia firme, projeto de vertedores, diques, condutos, previsão de afluências de vazões e operação hidráulica dos reservatórios em tempo real.	Precipitação-vazão para extensão de séries e previsão em tempo real para operação do sistema; balanço de reservatórios; hidráulico de rios e canais; modelos de dispositivos hidráulicos.
Transporte	*Navegação* : canal de navegação, barragem e eclusa, manutenção dos sistemas, níveis e calados, portos.	Precipitação-vazão para estimar a vazão; modelos de rios para estimativa do calado e de operação de barragem.
Produção agrícola	*Irrigação* : disponibilidade hídrica, regularização, necessidade hídrica agrícola e distribuição.	Precipitação-vazão; balanço de reservatórios; balanço agrícola; projeto e otimização de rede de canais.
Controle ambiental	*Impacto de obras hidráulicas* : reservatórios, diques e polders, etc; *Impacto devido ao despejo de efluentes* : efluentes industriais e domésticos; *Impacto devido ao uso do solo rural e urbano* : erosão do solo, impermeabilização e rede de condutos.	Modelos hidráulicos e de qualidade da água de rios, reservatórios e cargas difusas; hidráulicos e de qualidade de água de lagos e estuários; precipitação-vazão; erosão e transporte hídrico.
Controle de calamidades	*Rompimento de barragens* : eventos críticos; *Cheias* : alerta para a população ribeirinha; *Estiagens* : racionamento para abastecimento urbano e irrigação.	Modelos hidráulicos de rompimento de barragens; modelos precipitação-vazão e vazão-vazão em tempo real para estiagens e cheias.
Gerenciamento de recursos hídricos	*Concessão do uso da água* ; *Controle do uso e conservação da água* .	Modelos precipitação-vazão; regionalização de variáveis hidrológicas; modelos de balanço e escoamento em rios.
Sistema de informações	*Cadastramento de usuários* ; *Monitoramento de variáveis hidrológicas* .	Modelos hidrológicos para o preenchimento de falhas; precipitação-vazão; estatísticos; etc.

Fonte: Tucci (1998)

3.2) Modelos hidrodinâmicos

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 Continuo: *energia*, *massa e quantidade de movimento*. Em geral, para a maioria dos propósitos práticos, a aplicação de duas dessas leis e, eventualmente, uma relação constitutiva é suficiente para a modelação matemática.

As equações tri-dimensionais de Navier-Stokes constituem o modelo matemático geral para o escoamento de fluidos reais (incompressíveis). A representação dos escoamentos através da consideração destas equações de forma completa consiste em uma abordagem mais complexa. No entanto, a representação de alguns corpos d'água pode ser feita considerando simplificações destas equações, o que leva a modelos mais simples, rápidos e com menor exigência de dados de entrada. O escoamento em rios, por exemplo, ocorre ao longo de uma direção preponderante (longitudinal), assim, a representação do mesmo pode ser feita através de equações unidimensionais. As equações de Saint-Venant representam o escoamento fluvial 1D, e pode-se chegar a estas formulações de diversas formas, uma destas a partir da integração das próprias Equações de Navier-Stokes.

Todas estas equações mencionadas anteriormente, mesmo as mais complexas, baseiam-se em hipóteses simplificadoras da realidade física e não apresentam solução analítica. Por isso, técnicas de modelagem numérica vêm sendo empregadas há bastante tempo com o intuito de resolver estas equações. Antes do desenvolvimento dos computadores, o uso de modelos físicos consistia na técnica mais indicada para a modelação da natureza. No entanto, com o advento dos computadores e dos métodos numéricos, condições muito favoráveis para o desenvolvimento dos modelos computacionais foram criadas, e desde então os modelos computacionais vêm sendo aplicados como opção ou combinados aos modelos reduzidos num grande número de estudo hidráulicos. Como principais vantagens do emprego de modelos computacionais em relação aos modelos reduzidos podemos citar: menor custo das simulações; maior versatilidade para elaboração de cenários; não necessitam de grandes áreas para construção de modelos ou de equipamentos hidráulicos, bastando um computador; maior velocidade para elaboração de estudos; entre outros. Os modelos reduzidos, entretanto, também apresentam vantagens sobre os modelos computacionais, o que torna esta técnica, ainda hoje, a mais indicada em alguns estudos, como, por exemplo, nos estudos de

detalhamento do escoamento sobre vertedouros ou entre pilares de pontes, determinação de esforços em estruturas hidráulicas, etc. Em geral, modelos matemáticos são melhores na representação de sistemas e modelos físicos são mais adequados à representação de detalhes.

3.2.1) Equações de Saint Venant:

No século XIX, Barré de Saint-Venant formulou as equações governantes dos escoamentos em rios e canais, que foram publicadas pela primeira vez em 1870 nos Anais da Academia Francesa de Ciências. Estas duas equações baseiam-se nos princípios da conservação da massa e da quantidade de movimento do escoamento, sendo conhecidas, respectivamente, como equação da continuidade e equação dinâmica, ambas apresentadas a seguir.

Equação da Continuidade:

A Equação da Continuidade (3.1) representa o princípio da conservação de massa. Esta equação considera que a diferença entre os fluxos de entrada e saída num volume de controle é igual à variação do armazenamento no interior do mesmo.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l \qquad (3.1)$$

Onde:
A – área da seção;
Q – vazão;
ql – contribuição lateral.

Equação Dinâmica:

A Equação Dinâmica (3.2), representada na forma não-divergente ou não-conservativa, expressa o princípio da conservação da quantidade de movimento. Este princípio diz que a variação temporal da quantidade de movimento é igual ao somatório das forças que atuam sobre um volume de controle.

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x} + g\frac{\partial h}{\partial x} = g(S_o - S_f) \qquad (3.2)$$

Onde:
v – velocidade do escoamento;
h – profundidade do escoamento;
g – aceleração da gravidade;
S_0 – declividade do leito;

S_f – declividade da linha de energia.

Enquanto todos os modelos de propagação de cheias usam a equação da continuidade de maneira similar, diferentes grupos de modelos podem ser diferenciados de acordo com o número de termos considerados na equação dinâmica. Aqueles que retêm todos os termos são os chamados “Modelos Dinâmicos Completos”. Por serem completos, são também mais precisos e confiáveis, exigindo maiores recursos computacionais que os modelos simplificados. Contudo, embora ditos completos, estes modelos também são baseados em hipóteses simplificadoras da realidade física, feitas na formulação das equações de Saint-Venant, sendo importante, portanto, que o usuário de um modelo, mesmo o mais completo, esteja consciente dos limites de aplicação do mesmo e das suas potencialidades.

A equação dinâmica de Saint-Venant leva em consideração forças de inércia, pressão, atrito e a projeção da força peso na direção do escoamento. Na equação dinâmica escrita abaixo são destacados os termos de inércia e de pressão, o termo $g \cdot S_0$ representa a projeção da força peso e o termo g·Sf representa a força de atrito.

$$\underbrace{\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x}}_{\text{termos de inércia}} + \underbrace{g\frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{termo de pressão}} = g\left(S_0 - S_f\right)$$

Basicamente, três tipos de modelos hidrodinâmicos podem ser obtidos em função de simplificações admitidas na equação dinâmica, sendo estes:

a) Modelos Hidrodinâmicos Completos: consideram todos os termos da equação dinâmica;

b) Modelos de Analogia à Difusão: desprezam os termos de inércia;

c) Modelos de Onda Cinemática: desprezam os termos de inércia e pressão.

Ao desprezar termos da equação dinâmica é necessário que o modelador esteja consciente da importância de cada um destes termos e, conseqüentemente, do erro introduzido ao desprezá-los. Na tabela 3 é apresentado um estudo de GUNARATNAM & PERKINS (1970) que mostra a ordem de grandeza dos termos desta equação para três tipos de escoamento: em rios, em escoamentos superficiais e em galerias pluviais. Na tabela 4 são apresentados os valores encontrados por VIEIRA

DA SILVA & MASCARENHAS (1981) baseados em hidrógrafas observadas em alguns rios brasileiros.

Tabela 3 - Valores médios dos temos da equação dinâmica para três tipos de escoamentos com superfície livre (GUNARATNAM E PERKINS, 1970):

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

Tabela 4 - Valores médios dos termos da equação dinâmica em alguns rios brasileiros (VIEIRA DA SILVA & MASCARENHAS, 1981):

RIO	$\frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}$	$\frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x}$	$\frac{\partial h}{\partial x}$	S_o	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

Os modelos chamados hidrológicos não levam em consideração a equação dinâmica e fazem uso apenas da equação da continuidade e, por isso, são também denominados de modelos de armazenamento. Devido a isso não são considerados como modelos hidrodinâmicos apesar de também serem muitas vezes utilizados na propagação de ondas de cheia em rios e reservatórios.

Modelos Hidrodinâmicos Completos

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 os modelos correspondentes são chamados de *modelos hidrodinâmicos completos*. Isto ocorre, por exemplo, quando se estuda a propagação de ondas de despacho originárias da operação de

usinas hidrelétricas. Nestes casos o transiente hidráulico abrupto só pode ser modelado adequadamente se os termos de inércia forem considerados.

Os modelos simplificados em geral não produzem resultados tão precisos quanto os modelos completos. Eles podem fornecer bons resultados para situações particulares, mas isto não é uma garantia de precisão para qualquer situação. No entanto, em geral, requerem menor quantidade de dados.

Modelos de Analogia à Difusão

Este método consiste em considerarmos desprezíveis apenas os termos de inércia da equação dinâmica. Por este motivo, este método é também chamado de dinâmico aproximado ou cinemático corrigido. Esta equação tem uma estrutura análoga à da equação unidimensional da difusão, muito aplicada em problemas de qualidade d'água e transferência de calor. Por esta razão, o método decorrente da sua aplicação é conhecido como *método analógico difusivo* ou *solução por analogia com a difusão*.

Por considerar o termo de pressão em sua formulação, os modelos de analogia à difusão são capazes de representar influências de jusante sobre o escoamento, o que permite representar, por exemplo, a laçada da curva-chave (Q x h). Problemas com estas características são freqüentes nos estudos da hidráulica fluvial, podendo ser citado como exemplo o remanso a montante de lagos ou em trecho estuarinos.

Modelos de Onda Cinemática

Os modelos de onda cinemática são obtidos ao se desprezar os termos de inércia e pressão da equação dinâmica. Esta hipótese equivale a considerar que as forças mais significantes que atuam sobre o escoamento são a projeção da força peso (na direção do escoamento) e a força de atrito. Em trechos de rio com declividade significativa, da ordem de 1m/km, esta hipótese é verdadeira e os modelos de onda cinemática podem ser aplicados com precisão tão boa quanto a de modelos hidrodinâmicos completos. Estes modelos aproximam o escoamento natural por aquele uniforme.

Como exemplo de aplicação de um modelo do tipo onda cinemática é apresentado abaixo o resultado da calibração do modelo para a propagação da maior cheia ocorrida no rio Paraíba do Sul no período compreendido entre os anos de 1948 a 1953. Esta cheia ocorreu entre os dias de 19 de fevereiro e 2 de março de 1950. O

trecho modelado compreende um estirão de 12km localizado entre os postos fluviométricos localizados em Cachoeira Paulista (montante) e Cruzeiro (jusante). O resultado apresentado na figura 4 mostra a calibração do modelo para o posto de Cruzeiro em SP.

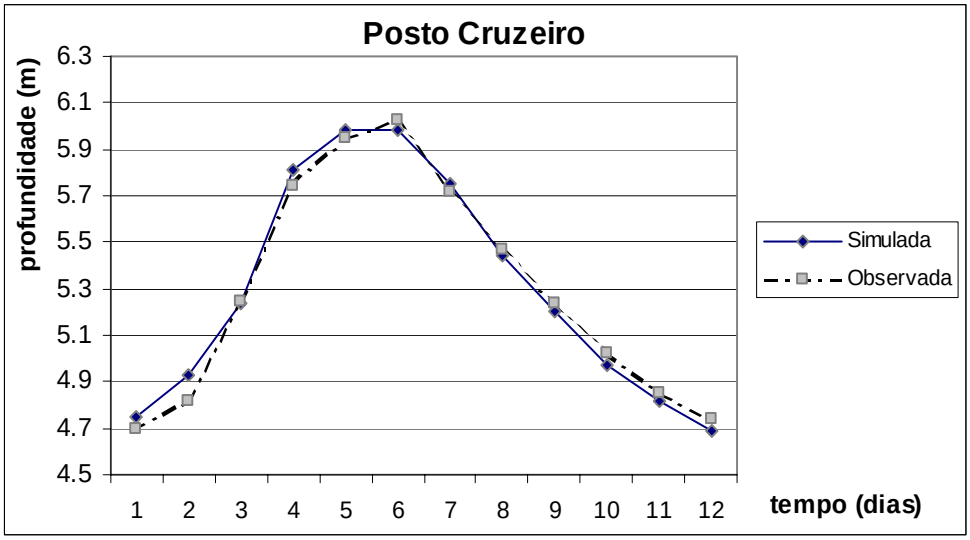

Figura 4: Aplicação de um modelo de onda cinemática à propagação de cheias no rio Paraíba do Sul.

Modelagem Hidrodinâmica de Cheias Urbanas

Nas aplicações clássicas de propagação de cheias em rios, considera-se a existência de um caminho principal que a água segue, sendo este definido pelo próprio eixo do rio. Considerando a existência de inúmeras possibilidades de escoamento na bacia, não só pela rede de drenagem, mas também sobre a própria paisagem urbana, um modelo que se proponha a tratar o problema de enchentes urbanas deve ter capacidade de representação de toda a bacia, de forma hidrodinâmica e integrada.

O escoamento de enchentes urbanas em regiões dotadas de rede de drenagem ocorre, ou pode vir a ocorrer, segundo duas “camadas” principais. A primeira “camada” de escoamento compreende àquele que acontece sobre a própria superfície da planície urbana (ruas, praças, etc.) ou em cursos d’água a céu aberto; e a outra “camada” equivale ao escoamento em galerias subterrâneas. Logicamente, um modelo que se proponha a representar o comportamento de um sistema de drenagem urbana deve estar apto a representar o escoamento em ambas as “camadas”, bem como estabelecer relações de troca de água entre cada uma destas. Isto é, um modelo apto a estudos deste tipo deve ser capaz de representar o fluxo que ocorre nas bocas de lobo, por exemplo, e promovem a troca de água entre a superfície da bacia e galerias subterrâneas. Deve-se ressaltar também que a troca d’água que ocorre nestes elementos do sistema de drenagem pode ser orientada no sentido

superfície-galeria ou no sentido galeria-superfície, nas ocasiões em que existe carga hidráulica suficiente para este fluxo ascendente, com a galeria subterrânea funcionando como um conduto forçado.

Outras características também são desejáveis em modelos voltados para a representação de bacias urbanas. Durante a ocorrência de uma cheia urbana observa-se freqüentemente que alguns elementos do sistema de drenagem deixam de ser governados pelas equações hidráulicas inicialmente admitidas para o funcionamento dos mesmos, e passam a ter seus escoamentos regidos por equações distintas da original. Um exemplo bem característico desta situação é a que ocorre nas galerias subterrâneas, que tem seu dimensionamento feito considerando o escoamento com superfície livre, mas, durante eventos extremos, o nível d'água no interior das mesmas atinge o teto provocando a mudança do escoamento para uma condição equivalente àquela de um conduto forçado. Outro exemplo de variação das equações hidráulicas governantes ocorre, por exemplo, em uma galeria que descarrega em um rio canalizado. Quando o nível do rio está abaixo da cota de fundo da galeria afluente, o escoamento da galeria para o rio pode ser assumido como que equivalente ao de um vertedor livre; num momento posterior, o nível do rio pode subir, afogando parcialmente a saída da galeria. Neste momento, o escoamento no local passa a ser regido por uma equação típica de vertedores afogados; num terceiro momento o nível do rio sobe ainda mais e ultrapassa a cota do teto da galeria de drenagem afluente ao rio, a partir de então, o escoamento da galeria para o rio (se existente) é mais bem representado através de uma equação de orifício afogado, pois o trecho final da galeria estará completamente afogado. Com estes exemplos, percebe-se que estes casos, típicos da drenagem urbana, demandam que o modelo verifique que tipo de escoamento pode vir a ocorrer entre os elementos do sistema de drenagem, representando-o de forma adequada. Um modelo que tem a versatilidade de lidar com toda esta diversidade de comportamentos hidráulicos é o Modelo de Células (MIGUEZ & MASCARENHAS, 2005).

3.3) Modelos hidrológicos

A hidrologia é a ciência que trata da água na Terra, sua ocorrência, circulação e distribuição, suas propriedades físicas e químicas, e sua relação com o meio ambiente, incluindo sua relação com as formas vivas (TUCCI, 1993; citando CHOW, 1959). Os modelos hidrológicos buscam a representação de processos do ciclo hidrológico como uma forma de conhecer o comportamento da natureza, permitindo,

assim, a elaboração de diversos estudos de engenharia. Este item apresenta algumas características do ciclo hidrológico e dos modelos hidrológicos.

3.3.1) O Ciclo Hidrológico

O ciclo hidrológico é um dos conceitos mais fundamentais da Hidrologia, sendo a sua compreensão de extrema importância para os profissionais que lidam com o meio ambiente. Dada a complexidade dos fenômenos envolvidos neste processo, o ciclo hidrológico é, usualmente, representado de forma simplificada, sendo desconsideradas ou omitidas as parcelas menos relevantes do mesmo.

As principais parcelas do ciclo hidrológico são: 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, sub-superficiais e subterrâneos. A figura 5 apresenta uma representação simplificada do ciclo hidrológico, dando maior ênfase os processos superficiais que ocorrem sobre a bacia hidrográfica.

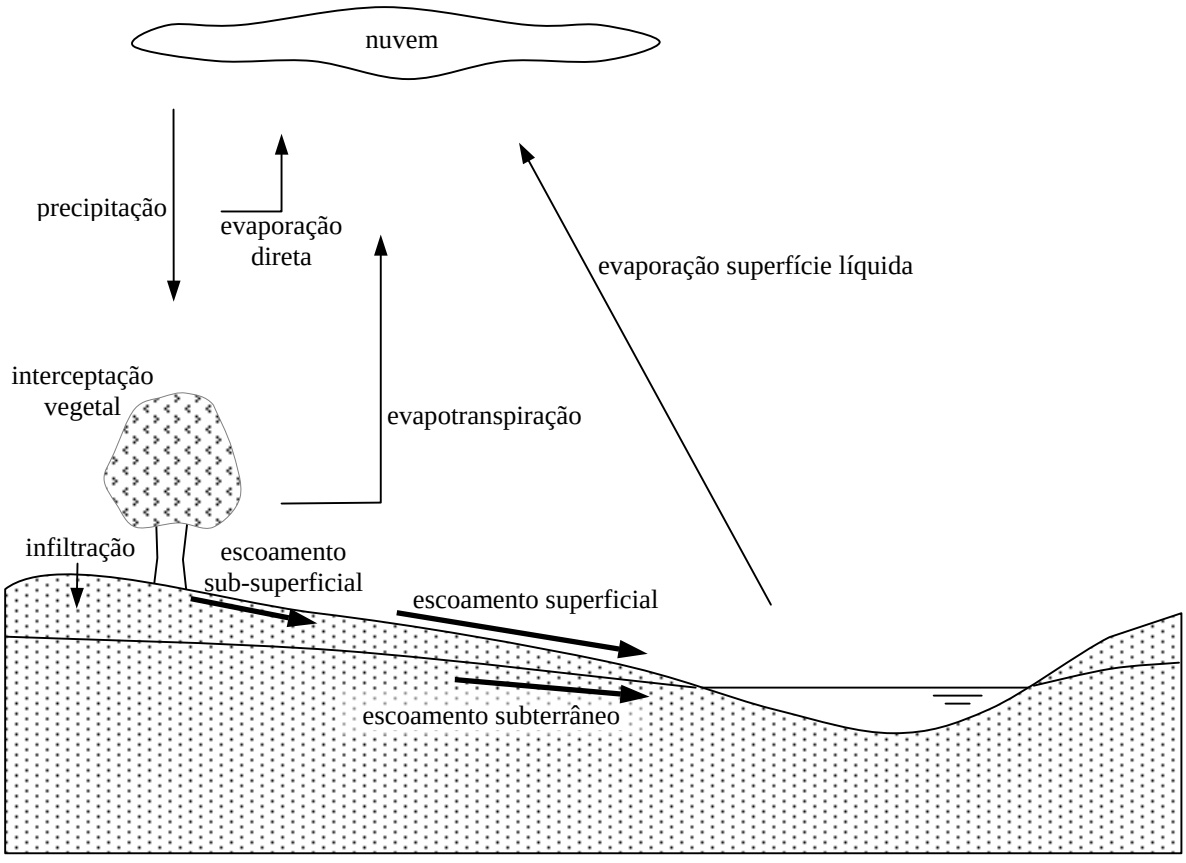

Figura 5: Representação simplificada do ciclo hidrológico.

De acordo com o estudo que está sendo considerado, pode-se simplificar a representação do ciclo hidrológico. Um exemplo é o estudo de cheias em bacias de pequeno e grande porte. A classificação das bacias hidrográficas em pequenas, médias e grandes pode ser feita segundo vários critérios encontrados em diversas fontes de referência. MAGALHÃES (1989), por exemplo, cita o critério apresentado por CHOW (1964) para definir pequenas bacias, sendo este: “Uma pequena bacia de drenagem pode ser definida como aquela cuja sensibilidade para chuvas intensas, de pequena duração, e para o uso da terra, não é suprimida pelas características da calha fluvial”.

As cheias que ocorrem nas pequenas e médias bacias apresentam características hidrológicas diferentes das que ocorrem nas grandes bacias hidrográficas, e a escala de tempo em que ocorrem as cheias em cada uma destas também é bastante diferente. Nas pequenas bacias, onde os problemas de enchentes estão relacionados a cheias de curta duração, da ordem de grandeza de horas, o componente principal da cheia é o escoamento superficial. Já nas grandes bacias, onde a escala de tempo envolvida nas cheias é da ordem de meses, o escoamento de base e a evapotranspiração passam a ter também uma atuação significativa. Este fato faz com que, ao desenvolver modelos hidrológicos destinados ao estudo de cheias em bacias pequenas ou médias, seja possível desprezar a variação da descarga de base e a evapotranspiração, o que leva ao uso de modelos mais simples, e com precisão equivalente, o que em muitos casos é vantajoso.

Modelos hidrológicos destinados ao estudo de grandes bacias hidrográficas, por representar um maior número de processos hidrológicos, são mais complexos e envolvem uma grande quantidade de parâmetros, que devem ser ajustados através de calibração ou medições de campo, em alguns casos. Em virtude do excessivo número de parâmetros, a etapa de calibração destes modelos envolve, geralmente, uma grande carga de trabalho, o que motivou, na década de setenta, um esforço bastante intenso dos centros de pesquisas em hidrologia para o desenvolvimento de rotinas de calibração automática para estes modelos. A calibração automática realmente é uma ferramenta capaz de simplificar enormemente o processo de calibração, mas o modelador deve prestar atenção ao fato de que, algumas vezes, este ajuste é meramente matemático, fazendo uso de parâmetros com valores fora de sua faixa de variação física.

Precipitação

A precipitação é a entrada fundamental da grande maioria dos modelos hidrológicos. Inclusive, um dos tipos de modelos hidrológicos mais utilizados são os modelos chuva-vazão, que simulam a resposta de vazões da bacia a partir de um evento chuvoso ou de uma série de precipitações.

As chuvas podem ser classificadas em frontais, convectivas ou orográficas. Quanto à sua representação, pode-se dizer que em virtude de seu comportamento rápido, a modelação de chuvas convectivas, usualmente desenvolvida em aplicações de cheias urbanas, demanda o uso de intervalos de tempo menores do que as demais.

Infiltração

A infiltração é a parcela do ciclo hidrológico mais importante na determinação dos volumes d'água disponíveis para a formação do escoamento superficial. Assim, compreender o fenômeno da infiltração e representá-lo de forma adequada é fundamental para os estudos de cheias e a representação do hidrograma.

Conceitualmente, a infiltração pode ser definida como a passagem de água da superfície para o interior do solo, sendo, portanto, um fenômeno superficial que ocorre na interface terra-ar e se manifesta nos primeiros decímetros da camada de solo. O fluxo da água dentro do meio poroso é chamado de percolação e é regido por formulações matemáticas apropriadas.

A taxa de infiltração expressa a lâmina de água infiltrada por unidade de tempo, e é uma variável importante para quantificar o fenômeno da infiltração. Através de ensaios de campo, realizados com testes de infiltração, verifica-se que a curva de variação da taxa de infiltração ao longo do tempo (ajustada para os pontos medidos) apresenta um decaimento até atingir um valor assintótico equivalente à condutividade hidráulica saturada representativa da camada superficial do solo. Este valor assintótico, também denominado de velocidade de infiltração básica (VIB), pode ser ligeiramente inferior à condutividade hidráulica saturada nos casos em que parte do ar originalmente contido na matriz porosa fica retido no solo. À esta curva dá-se o nome de curva de infiltração potencial, ou de capacidade de infiltração.

Deve-se ressaltar também a diferença entre os conceitos de capacidade de infiltração, também denominada infiltração potencial, e de taxa de infiltração real. O primeiro representa a capacidade do solo de absorver água pela sua superfície,

considerando que há constantemente disponibilidade de água para penetrar no solo. A taxa de infiltração real depende não só das características do solo, mas também da distribuição temporal da chuva, considerando esta como o próprio suprimento de água que potencialmente poderá vir a infiltrar. A curvas de taxa de infiltração potencial e real só serão coincidentes quando a taxa de precipitação estiver sempre acima da curva de infiltração potencial.

A determinação das curvas de infiltração potencial está associada a diversas incertezas. OTTONI (1997) mostra a diferença entre curvas de infiltração obtidas através de medições com o método do infiltrômetro de duplo anel e o método da câmara de carga. Outro fator que agrega incertezas é o teor de umidade do solo previamente à determinação de curvas de infiltração potencial e que pode modificar os valores obtidos nos primeiros instantes do ensaio. Esta variação pode ser no sentido de elevar a capacidade de infiltração, no caso em que o solo se encontra com menor umidade do que quando da determinação da curva, ou pode agir no sentido de reduzir os valores de infiltração potencial nos primeiros momentos, em situações onde a umidade do solo apresenta-se maior do que no momento da determinação da curva, estes detalhes são ilustrados na figura 6.

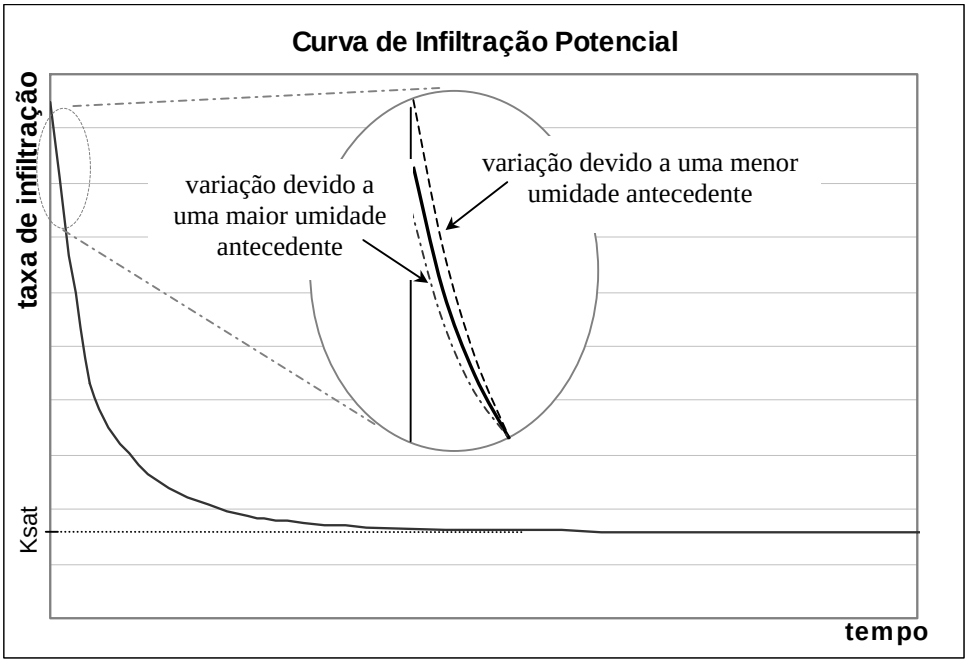

Figura 6: Variação da curva de infiltração potencial devido à umidade antecedente do solo.

Rubin propunha três formas de quantificar conceitualmente a infiltração, sendo elas:

a) Infiltração controlada pela condutividade hidráulica de saturação: em situações onde a intensidade de precipitação é inferior à condutividade hidráulica de

saturação toda água precipitada infiltra no solo, dado que a condutividade hidráulica de saturação é o menor valor que ocorre na curva de infiltração potencial. Nestas condições, a taxa de infiltração real será igual à intensidade de chuva, e o escoamento superficial será nulo.

b) Infiltração controlada pela intensidade de chuva: este caso abrange situações em que a intensidade de precipitação está ora acima da curva de infiltração potencial ora abaixo da mesma. A taxa de infiltração real será igual à intensidade da chuva quando esta for inferior à curva de infiltração potencial, e será numericamente igual à própria curva de infiltração potencial. Uma ilustração deste caso pode ser vista na figura 7.

c) Infiltração controlada pela curva de infiltração potencial: em situações em que a intensidade de chuva é sempre maior do que a curva de infiltração potencial, a taxa de infiltração real é igual à curva de infiltração potencial. A taxa de escoamento superficial pode ser calculada como a intensidade de chuva menos a taxa de infiltração potencial.

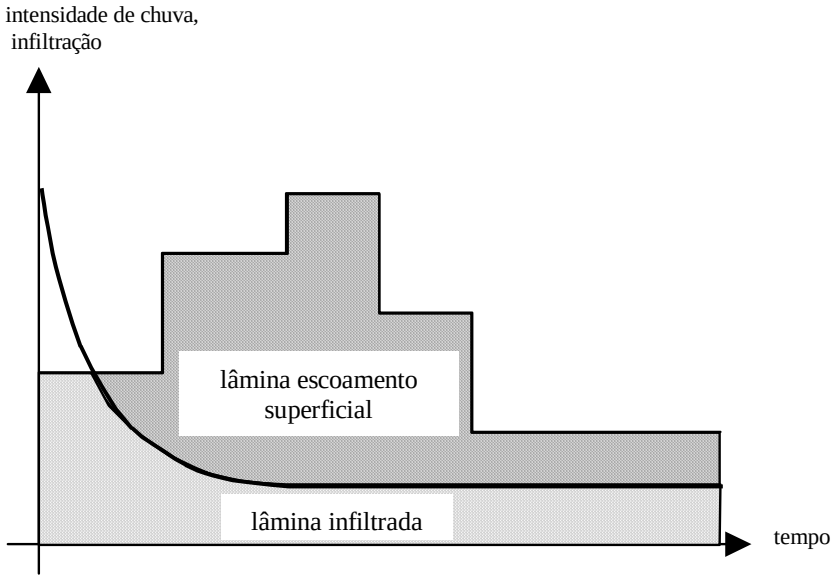

Figura 7: Separação de escoamentos respeitando as hipóteses de Rubin.

Interceptação e Retenção em Depressões

A interceptação é a retenção de parte da precipitação acima da superfície do solo (BLAKE, 1975). Os vegetais são os principais responsáveis por este fenômeno, e este fato explica porque as pessoas buscam abrigo debaixo de uma árvore quando

começa a chover. Mesmo em áreas urbanizadas observa-se a manifestação da interceptação vegetal, ainda que em menor grau, e da retenção em depressões.

Áreas consideráveis em nosso país, em nosso estado e no nosso município apresentam-se com cobertura vegetal florestal, apesar do que, em todos estes locais, este percentual de ocupação vem decaindo ao longo dos anos, fato este que, entre outros, vem agravando as enchentes nas nossas bacias hidrográficas. No município do Rio de Janeiro localizam-se duas das maiores florestas urbanas do mundo, compreendendo as regiões denominadas Parque Nacional da Tijuca e Maciço da Pedra Branca.

A presença de florestas, especialmente de grandes florestas, afeta significativamente várias características hidrológicas de uma região, não necessariamente apenas das bacias hidrográficas onde se situam, entre as quais podemos citar a temperatura atmosférica, a umidade do ar, a pluviosidade, os ventos, etc. Desta forma, podemos afirmar que, até certo ponto, a relação Clima-Floresta é biunívoca. Por outro lado, as florestas também alteram variáveis hidrológicas características da própria bacia, entre estas podemos citar a precipitação, a evapotranspiração, a infiltração, a interceptação vegetal, etc.

Em florestas com copas frondosas, a interceptação vegetal é capaz de reter de 10% a 20% da precipitação total anual, posteriormente, esta parcela retorna à atmosfera através da evaporação (MANNING, 1992). Obviamente, a maior ou menor capacidade da interceptação vegetal está relacionada a diversos fatores como o tipo de vegetal, o estágio de crescimento, fatores sazonais, a intensidade da chuva, e outros mais.

Em áreas vegetadas, a interceptação pode ser dividida basicamente em três componentes:

a) Interceptação na copa das árvores:

As folhas de uma árvore e outros vegetais, isoladamente ou em conjunto, podem reter uma parcela da chuva. Este fato se deve a própria geometria dos vegetais, como no caso da maioria das bromélias, por exemplo, e a superfície das folhas que por tensão superficial conseguem reter parte da água.

b) Interceptação nos galhos e troncos:

Parte da água que ultrapassa a camada relativa à copa das árvores cai diretamente sobre o solo e uma outra parte flui acompanhando galhos e troncos das

árvores. Segundo TUCCI (1993), esta segunda parcela representa de 1 a 15% da total da água que não é retida sobre a folhagem. Galhos e troncos de árvores também são capazes de reter uma parcela da chuva, no entanto poucas pesquisas quantificam este valor, o que torna esta estimativa difícil. Alguns troncos apresentam-se com cascas porosas e soltas em torno do caule principal. Este fato proporciona um significativo aumento da capacidade de interceptação de água nos troncos, e conseqüentemente de desenvolvimento de alguns vegetais que se localizam nos troncos das árvores.

c) Interceptação sobre raízes, vegetação rasteira e serrapilheira:

Restos de folhas, galhos e matéria orgânica em geral acumulam-se sobre a superfície do solo em bosques e florestas. A este material orgânico e heterogêneo é dado o nome de serrapilheira, e este material também apresenta funções importantes para a floresta como um todo. Em primeiro lugar devido à recirculação de nutrientes, que previamente haviam sido retirados do solo, e posteriormente retornam a este através da decomposição da serrapilheira, o que promove o aumento do teor de matéria orgânica do solo. O processo de degradação é similar ao que ocorre na compostagem, técnica aplicada à digestão de lixo e de matéria orgânica em geral. Outra importância da serrapilheira para as florestas é a proteção que esta promove contra a perda de umidade do solo por evaporação e contra a erosão do solo. A serrapilheira, a vegetação rasteira e as raízes superficiais das árvores também são capazes de promover a interceptação de parte da chuva que cai sobre o solo. Poucas pesquisas tratam destes fenômenos, que também apresentam uma complexidade adicional devido ao fato que após a decomposição deste material o mesmo passa a fazer parte do horizonte orgânico do solo. A partir deste momento essa camada passa a fazer parte da camada superficial do solo, estando sujeita à infiltração, e não mais à interceptação.

A figura 8 mostra duas fotos de árvores com características bastante favoráveis a interceptação vegetal. Na primeira das fotos percebem-se a quantidade de raízes que cobrem o chão no entorno de uma árvore, bem como características do tronco da mesma árvore que favorecem a interceptação no tronco do vegetal. A segunda foto apresenta uma vista superior da formação de “bacias” nas raízes de uma figueira, cada um destes pequenos reservatórios é capaz de armazenar uma lâmina considerável da água que escoa sobre o tronco ou daquela que atravessa a copa das árvores.

Figura 8: Características favoráveis à interceptação vegetal em raízes e troncos.

A figura 9 ilustra estes componentes da interceptação vegetal em florestas. De forma a simplificar a representação destes processos, considera-se o fenômeno da interceptação vegetal como um todo. Usualmente, especialmente no tocante à modelagem hidrológica, percebe-se também a representação da parcela do ciclo hidrológico denominada retenção em depressões agrupada à própria interceptação vegetal, e constituindo, então, o que se dá o nome de “abstração”, “abstração inicial” ou “perdas iniciais”.

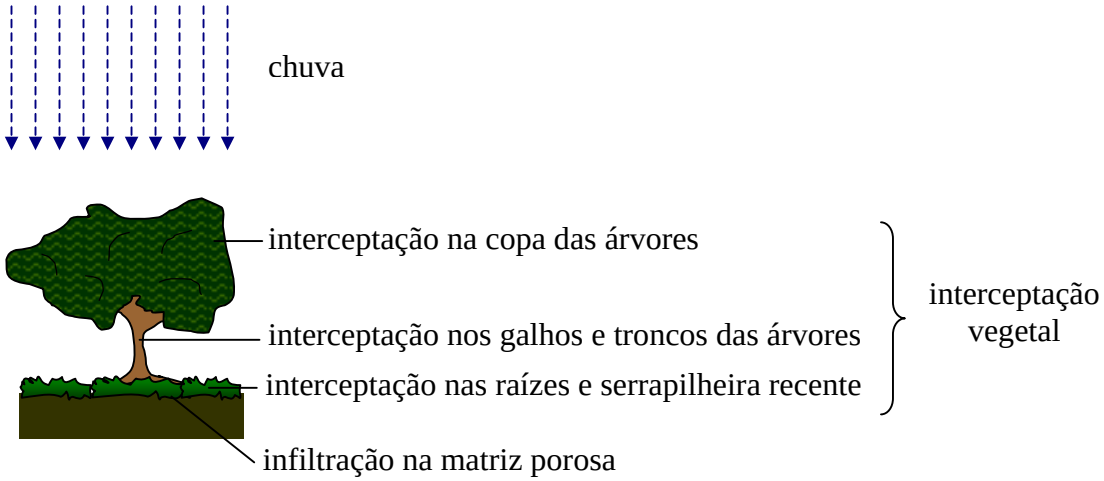

Figura 9: Componentes da interceptação vegetal.

Evapotranspiração

Os seres vivos utilizam o mecanismo da transpiração como uma forma de evitar o contínuo aquecimento de seus corpos, e, conseqüentemente, a morte. O solo também perde água para a atmosfera através de um processo denominado evaporação. Em geral, estas duas parcelas são consideradas de forma combinada representando um dos principais processos do ciclo hidrológico, a evapotranspiração.

A evapotranspiração depende de diversos fatores como a época do ano, o número de horas diárias que a região recebe insolação direta, o tipo de solo e cobertura vegetal, o estágio de crescimento dos vegetais, o vento, etc. É uma parcela de difícil quantificação para escalas de tempo pequenas, mas permitem uma estimativa mais fácil à medida que o período se torna mais extenso.

Escoamento superficial, sub-superficial e subterrâneo

A água escoa na natureza tanto por sobre a superfície da bacia hidrográfica quanto no subsolo desta. Este último ainda pode ser dividido em escoamento sub-superficial, que ocorre nas camadas mais próximas à interface solo-ar, e escoamento subterrâneo, associado às trocas d'água entre o lençol subterrâneo e os corpos d'água.

A representação deste três tipos de escoamento é uma das tarefas mais importantes da modelagem hidrológica e que também apresenta maior dificuldade, pois além de equacionar o problema, o que é difícil em virtude da falta de conhecimento sobre o comportamento da água no subsolo, é preciso estabelecer critérios para a troca de água entre estes. Por exemplo, parte da água que infiltra fica, num primeiro momento, armazenada na camada mais superficial do solo, em seguida, esta água pode percolar desta camada para uma outra mais profunda, não mais sujeita ao fluxo sub-superficial.

3.4) Modelos de qualidade de água

Os modelos de qualidade de água também são ferramentas essenciais nos estudos relacionados aos recursos hídricos. Esta representação é obtida através da associação da simulação do processo físico de transporte de escalares com a modelação dos processos de produção e consumo das substâncias consideradas (reações cinéticas). A equação 3.3 consiste na representação unidimensional da Equação do Transporte Difusivo e Advectivo, sendo que um de seus termos representa as reações cinéticas do constituinte considerado. É importante ressaltar

que as substâncias sujeitas a reações cinéticas são denominadas de substância não-conservativas.

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U\frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}\left(D_x \frac{\partial C}{\partial x}\right) + \sum prod.econs. \qquad (3.3)$$

Onde:
U – velocidade do escoamento;
C – concentração do escalar;
D_x – coeficiente de dispersão longitudinal;

A tabela 5 apresenta uma comparação dos processos representados em alguns dos mais utilizados modelos de qualidade de água disponíveis no mercado. Nesta tabela as linhas representam os processos. Cada uma das colunas numeradas de 1 a 10 representa um modelo diferente, e as notações S e N definem se o modelo considera (S - sim) ou não (N – não) o processo em questão.

Tabela 5: Comparação dos processos representados em alguns modelos de qualidade de água

Processo	Programa	Modelo de Qualidade									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Hidrodinâmica	Input externo	S	S	N	N	S	N	N	N	N	S
	Simulado	N	S	S	S	S	S	S	S	S	S
Transporte	Advecção	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S
	Dispersão	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S
Sedimentos	Modelos de qualidade	N	S	S	N	S	S	N	N	código fonte Aberto	S
Qualidade da água	Temperatura	S	N	S	S	S	S	S	código fonte Aberto		N
	Bactérias	N	N	S	S	S	S	S			N
	OD-DBO	S	S	S	S	S	S	S			S
	Nitrogênio	S	S	S	S	S	S	S			S
	Fósforo	S	S	S	S	S	S	S			S
	Silício	N	N	S	N	S	S	S			N
	Fitoplancton	S	S	S	S	S	S	S			S
	Zooplancton	N	N	S	N	S	S	N			N
	Algas bentônicas	N	N	N	N	S	S	S			N
Análise do sistema	Estimativa de parâmetros	N	-	-	-	-	-	-	-	S	S
	Análise de sensibilidade/ incerteza	S	-	-	-	-	-	-	-	S	S

Fonte: Rauch et al. (1998)

1 = QUAL2E (US EPA)
2 = WASP5 (US EPA)
3 = CE-QUAL-ICM (US Army Engineer Waterways Experiment Station)
4 = HEC5Q (US Army Engineer Hydrologic Engineering Center)
5 = MIKE11 (Danish Hydraulic Institute)
6 = ATV Model (ATV, Germany)
7 = Salmon-Q (HR Wallingford, UK)
8 = DUFLOW (University of Wageningen, The Netherlands)
9 = AQUASIM (EA WAG, Switzerland)
10 = DESERT (IIASA)

3.5) Outros modelos

Diversos outros modelos são considerados nos estudos da engenharia de recursos hídricos. Podemos citar como exemplo destes modelos:

- Modelos de transporte de sedimentos;
- Modelos de otimização da operação de reservatórios;
- Modelos de rede de fluxo;
- Modelo hidrometeorológicos;
- etc.

Mais recentemente, bases integradas de modelos têm recebido o nome de Sistemas de Suporte à Decisão (SSD). O desenvolvimento dos SSD foi objeto de uma grande quantidade de pesquisas produzidas ao longo das duas últimas décadas. Basicamente, estes sistemas são compostos por modelos matemáticos e bases de dados, que dialogam com o usuário do sistema, facilitando o uso, o entendimento, o processamento das informações geradas, permitindo, assim, que o mesmo possa da forma mais fácil, rápida e eficiente obter informações para o subsídio ao processo decisório. Aliás, o termo *suporte* deixa claro que o objetivo destes sistemas não é o de *tomar decisões* e sim *auxiliar o homem na sua tarefa de decidir* (PORTO & AZEVEDO, 2002). A figura 10 ilustra a estrutura típica de um SSD.

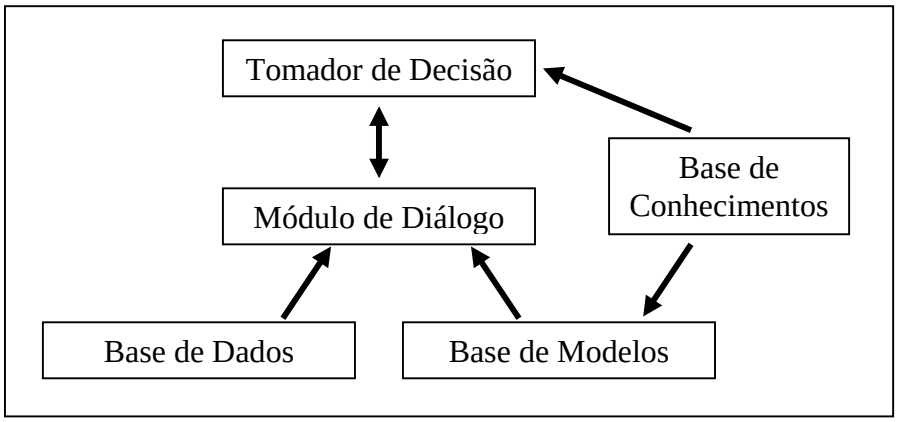

Figura 10: Estrutura Típica de um Sistema de Suporte à Decisão.

Este capítulo procurou apresentar os diversos tipos de modelos utilizados em aplicações de engenharia de recursos hídricos. Para alcançar o objetivo desta tese foi escolhido um modelo com características que possibilitam a representação sistêmica dos sistemas hídricos. O capítulo a seguir trata da estrutura fundamental tomada como ponto de partida para o desenvolvimento desta ferramenta.

4) Estrutura Básica do Modelo Integrado para a Simulação de Sistemas Hídricos

4.1) Modelação de Sistemas Hídricos

Sistemas hídricos podem ser definidos como o complexo sistema composto pela natureza e pelas obras construídas pelo homem. Ao considerar apenas a bacia natural já estamos lidando com uma estrutura de enorme dificuldade de representação, uma vez que um grande número de processos precisam ser avaliados e também pela diversidade de ambientes que existem ao longo da bacia hidrográfica (ambientes lóticos e lênticos, em trechos estuarinos ou continentais). Buscando principalmente um maior controle de eventos extremos (secas e cheias), o homem altera a bacia original com suas obras. Esta mudança acresce ao sistema original maior complexidade e, conseqüentemente, aumenta a sua dificuldade de representação.

No capítulo 2 foram mostrados alguns aspectos que exemplificam a forte necessidade do processo de tomada de decisão para a gestão dos recursos hídricos. A modelação dos sistemas hídricos não substitui o papel do tomador de decisão, no entanto, fornece um valioso subsídio técnico que pode e deve ser levado em conta neste processo. Sendo o objetivo desta tese o desenvolvimento de um Modelo Integrado para a Simulação de Sistemas Hídricos, este capítulo apresenta a estrutura básica utilizada no desenvolvimento desta ferramenta, o Modelo de Células de Escoamento (MIGUEZ, 2001).

Uma vez que a abordagem original do Modelo de Células restringia-se, principalmente, à representação hidrodinâmica, a elaboração de uma base de modelos integrados demanda a criação de módulos adicionais, sendo estes, os módulos hidrológicos, de gerenciamento e de qualidade de água, este último a ser implementado numa etapa futura. Cada um destes módulos configura um novo modelo que passa a atuar de forma integrada aos demais. Estes novos módulos serão apresentados no próximo capítulo. A seguir são apresentados os fundamentos da modelação por células e as características que tornam este modelo adequado para a representação de sistemas hídricos.

4.2) O Modelo de Células

Bacias naturais, para fins de modelação de seu comportamento e resposta na forma de vazões, podem ser divididas em sub-regiões, ou compartimentos, com

características aproximadamente homogêneas, de modo a representar a diversidade hidrológica de cada área, bem como permitir a adequada caracterização topográfica do espaço físico. Este é o conceito fundamental da modelagem por células, originalmente apresentada por ZANOBETTI, LORGERÉ, PREISSMAN E CUNGE (1970) para a representação do escoamento no delta do rio Mekong, complexo sistema de canais sujeitos a influência de maré e situado na foz de uma grande bacia hidrográfica. No início da década de 90, foi desenvolvida por MIGUEZ e MASCARENHAS (1994) na COPPE/UFRJ a primeira versão de um modelo inspirado nesta concepção, que desde então vem sendo chamado de Modelo de Células. Desde então, diversos avanços vêm sendo incorporados nesta base de modelação, criada em seu primeiro momento para a representação de grandes planícies alagadas. Em 1997, os autores deste modelo vislumbraram a possibilidade de aplicação do mesmo na representação de cheias em ambientes urbanos, abrindo uma nova linha de pesquisa que foi objeto de diversas teses como a de MIGUEZ (2001), que apresentou os fundamentos do novo modelo a ser utilizado nas aplicações urbanas, e a de CAMPOS (2001), que procurou representar a influência do acúmulo de resíduos sólidos em elementos da rede de drenagem, provocando a redução da capacidade de descarga dos mesmos. As primeiras versões do Modelo de Células faziam uso de uma representação hidrológica simplificada, que a partir do trabalho de MAGALHÃES (2003) também passou a ser foco de aprimoramentos. A partir desta tese, pode-se dizer que foi iniciada uma nova fase no desenvolvimento do modelo, que passou a ser utilizado, também, como uma ferramenta voltada para o apoio ao processo de gerenciamento, deixando de se restringir apenas a estudos de cheias.

A escolha do Modelo de Células como estrutura básica para o desenvolvimento da ferramenta proposta deve-se principalmente aos seguintes fatores:

- Estrutura modular das células, permitindo o fácil acoplamento com modelos que buscarão a representação dos processos intra-célula. Como exemplos de modelos ou sub-modelos que tratarão dos processos que ocorrem na escala de uma célula podemos citar: o modelo hidrológico ou o modelo de avaliação de poluição difusa (a ser futuramente desenvolvido no módulo de qualidade);
- Modelo hidrodinâmico já implementado e testado no desenvolvimento de diversos projetos, teses e outras aplicações;
- Facilidade de utilização de relações hidráulicas já disponíveis no modelo para a representação de elementos dos sistemas hídricos;
- Modelo já tem a representação topológica implementada;

- Possibilidade de geração do campo de velocidades a cada passo de tempo para as ligações entre células que será utilizado no módulo de qualidade de água;
- Possibilidade de troca ou modificação de um módulo sem exigir alterações estruturais na base do modelo;
- Capacidade de utilizar células de diversos tipos podendo ser utilizadas na representação de rios, sub-bacias e reservatórios.

Nesta concepção de modelação constrói-se um mosaico capaz de caracterizar o comportamento hidrológico e hidráulico de uma bacia, integrando o espaço físico através de compartimentos articulados, comumente chamados de células de escoamento, capazes de realizar internamente o processo de transformação de chuva em vazão e trocar vazões entre si. A modelação inicia-se pela representação da topografia local, supondo que tanto as bacias como o leito do rio principal e seus tributários podem ser divididos em um certo número de células. Cada célula comunica-se com as suas vizinhas através de ligações que correspondem a uma troca de vazão, reproduzindo os padrões de escoamento.

A distribuição espacial de variáveis hidrológicas, como as chuvas, os parâmetros de separação do escoamento, a evapotranspiração e outras, são consideradas admitindo um comportamento homogêneo no interior da célula. Assim, as chuvas, por exemplo, podem ser simuladas pela sua introdução, que pode ser diferenciada por compartimento, cobrindo toda a área da bacia. Esta chuva, então, espacialmente distribuída sobre a bacia, pode ser transformada em vazão através de processos hidrológicos desenvolvidos no interior de cada compartimento. A partir desta transformação, a água disponível em cada célula pode escoar entre estes compartimentos através de relações hidrodinâmicas, como a equação de dinâmica de Saint-Venant, formando uma rede de escoamento integrada. Para fins de ilustração do conceito de funcionamento do modelo, considere, genericamente, a bacia hipotética mostrada na figura 11, subdividida em células.

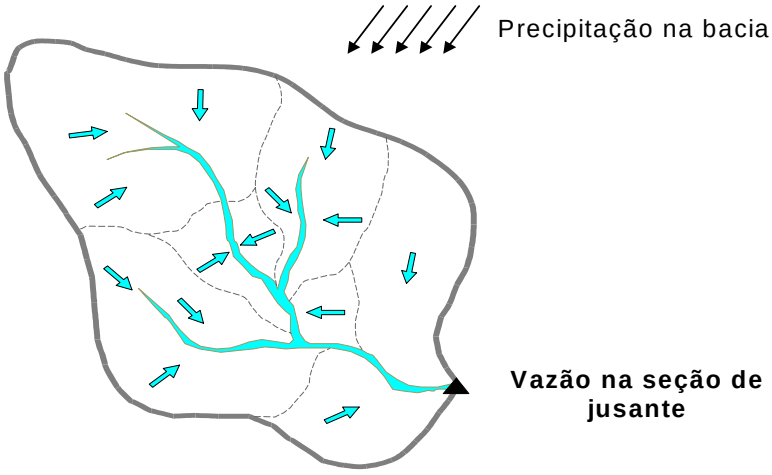

Figura 11: Bacia hipotética dividida em células.

4.3) Conceitos Básicos e Hipóteses da Modelagem por Células

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 12 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.

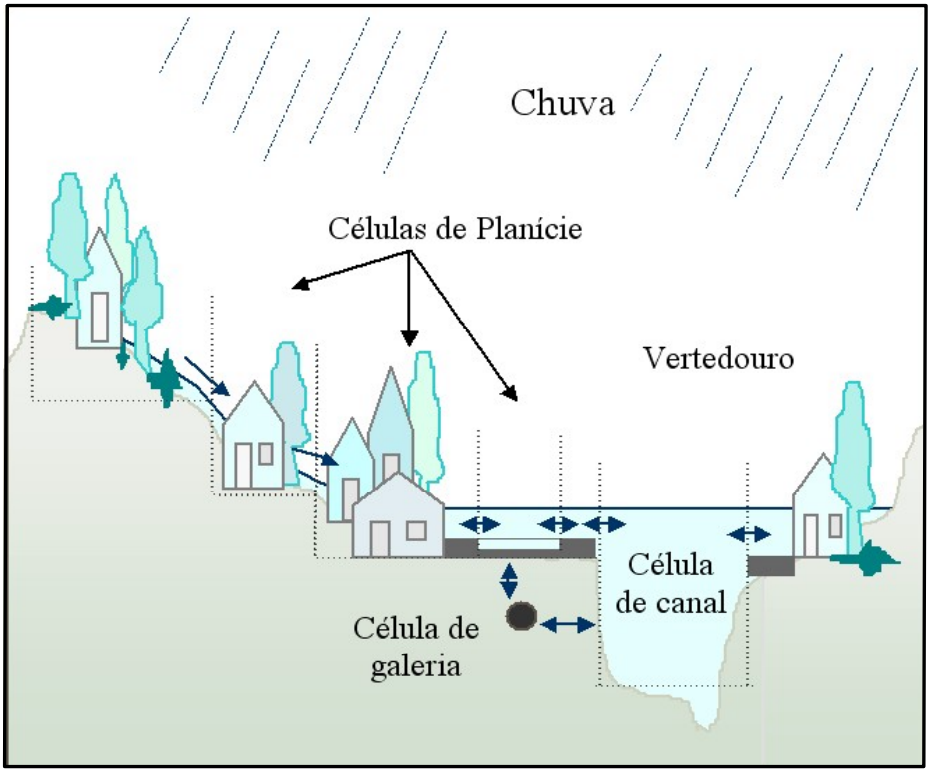

Figura 12: Ilustração da divisão e troca d'água entre as células numa bacia urbana.

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 bacia pode ser subdividida em compartimentos, usualmente chamados de células, formando um mosaico representativo do espaço modelado;
- na célula, o perfil da superfície livre é considerado horizontal e a área desta superfície depende da elevação do nível d'água no interior da mesma;
- o volume de água contido em cada célula está diretamente relacionado com o nível d'água Z_i no centro da mesma, ou seja, $V_i = V(Z_i)$;
- o modelo proposto articula as células em "loop" (modelo anelado), com possibilidade de escoamento em várias direções na bacia modelada;
- cada célula só pode comunicar-se hidraulicamente com células vizinhas;
- cada célula recebe a contribuição de precipitações, com qualquer variação temporal, e realiza processos hidrológicos internos para transformação de chuva em vazão;

- as vazões trocadas com as células vizinhas somam-se à vazão resultante da transformação da chuva;
- o escoamento entre células pode ser calculado através de leis hidráulicas conhecidas, como, por exemplo, a equação de escoamento à superfície livre de Saint-Venant, a equação de escoamento sobre vertedouros, livres ou afogados, dentre outras;
- a vazão entre duas células adjacentes, em qualquer tempo, é apenas função dos níveis d'água no centro dessas células, ou seja, $Q_{i,k} = Q(Z_i, Z_k)$;
- aplica-se o princípio da conservação de massa a cada célula;
- as células são arranjadas em um esquema topológico que permite a solução numérica pelo método da dupla varredura.

4.3.1) Propriedades das células

A capacidade de representação do modelo, conforme dito, 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.

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. Conforme o modelo vai se desenvolvendo e necessitando de uma maior capacidade de representação novos tipos de células e ligações vão sendo criados.

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, levando-se em conta suas possíveis associações e os processos desenvolvidos ao nível de cada célula para a transformação de chuva em vazão. A definição do conjunto de tipos de ligação entre células, que são representativos de leis hidráulicas, pode fazer grande diferença na tentativa de reproduzir a multiplicidade dos padrões de escoamento de um cenário de modelação. A atividade de modelação topográfica, hidrológica e hidráulica deve então contar com um conjunto pré-definido de tipos de célula e de tipos possíveis de ligações entre células. A representação topográfica é um dos pilares de sustentação

desta concepção, dando robustez ao modelo. Os tipos básicos de células encontram-se listados a seguir:

- 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 rural (também classificadas em alguns textos como células de encostas): Células de planície rural são análogas às células de planície urbana, apresentando como única diferença a ausência dos patamares que representam ruas, calçadas e edificações nas células de planície urbana. Neste tipo de célula o fundo da região compreendida pela área de armazenamento está todo no mesmo nível, equivalente à cota topográfica do centro da célula. A figura 6 mostra a diferença entre como o modelo considera o fundo das células de planície urbana e rural. Na verdade, o modelo não “enxerga” se a célula pertence a uma área “urbana” ou “rural” ou mesmo se pertence a uma região onde o relevo é típico de “planície” ou “encosta”, sendo estes nomes meramente escolhidos para a classificação de células com características de ocupação e armazenamento distintas;
- Célula de planície urbana: As células de planície representam porções da superfície da bacia. Em células deste tipo é possível definir áreas total e de armazenamento diferentes (caso seja de interesse do modelador). Uma outra característica peculiar deste tipo de célula tem origem na própria ocupação urbana e representa a diferença entre os níveis no centro das ruas (onde usualmente se localiza o centro da célula), nas calçadas e na soleira das edificações. Usualmente, verifica-se uma diferença de cerca de quinze centímetros (equivalente à altura do meio-fio) entre a cota do centro da rua e a da calçada, e uma outra diferença (de cerca de dez a quinze centímetros) do nível das calçadas para o nível das edificações. O Modelo de Células permite ao seu usuário a definição destas diferenças de cotas e as respectivas proporções da área de armazenamento ocupadas por cada uma destas regiões

(ruas, calçadas e edificações). Assim, o modelo pode obter uma curva cota-área (para definição do armazenamento) mais adequada para a representação de células em regiões urbanizadas. Desta forma, diferentemente das células apresentadas até agora, esta célula não tem características de um prisma. A figura 13 ilustra esta diferença no padrão de armazenamento;

- 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.

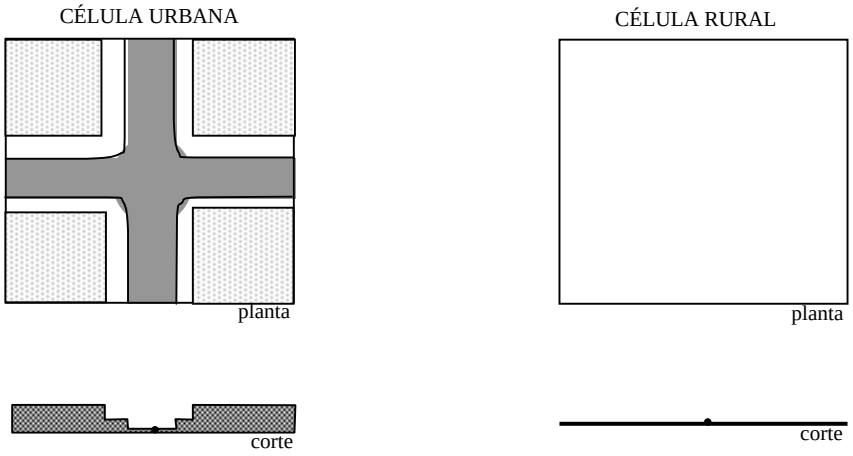

Figura 13: Diferença no padrão de armazenamento em células de planície rurais e urbanas.

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 14 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.

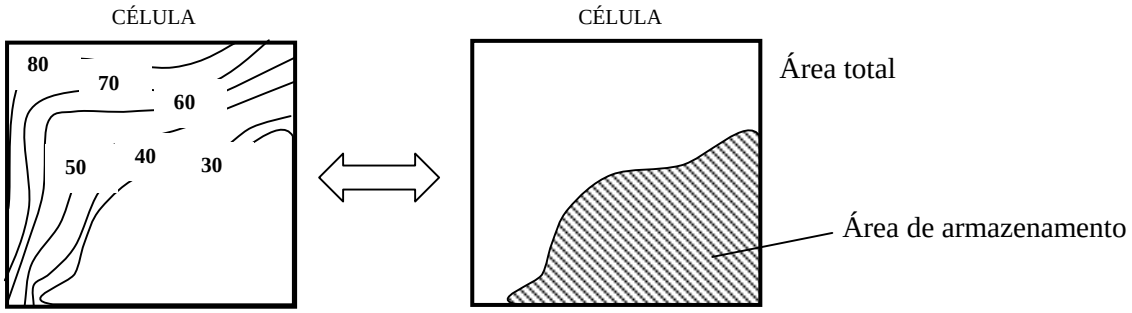

Figura 14: Ilustração da diferença entre a área total e a de armazenamento.

4.3.2) 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 $Q_{i,k}{}^{n} = Q(Z_i{}^{n}, Z_k{}^{n})$.

Onde:
i – célula principal;
k – célula subordinada;
n – passo de tempo considerado.

- Ligação Tipo Rio: 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:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + g\frac{\partial h}{\partial x} = g(S_o - S_f) \qquad (4.1)$$

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

$$\frac{\partial v}{\partial t} + g\frac{\partial Z}{\partial x} = -g \cdot S_f \qquad (4.2)$$

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:

$$\frac{dZ}{dx} = -S_f \tag{4.3}$$

- 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: caso $Z_k > Z_i$, 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: $$Q_{i,k} = \phi_L (Z_k - Z_c)^{3/2} \tag{4.4}$$

Para escoamento afogado, tem-se: $$Q_{i,k} = \phi_A (Z_i - Z_c)\sqrt{Z_k - Z_i} \tag{4.5}$$

Onde:

ϕ_L ϕ_A - coeficientes de descarga sobre vertedouro, livre e afogado, respectivamente.

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

$$Q_{i,k} = \varphi . A_{i,k} \sqrt{2g(Z_i - Z_\theta)} \tag{4.6}$$

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 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.

4.3.3) Equações governantes e modelação matemática

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

$$\Delta V_i = \sum_k \int_t^{t+\Delta t} Q_{i,k}\,dt + \int_t^{t+\Delta t} P_i\,dt \qquad (4.7)$$

Onde:

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

$Q_{i,k}$ - vazão entre a célula i e uma célula k adjacente à célula i, sendo considerada positiva da célula k para i;

P_i - vazão decorrente da precipitação sobre a célula i;

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

t - tempo;

Δt - intervalo de tempo.

A variação do volume em uma célula i, em um intervalo de tempo Δt, é dada pelo balanço de entrada e saída d'água nesta célula, através da precipitação que ocorre sobre sua superfície e das vazões de troca com todas as células k. Quando a célula refere-se a um trecho de rio, pode-se contar ainda com a introdução de uma vazão de base.

Expressando o volume armazenado como uma função da área superficial A_{s_i} da célula i, tem-se:

$$\Delta V_i = \int_{Z_i(t)}^{Z_i(t+\Delta t)} A_{S_i} \, dZ_i \qquad (4.8)$$

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

$$\frac{\partial A_{S_i}}{\partial Z_i} \Delta Z_i << A_{S_i} \qquad (4.9)$$

pode-se, usando as expressões (4.7), (4.8) e (4.9), fazendo os limites ΔZ_i e Δt tenderem a zero, reescrever a equação da continuidade de massa na forma diferencial:

$$A_{S_i} \frac{dZ_i}{dt} = P_i + \sum_k Q_{i,k} \qquad (4.10)$$

4.4) 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 ou avanço no tempo é o totalmente implícito. 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: 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.

O princípio básico, ponto de partida do método de dupla varredura, consiste em se arranjar as 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 15.

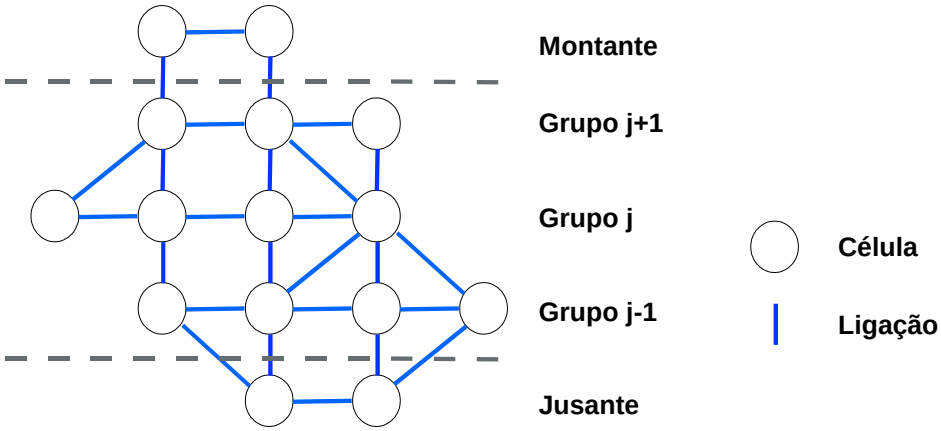

Figura 15: Arranjo das células do modelo em grupos.

Como visto, o Modelo de Células já constitui uma ferramenta consolidada e que vem sendo aplicada na solução de inúmeros problemas. Este capítulo teve como objetivo apresentar a base deste modelo e o próximo mostra os novos módulos desenvolvidos, que permitem que este modelo passe a ser utilizado na simulação de sistemas hídricos.

5) Modelo Integrado para Simulação de Sistemas Hídricos

O capítulo anterior apresentou as bases do Modelo de Células. Uma vez que a vocação original deste modelo é o estudo de cheias, torna-se fundamental que o mesmo sofra algumas alterações de modo a possibilitar que o objetivo desta tese seja alcançado.

A característica mais relevante do Modelo Integrado para a Simulação de Sistemas Hídricos é a sua composição através de diversos sub-módulos. Além da estrutura pré-existente de simulação hidrodinâmica, agora definida como módulo hidrodinâmico, os novos módulos que foram desenvolvidos são os módulos hidrológico e de gerenciamento. Esta base integrada de modelação receberá no futuro um módulo para a simulação da qualidade de água e também pode ser acrescido de outros módulos como, por exemplo, um módulo de otimização ou de calibração automática.

Estes módulos precisam interagir entre eles definindo, assim, o comportamento da modelagem integrada. A figura 16 mostra algumas das relações entre os módulos, considerando também as evoluções a serem desenvolvidas, entre as quais, a criação do módulo de qualidade e a representação do consumo de água subterrânea.

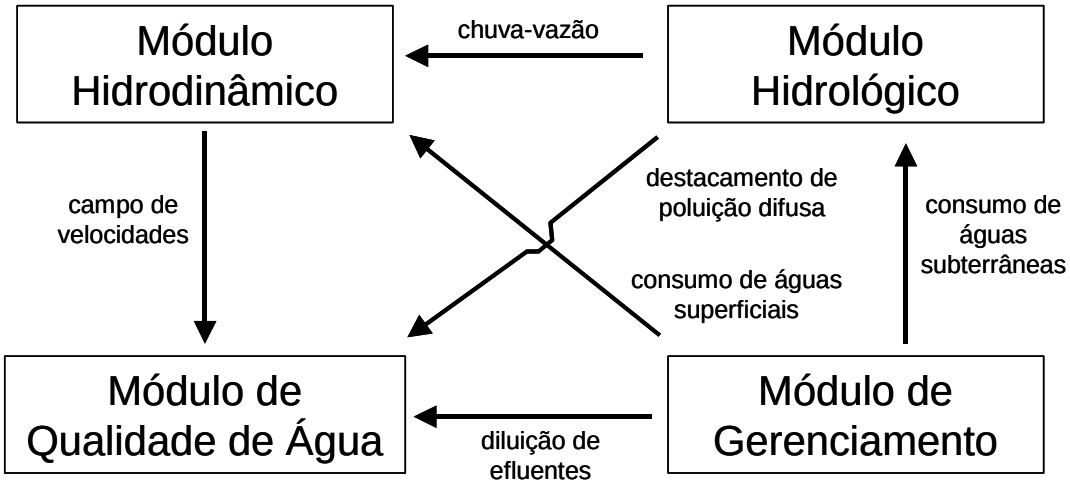

Figura 16: Esquema de interação entre módulos do modelo.

A seguir são apresentados os módulos hidrológico e de gerenciamento, bem como uma proposta preliminar para o módulo de qualidade de água.

5.1) Módulo Hidrológico

O módulo hidrológico tem os objetivos de simular a transformação de chuva em vazão no interior de cada uma das células e de representar a evaporação em rios e

lagos. Os centros de célula recebem as vazões geradas (ou subtraídas no caso da evaporação), e, a partir dele, o escoamento pode ser propagado de forma hidrodinâmica para jusante. Para representar a transformação da chuva em vazão, o módulo representa os seguintes processos:

- Separação da chuva efetiva;
- Simulação do escoamento superficial;
- Simulação do escoamento sub-superficial;
- Simulação do escoamento subterrâneo;
- Simulação da troca de água entre as camadas sub-superficial e subterrânea do solo;
- Evapotranspiração.

O Modelo de Células já dispunha, previamente à elaboração desta tese, de três tipos distintos de procedimentos para a separação da chuva efetiva, sendo estes: modelo inspirado no método racional (MIGUEZ, 1994); modelo hidrológico com taxa de infiltração potencial constante (φ) e reservatório de abstração (MAGALHÃES, MIGUEZ E MASCARENHAS, 2003); e uma versão aprimorada deste segundo modelo hidrológico proposta por MAGALHÃES (2003). Nesta tese foi adicionado à base do Modelo de Células um novo método de separação da chuva efetiva, inspirado no método do SCS (1957). Uma diferença fundamental entre o método proposto pelo *Soil Conservation Service*, do *United States Department of Agriculture* (USDA), e o que foi modelado é que o original se aplica apenas à simulação de um evento, enquanto o novo procedimento deve ser capaz de desempenhar a simulação contínua de longos períodos hidrológicos.

A representação da água no sub-solo está sendo considerada pela primeira vez no Modelo de Células. A troca de água da superfície para a camada superficial de solo é feita através do Método SCS modificado citado anteriormente. A água nesta camada de solo pode drenar tanto para os cursos d'água quanto para camadas mais profundas, responsáveis pelo fornecimento da descarga de base, e pode ainda sofrer evapotranspiração, caracterizando o consumo de água pelos vegetais (e posterior transpiração ou utilização da água no seu crescimento) e a evaporação da água do solo. A evapotranspiração, além de consumir água das camadas superficiais do solo, retira prioritariamente a água armazenada no reservatório de abstração, o que caracteriza uma outra mudança em relação ao método do SCS original. A figura 17 mostra um esquema gráfico do modelo hidrológico elaborado, explicado em detalhes a seguir.

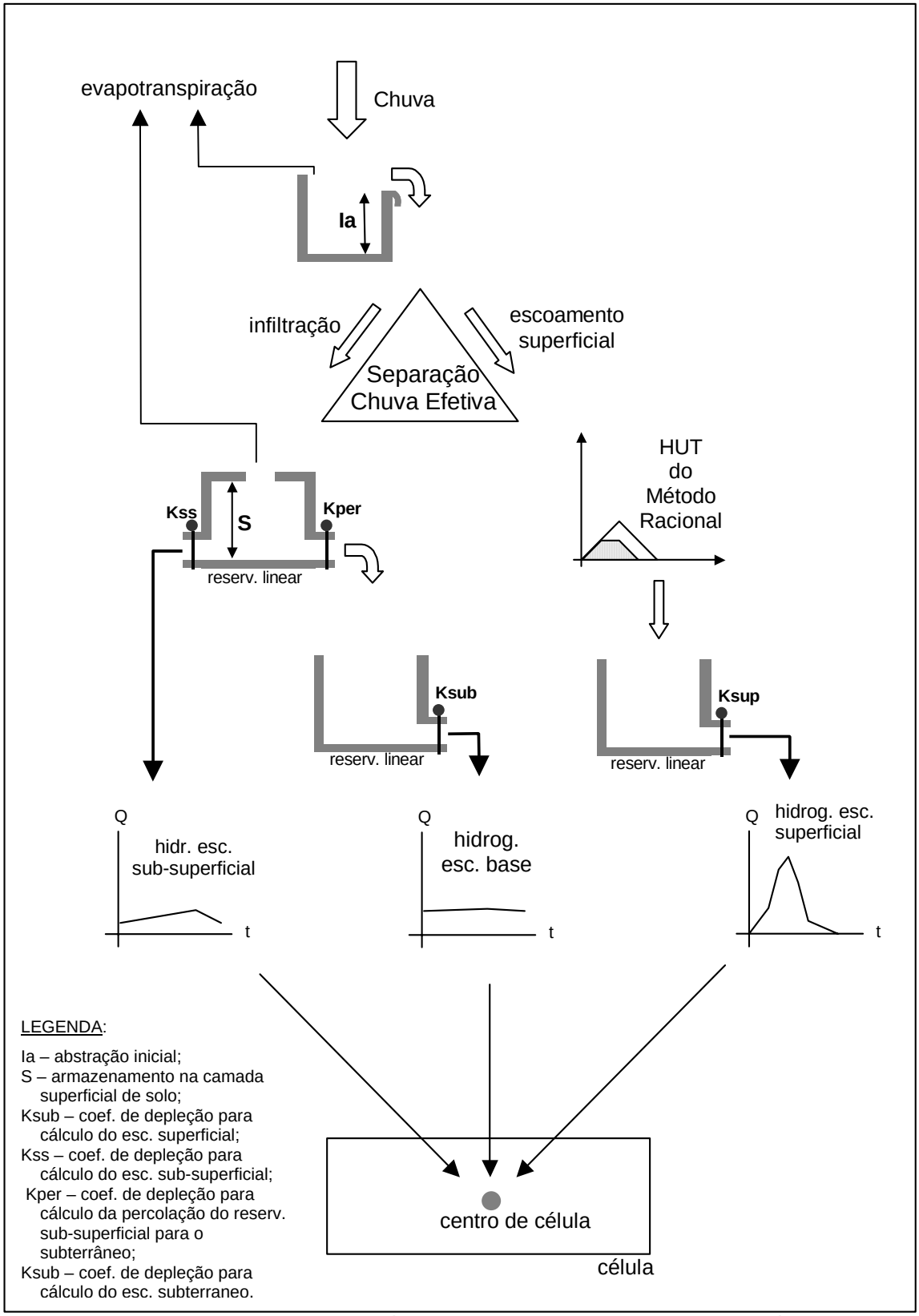

Figura 17: Esquema gráfico do funcionamento do modelo hidrológico.

5.1.1) Separação do Escoamento Superficial

Um dos componentes mais importantes do hidrograma, sobretudo nos períodos de cheias, é o escoamento superficial. Em bacias de pequeno porte, a influência desta parcela no hidrograma de cheia torna-se ainda mais significativa (PONCE, 1989). Assim, um modelo hidrológico para a simulação de cheias ou de séries temporais de vazões deve necessariamente buscar uma boa representação deste processo de modo a garantir que a resposta do modelo seja satisfatória.

A separação da chuva efetiva, fração da precipitação disponível que dá origem ao escoamento superficial direto, é a primeira tarefa a ser desenvolvida para que se possa modelar a variação do hidrograma provocada pelo excesso de chuva. Para atingir esta meta, inúmeras técnicas podem ser utilizadas, desde representações mais simples, como a proporcionada pelo coeficiente de runoff, chegando até a algoritmos mais elaborados empregados em alguns modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão.

Método do SCS

Nesta tese, propõe-se a representação da separação da chuva efetiva em uma célula do modelo a partir do método desenvolvido pelo SCS (1957). Este método foi escolhido por apresentar algumas vantagens significativas, dentre as quais: a) é um método largamente utilizado no Brasil e no exterior; b) dispõe de ampla documentação em textos acadêmicos; c) apresenta apenas um parâmetro, denominado curve number (CN), o que contribui para o objetivo de se desenvolver um modelo simplificado e com poucos parâmetros; d) o parâmetro CN pode ser corrigido para a representação da variação da condição hidrológica de umidade da camada superior de solo na bacia, ou sub-região modelada, anterior ao período considerado. No entanto, o método também apresenta desvantagens como o fato de não representar diretamente o fenômeno da infiltração, que é o processo hidrológico que efetivamente exerce maior controle sobre a separação do escoamento. Uma outra desvantagem é que o método foi desenvolvido para bacias localizadas nos EUA, e, sendo assim, os valores tabelados para o parâmetro CN nem sempre mostram-se adequados às nossas bacias. Algumas pesquisas também já foram conduzidas no Brasil com o intuito de melhorar o ajuste destes parâmetros a bacias brasileiras.

O método do SCS baseia-se no conceito de que a lâmina de escoamento superficial produzida em um dado evento é uma função da altura total precipitada e de um parâmetro, denominado CN, que representa as perdas que ocorrem,

principalmente, devido à infiltração, à interceptação vegetal e à retenção em depressões do terreno. O parâmetro adimensional CN pode variar de 1 a 100, onde valores mais elevados indicam um maior grau de impermeabilização, e representa características da bacia, tais como: tipo de solo; uso e ocupação do solo; e a condição de umidade antecedente na região.

O método do SCS fundamenta-se na hipótese de que existe proporcionalidade entre as razões definidas pelo total infiltrado sobre a lâmina máxima infiltrável e o total de escoamento superficial sobre o valor máximo que poderia escoar por sobre a superfície. As seguintes relações representam a separação do escoamento através deste método:

$$\frac{P - Ia - Q}{S} = \frac{Q}{P - Ia} \tag{5.1}$$

onde:
P – lâmina total precipitada;
Ia – lâmina de abstração inicial, representando a soma da interceptação vegetal com a retenção em depressões;
Q – altura de chuva efetiva;
S – capacidade máxima de armazenamento de água no reservatório superior do solo.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \tag{5.2}$$

$$Ia = 0,2 \cdot S \tag{5.3}$$

A equação 5.3 representa a forma originalmente proposta no método, mas pode ser considerada também de uma forma mais geral como:

$$Ia = \mathrm{K} \cdot S \tag{5.4}$$

Desenvolvendo a equação 5.1 e reorganizando os seus termos, pode-se chegar a forma mais usualmente encontrada, sendo esta:

$$Q = \frac{\left(P - Ia\right)^2}{\left(P - Ia + S\right)} \tag{5.5}$$

O método do SCS representa, portanto, uma relação entre a precipitação total e a lâmina total de escoamento superficial, e um exemplo de sua aplicação pode ser sintetizada graficamente pela figura 18, onde é ilustrada a separação do escoamento para uma família de curvas de CN, considerando a abstração inicial como 20% de S.

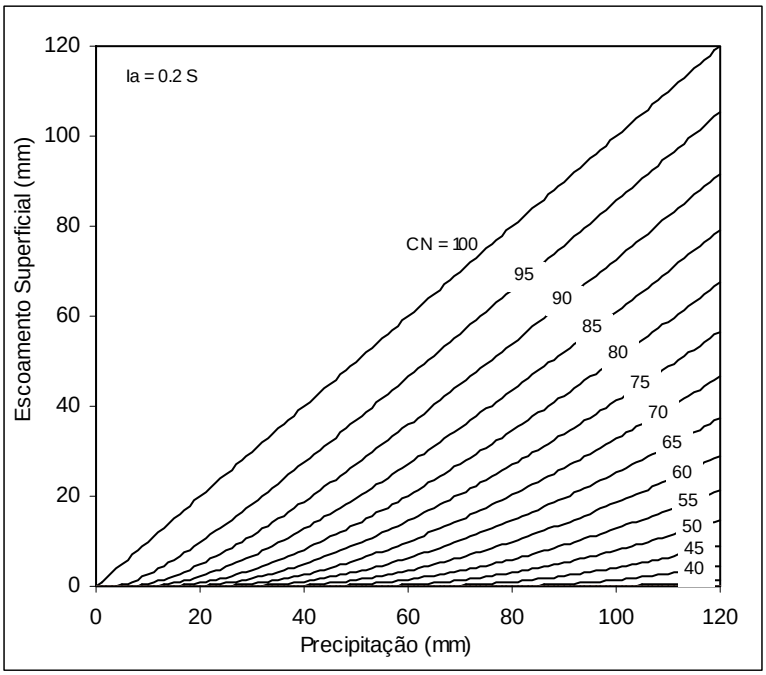

Figura 18: Separação do escoamento superficial para uma família de curvas CN.

Neste modelo, o Método do SCS foi considerado da seguinte forma. Os parâmetros de entrada do módulo são os vetores de chuva bruta e de evapotranspiração potencial, ambos em milímetros, relativos a cada intervalo de tempo, os valores de K e CN, relativos ao método SCS, um percentual de preenchimento dos reservatórios de abstração e sub-superficial, tomado como condição inicial, o tamanho do intervalo de tempo, em segundos, um tempo de recuperação, definido como o tempo a partir do qual se não houver chuva, são zerados os acumuladores (chuva acumulada e runoff acumulado), coeficientes de depleção do reservatório sub-superficial, um deles responsável pelo retorno de água ao escoamento superficial, e o outro pela percolação para o reservatório subterrâneo.

A partir desses parâmetros, são definidas as constantes que serão usadas nos cálculos dentro do módulo, a saber:

- Retenção máxima da camada superficial do solo (S_{max}), que é calculada normalmente através do Método do SCS. É numericamente igual à capacidade do reservatório sub-superficial, em milímetros;

- Tamanho total do reservatório de abstração, que também é calculado conforme o Método do SCS clássico.

Definidos esses parâmetros, entra-se em um laço de repetição, a cada intervalo de tempo. Primeiramente, verifica-se se houve chuva no intervalo considerado. Em caso positivo, tenta-se alocar esta lâmina de chuva bruta no reservatório de abstração. Caso a capacidade desse reservatório seja superada, a quantidade excedente será separada em infiltração e chuva efetiva. Para essa separação, é considerado um acumulador, definido como P', que representa toda a chuva bruta que não caiu no reservatório de abstração. A partir desse valor, é calculado o valor de chuva efetiva acumulada, pela seguinte expressão:

$$Q = \frac{P'^2}{P' + S_{max}} . \qquad (5.6)$$

O valor instantâneo da chuva efetiva é calculado pela diferença entre o valor calculado no atual intervalo de tempo atual e o valor calculado no intervalo de tempo anterior. A lâmina de infiltração em um dado intervalo é calculada como a diferença entre a chuva bruta acumulada e os valores de abstração e chuva efetiva acumuladas, sendo avaliada a variação desta diferença entre dois passos de tempo consecutivos. Ainda é feita uma última verificação, referente ao reservatório sub-superficial. A parcela infiltrada da chuva é somada a um acumulador S, que representa o nível do reservatório sub-superficial. Após essa soma, deve ser verificado se esse nível não ultrapassou seu valor limite, S_{max}. Caso esse valor seja ultrapassado, a parcela excedente é retirada da infiltração e considerada como chuva efetiva instantânea (não entrando, entretanto, no acumulador Q).

Caso não tenha chovido no intervalo de tempo considerado, os valores incrementais de chuva efetiva, abstração e infiltração são considerados iguais a zero. É feita, então, a contabilização do número de intervalos de tempo consecutivos nos quais não há chuva (contador esse que é sempre zerado quando volta a chover). Caso o valor do contador ultrapasse o tempo de recuperação, definido num parâmetro de entrada, são zerados os acumuladores P, P' e Q, de chuva bruta, chuva bruta após abstração, e chuva efetiva, respectivamente.

Transformação da Chuva Efetiva em Vazão Superficial

Uma vez definida a chuva efetiva, o passo seguinte é a transformação desta lâmina em um hidrograma de escoamento superficial. Diversas técnicas também

podem ser utilizadas de modo a atender a esta necessidade. Estes procedimentos podem ser baseados em conceitos lineares, dentre os quais destacam-se os métodos relativos à aplicação de hidrogramas unitários, ou em formulações não-lineares, mais comumente empregadas em modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão (MAGALHÃES, 1989).

No modelo proposto neste trabalho, conforme já mencionado, a simulação hidrológica do escoamento superficial se aplica a cada uma das células que compõem a região modelada. A partir do momento em que o escoamento superficial torna-se disponível no centro de uma célula, o modelo passa a poder propagar de forma hidrodinâmica o escoamento desta vazão da célula original para uma outra situada a jusante. Deste modo, o cálculo da hidrógrafa gerada no interior de uma célula deve ser procedido de modo a representar o escoamento até que este atinja o local onde encontra-se o centro da célula.

Para determinar o hidrograma superficial que chega ao centro de uma célula, propõe-se o uso de um procedimento baseado no conceito da hidrógrafa unitária sintética. Apresentado originalmente por SHERMAN (1932), o Método do Hidrograma Unitário recebe este nome em virtude de que, uma vez conhecido o hidrograma resultante de uma chuva efetiva de intensidade i e duração td, torna-se possível tomá-lo como unidade para a estimação do hidrograma superficial provocado por uma outra chuva efetiva qualquer, independente de sua intensidade e duração.

As hipóteses básicas em que se baseia a aplicação do Método do Hidrograma Unitário são as seguintes: a) princípio da linearidade, que estabelece que duas chuvas de mesma duração e intensidades diferentes resultam em hidrogramas com mesmo tempo de base, porém com ordenadas proporcionais ao volume precipitado; b) princípio da superposição, que considera que o hidrograma resultante de uma precipitação pode ser subdividido em hidrogramas parciais devidos a parcelas da chuva, e que estes hidrogramas podem ser superpostos de modo a se obter o hidrograma original; c) princípio da invariância no tempo, onde o hidrograma obtido a partir de uma chuva efetiva é sempre o mesmo, não apresentando variações sazonais; d) a precipitação é uniformemente distribuída sobre a bacia, ou área considerada. MAGALHÃES (1989) apresenta uma discussão mais ampla sobre a aplicação de hidrogramas unitários e as limitações desta técnica.

A determinação de hidrogramas unitários (HU) pode ser feita de duas formas. A primeira considera o cálculo do HU a partir da decomposição de hidrógrafas

medidas em postos fluviométricos, dependendo também da medição da precipitação que originou estas vazões. Uma outra possibilidade é a utilização de hidrogramas unitários sintéticos, que é uma técnica muito usada em virtude da carência de medições hidrológicas do par chuva-vazão. Vários procedimentos técnicos podem ser considerados para a obtenção de um hidrograma unitário sintético como, por exemplo, o Método de Snyder, o Método do Hidrograma Unitário Adimensional, o Método do Hidrograma Unitário Triangular, o Método do Hidrograma Unitário Instantâneo, entre outros.

O método aplicado para a geração do HU nesta tese é inspirado no Método do Hidrograma Unitário Triangular do Método Racional, que pode ser descrito da seguinte forma: considera-se que uma chuva efetiva de 1mm e duração igual ao tempo de concentração (tc) produz um hidrograma triangular com tempo de ascensão igual ao tempo de concentração e tempo de recessão também igual ao tempo de concentração. A vazão de pico do hidrograma triangular pode ser obtida através de um cálculo de equivalência de volumes, ou seja, o volume disponível para o escoamento superficial é igual ao produto da lâmina de 1mm de chuva efetiva pela área da bacia. Este deflúvio deve ser necessariamente igual ao volume do hidrograma resultante, definido pela sua integral ao longo do tempo, e equivalente à área do triângulo. A figura 19 exemplifica o hidrograma triangular considerado como base do método.

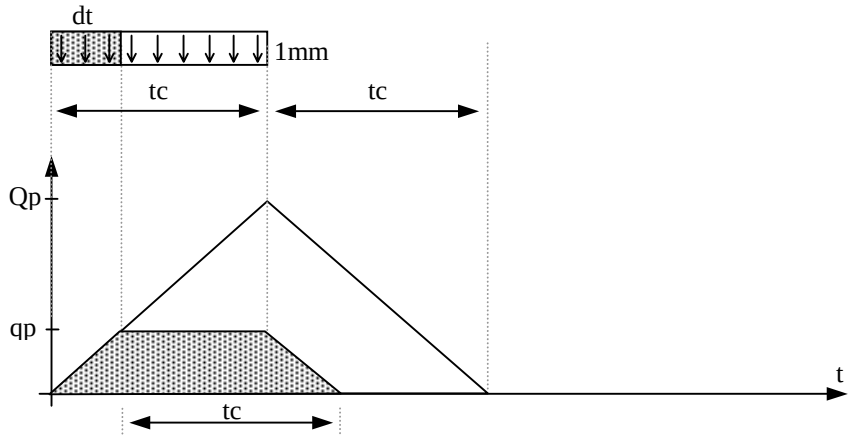

Figura 19: Hidrograma Unitário Triangular.

Volume definido pela precipitação sobre a área da bacia:

$$V = 1mm \cdot A \tag{5.6}$$

Volume definido pela integral do hidrograma triangular:

$$V = Qp \cdot (tc + tc)/2 \tag{5.7}$$

Considerando a equivalência entre estes volumes, temos que:

$$1\text{mm} \cdot \text{A} = \text{Qp} \cdot \left(\text{tc} + \text{tc}\right) / 2 \qquad (5.8)$$

e reorganizando esta equação, chegamos a:

$$\text{Qp} = \frac{2 \cdot 1\text{mm} \cdot \text{A}}{\left(\text{tc} + \text{tc}\right)} = \frac{1\text{mm} \cdot \text{A}}{\text{tc}} \qquad (5.9)$$

Logicamente, a aplicação da equação 5.9 demanda o uso de unidades coerentes. No caso, a unidade mais freqüentemente utilizada para a vazão em cursos d'água é expressa em m^3/s, exigindo que a área da bacia seja considerada em m^2 e o tempo de concentração em segundos.

No entanto, é evidente que a aplicação deste método não pode se limitar aos casos nos quais a duração da chuva é igual ao tempo de concentração da bacia. Torna-se necessário definir um procedimento mais geral onde o cálculo do hidrograma possa ser feito para chuvas com distribuição temporal complexa, variável no tempo, embora assumida constante ao longo de um passo de tempo, e com duração qualquer. Uma vez que a informação de dados de precipitação e o cálculo da chuva efetiva no Modelo de Células são considerados a cada passo de tempo, definido pelo modelador, é necessário que o hidrograma unitário seja calculado não para um tempo de duração equivalente ao tempo de concentração, e sim para um passo de tempo qualquer. Deste modo, pode-se multiplicar este HU pelo valor de chuva efetiva calculada a cada passo de tempo (princípio da linearidade), para, posteriormente, através da convolução do hidrograma, calcular o hidrograma resultante (princípio da superposição). O hidrograma a ser considerado, a partir da adoção do hidrograma triangular como referência, para ser aplicado a um passo de tempo qualquer assume a forma de um trapézio (MAGALHÃES, 1989). A figura 19 também ilustra a decomposição do hidrograma triangular em hidrogramas parciais trapezoidais.

O hidrograma triangular tomado como base apresenta intensidade de chuva igual a 1mm/tc. Ao generalizar a aplicação deste método a um passo de tempo qualquer, é preciso que se corrija a intensidade de precipitação considerada. Neste caso, assumindo que uma precipitação unitária (1mm) ocorre em um passo de tempo com duração igual a Δt, pode-se definir esta intensidade com igual a $1\text{mm}/\Delta t$, que é $\text{tc}/\Delta t$ vezes maior que a intensidade de precipitação admitida no hidrograma triangular original. Assim, uma forma de calcular o valor de vazão esperado para o patamar do

hidrograma unitário trapezoidal considera a correção do hidrograma triangular original para o valor da intensidade de precipitação para o Δt considerado e em seguida a divisão deste valor pelo percentual da bacia que de fato poderia vir a concentrar neste período, ou seja, $\Delta t/tc$. Deste modo, o valor do patamar do hidrograma unitário trapezoidal assume valor igual ao observado para o hidrograma triangular original, o que também pode ser demonstrado através do cálculo de equivalência de volumes, que define que a área do trapézio é igual ao produto da lâmina unitária de 1mm pela área total da bacia, ou neste caso, da célula.

No novo modelo, as ordenadas calculadas para o hidrograma de escoamento superficial a cada passo de tempo passarão a definir as vazões disponibilizadas neste intervalo para escoamento a partir do centro de célula. Através deste processo, melhora-se a representação hidrológica do modelo em relação à proposta original, que considerava que a cada passo de tempo, o total de chuva efetiva neste período, calculada a partir de metodologia similar ao Método Racional, estaria prontamente disponível para escoamento no centro de célula. De fato, esta deficiência mostra-se mais significativa à medida que o tamanho das células cresce, aumentando também o tempo de concentração intra-célula, que passa a ser superior ao passo de tempo de cálculo. Ou seja, considera-se que, em um intervalo de tempo, parte do escoamento que ainda está em trânsito no interior da célula, e fisicamente ainda não atingiu o centro de escoamento da mesma, já encontra-se disponível para escoar desta célula para uma outra, o que contraria conceitualmente o comportamento esperado.

Os hidrogramas superficiais obtidos através do Método do Hidrograma Unitário do Método Racional tendem a ter seus valores de pico superestimados. Assim, após o cálculo deste procedimento, o hidrograma resultante é submetido a uma passagem em um reservatório linear.

Reservatório Linear

Considerando a Equação de Conservação de Massa para um volume de controle:

$$I - O = \frac{dS}{dt} \tag{5.10}$$

Discretizando a equação 5.10 e utilizando um esquema numérico progressivo no tempo, tem-se que:

$$\frac{I^t + I^{t+1}}{2} - \frac{O^t + O^{t+1}}{2} = \frac{S^{t+1} - S^t}{\Delta t} \tag{5.11}$$

Considerando a hipótese deste reservatório comportar-se como um reservatório linear, o armazenamento, em um dado instante de tempo, passa a ser uma função da saída, conforme a equação abaixo:

$$S = K \cdot O \tag{5.12}$$

Assim,

$$\frac{I^t + I^{t+1}}{2} - \frac{O^t + O^{t+1}}{2} = \frac{K \cdot (O^{t+1} - O^t)}{\Delta t} \tag{5.13}$$

A equação acima pode ser reorganizada através dos passos a seguir:

$$I^t + I^{t+1} - O^t - O^{t+1} = \frac{2K}{\Delta t} O^{t+1} - \frac{2K}{\Delta t} O^t \tag{5.14}$$

$$I^t + I^{t+1} - O^t + \frac{2K}{\Delta t} O^t = \frac{2K}{\Delta t} O^{t+1} + O^{t+1} \tag{5.15}$$

$$I^t + I^{t+1} + \left(\frac{2K}{\Delta t} - 1 \right) O^t = \left(\frac{2K}{\Delta t} + 1 \right) O^{t+1} \tag{5.16}$$

$$I^t + I^{t+1} + \left(\frac{2K - \Delta t}{\Delta t} \right) O^t = \left(\frac{2K + \Delta t}{\Delta t} \right) O^{t+1} \tag{5.17}$$

$$I^t + I^{t+1} + \left(\frac{2 - \Delta t / K}{\Delta t / K} \right) O^t = \left(\frac{2 + \Delta t / K}{\Delta t / K} \right) O^{t+1} \tag{5.18}$$

Explicitando o valor da saída do reservatório no tempo t+1, chega-se a seguinte equação:

$$O^{t+1} = \left(\frac{\Delta t / K}{2 + \Delta t / K} \right) I^{t+1} + \left(\frac{\Delta t / K}{2 + \Delta t / K} \right) I^t + \left(\frac{2 - \Delta t / K}{2 + \Delta t / K} \right) O^t \tag{5.19}$$

que pode ser representada como:

$$O^{t+1} = C_0 \cdot I^{t+1} + C_1 \cdot I^t + C_2 \cdot O^t \tag{5.20}$$

onde,

$$C_0 = C_1 = \left(\frac{\Delta t / K}{2 + \Delta t / K} \right) \tag{5.21}$$

$$C_2 = \left(\frac{2 - \Delta t / K}{2 + \Delta t / K} \right) \tag{5.22}$$

e, também, temos que:

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1 \tag{5.23}$$

Observando as equações 5.21 e 5.22 que definem os parâmetros C_0, C_1 e C_2 pode-se perceber que a resposta do reservatório linear depende da razão $\Delta t/K$. Deste modo, a calibração direta do coeficiente de depleção pode vir a trazer um inconveniente, uma vez que modificando o passo de tempo de cálculo torna-se necessário proceder também a alteração deste parâmetro. Assim, a calibração pode ser feita de forma mais eficiente tomando diretamente a relação $\Delta t/K$ como parâmetro de calibração. A figura 20 mostra a passagem através de um reservatório linear.

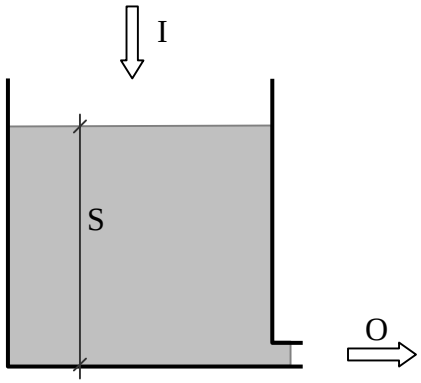

Figura 20: Ilustração do reservatório representando a entrada, a saída e o armazenamento.

Evapotranspiração

Feita a separação da chuva bruta, ainda no laço dos intervalos de tempo, é calculada a evapotranspiração instantânea. Primeiramente, é feita uma “correção” no valor de evapotranspiração potencial, de acordo com a chuva ocorrida no intervalo de tempo considerado. Isso ocorre porque se considera que quando há chuva, o ar está saturado e não há condições para evaporação. Porém, também não se pode considerar a evapotranspiração zero ao longo de um intervalo tempo inteiro, porque pequenos valores de precipitação podem indicar um chuva rápida e fraca, que não impede a evapotranspiração ao longo de todo o intervalo de tempo. Por isso, foi

definida, através de um dos parâmetros de entrada, uma lâmina a partir da qual se considera nula a evapotranspiração na célula. Esta lâmina ($P_{lim,evap}$) tem sido considerado como igual a 36mm/dia, sendo este valor recalculado para aplicar este limite a um passo de tempo. Para precipitações menores que esse valor, a correção é feita da forma:

$$E_{pot,corrig} = 1 - \frac{P[t]}{P_{lim,evap}} \tag{5.24}$$

A partir desse valor, tentamos tirá-lo do reservatório de abstração. Se houver lâmina suficiente, todo o potencial é evaporado, e o reservatório de abstração será deplecionado desse valor. Caso não haja lâmina suficiente no reservatório de abstração, é calculado outro valor para $E_{pot,corrig}$, como a diferença entre seu valor original e a quantidade já evaporada.

Havendo sobra de evapotranspiração potencial, passaremos agora a tentar tirá-la do reservatório sub-superficial. Porém, o total evapotraspirado a partir deste é considerado a partir de um percentual de enchimento deste reservatório, sendo igual a:

$$E_{sub-superficial} = \frac{S}{S_{max}} \cdot E_{pot,corrig} \tag{5.25}$$

Simulação do Escoamento Sub-superficial

O último cálculo do laço dos intervalos de tempo é o das saídas do reservatório sub-superficial. Esse cálculo é feito segundo a equação do balanço de massa:

$$I - O_{ss} - O_p - E_{sub-superficial} = \frac{dS}{dt} \tag{5.26}$$

Onde:

$I =$ vazão de infiltração;

$O_{ss} =$ saída do reservatório para o escoamento superficial;

$O_p =$ saída de percolação para o reservatório subterrâneo;

$E_{sub-superficial} =$ saída de perdas por evaporação.

Nessa equação, temos como incógnitas as vazões de saída e a variação no armazenamento. Para resolvê-la faz-se uso também do princípio de funcionamento dos reservatórios lineares, dado por, $S = K \cdot O$, proporcional à quantidade armazenada. A constante K é chamada coeficiente de depleção do reservatório, e

tem dimensão de tempo. Nesta equação existem duas vazões de saída, condicionadas aos valores assumidos para os coeficientes K_{ss} e K_p, relativos a O_{ss} e O_p, respectivamente, de modo que: $O_p = \frac{S}{K_p}$ e $O_{ss} = \frac{S}{K_{ss}}$. Para reduzir o erro introduzido na aproximação numérica, usa-se como valores instantâneos das vazões as médias para os intervalo de tempo atual e o anterior, definindo os valores:

$$\bar{I} = \frac{I[t] + I[t-1]}{2} \cdot \frac{1}{\Delta t} \tag{5.27}$$

$$\bar{E}_{sub-superficial} = \frac{E_{sub-superficial}[t] + E_{sub-superficial}[t+1]}{2} \cdot \frac{1}{\Delta t} \tag{5.28}$$

Fazendo também $\frac{dS}{dt} = \frac{S[t] - S[t-1]}{\Delta t}$, e manipulando a equação do balanço de massa, chega-se à equação:

$$S[t] = \frac{2 \cdot \Delta t \cdot K_{ss} \cdot K_p}{2 \cdot K_{ss} \cdot K_p + \Delta t \cdot (K_{ss} + K_p)} \cdot \left[\left(\frac{1}{\Delta t} - \frac{1}{2 \cdot K_{ss}} - \frac{1}{2 \cdot K_p} \right) \cdot S[t-1] + \bar{I} - \bar{E}_{sub-superficial} \right] \tag{5.29}$$

Calculado o valor de $S[t]$, os valores de $O_{ss}[t]$ e de $O_p[t]$ podem ser calculados dividindo-se $S[t]$ por K_{ss} e por K_p, respectivamente, preenchendo assim, os últimos parâmetros de saída do módulo.

Simulação do Escoamento Subterrâneo

O escoamento subterrâneo, assim como os demais, também é representado por um reservatório linear que tem como vazão de entrada a vazão percolada do reservatório sub-superficial para este reservatório subterrâneo. Nesta situação o parâmetro de controle do reservatório (coeficiente de depleção) recebe a representação como K_{sub}.

5.2) Módulo de Gerenciamento

O módulo de gerenciamento é composto nesta primeira versão por três componentes:

- Representação de usuários;

- Ligação do tipo transposição entre sub-bacias da área estudada;
- Criação da ligação do tipo operação de UHE.

5.2.1) Representação de usuários

Os usuários podem ser representados através das vazões captada e efluente, além da concentração de cada poluente no seu efluente. Sua representação está sujeita às seguintes hipóteses:

- o usuário capta e despeja seu efluente no centro de célula;
- considera-se que a carga lançada é misturada homogeneamente (mistura completa) e instantaneamente no volume armazenado na célula que recebe o despejo.

A figura 21 mostra esquematicamente a representação de um usuário que faz a captação em um trecho de rio (célula). No entanto, os usuários podem estar localizados em qualquer tipo de célula. O modelo faz um controle de modo a garantir que a água a ser captada está efetivamente disponível na célula. O balanço das vazões utilizadas pelo usuário pode ser definido como a diferença entre a vazão captada e a vazão devolvida, sendo este valor computado no balanço de massa de cada célula.

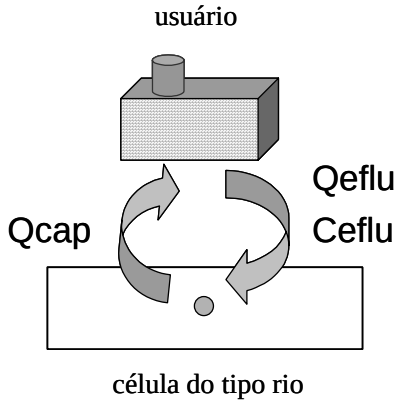

Figura 21: Representação de um usuário no modelo.

5.2.2) Ligação do tipo transposição

Visando atender à representação dos casos em que ocorre transferência de água entre sub-bacias de uma região estudada, foi criada também uma ligação do tipo transposição, que é representada através da definição das células envolvidas (célula doadora e célula receptora), e da vazão transposta. Nesta primeira versão do modelo esta vazão é constante ao longo do tempo, podendo assumir também características similares às da ligação tipo hidrelétrica descrita a seguir. A vazão transposta é

computada na equação da continuidade da célula, sendo verificado também se existe de fato vazão em trânsito suficiente para atender à transposição. Assim, a ligação do tipo transposição nada mais é do que uma retirada de uma vazão de uma célula e a soma desta em uma outra (receptora).

5.2.3) Criação da ligação do tipo operação de UHE

A ligação do tipo hidrelétrica é fundamental para a efetivação da migração das características originais do modelo para estudo de cheias para um modelo voltado para a representação de sistemas hídricos. O modelo proposto por MIGUEZ (2001) dispõe de uma ligação do tipo saída de reservatório, dada por uma representação combinada de um descarregador de fundo e de um vertedor. No entanto, esta ligação tem sua vazão de saída dependente exclusivamente do armazenamento da célula principal. No caso das hidrelétricas a vazão liberada depende de um processo decisório no qual de define a forma de operação da usina, tanto da vazão turbinada quanto das vazões vertidas.

Assim, propõe-se que a representação das UHE no modelo seja definida por dois componentes principais:

- vazão turbinada;
- vazão vertida.

Vazão turbinada

A vazão turbinada em uma hidrelétrica é definida através de padrões de turbinamento diário, capazes de representar tanto a operação normal ao longo do dia quanto a operação na ponta. Assim, é informado ao modelo para um determinado padrão uma seqüência de vazões turbinadas a cada hora do dia. É atribuído também um tipo de padrão de turbinamento para cada dia do ano. Deste modo, a operação durante períodos de cheia pode ser completamente diferente daquela que se faz necessária durante as estiagens. A figura 22 mostra um exemplo de padrão de turbinamento para um dado dia.

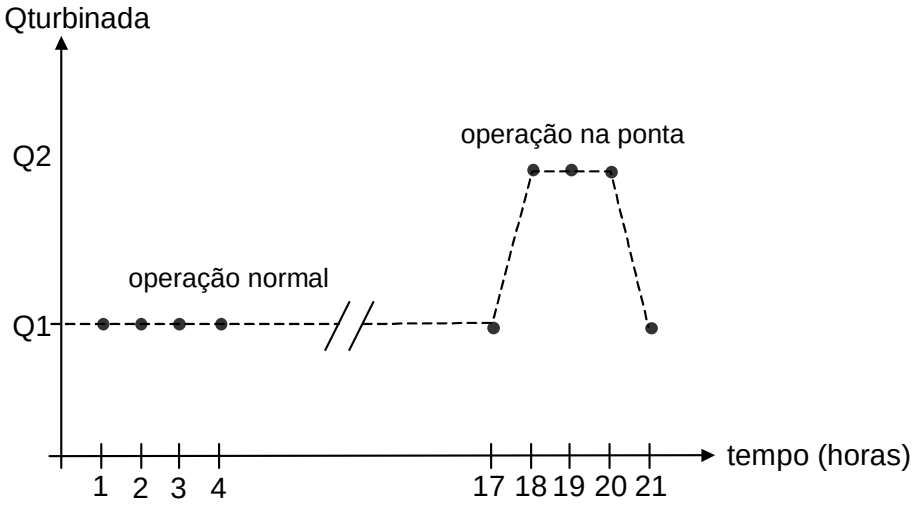

Figura 22: Padrão de turbinamento hipotético para um dado dia.

Vazão vertida

A vazão vertida em uma hidrelétrica é definida através de uma seqüência de pares cota-vazão. Assim, o modelador especifica o número de pares desejados e informa os respectivos pares. Para valores intermediários a vazão vertida é calculada através de interpolação entre estes. A figura 23 mostra um exemplo de regra de vertimento de uma usina contendo três pares de valores cota-vazão liberada.

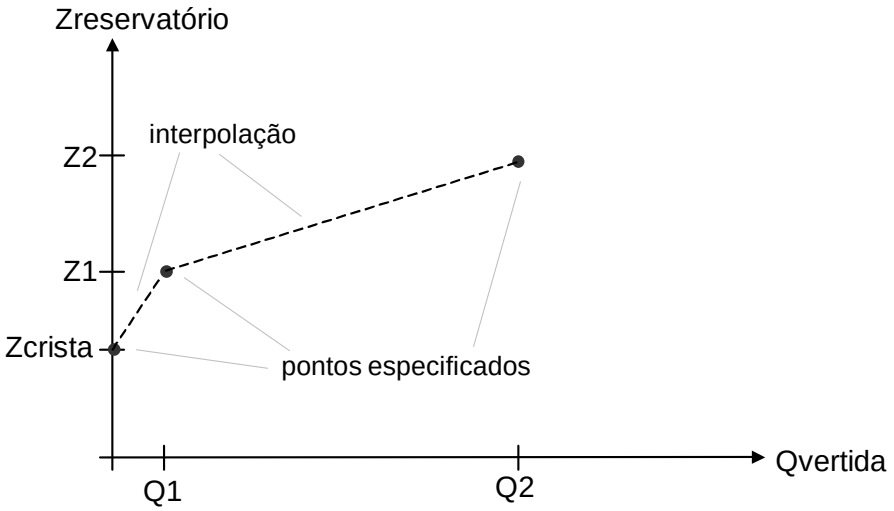

Figura 23: Regra de vertimento de uma UHE hipotética.

5.3) Proposição do Módulo de Qualidade de Água

O módulo de qualidade de água será baseado na solução da equação de transporte difusivo e advectivo, representando também as equações de produção e consumo (reações cinéticas) de substâncias. A equação de transporte deverá ser considerada de forma unidimensional em virtude da estrutura do próprio Modelo de

Células. O modelo deverá ser capaz de lidar com a diversidade de comportamentos que se manifestam em trechos de rios, em lagos e reservatórios, ou mesmo em estuários. Uma outra tarefa de crucial importância é a escolha dos parâmetros de qualidade a serem representados no modelo. Por um lado, percebe-se a complexa trama de interrelações que interferem na qualidade de água, demandando um grande número de parâmetros, e, por outro lado, tem-se como uma das características desejadas o desenvolvimento de um modelo com número reduzido de parâmetros de calibração. Dado que o modelo se propõe a ser uma ferramenta para o gerenciamento dos recursos hídricos, é natural que os parâmetros representados sejam os de maior relevância para este processo e os que interferem com estes. No entanto, os poluentes de maior importância para o apoio ao processo de gestão podem variar de bacia para bacia. Na bacia do rio Paraíba do Sul, região que se pretende estudar nesta tese, o poluente de maior importância é a DBO, que indica a alta carga de matéria orgânica que é lançada neste rio, principalmente pela contaminação com esgotos sanitários despejados sem tratamento. Assim, o principal parâmetro a ser representado neste primeiro momento será a DBO e as reações cinéticas que interferem no decaimento desta.

Diversos aspectos devem ser considerados na elaboração e aplicação do modelo de qualidade de água ao processo de gerenciamento. Artigos como os de RAUCH et al. (1998), SHANAHAN et al. (1998), e SOMLYÓDY et al. (1998) abordam os fundamentos e as características dos principais modelos de qualidade de água, e que também tratam dos problemas que mais freqüentemente têm tomado a atenção dos pesquisadores que atuam nessa área, além das expectativas para o desenvolvimento de novos modelos de qualidade de água. Outros textos que também merecem atenção especial são os que discutem aspectos relacionados à gestão da qualidade de água, como, por exemplo, AZEVEDO et al. (2000), BROWN & NIEKERK (1998), JAPAN (1992), NANDALAL (1995), SOMLYÓDY (1995 e 1997), e VARIS (1994). O estudo destes trabalhos servirá para que aspectos relevantes referentes à gestão da qualidade de água sejam incorporados ao modelo proposto, desde a sua concepção.

O desenvolvimento do módulo de qualidade de água vem a ser um tópico de destacada importância. Algumas premissas e características básicas desejadas para este módulo são as seguintes:

- O modelo só deverá atender à modelagem de substâncias passivas, ou seja, que não interfiram no peso específico da água e, conseqüentemente, nos processos hidrodinâmicos;
- O modelo deverá possuir o menor número possível de parâmetros;
- A equação do transporte difusivo e advectivo será representada em sua forma unidimensional, facilitando o funcionamento integrado na base do modelo e atendendo, para todos fins práticos, à necessidade de modelos de qualidade de água para simulação em trechos fluviais;
- O modelo deverá trabalhar tanto com fontes de poluição pontuais quanto com fontes de poluição difusa;
- Considera-se que todos os lançamentos de poluentes em uma célula contribuam diretamente para o centro de escoamento da mesma;
- O destacamento da poluição difusa será tratado de forma integrada com o modelo hidrológico que determinará os escoamentos superficiais, responsáveis pelo transporte da poluição acumulada sobre a superfície da bacia, e os escoamentos subterrâneos que também contribuem para o aporte de poluição difusa.

Quanto à concepção do módulo de qualidade de água, ainda persiste uma dúvida de destacada importância que deverá ser avaliada ainda no início do desenvolvimento desta aplicação. O modelo deverá ser Lagrangeano ou Euleriano? A estrutura do Modelo de Células é toda montada de forma Euleriana, o que leva a crer que esta forma poderá vir a ser desenvolvida com maior facilidade, no entanto, percebe-se também o potencial para o uso de técnicas de modelagem Lagrangeana, o que certamente demandará um maior detalhamento dos processos intra-célula. Tão logo esta questão esteja definida, a tarefa seguinte será a escolha do esquema numérico a ser utilizado na solução da equação de transporte difusivo e advectivo. O esquema QUICKEST tem despontado como uma alternativa que provavelmente será seguida no caso da opção pela modelagem Euleriana.

Uma vez modelada a equação que representa o transporte de escalares, o passo seguinte será a escolha das equações que definem a produção e o consumo de substâncias (reações cinéticas). Este passo depende da definição do conjunto de parâmetros de qualidade escolhido para representação no modelo. A escolha destes parâmetros também deverá ser tomada ainda no início da elaboração do modelo, e a tendência é a opção pela representação dos seguintes parâmetros: demanda bioquímica de oxigênio (DBO), oxigênio dissolvido (OD), compostos de nitrogênio e

fósforo (importantes para a representação dos processos de eutrofização de corpos d'água lênticos), além de substâncias conservativas (que sofrem apenas o transporte sem nenhum decaimento). Uma alternativa pode ser a representação dos mesmos parâmetros considerados em modelos de qualidade de água tradicionais como o QUAL2E e o WASP6. No entanto, estes modelos fazem uso de um grande número de parâmetros, alguns dos quais sem dados disponíveis para uma calibração adequada, sendo necessária uma discussão mais ampla que confronte a concepção de uma simulação mais preocupada com a realidade física, exigindo número maior de parâmetros, ou a simulação através de modelos simplificados, que apesar de menor capacidade de representação da realidade, garantem maior controle sobre o modelo, a modelação e as incertezas envolvidas. O trabalho de PERRIN et al. (2001) apresenta uma importante discussão sobre o uso de modelos hidrológicos com grande quantidade de parâmetros e as conseqüências desta escolha, podendo ser estabelecido um paralelo entre a modelagem hidrológica e a de qualidade de água.

Em seguida, deverá ser iniciada a fase de implementação computacional deste módulo, passando-se em seguida à fase de testes do modelo. Pretende-se implementar primeiramente este módulo em um modelo de qualidade independente, que em seguida será acoplado à base do Modelo Integrado. Tal procedimento tem como objetivo facilitar o desenvolvimento e os testes com esse novo modelo. Após o acoplamento do módulo de qualidade ao Modelo Integrado, novos teste deverão ser feitos para garantir o correto funcionamento desta ferramenta. Somente após a implementação deste módulo o Modelo Integrado para Simulação de Sistemas Hídricos poderá alcançar todo o seu potencial.

6) ESTUDO DE CASO – BACIA DO RIO PARAÍBA DO SUL

A partir do modelo desenvolvido, considerando a inclusão do novo módulo hidrológico e do módulo de gerenciamento ao módulo hidrodinâmico original, foi feito um estudo de caso para a bacia do rio Paraíba do Sul. Localizada na região Sudeste do Brasil, a bacia do Paraíba do Sul, com uma área de drenagem de mais de 55000 km^2, abrange áreas pertencentes aos três estados mais desenvolvidos do país, São Paulo (13900km^2), Rio de Janeiro (20900km^2) e Minas Gerais (20700km^2). Formado a partir da união dos rios Paraitinga e Paraibuna, duas bacias paulistas, o rio Paraíba do Sul apresenta cerca de 1100km de comprimento de extensão. O Vale do Paraíba é uma região que concentra uma grande quantidade de usuários, pertencendo estes, principalmente, aos setores de saneamento, industrial, elétrico, irrigação, etc. A população residente na bacia é, de acordo com o censo 1996, de 5246000 habitantes, 87% deste total vivendo em áreas urbanas.

A bacia do Paraíba do Sul, dentre as bacias brasileiras, é aquela em que o processo de gerenciamento de recursos hídricos se encontra em estágio mais avançado. No final da década de 70 foi criado o CEEIVAP (Comitê Executivo de Estudos Integrados do Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul), que foi responsável pela execução de vários estudos que propunham a implementação de ações destinadas à recuperação e ao gerenciamento da água na bacia. Em 1996, o Presidente da República instituiu o novo CEIVAP, que atua hoje como comitê desta bacia e constitui um dos apoios fundamentais ao processo de gestão na mesma.

A bacia do Paraíba do Sul é uma bacia federal que abrange 180 municípios, existindo nela também diversas bacias de domínio estadual. Quatro reservatórios principais situam-se na bacia, sendo eles: Paraibuna/Paraitinga, Santa Branca, Jaguari e Funil. No município de Piraí localiza-se uma das obras mais relevantes da bacia, a transposição das águas do Paraíba para atender ao Complexo das Lajes, onde há produção de energia hidrelétrica, e aumentar significativamente a vazão do rio Guandu, que atende ao fornecimento de água para a RMRJ. Além desta transposição, encontram-se em fase de estudo outras duas transposições de águas desta bacia para atender à RMSP e à baixada santista. O impacto que estas obras acarretarão na bacia do Paraíba poderia ser avaliado através do modelo elaborado, não tendo sido feita, entretanto, tais análises no presente trabalho. A figura 24 mostra a bacia do rio Paraíba do Sul e alguns dos postos fluviométricos situados nela e utilizados neste estudo.

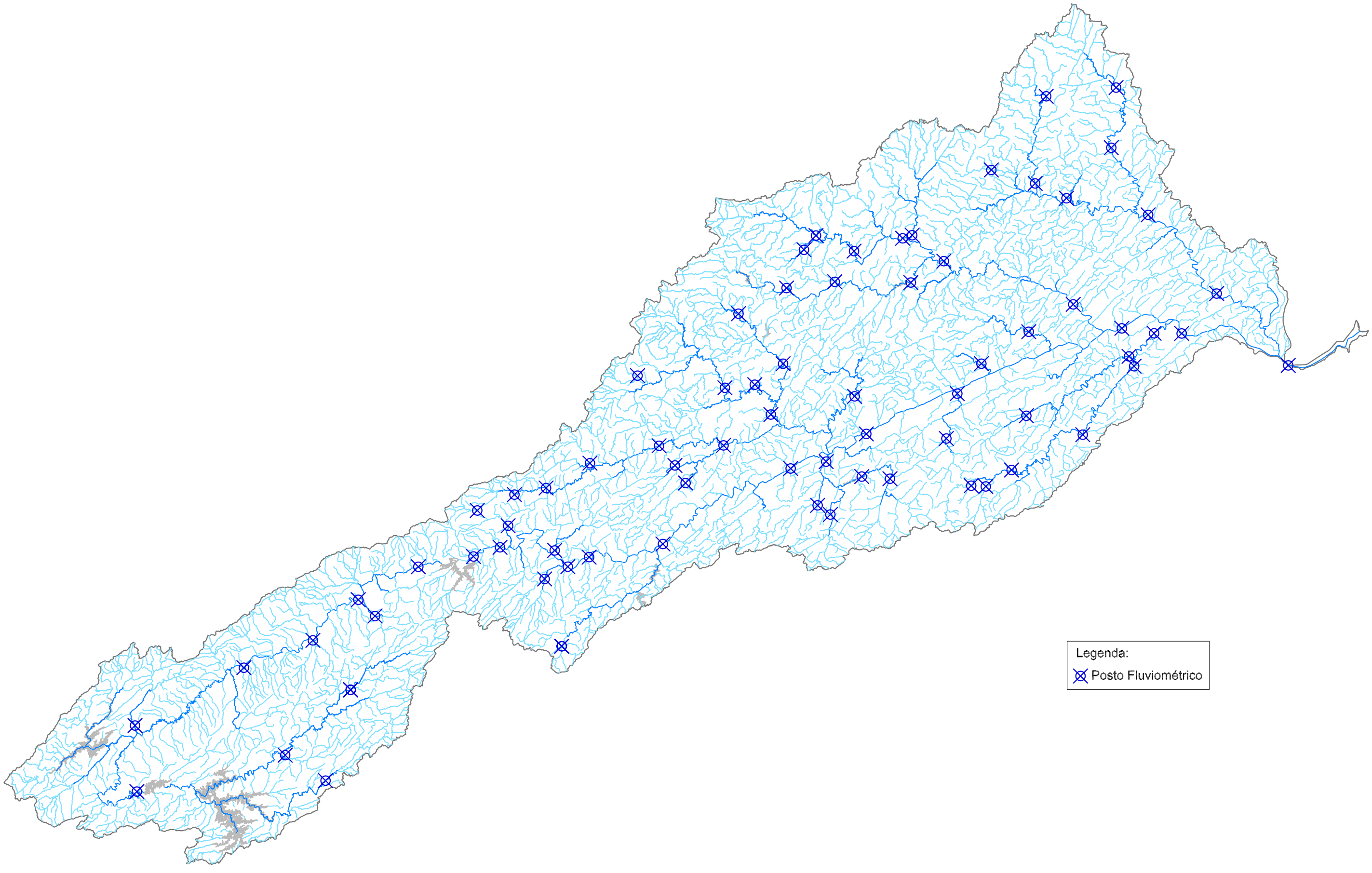

Figura 24: Bacia do Rio Paraíba do Sul

6.1) Modelação da bacia do Paraíba

O complexo sistema hídrico representado por esta bacia pode ser modelado através da ferramenta desenvolvida, possibilitando um maior conhecimento sobre a disponibilidade de água nesta região e a análise dos impactos das obras nela localizadas, ou ainda em estudo.

O estudo de caso aqui apresentado tem unicamente o objetivo de mostrar o funcionamento do modelo, evidenciando sua capacidade de atender ao objetivo proposto, ou seja, simular sistemas hídricos complexos. A região modelada estende-se da cabeceira da bacia indo até o ponto, situado no município de Piraí no estado do RJ, onde ocorre a transposição de suas águas.

A parcela da bacia do rio Paraíba do Sul a ser modelada foi dividida em cerca de 100 células, representando as diversas bacias formadoras desta, o próprio curso principal do rio Paraíba e os reservatórios existentes no trecho modelado. A figura 25 mostra a bacia do Paraíba do Sul com destaque para a região modelada e a figura 26 mostra a divisão em células.

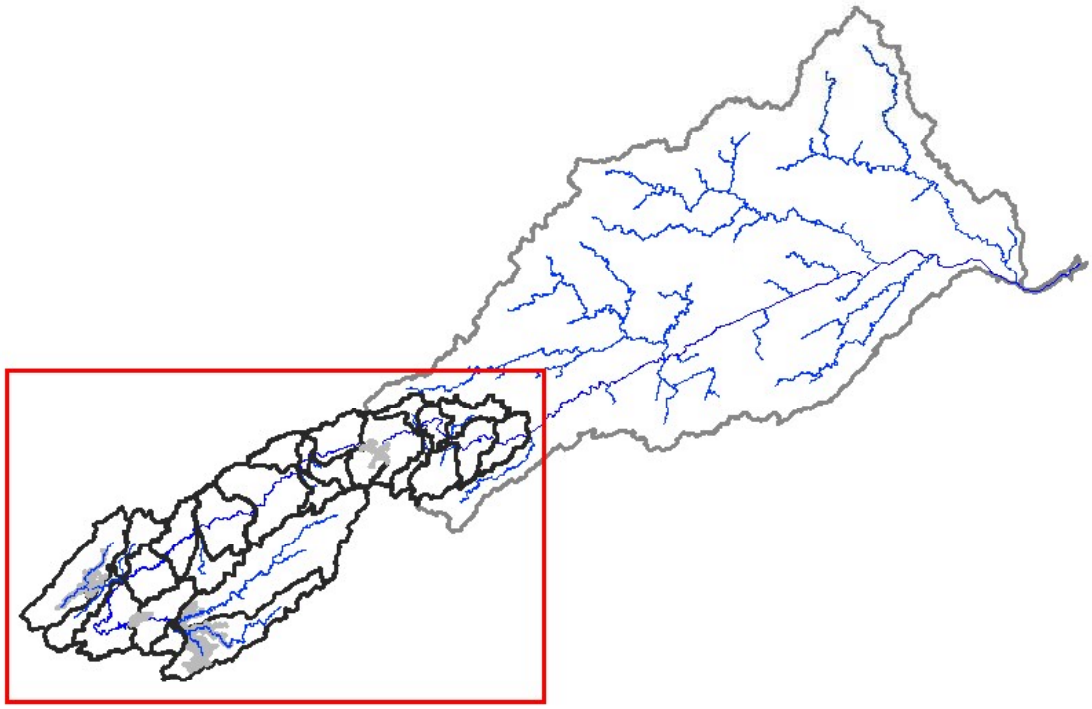

Figura 25: Bacia do Paraíba do Sul com destaque para a região modelada.

A partir da divisão em células é elaborado um esquema topológico, que mostra o arranjo entre as células e suas ligações. A figura 27 mostra a topologia, definindo os tipos de ligações e células representados.

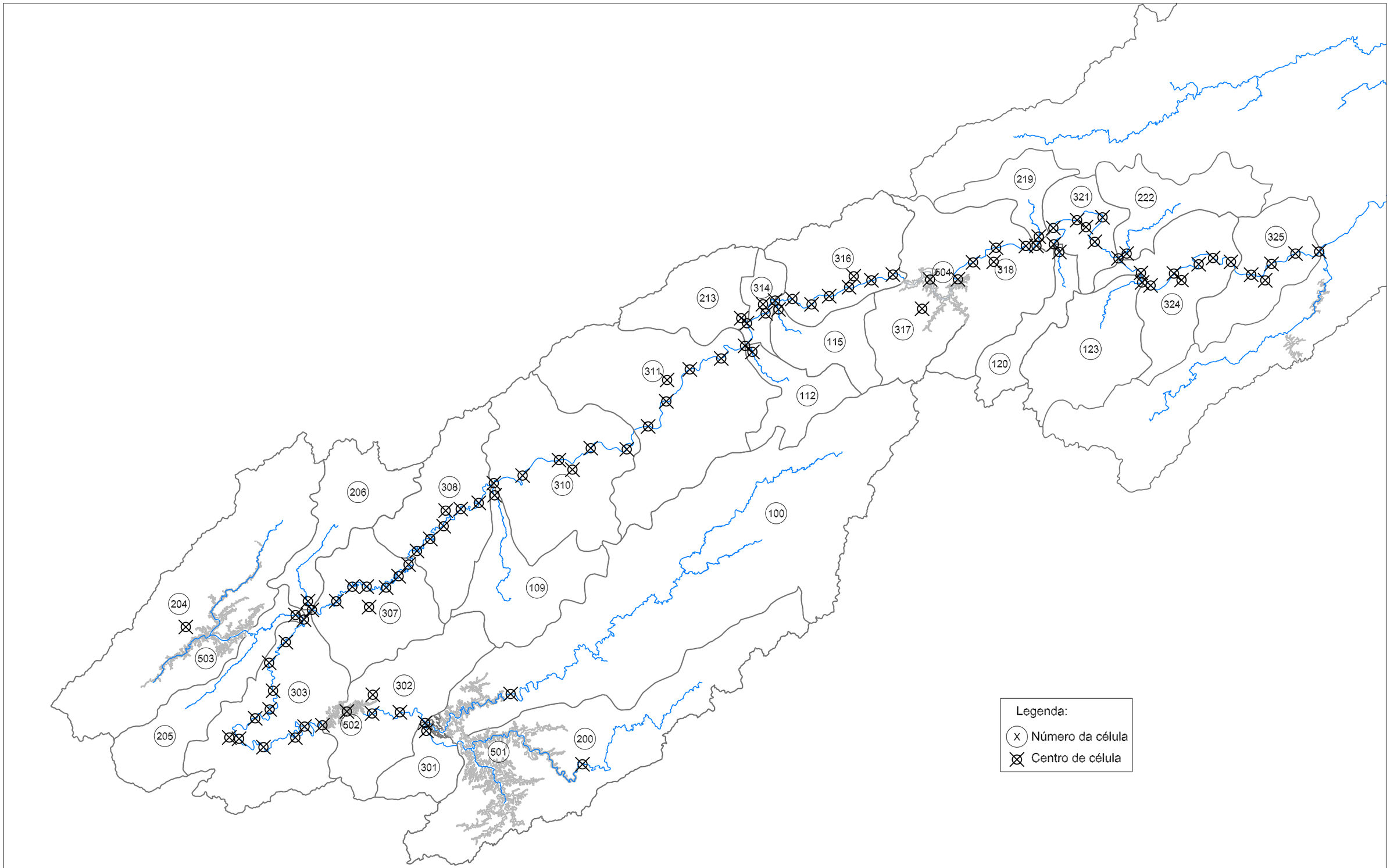

Figura 26: Divisão em células da área modelada

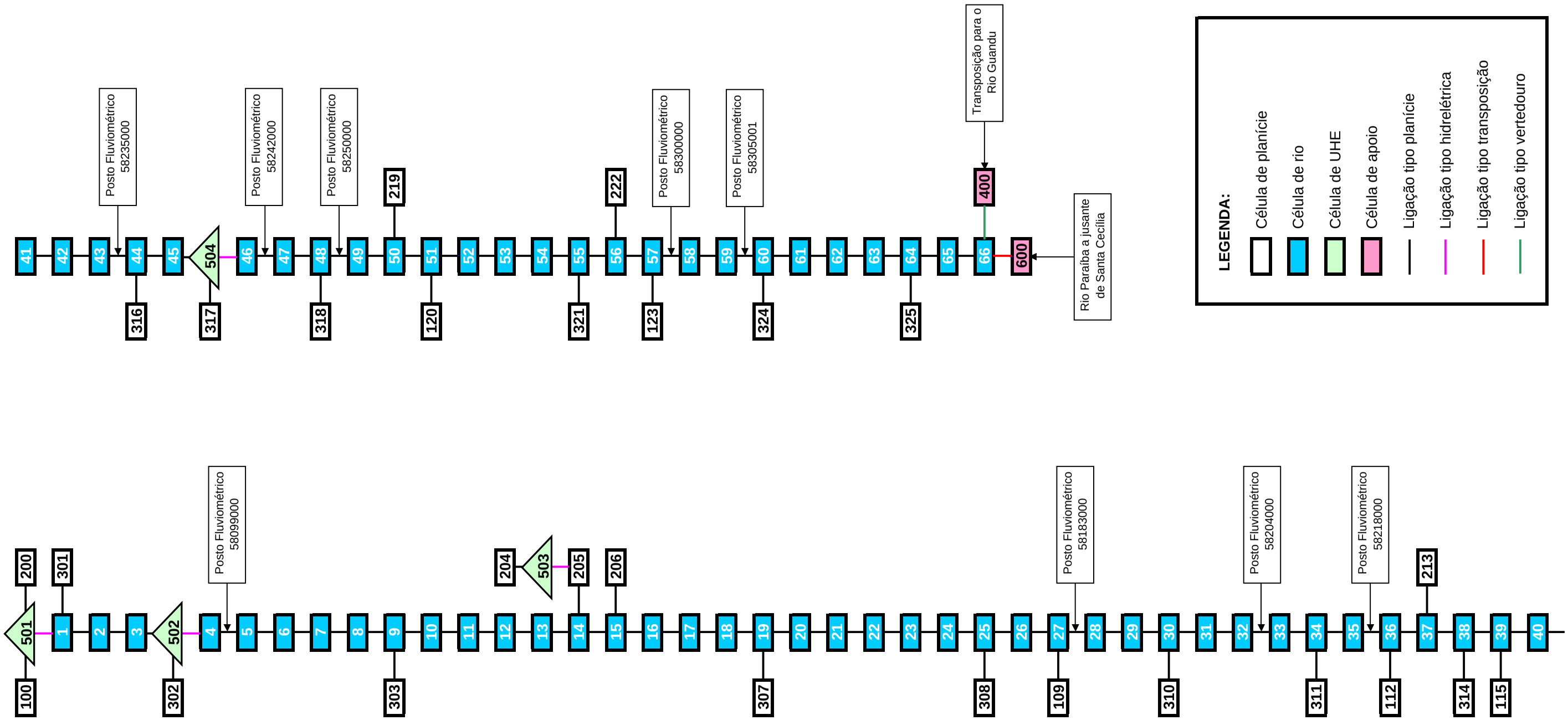

Figura 27 - Topologia do Rio Paraíba do Sul

A estratégia utilizada na divisão em células foi a seguinte:

- analisar a bacia identificando os pontos notáveis: reservatórios, 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 Paraíba foram marcados, procurando manter um malha o mais uniforme possível e com centros de células espaçados aproximadamente a cada 10km;
- sub-bacias com área superior a 200km^2 também receberam células inviduais, sendo que em cada uma destas células o modelo hidrológico atua como um modelo concentrado;
- as demais sub-bacias foram agrupadas em bacias incrementais, que também receberam células. Este agrupamento foi feito para áreas incrementais localizadas no estirão compreendido entre cada par de sub-bacias consecutivas com área maior que 200km^2, não havendo distinção entre incrementais que aportam em cada uma das margens. Nos casos em que estas incrementais extendem-se por trechos mais longos do Paraíba (com cerca de 4 ou 5 células, ou seja, aproximadamente 40 ou 50km), as mesmas foram sub-divididas em mais de uma célula, buscando representar melhor o ponto onde ocorre o aporte destes afluentes;

A modelação demanda a representação não só de aspectos topográficos, hidráulicos e hidrológicos da bacia, mas também da chuva que precipita nesta região e da evapotranspiração.

A chuva foi considerada a partir dos registros pluviométricos de uma série de postos localizados na bacia. Como algumas células apresentam áreas significativas, foi necessário utilizar procedimentos para a definição de um chuva média para cada uma destas áreas (células). Assim, foi empregado o método hidrológico clássico conhecido como Polígonos de Thiessen, tendo sido levantada a área de influência de cada um dos postos, e buscando uma densidade de postos de pelo menos 1 posto para cada 200km² de bacia. Portanto, cada uma das células que perfazem a área de modelação possui um estudo particular que define os pesos de cada um dos postos ali localizados e permite o cálculo da chuva média diária para esta área. A figura 28 mostra um exemplo da apliação do Método de Thiessen a uma célula (bacia do rio Una).

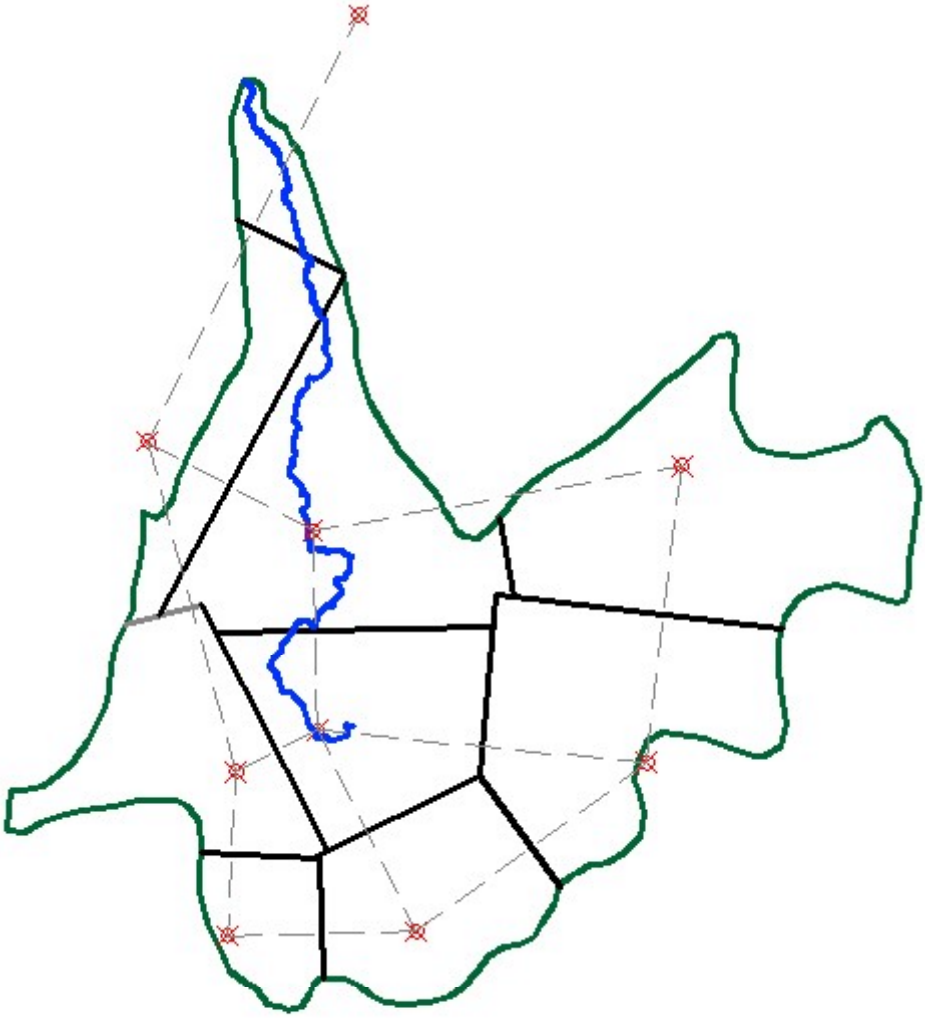

Figura 28: Polígonos de Thiessen para um sub-bacia da bacia do Paraíba do Sul.

Os dados de precipitação apresentam valores diários, e o passo de tempo adotado para a simulação é de quatro horas, que, por sua vez, ainda é sub-dividido em quatro intervalos, conduzindo a um passo de tempo efetivo de 1 hora. Como o modelo deve receber como dado de entrada a chuva a cada intervalo de tempo, foi necessária a desagregação da chuva diária em chuvas a cada intervalo de 4 horas. Assim, a chuva diária foi decomposta em chuvas homogêneas a cada um destes intervalos.

A desagregação da precipitação diária compreende uma etapa delicada no processo de modelação, podendo aumentar significativamente o erro associado à representação da chuva, especialmente nos casos em que o processo de separação da chuva efetiva considera taxas de infiltração potencial que são confrontadas com a intensidade de chuva. Algumas técnicas podem ser aplicadas em estudos deste tipo, sendo comum a desagragação através da observação de registros de pluviógrafos localizados próximos a região de interesse. Assim, observa-se a variação da

distribuição diária da precipitação para um pluviógrafo, identificando padrões de desagragação típicos para cada estação do ano ou mês, sendo em seguida extrapolados este padrões para a aplicação a dados de pluviômetros próximos. O estudo de SILVEIRA (2000) mostra o ajuste de alguns coeficientes utilizados numa metodologia empírica para a desegregação da chuva diária em chuvas de menor duração.

De modo a permitir a desagregação da chuva diária e produzir arquivos no formato utilizado pelo modelo, foi elaborado um aplicativo (programa) que executa a este processo. Este aplicativo recebe uma sequência de chuvas diárias, sendo informados o dia inicial da simulação e os diversos padrões de desagregação a serem aplicados a cada um dos dias do ano (ou da simulação). A definição dos padrões utilizados foi feita a partir de uma estimativa elaborada com a premissa de que chuvas em dias de verão apresentam variação temporal mais significativas do que as chuvas nas demais estações, que tendem a ser mais uniformemente distribuídas ao longo do dia. A figura 29 mostra uma tela do programa de desgregação de chuva.

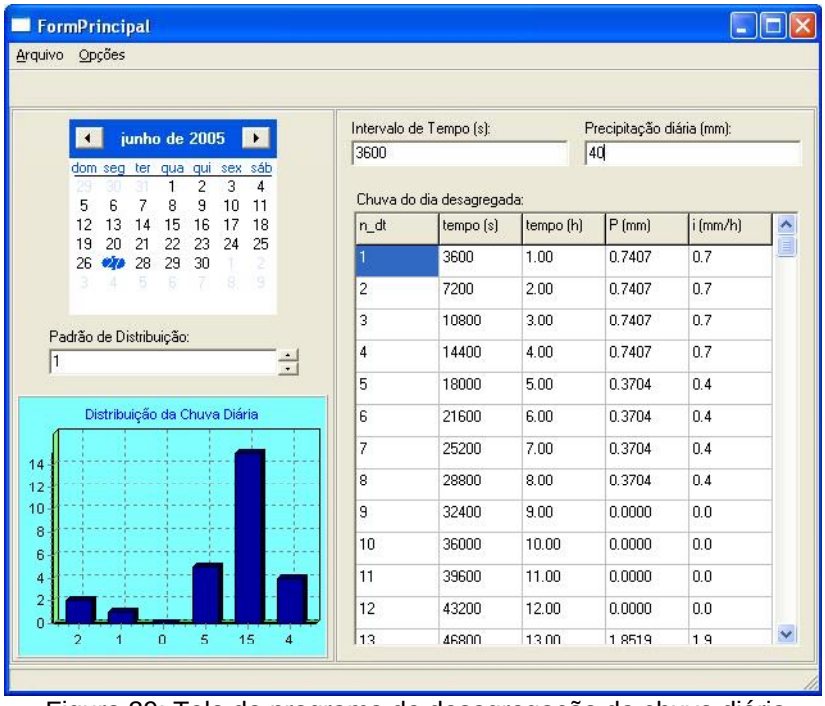

Figura 29: Tela do programa de desagregação da chuva diária.

Uma outra característica utilizada na modelação diz respeito à definição da área da armazenamento das células de sub-bacias. A água superficial é armazenada, em uma bacia, ao longo dos talvegues principais e secundários. No entanto, na modelaçao proposta, o modelo hidrológico recebe como parâmetro o tempo de concentração da célula, calculado para a posição do centro de célula, e a simulação

do escoamento superficial ainda é complementada com o amortecimento em um reservatório linear. Assim, todos os processos de propagação e armazenamento que ocorrem na bacia (célula) até o ponto onde se situa o centro de célula já foram representados. Deste modo, propõe-se que a área de armazenamento seja tomada como equivalente ao produto da largura do rio pela distância entre o centro de célula e a fronteira de jusante. Ou seja, o armazenamento na célula só deve ser possível no estirão entre o cento de célula e o exutório da mesma, para atuar complementarmente às hipóteses e cálculos efetuados. A figura 30 ilustra esta representação.

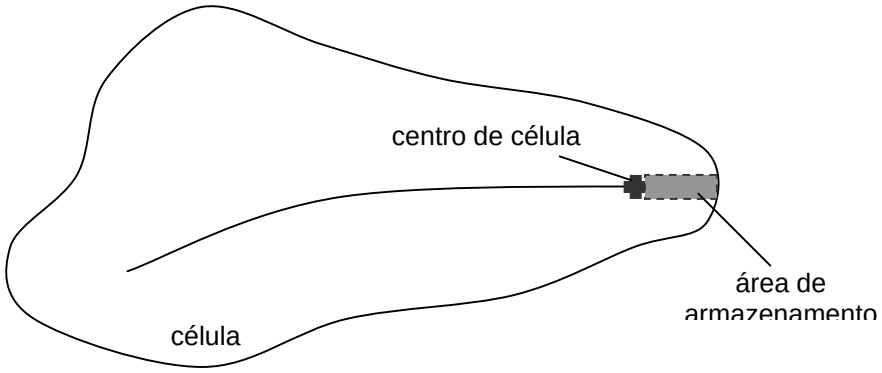

Figura 30: Representação da área de armazenamento de uma célula de sub-bacia.

A modelação da bacia do Paraíba demandou o cálculo de tempos de concentração para cada uma das células. Assim, foram estimados os tempos de viagem em calha de cada uma das células através da divisão do comprimento do talvegue pela velocidade média do escoamento (que pode ser calculada através da fórmula de Manning). De forma complementar, também foram calculados os tempos de concentração através de outras fórmulas como Kirpich e Dooge, permitindo uma melhor avaliação do valor desta variável. Através da comparação entre estas diversas metodologias, os tempos de concentração foram definidos para cada uma destas células.

A evapotranspiração potencial foi calculada para cada um dos meses (janeiro a dezembro), sem considerar variações de ano para ano, através do Método de Thornthwaite. Tendo sido considerados valores característicos do posto meteorológico de Piraí/RJ. A evapotranspiração potencial anual foi estimada, portanto, em 1052mm, tendo sida aplicada a toda a área modelada igualmente.

O modelo desenvolvido apresenta como uma de suas inovações o módulo de gerenciamento que, entre outros, permite a representação de usuários. A tabela 6

mostra os usuários localizados no trecho modelado, tendo sida obtida através do Sistema de Informação da Bacia do Rio Paraíba do Sul (LABHID, 2001).

Tabela 6: Usuários representados na simulação

Código	Célula	Nome	$Q_{captação}$ (m^3/s)	$Q_{devolvida}$ (m^3/s)
1	9	Votorantin Celulose e Papel S. A.	0.86	0.60
2	11	Cervejaria Kaiser Brasil Ltda.	0.10	0.07
3	11	SAAE - Jacareí	0.90	0.72
4	14	Crylor Indústria e Comércio de Fibras Têxteis Ltda.	0.17	0.12
5	14	SABESP - São José dos Campos / Eugênio de Melo	1.63	1.31
6	15	Embraer Empresa Brasileira de Aeronáutica S.A.	0.03	0.02
7	17	General Motors do Brasil Ltda.	0.07	0.05
8	17	Petróleo Brasileiro S.A. - Petrobras - Revap	0.14	0.10
9	19	Cebrace Cristal Plano Ltda.	0.06	0.04
10	21	SABESP - Caçapava	0.22	0.18
11	24	Volkswagen do Brasil Ltda.	0.04	0.02
12	27	SABESP - Taubaté / Tremembé / Quiririm	1.04	0.83
13	28	SABESP - Pindamonhangaba / Moreira César	0.48	0.38
14	29	Nobrecel S/A - Celulose e Papel	0.29	0.20
15	31	SMAE - Aparecida	0.16	0.13
16	32	Basf S/A	0.10	0.07
17	33	SAAE - Guaratinguetá	0.41	0.32
18	34	SABESP - Lorena	0.17	0.13
19	39	Klabin Kimberly S/A	0.08	0.06
20	39	SAAE - Cruzeiro	0.34	0.27
21	48	SMMA - Itatiaia	0.13	0.11
22	49	ESAMUR - Resende / Agulhas Negras	0.40	0.32
23	51	Seagram do Brasil Ind. e Com. Ltda	0.05	0.04
24	57	SAAE - Barra Mansa	0.28	0.22
25	58	Saint-Gobain Canalização S/A	0.17	0.12
26	58	Siderúrgica Barra Mansa S/A	0.36	0.25
27	59	Companhia Siderúrgica Nacional	8.70	4.00
28	60	SAAE - Volta Redonda	1.78	1.42
29	204	Santa Isabel	0.15	0.12
30	205	Cia de Cervejaria Brahma - CEBRASP	0.25	0.17

(LABHID, 2001)

6.2) Calibração do modelo

A calibração foi feita a partir do ajuste dos parâmetros do modelo hidrológico para a simulação de três das bacias que fazem parte da região representada, bacia do rio Bocaina ($250km^2$), bacia do rio Buquira ($400km^2$) e bacia do rio Paraitinga ($2648km^2$), todas situadas no estado de São Paulo. Assim, foram feitas calibrações e validações independentes para cada uma desta células. Todas estas bacias possuem postos fluviométricos próximos a suas confluências com a bacia do rio Paraíba, assim, a calibração compara os resultados calculados no modelo e o registro observado nestes postos. Os períodos utilizados na calibração são equivalentes a um ano de

simulação. A modelação destas bacias foi feita através de uma simulação com duas células, sendo uma delas a bacia principal e a outra uma célula de apoio.

A partir dos resultados de calibração destas três bacias, foi feita uma extrapolação destes parâmetros de calibração para as demais células que compõem a região modelada. Sendo feita, em seguida, uma aplicação para a bacia completa do Paraíba do Sul. Neste estudo, foi adotada a seguinte estratégia:

- Os parâmetros ajustados para as três bacias calibradas foram considerados conforme o ajuste obtido;
- Para as demais bacias foi feito de extrapolação destes parâmetros. Assim, foram ajustadas curvas de varição dos parâmetros Ksup, Kss, Ksub, Kper e descarga de base, em função da área das células. Estas curvas foram usadas para a passagem dos parâmetros para as demais regiões;
- Os valores para o coeficiente de rugosidade de Manning para as ligações que representam o rio Paraíba do Sul foram tomados como iguais a 0,04. Apesar deste parâmetro ser comumente empregado na calibração hidrodinâmica, neste estudo o mesmo assumiu este valor típico para trechos fluviais;
- Para a definição da operação de reservatórios foram observados os registros de postos localizados imediatamente a jusante destes, sendo feita a decomposição destas vazões medidas em regras de operação.

6.2.1) Calibração da bacia do rio Bocaina

A bacia do rio Bocaina localiza-se na região leste do estado de SP e tem área de drenagem de 250km², sendo uma bacia de domínio paulista. A calibração foi feita considerando a simulação do ajuste das vazões calculadas com o modelo àquelas observadas no posto situado próximo ao exutório da bacia. O período representado equivale ao ano 1973. A figura 31 mostra o resultado obtido para esta calibração para valores de vazões diárias. Neste gráfico, a curva azul representa os valores observados no posto fluviométrico e a curva rosa representa os valores calculados na simulação. Os parâmetros ajustados encontram-se na tabela 7.

A tomada de decisão se aplica a diferentes horizontes de atuação. Por exemplo, o planejamento da operação de curto prazo de UHE é feito para alguns poucos dias (em geral, 12 dias). As decisões que se aplicam ao processo de gerenciamento, por sua vez, são tomadas considerando, em geral, valores médios mensais. Assim, na figura 32 é mostrada a comparação entre as curvas de variação da vazão média mensal observada no posto e simulada com o modelo. A tabela 8 sintetiza este resultado e mostra o erro absoluto para cada mês.

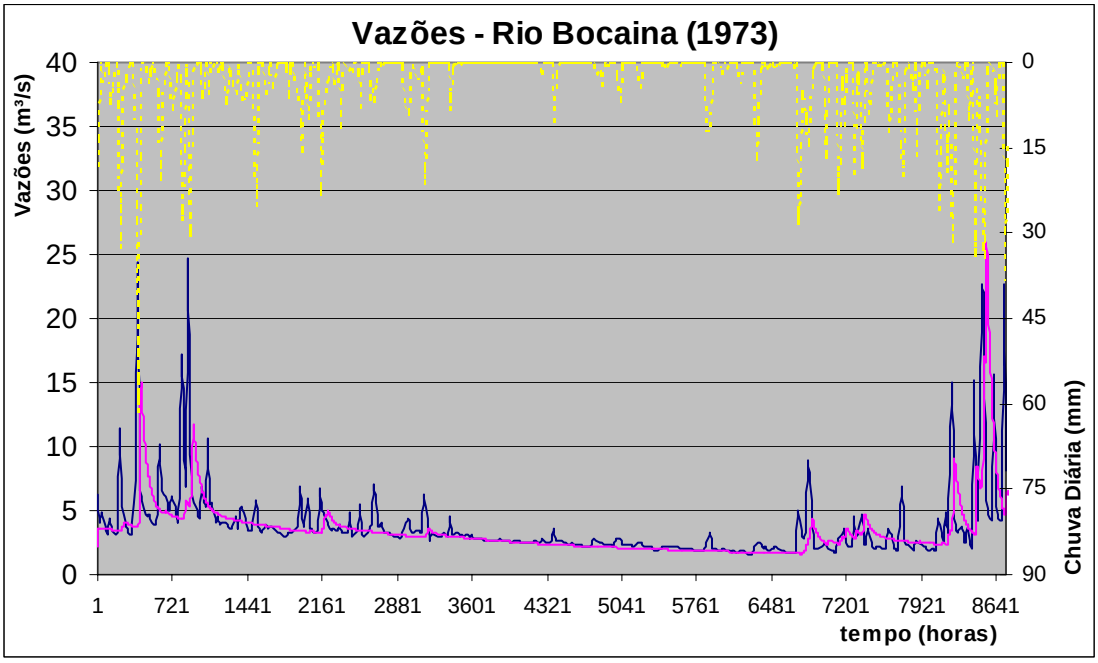

Figura 31: Calibração da bacia do rio Bocaina (vazões diárias).

Tabela 7: Parâmetros de calibração utilizados

Parâmetro	valor
CN	51
K(SCS)	0.1
%ench (reserv. abst e sub-sup.)	0.1
Ksuperficial	3500 min
Ksub-superficial	130000 min
Kpercolação	130000 min
Ksubterrâneo	30000000 min
Descarga de base	3 m³/s

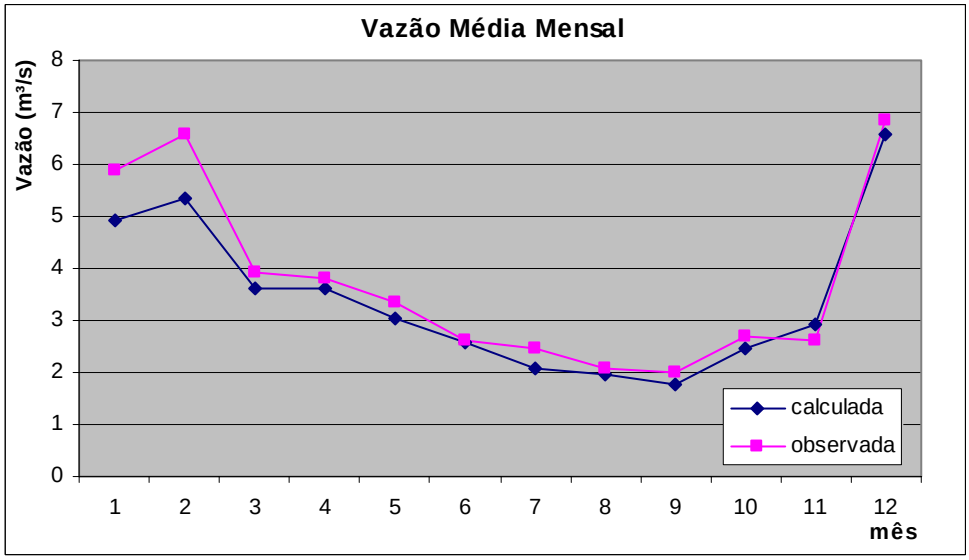

Figura 32: Calibração da bacia do rio Bocaina (vazões médias mensais).

Tabela 8: Ajuste de vazões médias mensais (calibração – Bocaina)

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	4.9	5.9	**-0.16**
fevereiro	5.3	6.6	**-0.19**
março	3.6	3.9	**-0.08**
abril	3.6	3.8	**-0.05**
maio	3.0	3.3	**-0.09**
junho	2.6	2.6	**-0.02**
julho	2.1	2.5	**-0.16**
agosto	2.0	2.1	**-0.06**
setembro	1.8	2.0	**-0.12**
outubro	2.5	2.7	**-0.08**
novembro	2.9	2.6	**0.12**
dezembro	6.6	6.9	**-0.04**

O resultado obtido mostra um bom ajuste, principalmente para as vazões mais baixas. Ressalta-se que todas estas calibrações foram feitas objetivando um melhor ajuste às vazões de estiagem. Quanto à vazão média anual, o valor observado foi de 3,7m^3/s, enquanto o valor simulado foi de 3,4 m^3/s, representando um erro de 8%.

O ajuste da calibração, em cada uma destas três bacias foi feito através do processo tentativa e erro. No entanto, duas análises respaldaram esta escolha:

- a análise através de funções objetivo;
- e a análise de decomposição dos escoamentos.

A análise através do calculo de erros com funções objetivo é um procedimento muito utilizado em modelos hidrológicos sendo empregado principalmente em rotinas de calibração automática. Neste estudo de caso, as funções objetivo foram utilizadas na comparação entre duas simulações diferentes, fornecendo subsídios para avaliar de modo objetivo a aderência entre as curvas em diferentes períodos (vazões mais altas ou mais baixas). Quatro funções objetivo distintas foram consideradas:

Função Quadrática (FO1):

$$\mathrm{FOquadr} = \sum_t \left(Q_t^{\mathrm{obs}} - Q_t^{\mathrm{sim}} \right)^2 \qquad (6\text{-}1)$$

Função Inversa (FO2):

$$\mathrm{FOinversa} = \sum_t \left(1/Q_t^{\mathrm{obs}} - 1/Q_t^{\mathrm{sim}} \right)^2 \qquad (6\text{-}2)$$

Função Relativa (FO3):

$$FOrelativa = \sum_t \left(\left(Q_t^{obs} - Q_t^{sim} \right) / Q_t^{obs} \right)^2 \quad (6\text{-}3)$$

Função Módulo (FO4):

$$FOquadr = \sum_t | Q_t^{obs} - Q_t^{sim} | \quad (6\text{-}4)$$

Quanto a estas funções objetivo listadas, pode-se dizer que a função inversa é a mais indicada para o ajuste de vazões baixas, enquanto as demais são mais indicadas para a avaliação de vazões de cheia. As figuras 33, 34, 35 e 36 mostram os erros calculados para cada uma desta funções. Esta análise foi utilizada em todas as calibrações, no entanto, estes gráficos só serão mostrados para a bacia do Bocaina.

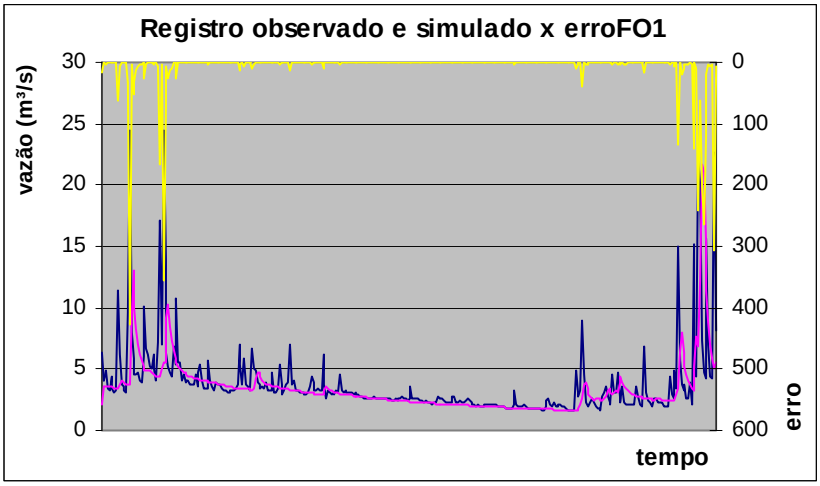

Figura 33: Distribuição de erros calculados através da função objetivo quadrática.

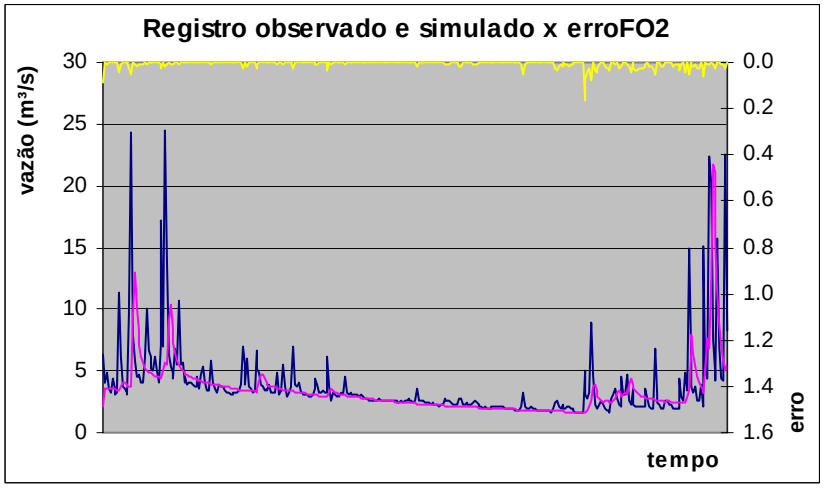

Figura 34: Distribuição de erros calculados através da função objetivo inversa.

O escoamento que é disponibilizado para o centro de célula a cada passo de tempo é calculado através da soma dos escoamentos superficiais, sub-superficiais e subterrâneos. Assim, a análise do ajuste de uma calibração também pode ser feita

através da observação de cada uma destas parcelas do escoamento. Deste modo, é possível ter uma indicação da qualidade do ajuste do modelo para cada um destes componentes. A figura 37 mostra a decomposição dos escoamentos para a bacia do rio Bocaina. Esta análise também foi feita para as três calibrações, não sendo, entretanto, mostrados gráficos desta decomposição para as outras simulações, de forma a não acrescentar uma quantidade de informações eventualmente desnecessárias para a compreensão do leitor.

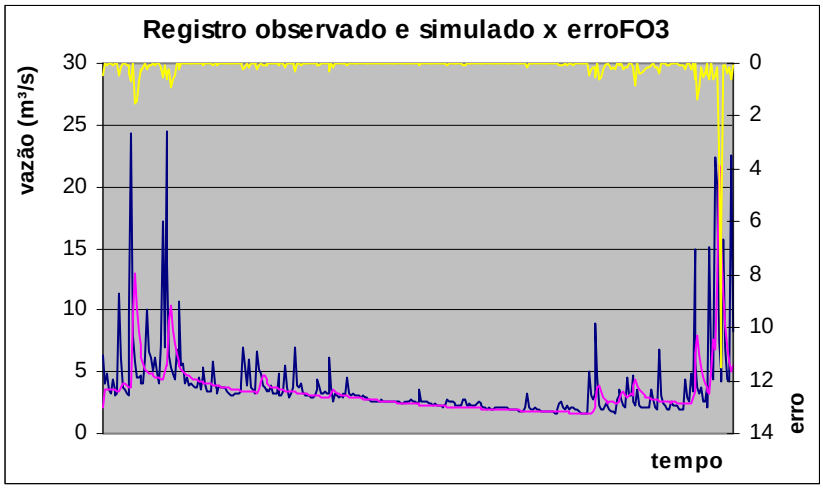

Figura 35: Distribuição de erros calculados através da função objetivo relativa.

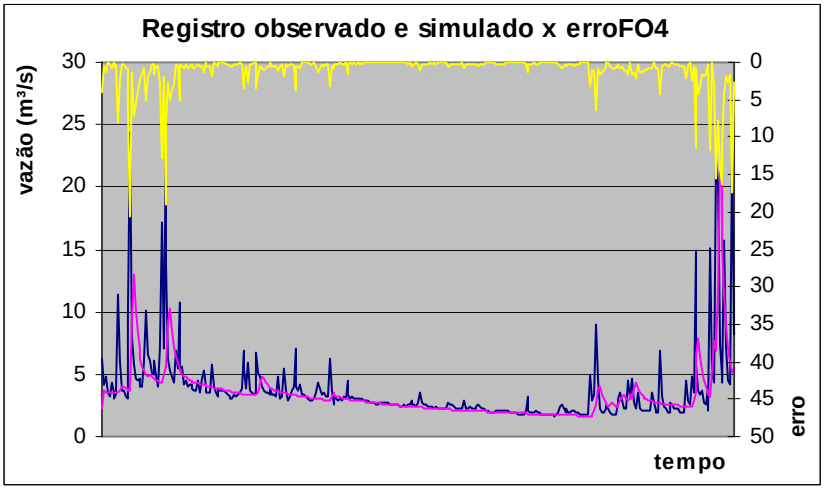

Figura 36: Distribuição de erros calculados através da função objetivo módulo.

Uma vez calibrada a bacia, foi procedida a etapa seguinte que é a validação. O período utilizado nesta fase foi o ano de 1978. A figura 38 mostra o resultado desta validação para vazões diárias. A figura 39 mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 9 mostra a análise de erros destas vazões mensais. Os resultados da validação não foram muito bons, mostrando um mau ajuste para as vazões altas e um ajuste razoável para vazões mais baixas. A vazão média anual medida foi de 2,7m^3/s e a vazão calculada foi de 3,7m^3/s, representando um erro de 36%.

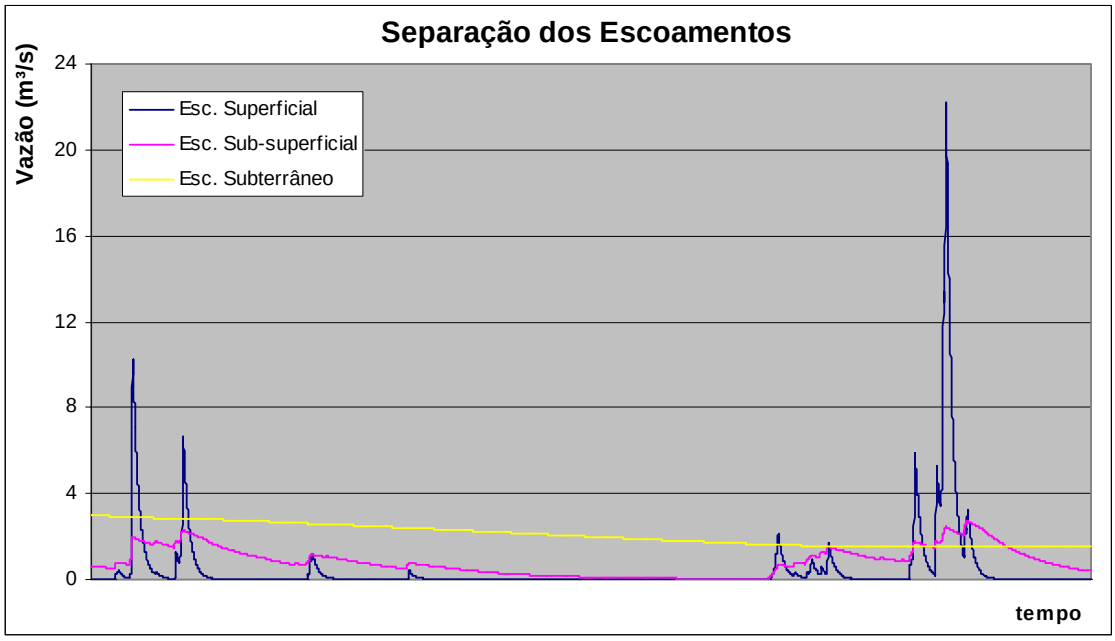

Figura 37: Decomposição dos escoamentos para a bacia do rio Bocaina.

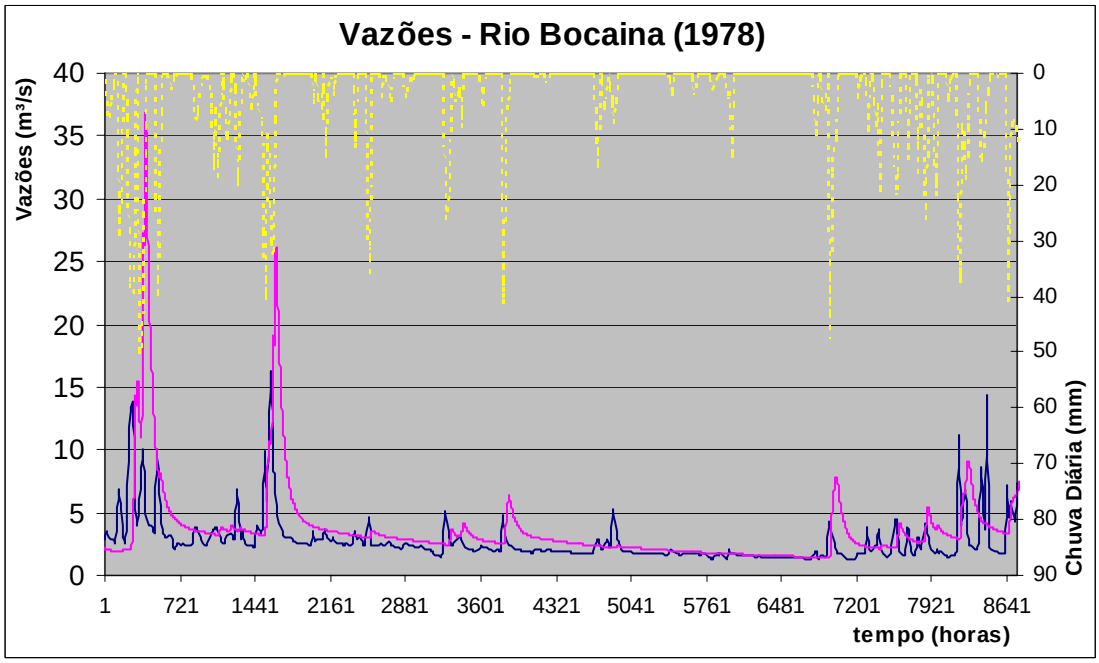

Figura 38: Validação para a bacia do rio Bocaina (vazões diárias).

6.2.2) Calibração da bacia do rio Buquira

A bacia do rio Buquira também localiza-se na região leste do estado de SP e tem área de drenagem de 400km², sendo também uma bacia de domínio paulista. O ajuste desta calibração, analogamente ao exemplo anterior, foi feito através do processo tentativa e erro. A figura 40 mostra o resultado obtido para esta calibração relativa ao ano de 1980. A tabela 10 mostra os parâmetro de calibração utilizados.

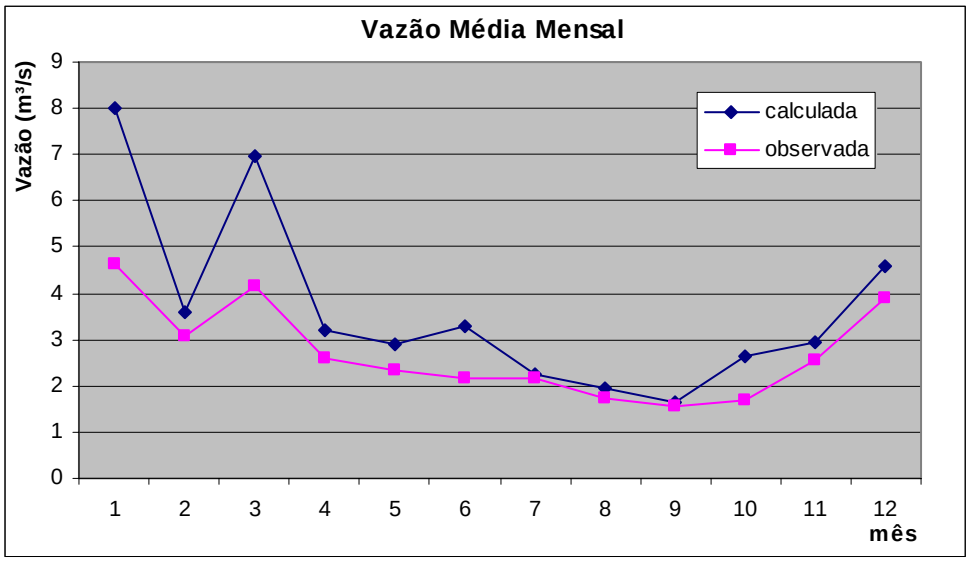

Figura 39: Validação para a bacia do rio Bocaina (vazões médias mensais).

Tabela 9: Ajuste de vazões médias mensais (validação – Bocaina)

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	8.0	4.6	**0.73**
fevereiro	3.6	3.1	**0.17**
março	6.9	4.1	**0.68**
abril	3.2	2.6	**0.22**
maio	2.9	2.3	**0.25**
junho	3.3	2.2	**0.52**
julho	2.2	2.2	**0.04**
agosto	2.0	1.7	**0.14**
setembro	1.6	1.5	**0.06**
outubro	2.6	1.7	**0.55**
novembro	3.0	2.6	**0.15**
dezembro	4.6	3.9	**0.18**

Tabela 10: Parâmetros de calibração para a bacia do rio Buquira

Parâmetro	valor
CN	53
K (SCS)	0.1
% ench (reserv. abst e sub-sup.)	0.2
Ksuperficial	6000 min
Ksub-superficial	140000 min
Kpercolação	140000 min
Ksubterrâneo	32000000 min
Descarga de base	7 m³/s

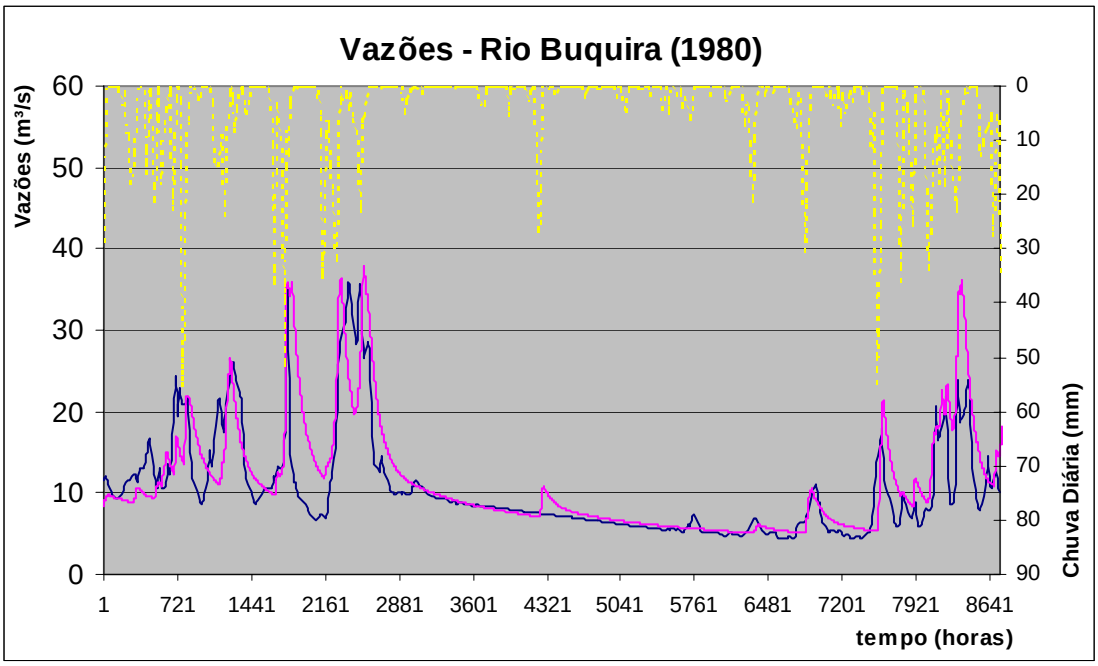

Figura 40: Calibração da bacia do rio Buquira (vazões diárias).

A figura 41 mostra a comparação entre as curvas de variação da vazão média mensal observada no posto e simulada com o modelo. A tabela 11 sintetiza este resultado e mostra o erro absoluto para cada mês. Para as vazões médias anuais o valor calculado foi de 11,4m^{3}s, o valor observado foi de 10,4m^{3}s, com erro de 10%.

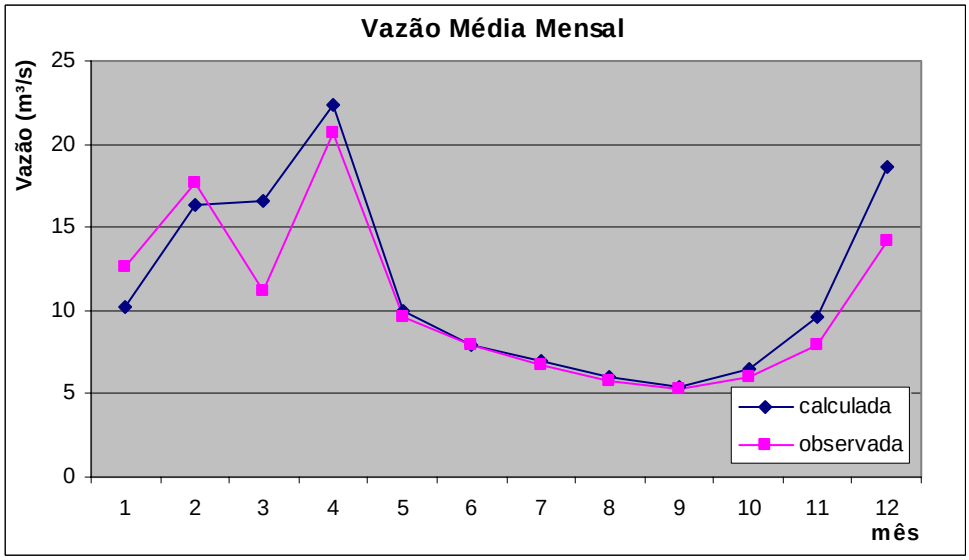

Figura 41: Calibração da bacia do rio Buquira (vazões médias mensais).

Tabela 11: Ajuste de vazões médias mensais (calibração – Buquira)

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	10.3	12.6	**-0.18**
fevereiro	16.3	17.6	**-0.07**
março	16.5	11.1	**0.49**
abril	22.3	20.7	**0.08**
maio	10.0	9.6	**0.04**
junho	8.0	8.0	**0.00**
julho	6.9	6.7	**0.03**
agosto	6.0	5.8	**0.03**
setembro	5.4	5.3	**0.03**
outubro	6.5	6.0	**0.09**
novembro	9.6	8.0	**0.20**
dezembro	18.6	14.2	**0.31**

O período utilizado para a validação foi foi o ano de 1979. A figura 42 mostra o resultado desta validação para vazões diárias. A figura 43 mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 12 mostra a análise de erros destas vazões mensais. Os resultados da validação foram bons, mostrando um ajuste razoável para as vazões altas e um bom ajuste para vazões mais baixas. A vazão média anual medida foi de 9,0m^3/s e a vazão calculada foi de 9,3m^3/s, representando um erro de 4%.

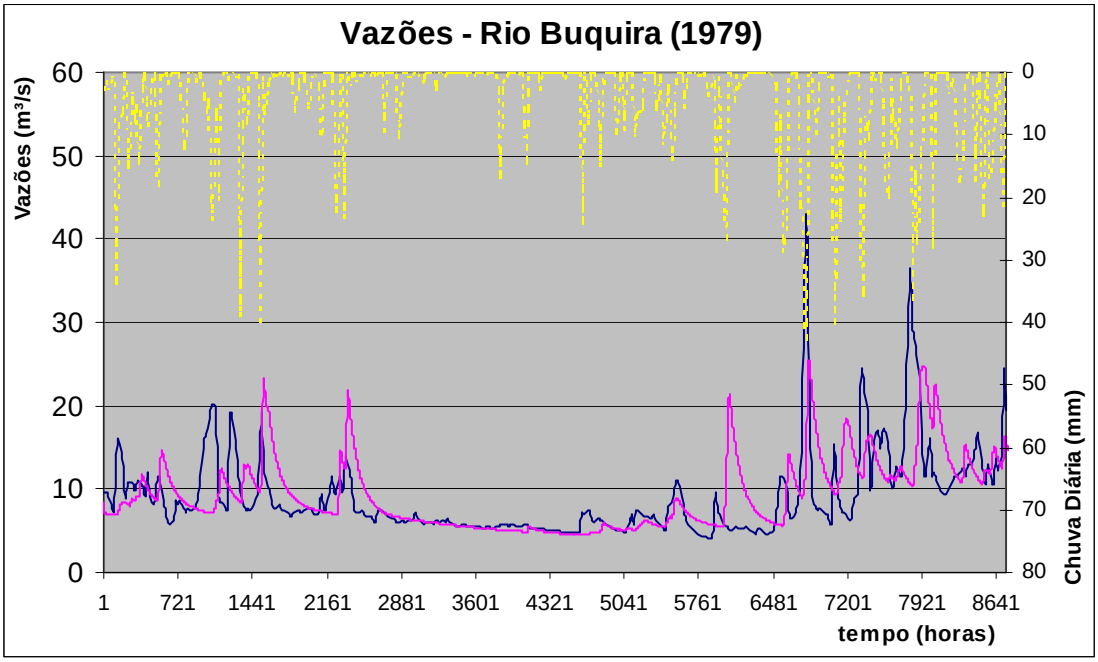

Figura 42: Validação da bacia do rio Buquira (vazões diárias).

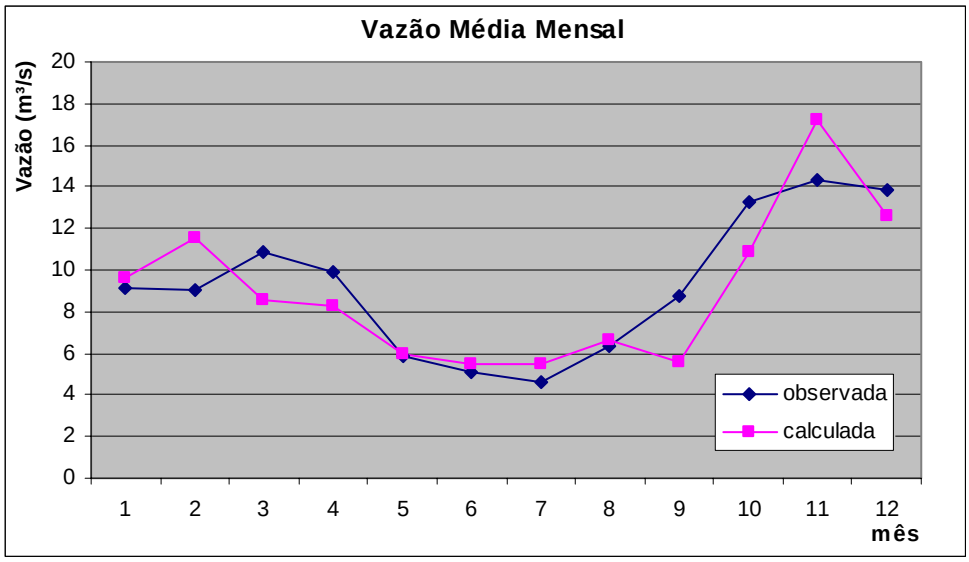

Figura 43: Validação da bacia do rio Buquira (vazões mensais).

Tabela 12: Ajuste de vazões médias mensais (validação – Buquira)

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	9.1	9.6	**-0.06**
fevereiro	9.1	11.6	**-0.22**
março	10.8	8.6	**0.26**
abril	9.9	8.2	**0.20**
maio	5.9	6.0	**-0.01**
junho	5.1	5.5	**-0.07**
julho	4.6	5.5	**-0.16**
agosto	6.4	6.6	**-0.04**
setembro	8.7	5.5	**0.57**
outubro	13.2	10.8	**0.22**
novembro	14.3	17.2	**-0.17**
dezembro	13.8	12.6	**0.10**

6.2.3) Calibração do bacia do rio Paraitinga

A bacia do rio Paraitinga também localiza-se na região leste do estado de SP e tem área de drenagem de 2648km². A nascente do rio Paraíba do Sul situa-se nesta bacia, que é uma bacia de domínio paulista e também a principal área de contribuição para o reservatório Paraibuna/Paraitinga. O ajuste desta calibração, assim como os demais, foi feito através do processo tentativa e erro. A figura 44 mostra o resultado obtido para esta calibração, referente ao ano de 1990. A figura 45 mostra a comparação entre as curvas de variação da vazão média mensal observada no posto e calculada com o modelo. A tabela 13 mostra os parâmetros de calibração. A tabela 14 sintetiza este resultado e mostra o erro absoluto para cada mês. A vazão média anual observada foi igual a simulada, sendo igual a 22m^3/s.

Tabela 13: Parâmetros de calibração para a bacia do rio Paraitinga

Parâmetro	valor
CN	36
K (SCS)	0.07
% ench (reserv. abst e sub-sup.)	0.1
Ksuperficial	12000 min
Ksub-superficial	260000 min
Kpercolação	260000 min
Ksubterrâneo	85000000 min
Descarga de base	15 m³/s

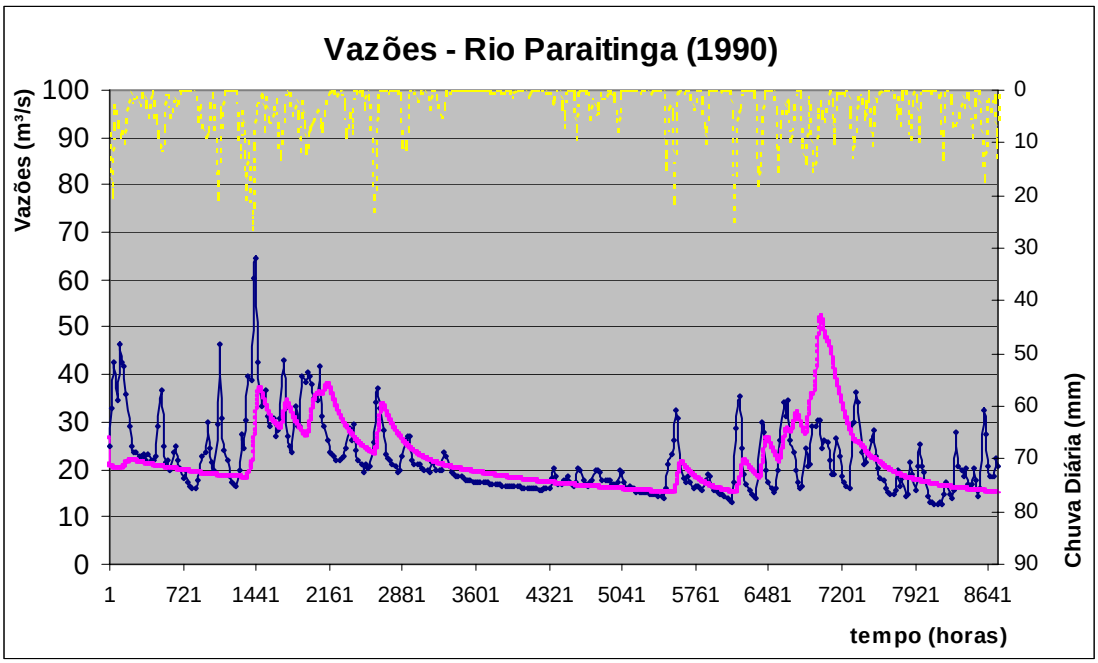

Figura 44: Calibração da bacia do rio Paraitinga (vazões diárias).

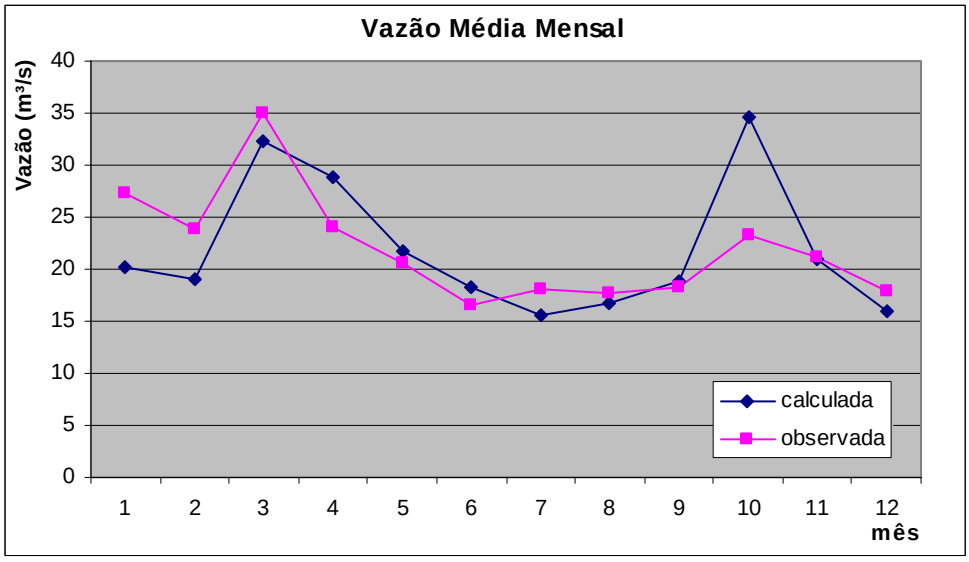

Figura 45: Calibração da bacia do rio Paraitinga (vazões mensais).

Tabela 14: Ajuste de vazões médias mensais (calibração – Paraitinga)

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	20.3	27.3	**-0.26**
fevereiro	19.1	23.8	**-0.20**
março	32.3	35.0	**-0.08**
abril	28.8	24.1	**0.20**
maio	21.7	20.6	**0.05**
junho	18.2	16.5	**0.11**
julho	15.5	18.1	**-0.14**
agosto	16.8	17.7	**-0.05**
setembro	18.8	18.3	**0.03**
outubro	34.6	23.3	**0.49**
novembro	20.9	21.2	**-0.01**
dezembro	15.9	18.0	**-0.11**

O período utilizado para a validação foi foi o ano de 1989. A figura 46 mostra o resultado desta validação para vazões diárias. A figura 47 mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 15 mostra a análise de erros destas vazões mensais. Os resultados da validação foram bons, mostrando um ajuste razoável para as vazões altas e um bom ajuste para vazões mais baixas. A vazão média anual medida foi de 37,5m^3/s e a vazão calculada foi de 41,6m^3/s, representando um erro de 11%.

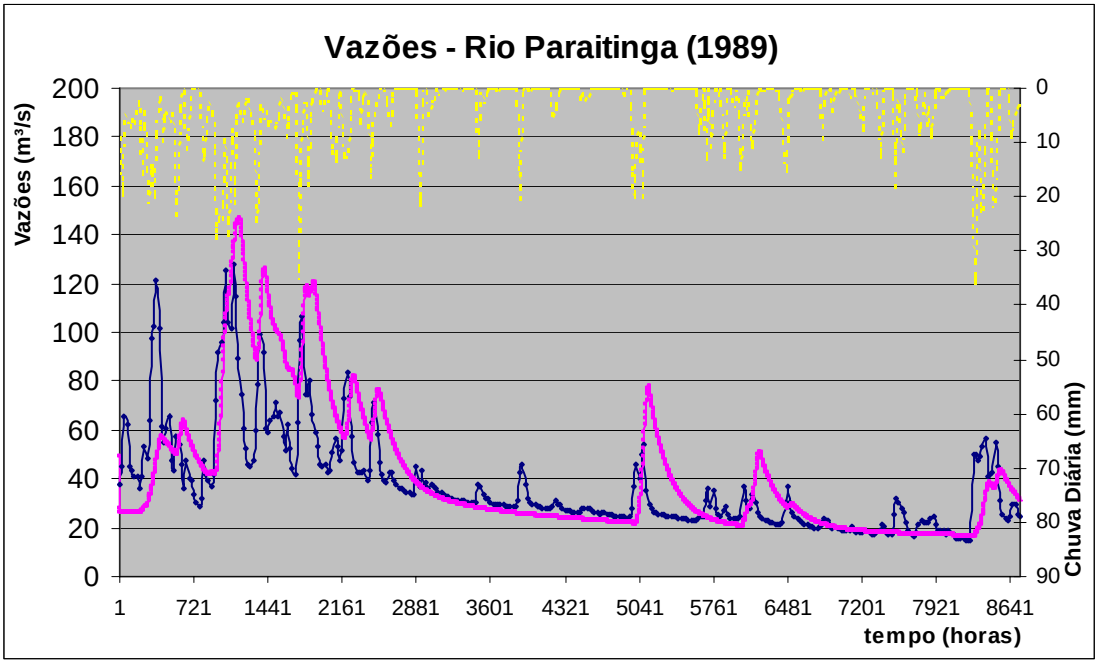

Figura 46: Validação da bacia do rio Paraitinga (vazões diárias).

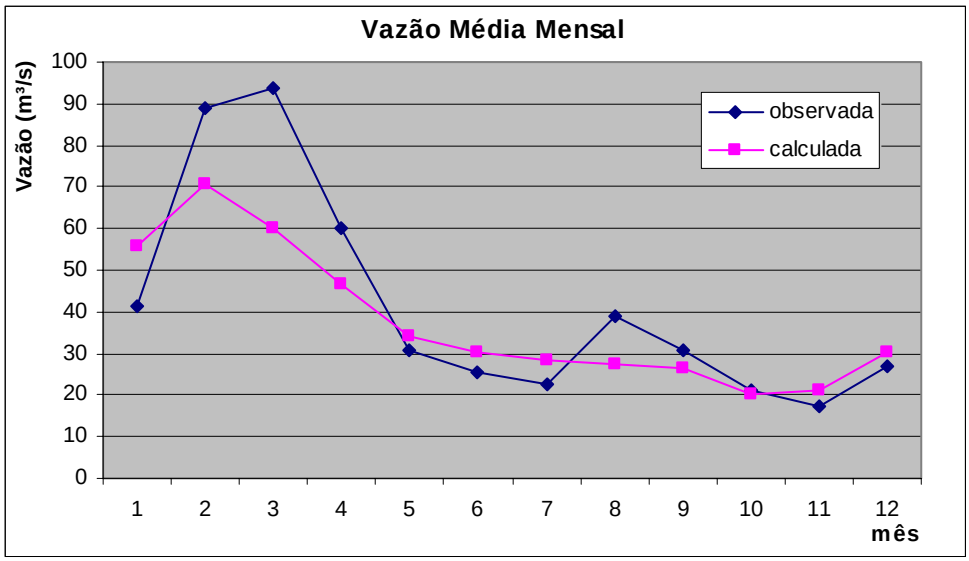

Figura 47: Validação da bacia do rio Paraitinga (vazões médias mensais).

Tabela 15: Ajuste de vazões médias mensais (validação – Paraitinga)

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	41.1	55.9	**-0.26**
fevereiro	89.2	70.7	**0.26**
março	93.7	60.3	**0.56**
abril	60.3	46.8	**0.29**
maio	30.9	34.0	**-0.09**
junho	25.3	30.4	**-0.17**
julho	22.5	28.3	**-0.20**
agosto	39.1	27.2	**0.44**
setembro	30.7	26.2	**0.17**
outubro	21.3	20.4	**0.04**
novembro	17.5	21.3	**-0.18**
dezembro	27.1	30.5	**-0.11**

6.3) Generalização dos Parâmetros ajustados

A calibração feita para as três bacias selecionadas permite a extrapolação de parâmetros para o resto da bacia do rio Paraíba. Assim, foram elaboradas curvas de variação destes parâmetros em função da área da bacia. As figuras 48, 49, 50, 51 e 52 mostram a extrapolação destes parâmetros em função da área de drenagem da célula e a equação da curva ajustada. Os parâmetros extrapolados foram: a descarga de base (condição inicial do reservatório subterrâneo), o coeficiente de depleção do reservatório linear superficial, o coeficiente de depleção do reservatório linear sub-superficial, o coeficiente de depleção da saída do reservatório linear sub-superficial para o subterrâneo, e o coeficiente de depleção do reservatório linear subterrâneo.

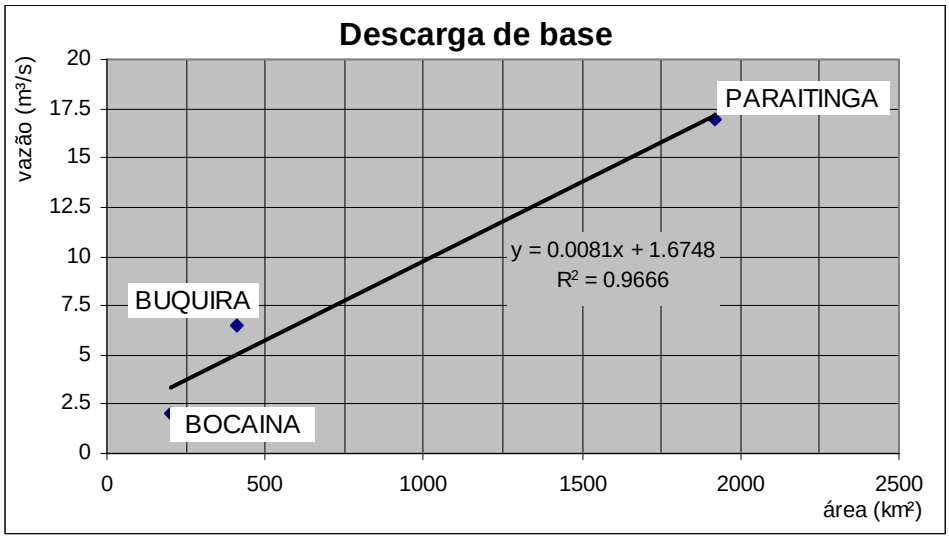

Figura 48: Extrapolação da descarga de base.

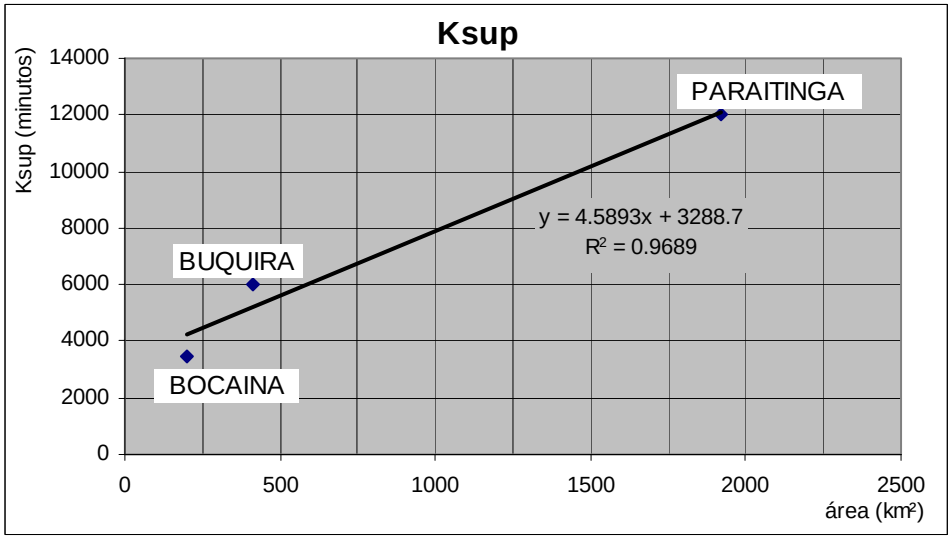

Figura 49: Extrapolação do parâmetro Ksup.

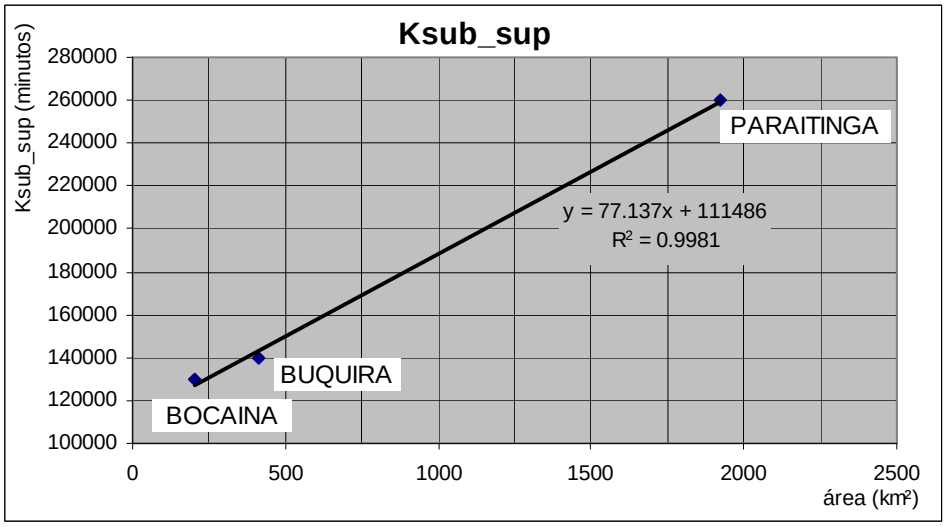

Figura 50: Extrapolação do parâmetro Ksub-sup.

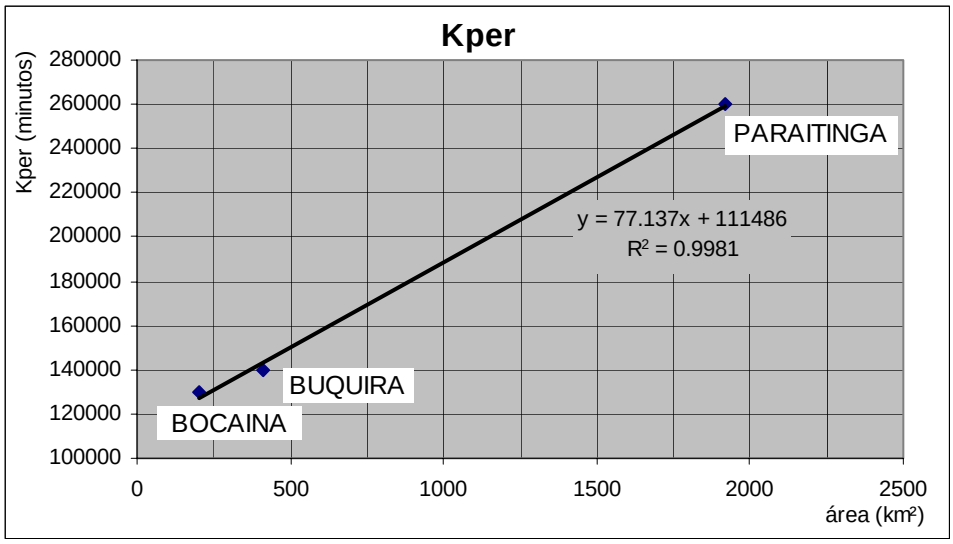

Figura 51: Extrapolação do parâmetro Kper.

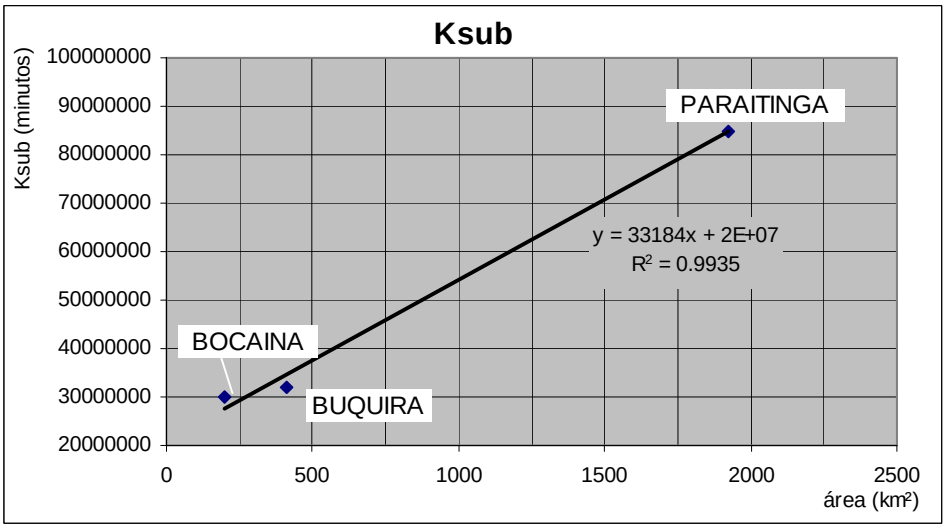

Figura 52: Extrapolação do parâmetro Ksub.

6.4) Simulação da região escolhida na bacia do rio Paraíba do Sul

Considerando a calibração e a validação obtidas para as três bacias escolhidas (Bocaina, Buquira e Paraitinga), foi possível efetuar a extrapolação de alguns dos parâmetros de calibração para as demais células que compõem a área modelada. No entanto, conforme visto no item anterior, nem todos esses parâmetros podem ser definidos desta forma. Por exemplo, o parâmetro de separação do escoamento superficial CN não apresenta relação com a área da bacia, e sim, com o tipo, o uso e a ocupação do solo. Assim, foi feita uma avaliação particular do valor deste parâmetro para cada célula. Outro parâmetro que foi calculado independentemente para cada uma das células foi o tempo de concentração da mesma.

Uma vez definidos os parâmetros de calibração para todas as células da parcela da bacia do rio Paraíba do Sul modelada, tornou-se possível o prosseguimento à próxima etapa deste estudo, que consiste na simulação de um ano hidrológico nesta região, tendo sido escolhido o ano de 1973 como base para esta aplicação. Assim, foram utilizadas como dados de entrada informações de precipitação para cada uma das células. Registros fluviométricos medidos em oito postos localizados ao longo da calha principal do rio Paraíba foram tomados para efeito de comparação com a resposta do modelo. A localização destes postos pode ser encontrada na planta da bacia do rio Paraíba do Sul (figura 24) e na topologia da região modelada (figura 26).

A partir da introdução da nova ligação do tipo hidrelétrica, a operação das quatro UHE presentes no trecho modelado da bacia (Paraibuna/Paraitinga, Santa Branca, Jaguari e Funil) também tiveram que ser informadas para permitir a simulação de ano de 1973. No entanto, não foi possível obter dados que possibilitassem a avaliação da operação dos mesmos neste período, tendo sido adotada a seguinte estratégia. Para os reservatórios que dispõem de postos fluviométricos a jusante e próximos, Santa Branca e Funil, a operação da UHE foi tomada como igual ao registro de vazões medido no posto. No entanto, os reservatórios de Paraibuna/Paraitinga e Jaguari não dispõem desta condição, tendo sido considerada como vazão liberada a vazão média afluente a cada um dos mesmos.

A seguir são apresentados os resultados que mostram a comparação entre os registros de vazões observados nos postos e calculados pelo modelo. O posto mais a montante dentre aqueles considerados é o que se situa imediatamente a jusante da UHE de Santa Branca (posto 58099000).

Uma vez que o posto 58099000, conforme dito acima, se situa imediatamente a jusante de uma UHE (Sta. Branca), não havendo nenhuma bacia incremental significativa entre o reservatório e o posto, a operação de despacho desta usina foi tomada como igual ao registro fluviométrico observado rio abaixo. Isso explica a razão pela qual os resultados mostrados a seguir apresentam praticamente nenhum erro. A figura 53 mostra a comparação entre as vazões medidas no posto e simulada com o modelo para vazões diárias. Já a figura 54, por sua vez, mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 16 mostra a análise de erros relativos a cada mês. A vazão média anual medida foi de 62,9m^3/s e a vazão calculada foi de 62,9m^3/s (erro nulo).

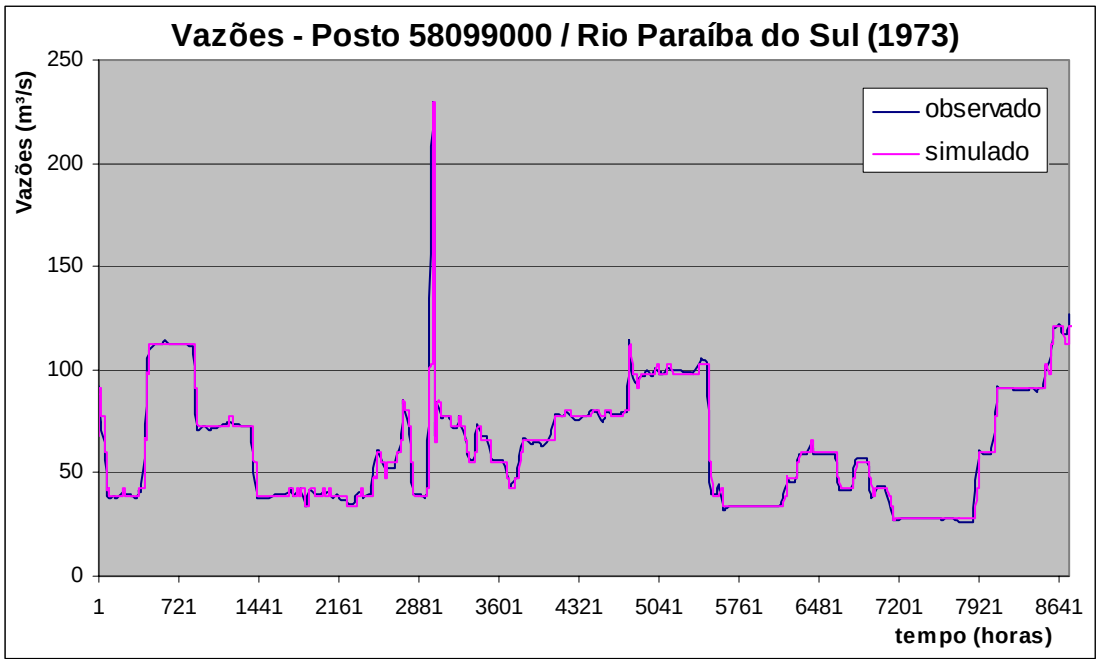

Figura 53: Resultado da simulação de vazões diárias para o posto 58099000.

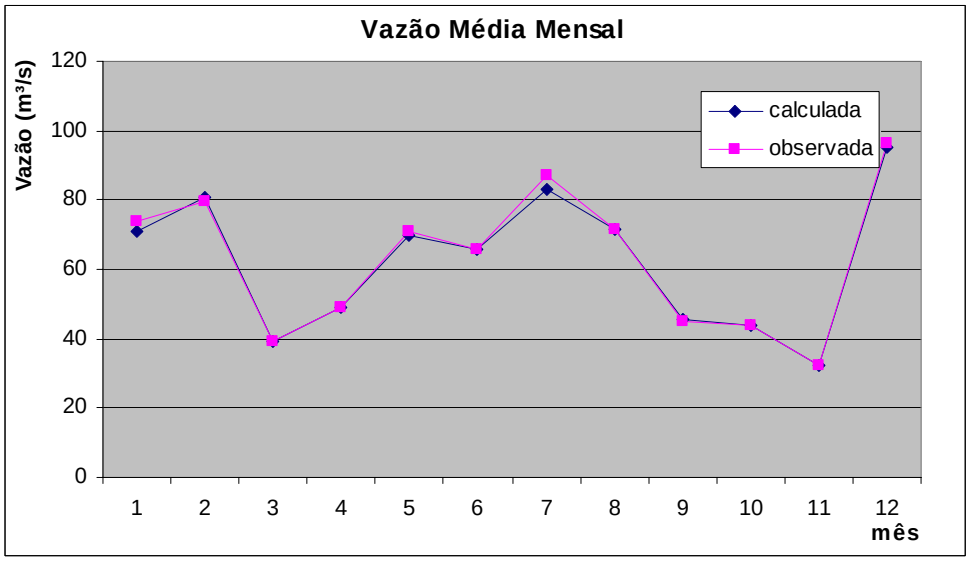

Figura 54: Resultado da simulação de vazões médias mensais para o posto 58099000.

Tabela 16: Ajuste de vazões médias mensais para o posto 58099000

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	70.9	73.8	**-0.04**
fevereiro	81.0	79.6	**0.02**
março	39.4	39.3	**0.00**
abril	49.1	49.1	**0.00**
maio	70.1	70.7	**-0.01**
junho	65.6	65.5	**0.00**
julho	82.9	87.0	**-0.05**
agosto	71.4	71.7	**0.00**
setembro	45.5	44.9	**0.01**
outubro	43.9	44.1	**-0.01**
novembro	32.5	32.5	**0.00**
dezembro	95.5	96.2	**-0.01**

O posto fluviométrico 58183000, situado próximo à confluência dos rios Una e Paraíba do Sul, também foi considerado na análise comparativa entre os registros observados e simulados. A figura 55 mostra os resultados para vazões diárias. A figura 56 mostra os resultados para vazões médias mensais e a tabela 17 sintetiza a análise de erros para as vazões mensais. Considerando a vazão média anual, o valor medido foi de 129,0m^3/s e o valor calculado foi de 128,3m^3/s, representando um erro de 1%. Observando estes resultados, percebe-se um aumento do erro em relação àquele obtido para o posto de montante. Este fato pode ser atribuído principalmente a dois fatores: erro na transformação da chuva em vazão nas bacias incrementais localizadas entre esses postos; e, uma representação simplificada da operação da UHE de Jaguari, para a qual não se dispõe de postos fluviométricos a jusante.

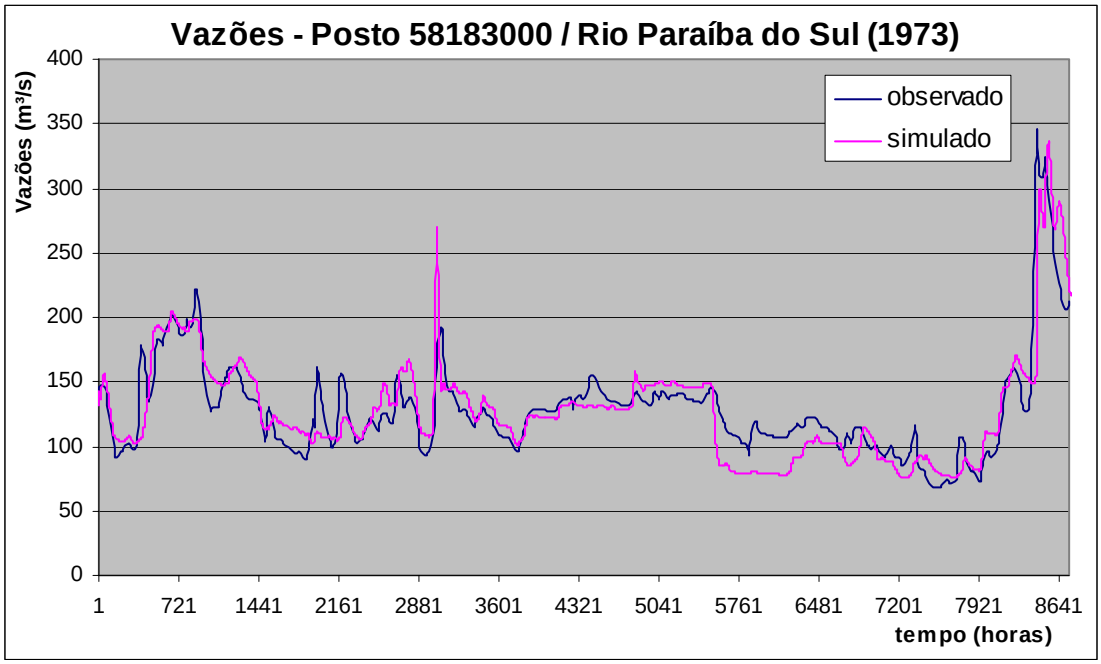

Figura 55: Resultado da simulação de vazões diárias para o posto 58183000.

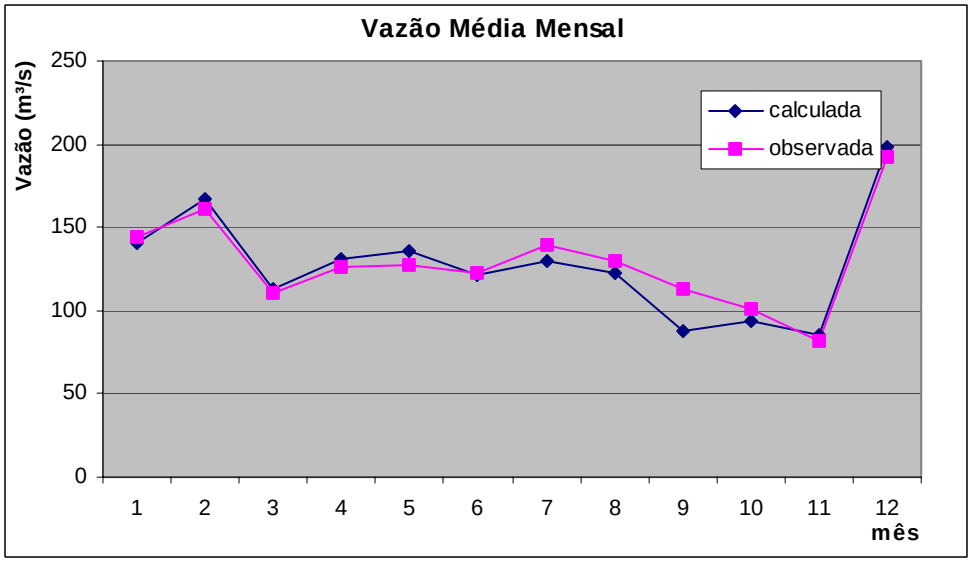

Figura 56: Resultado da simulação de vazões médias mensais para o posto 58183000.

Tabela 17: Ajuste de vazões médias mensais para o posto 58183000

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	140.6	144.1	**-0.02**
fevereiro	167.5	161.0	**0.04**
março	113.5	110.9	**0.02**
abril	131.3	126.1	**0.04**
maio	136.2	127.3	**0.07**
junho	121.2	122.2	**-0.01**
julho	130.1	138.9	**-0.06**
agosto	122.5	130.0	**-0.06**
setembro	88.0	112.5	**-0.22**
outubro	93.4	101.4	**-0.08**
novembro	85.3	82.3	**0.04**
dezembro	198.8	192.2	**0.03**

Prosseguindo com a análise das simulações para a bacia do rio Paraíba do Sul, os resultados apresentados a seguir são referentes ao posto 58204000. A figura 57 mostra a comparação entre as vazões medidas no posto e simuladas com o modelo para vazões diárias. A figura 58 mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 18 mostra a análise de erros relativos a cada mês. A vazão média anual medida foi de 142,4m^3/s e a calculada foi de 135,8m^3/s, o que representa um erro de 5%. Como se pode verificar, conforme o posto considerado vai se afastando da usina que teve sua operação ajustada para representar a medição fluviométrica, maior vai se tornando o erro, tanto em termos de vazões diárias, quanto para as vazões médias mensais e anual. A razão que leva a isso é o aumento da influência de vazões provenientes de bacias incrementais, que tiveram seus parâmetros de simulação ajustados através da extrapolação dos resultados das três bacias calibradas.

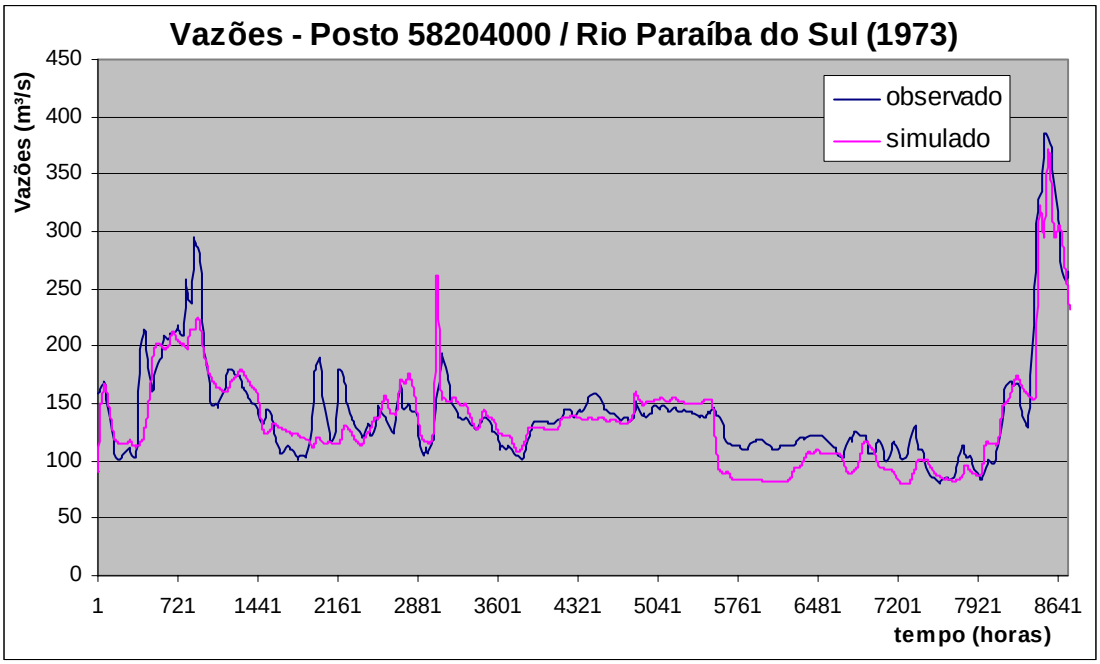

Figura 57: Resultado da simulação de vazões diárias para o posto 58204000.

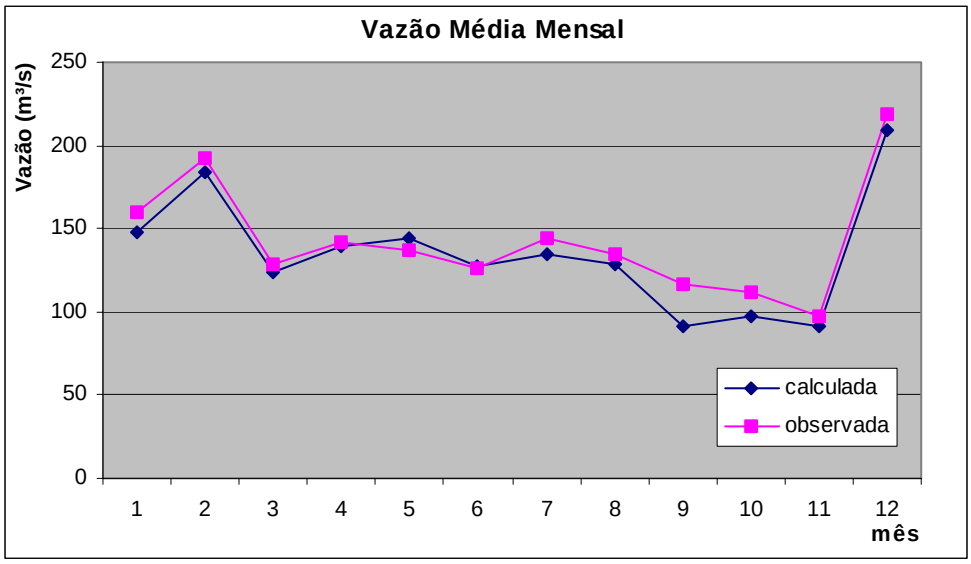

Figura 58: Resultado da simulação de vazões médias mensais para o posto 58204000.

Tabela 18: Ajuste de vazões médias mensais para o posto 58204000

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	148.2	160.2	**-0.07**
fevereiro	183.4	192.9	**-0.05**
março	124.0	128.9	**-0.04**
abril	139.5	141.5	**-0.01**
maio	143.8	137.5	**0.05**
junho	126.9	125.9	**0.01**
julho	134.5	144.5	**-0.07**
agosto	128.1	135.1	**-0.05**
setembro	91.3	116.1	**-0.21**
outubro	97.5	111.9	**-0.13**
novembro	91.2	97.0	**-0.06**
dezembro	209.5	219.0	**-0.04**

O posto 58218000, localizado a montante da confluência entre os rios Bocaina e Paraíba do Sul, também foi considerado para efeito de comparação entre a resposta do modelo e o registro fluviométrico. A figura 59 mostra a comparação entre as vazões medidas no posto e calculadas pelo modelo para vazões diárias. A figura 60 mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 19 mostra a análise de erros relativos a cada mês. A vazão média anual medida foi de 153,3m^3/s e a vazão calculada foi de 152,2m^3/s (erro de 1%). Em relação aos resultados referentes ao posto a montante (58204000), pode-se constatar a redução do erro da simulação. Isso indica que houve uma compensação deste erro. Ou seja, o ajuste da extrapolação da calibração conduz a uma situação em que algumas bacias respondem (na simulação com o modelo) com vazões acima das observadas, enquanto outras, por sua vez, respondem com vazões inferiores àquelas medidas.

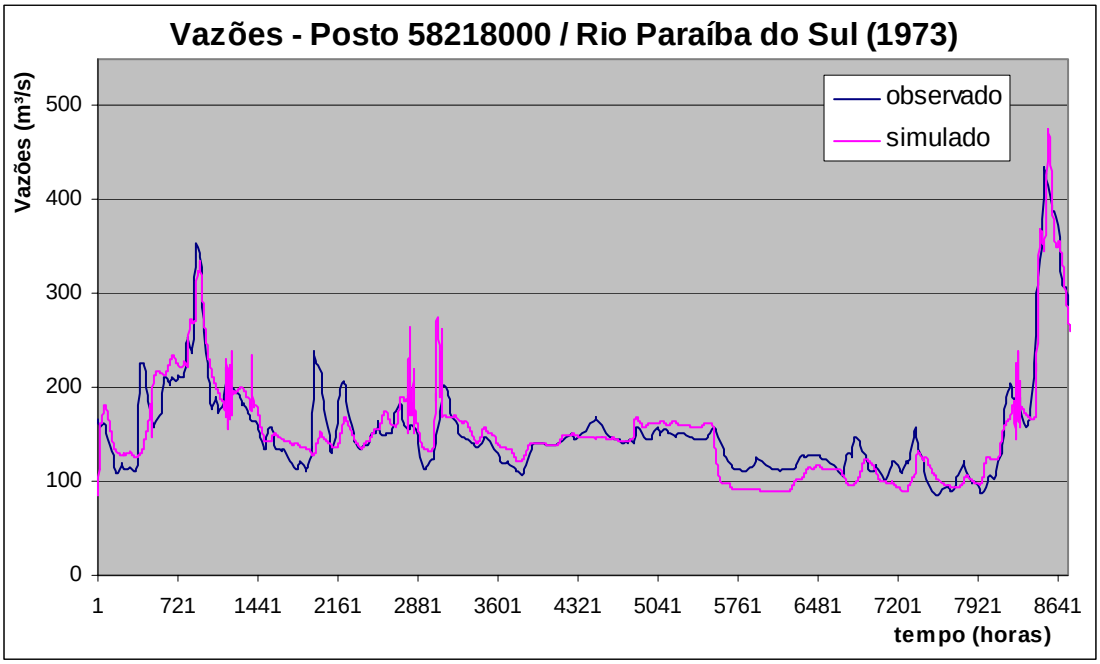

Figura 59: Resultado da simulação de vazões diárias para o posto 58218000.

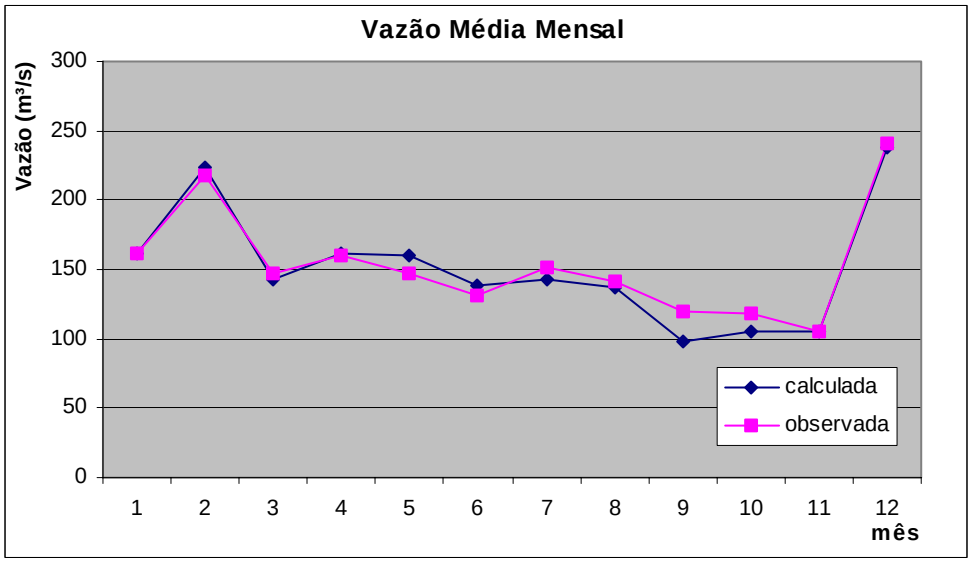

Figura 60: Resultado da simulação de vazões médias mensais para o posto 58218000.

Tabela 19: Ajuste de vazões médias mensais para o posto 58218000

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	162.1	162.1	**0.00**
fevereiro	223.2	217.3	**0.03**
março	143.5	147.7	**-0.03**
abril	161.3	159.7	**0.01**
maio	159.6	146.9	**0.09**
junho	138.6	132.0	**0.05**
julho	143.5	151.2	**-0.05**
agosto	136.7	141.1	**-0.03**
setembro	98.3	119.2	**-0.17**
outubro	104.6	118.8	**-0.12**
novembro	105.5	105.5	**0.00**
dezembro	238.0	241.6	**-0.01**

Os resultados apresentados a seguir são relativos ao posto 58235000, último posto fluviométrico situado a montante do reservatório de Funil. A figura 61 mostra a comparação entre as vazões medidas no posto e simuladas para vazões diárias. A figura 62 mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 20 mostra a análise de erros relativos a cada mês. A vazão média anual medida foi de 197,3m^3/s e a vazão calculada foi de 170,2m^3/s, o que representa um erro de 14%. Os erros observados nos resultados para este posto foram os maiores verificados até agora, e indicam que o ajuste dos parâmetros para as bacias incrementais situados no estirão compreendido entre o posto anterior (58218000) e o de número 58235000 poderia ser melhorado.

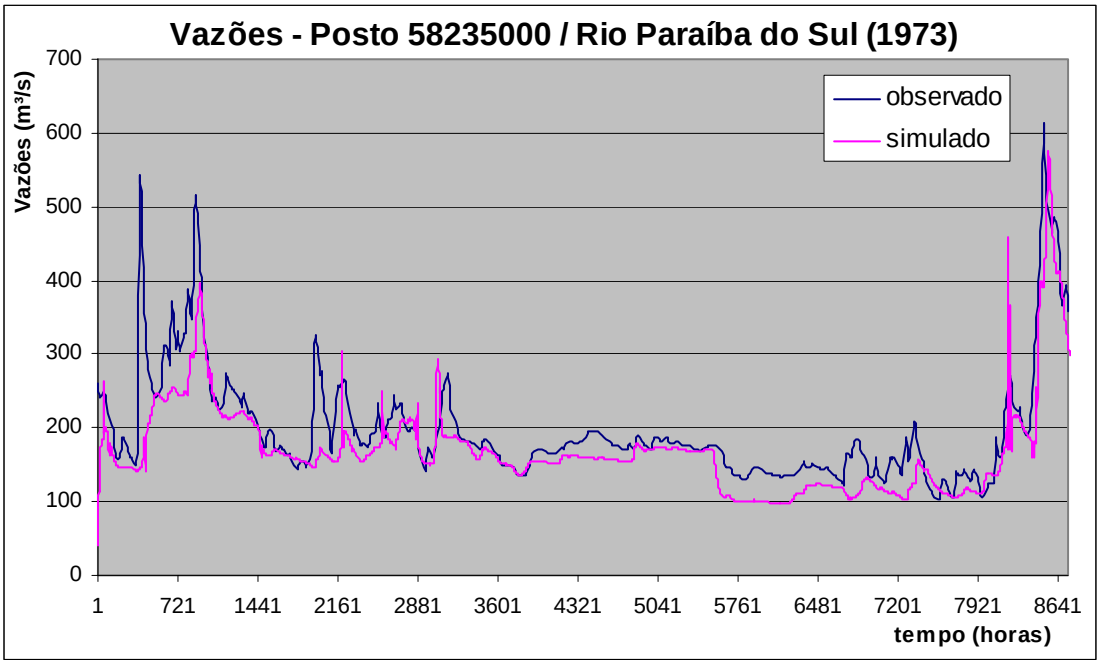

Figura 61: Resultado da simulação de vazões diárias para o posto 58235000.

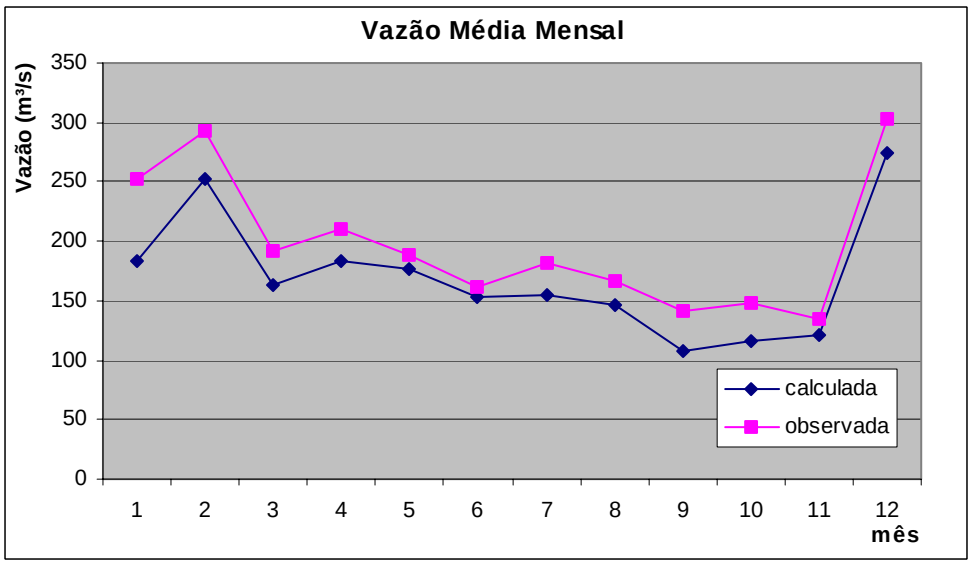

Figura 62: Resultado da simulação de vazões médias mensais para o posto 58235000.

Tabela 20: Ajuste de vazões médias mensais para o posto 58235000

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	182.9	252.1	**-0.27**
fevereiro	252.1	292.7	**-0.14**
março	163.0	192.2	**-0.15**
abril	183.0	210.7	**-0.13**
maio	176.8	187.9	**-0.06**
junho	152.5	161.2	**-0.05**
julho	154.3	182.0	**-0.15**
agosto	147.2	166.8	**-0.12**
setembro	107.0	141.3	**-0.24**
outubro	115.4	148.8	**-0.22**
novembro	120.8	134.1	**-0.10**
dezembro	274.3	303.1	**-0.10**

O posto cujos resultados encontram-se discriminados a seguir é aquele que se situa imediatamente a jusante da UHE de Funil. Este posto, que recebe o número 58250000, localiza-se no estado do Rio de Janeiro. A figura 63 mostra a comparação entre as vazões medidas no posto e simuladas com o modelo para vazões diárias. Enquanto que a figura 64 mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 21 exibe a análise de erros relativos a cada mês. A vazão média anual medida foi de 190,1m^3/s e a vazão calculada foi de 189,8m^3/s (erro nulo). Novamente, o artifício de igualar a operação da usina ao registro medido a jusante foi utilizado, e, em virtude disso, verifica-se erro praticamente nulo no ajuste entre as curvas calculadas e observadas.

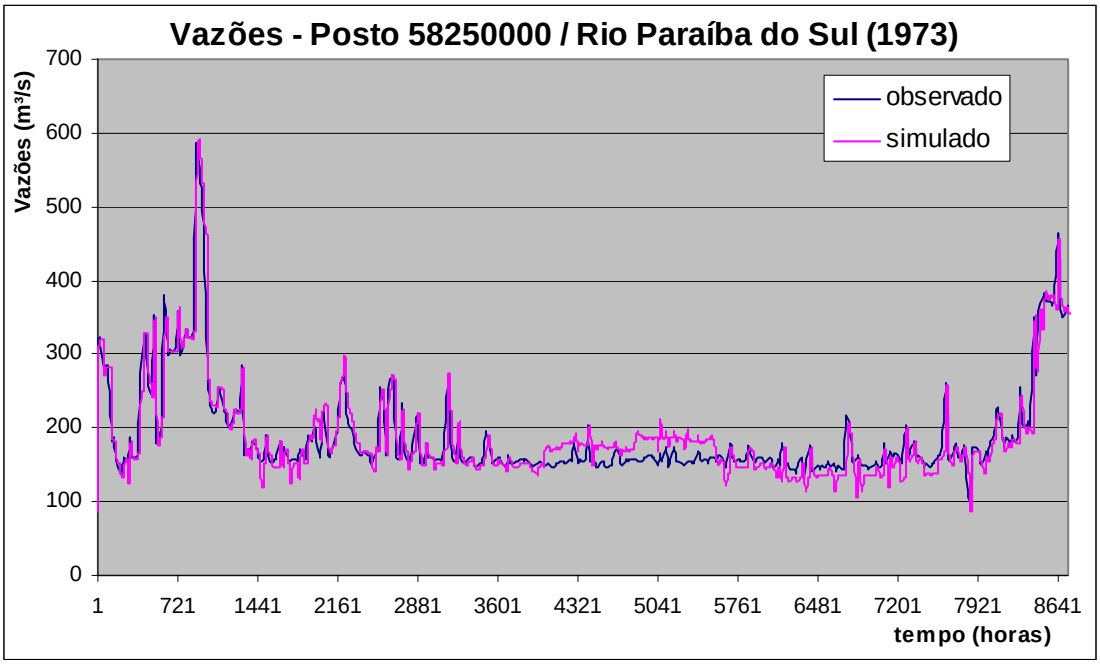

Figura 63: Resultado da simulação de vazões diárias para o posto 58250000.

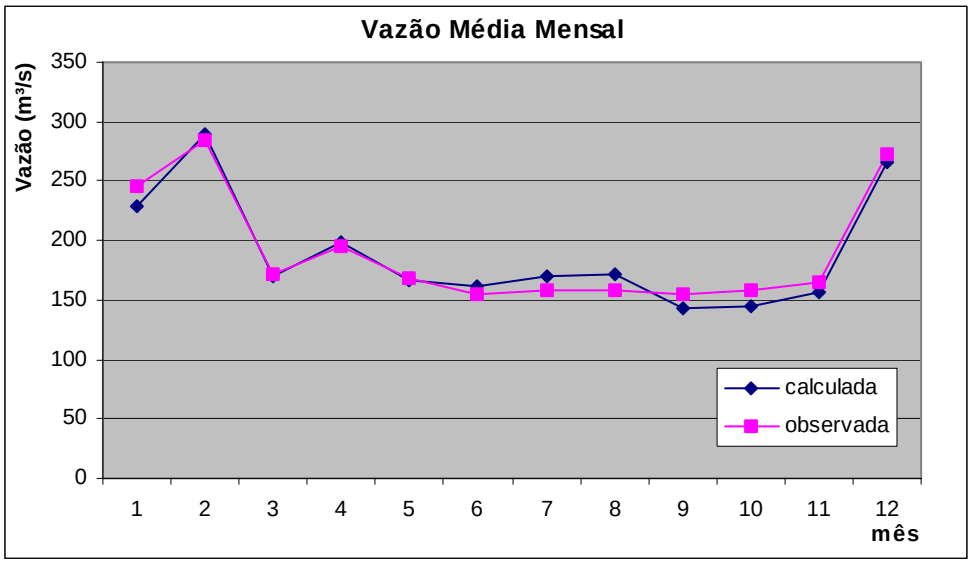

Figura 64: Resultado da simulação de vazões médias mensais para o posto 58250000.

Tabela 21: Ajuste de vazões médias mensais para o posto 58250000

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	229.6	245.2	**-0.06**
fevereiro	289.9	283.8	**0.02**
março	169.2	171.6	**-0.01**
abril	198.7	195.9	**0.01**
maio	166.4	168.6	**-0.01**
junho	160.8	154.7	**0.04**
julho	169.1	158.2	**0.07**
agosto	171.6	158.3	**0.08**
setembro	143.3	154.4	**-0.07**
outubro	144.1	158.8	**-0.09**
novembro	157.0	164.3	**-0.04**
dezembro	266.0	273.4	**-0.03**

Dando continuidade à apresentação dos resultados, o posto seguinte é o de número 58300000, que localiza-se a jusante da confluência do rio Bananal com o rio Paraíba do Sul, na cidade de Barra Mansa/RJ. A figura 65 mostra a comparação entre as vazões medidas no posto e simulada com o modelo para vazões diárias. Já a figura 66, por sua vez, mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 22 mostra a análise de erros relativos a cada mês. A vazão média anual medida foi de 252,8m^3/s e a vazão calculada foi de 218,7m^3/s, o que representa um erro de 13%. Este erro aponta para a possibilidade de melhora da modelação das bacias situadas neste trecho (rio Pirapetinga, rio Barreiro de Baixo, rio Turvo, rio Bananal, e outros), especialmente com o aumento das vazões de base geradas nestas sub-bacias.

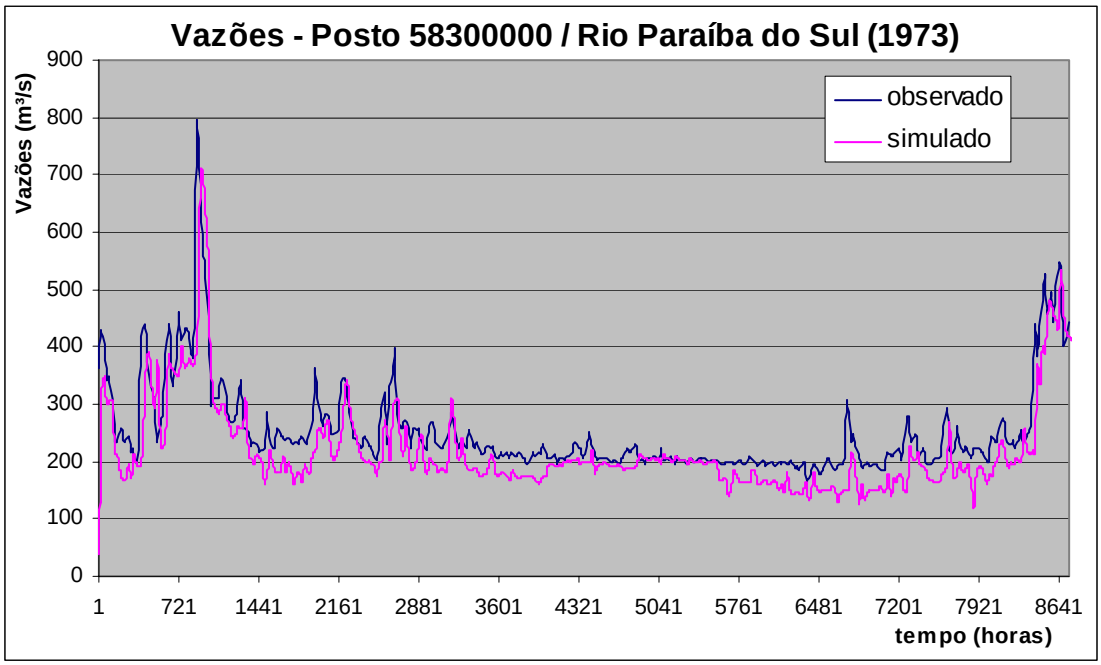

Figura 65: Resultado da simulação de vazões diárias para o posto 58300000.

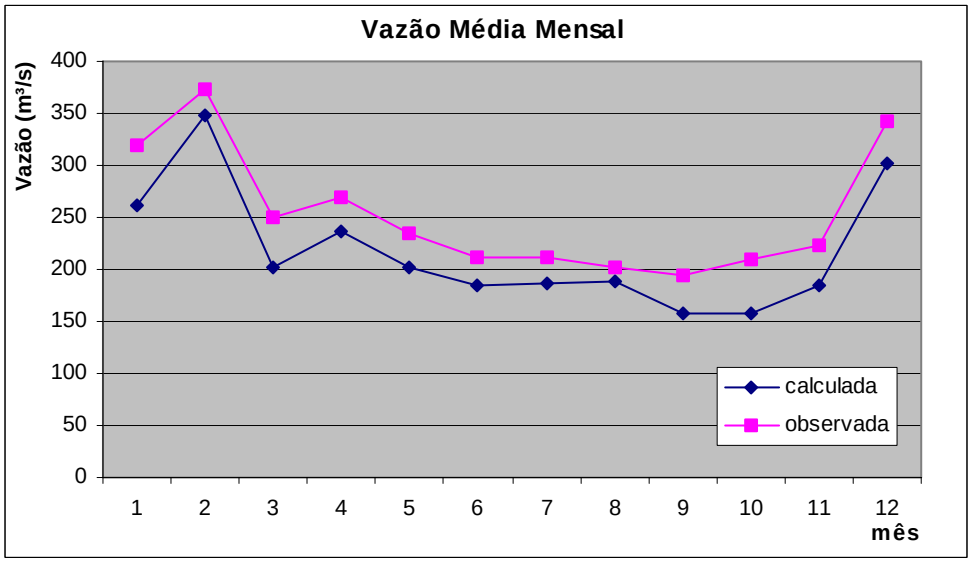

Figura 66: Resultado da simulação de vazões médias mensais para o posto 58300000.

Tabela 22: Ajuste de vazões médias mensais para o posto 58300000

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	262.0	319.7	**-0.18**
fevereiro	348.9	373.4	**-0.07**
março	202.8	250.6	**-0.19**
abril	235.6	269.2	**-0.12**
maio	201.3	233.8	**-0.14**
junho	183.8	211.3	**-0.13**
julho	186.7	211.5	**-0.12**
agosto	188.7	201.6	**-0.06**
setembro	157.8	194.1	**-0.19**
outubro	156.8	210.4	**-0.25**
novembro	184.5	223.9	**-0.18**
dezembro	302.4	342.0	**-0.12**

Por fim, o último posto fluviométrico (mais a jusante) considerado na modelação do Paraíba foi o posto 58305001, situado a montante da barragem de Santa Cecília, onde ocorre a transposição das águas do rio Paraíba para o complexo de Lajes e o rio Guandu. A figura 67 mostra a comparação entre as vazões medidas no posto e simulada com o modelo para vazões diárias. Já a figura 68, por sua vez, mostra os resultados para vazões mensais, e a tabela 23 mostra a análise de erros relativos a cada mês. A vazão média anual medida foi de 253m^3/s e a vazão calculada foi de 214,7m^3/s, o que significa um erro de 15%.

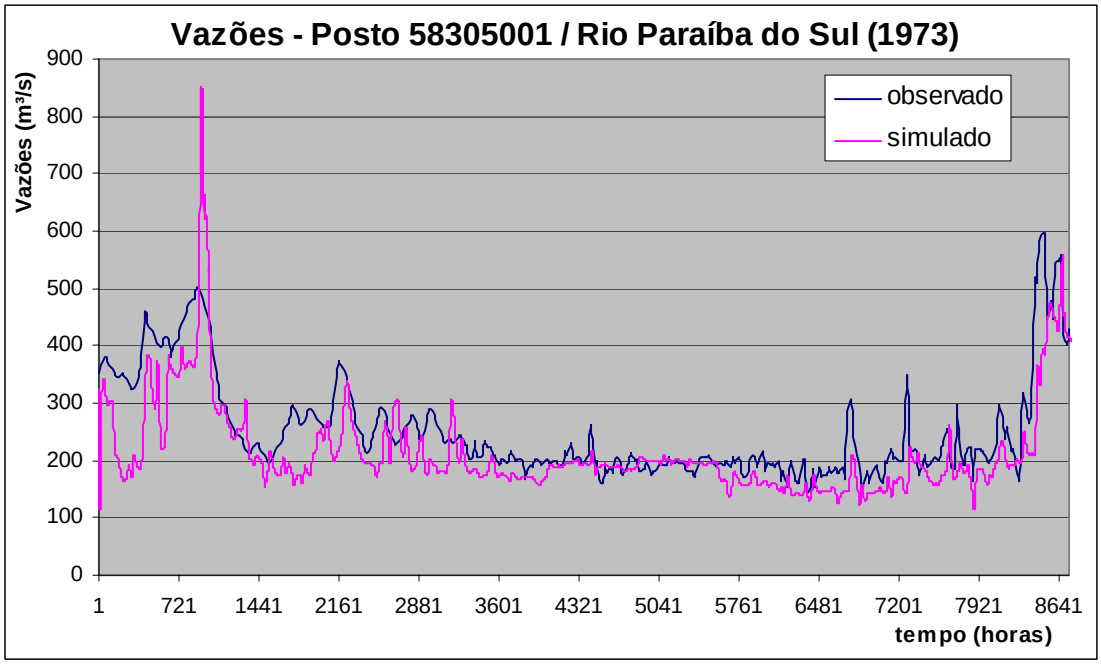

Figura 67: Resultado da simulação de vazões diárias para o posto 58305001.

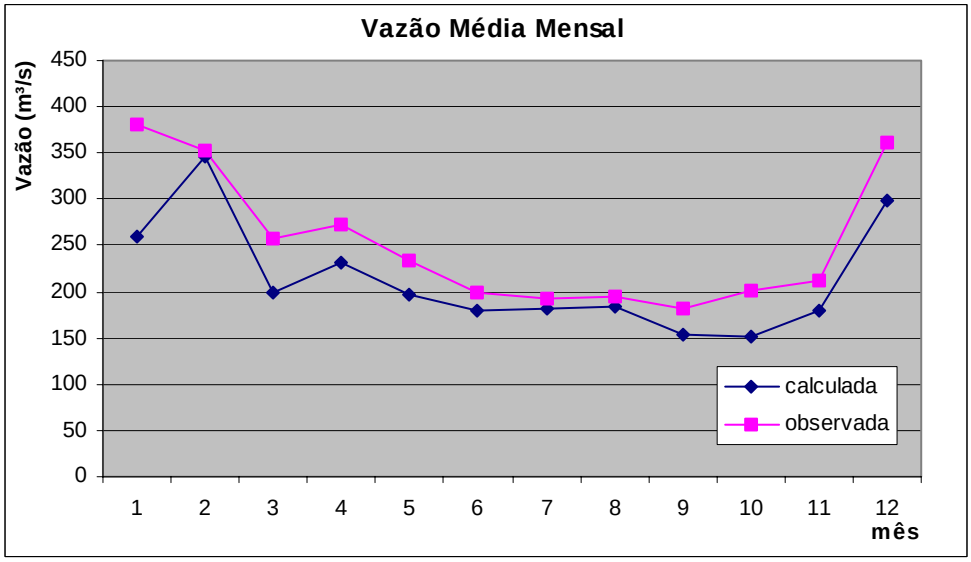

Figura 68: Resultado da simulação de vazões médias mensais para o posto 58305001.

Tabela 23: Ajuste de vazões médias mensais para o posto 58305001

Vazão Média Mensal (m³/s)			
mês	**calculada**	**observada**	**erro**
janeiro	259.2	381.1	**-0.32**
fevereiro	346.5	353.4	**-0.02**
março	198.5	256.4	**-0.23**
abril	231.3	271.8	**-0.15**
maio	197.0	234.1	**-0.16**
junho	179.4	199.3	**-0.10**
julho	182.6	192.3	**-0.05**
agosto	184.5	194.8	**-0.05**
setembro	153.5	182.6	**-0.16**
outubro	152.3	201.4	**-0.24**
novembro	180.3	212.5	**-0.15**
dezembro	298.1	361.0	**-0.17**

Observando os resultados obtidos neste estudo de caso para a bacia do rio Paraíba do Sul, fica evidente a capacidade do modelo em atender ao seu objetivo primordial, a simulação de sistemas hídricos complexos. Outros estudos complementares poderiam ser desenvolvidos em aplicações futuras, abrangendo aspectos como a melhoria da estrutura do modelo e a análise de sensibilidade dos parâmetros. Em relação à aplicação ao Paraíba, verifica-se a possibilidade de se obter melhores resultados do que os alcançados no presente estudo, ressaltando que nesta aplicação o foco recaiu unicamente na demonstração de que a ferramenta elaborada está apta a atender ao objetivo proposto originalmente.

7) CONCLUSÃO

O objetivo desta tese foi desenvolver um modelo que permita a simulação de bacias hidrográficas considerando toda a sua complexidade. Esta ferramenta poderá trazer um importante subsídio técnico ao processo de gerenciamento de recursos hídricos.

A base do Modelo de Células foi utilizada como ponto de partida deste trabalho, sendo acrescida de novos módulos voltados para a simulação hidrológica, a representação de usuários, regras de operação de UHE e de transposições.

As aplicações feitas tanto em pequenas simulações hipotéticas para teste de componentes do modelo quanto no estudo de caso para a bacia do rio Paraíba do Sul mostraram bons resultados, adequados para este estágio de desenvolvimento do modelo.

O modelo elaborado ainda deverá ser aprimorado tanto com melhoramentos nos módulos já implementados quanto no desenvolvimento de outras funcionalidades, nas quais tem absoluto destaque o modelo de qualidade de água, ainda não implementado na plataforma do Modelo Integrado para a Simulação de Sistemas Hídricos.

Dentre as modificações a serem feitas podemos citar a necessidade de revisão de alguns componentes do módulo hidrológico como, por exemplo, o processo de separação da chuva efetiva. As simulações mostraram que este processo ainda encontra-se com uma baixa sensibilidade de resposta para pequenas precipitações em que se observa a resposta da bacia em termos de vazões nos registros fluviométricos, apesar do modelo não reagir da mesma forma. Sendo uma das virtudes do modelo a sua modularização, tanto em termos dos grandes módulos constituintes, quanto dos pequenos módulos internos, a correção citada neste parágrafo pode ser feita exigindo praticamente nenhuma alteração na estrutura computacional do modelo.

O processo de gestão ainda encontra-se em estágio inicial no Brasil. A caminhada rumo a um controle mais eficiente do uso da água e da poluição hídrica pode ser auxiliado de maneira bastante significativa através do uso de ferramentas de suporte a decisão, e o modelo desenvolvido pode ser classificado como tal.

Uma série de estudos complementares podem ser vislumbrados a partir desta tese. Um desses estudo é uma análise de sensibilidade dos parâmetros de modelação considerados. Um outro estudo que também pode vir a trazer valiosa contribuição é a análise de incertezas relativas aos diversos processos considerados.

Por fim, cabe ressaltar que o continuado desenvolvimento desta ferramenta e a aplicação dela a diferentes bacias possibilitarão que este modelo vá se tornando mais robusto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

AZEVEDO, L. G. T.; GATES, T. K.; FONTANE, D. G.; LABADIE, J. W.; PORTO, R. L., 2000, **Integration of Water Quantity and Quality in Strategic River Basin Planning**. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol.126 (2), 85-97.

BLAKE, G.J., 1975, **The Interception Process.** In: Predictions in Catchment Hydrology, Chapman TG and Dunin FX(ed), Australian Academy of Science, Canberra, Australia.

BROWN, S. A. P.; VAN NIEKERK, A. M., 1998, **Strategic Approaches to the Development and Implementation of Water Quality Management Plans**. *Water Science and Technology*, Vol.38 (11), 15-21

CAMPOS, R. O. G, 2001, **Inundações Urbanas: Considerações Gerais e Modelação Matemática com Incorporação da Obstrução por Resíduos Sólidos**, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CANALI, G. V.; CORREIA, F. N.; LOBATO, F.; MACHADO, E. S., 2000, **Water Resources Management – Brazilian and European Trends and Approaches**. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

CHOW, V.T., 1959, **Open Channel Hydraulics**, McGraw-Hill International Book Company.

CONAMA (Conselho Nacional do Meio Ambiente). **Resolução CONAMA nº 20, de 18 de Junho de 1986**. Diário Oficial da União. Brasília, 1986.

CONAMA (Conselho Nacional do Meio Ambiente). **Resolução CONAMA nº 357, de 17 de Março de 2005**. Diário Oficial da União. Brasília, 2005.

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

DOBBINS, W. E., 1964, **BOD and Oxygen Relationships in Streams**. *J. Sanit. Eng. Div.*, ASCE.

DOOGE, J. C., 1973, **Linear Theory of Hydrologic Systems.** Estados Unidos: US Department of Agriculture.

GUNARATNAM, D. J. e PERKINS, F., 1970, **Numerical Solution of Unsteady Flow in Open Channels**, MIT Hydrodynamics Laboratory, Report No. 127.

ISAAC, R. A., 1998, **Cost and Benefits of Water Quality: Massachusetts as a Case Example**. Water Science and Technology, Vol.38 (11), 15-21.

JAPAN., 1992, **Water Quality Management in Japan**. Environmental Agency of Japan. Report 1-35.

LABHID (Laboratório de Hidrologia e Estudos do Meio Ambiente da COPPE/UFRJ)., 2001, **Sistema de Informação e de Apoio à Decisão de Outorga para a Bacia do Paraíba do Sul**. In: Projeto Gestão dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul (PGRH-RE-03-R0), Fundação COPPETEC/ANA. Rio de Janeiro.

LABHID (Laboratório de Hidrologia e Estudos do Meio Ambiente da COPPE/UFRJ)., 2001, **Plano de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Paraíba do Sul**. In: Projeto Gestão dos Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio Paraíba do Sul (PGRH-RE-03-R0), Fundação COPPETEC/ANA. Rio de Janeiro, Brasil.

LEI nº 9.733 de 08 de Janeiro de 1997, Diário Oficial da União. Brasília, 1997.

LIJKLEMA, L., 1995 **Water Quality Standards: Sense and Nonsense**. *Water Science and Technology*, Vol.31 (8), 321-327.

MACHADO E. S.; PORTO M. F. A.; RAMON N.; FEIL A. V., 2003 **"**Um Avanço na Gestão da Qualidade da Água: A Outorga de Lançamento de Efluentes". **XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH**, Curitiba, Paraná, Brasil.

MAGALHÃES, L.P.C de, 2003, **Modelo Hidráulico-Hidrológico Distribuído – Estudo de Caso: Bacia do Rio Joana**, Projeto Final de Curso, Escola de Engenharia/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MAGALHÃES, L.P.C. de; MIGUEZ, M.G.; MASCARENHAS, F.C.B., 2003, "Modelo Hidráulico-Hidrológico Distribuído Aplicado à Bacia do Rio Joana". **XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Curitiba, Paraná, Brasil, novembro.

MAGALHÃES, P.C. de; MARANHÃO, N.; THOMAS, P.; THOMAZ, F.R.; CAMPOS, J.D.; "Estudo Comparativo de Quatro Metodologias para a Cobrança pelo Uso da Água". **XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Curitiba, Paraná, Brasil, novembro.

MAGALHÃES, P.C. de, 1989, "Hidrologia Superficial" In: **Engenharia Hidrológica,** 1 ed., capítulo 4, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Editora da UFRJ.

MANNING, J.C., 1992, Applied Principles of Hydrology. New York, Macmillan.

MARJANOVIC, P.; MILORADOV, M.; VAN ZYL, F., 1998, **Systems Approach to Effective Water Quality Management in the Republic of South Africa, Existing Situation and Expected Future Developments**. *Water Science and Technology*, Vol.38 (11), 77-85.

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

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

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

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

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

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

NANDALAL, K. D. W.; BOGARDI, J. J., 1995, **Optimal Operation of a Reservoir for Quality Control Using Inflows and Outflows**. *Water Science and Technology*, Vol.31 (8), 273-280.

NEWMAN, P. J.; NIXON, S. C.; REES, Y. J., 1994, **Surface Water Quality Monitoring, Classification, Biological Assessment and Standards**. *Water Science and Technology*, Vol.30 (10), 1-10.

O'CONNELL, P.E.; TODINI, E.,1996, **Modeling of Rainfall, Flow and Mass Transport in Hydrological Systems : an Overview**. Journal of Hydrology,175, 3-16.

OTTONI FILHO, T.B. & FABIAN, D.J., 1997, **Determinação de Curvas de Infiltração Usando uma Câmara de Fluxo**, In: Revista Brasileira de Ciências do Silo, vol. 21, 325-333.

PERRIN, C.; MICHEL, C.; ANDRÉASSIAN, V., 2001, **Does a Large Number of Parameters Enhance Model Performance? Comparative Assessment of Common Catchment Model Structures of 429 Catchments.** Journal of Hydrology, 242, 275-301.

PONCE, Victor Miguel**.**, 1989, **Engineering Hydrology: Principles and Practices**. San Diego State University, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

PORTO, R. L. L. et al., 2002, **Técnicas Quantitativas Para o Gerenciamento de Recursos Hídricos**. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2 ed. Porto Alegre.

RAUCH, W. et al., 1998, **River Water Quality Modelling: I State of the Art**. *Water Science and Technology*, Vol.38 (11), 232-244.

REFSGAARD, J.C.; KNUDSEN, J.,1996, **Operational Validation and Intercomparison of Different Types of Hydrological Models**. Water Resources Research, 32,7,2189-2202.

REVELLE, C. S.; LOUCKS, D. P.; LYNN, W. R., 1968, **Linear Programming Applied to Water Quality Management**. *Water Resources Research*, Vol.4 (1), 1-9.

RODRIGUES R. B.; PORTO M. F. A. , 1999, **Modelo Matemático Proposto Para o Auxílio nos Processos de Outorga e Cobrança pelo Uso da Água**. In: Anais do XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH. Belo Horizonte.

SHANAHAN, P. et al., 1998, **River Water Quality Modelling: II Problems of the Art**. *Water Science and Technology*, Vol.38 (11), 245-252.

SHERMAN, L.W., 1932, **Streamflow from rainfall by the unit-graph method**, Engineering News-Record, 108.

Soil Conservation Service, 1957, USDA, **Hydrology,** Supplement A – Section 4 of Engeneering Handbook.

SOMLYÓDY, L. , 1995, **Water Quality Management: Can We Improve Integration to Face Future Problems?**. *Water Science and Technology*, Vol.31 (8), 249-259.

SOMLYÓDY, L. et al., 1998, **River Water Quality Modelling: III Future of the Art**. *Water Science and Technology*, Vol.38 (11), 253-260.

SOMLYÓDY, L., 1997, **Use of Optimization Models in River Basin Water Quality Planning**. *Water Science and Technology*, Vol.36 (5), 209-218.

THOMAS, P. T., 2002, **Proposta de Uma Metodologia de Cobrança pelo Uso da Água**

TUCCI, C.E.M., 1993, **Hidrologia – Ciência e Aplicação**. Porto Alegre: Ed. da Universidade, ABRH, EDUSP.

TUCCI, C.E.M., 1998, **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Ed. da Universidade, ABRH, EDUSP.

VARGA, P.; KISGYÖRGY, S., 1994, **Development of a Surface Water Quality Assessment System in Hungary**. *Water Science and Technology*, Vol.30 (5), 97-110.

VARIS, O., 1994, **Water Quality Models: Tool for the Analysis of Data, Knowledge, and Decision**. *Water Science and Technology*, Vol.30 (2), 13-19.
Vinculada à Escassez. Tese Msc., COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

VIEIRA DA SILVA, R.C., MASCARENHAS, F.C.B., 1981, **Condições de Aplicabilidade dos Métodos Hidrológicos em Canais,** IV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Fortaleza, Ceará, Brasil.

VON SPERLING, M., 1996, **Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos**. 2.ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG.

WORLD BANK., 1997, **Decision Support System for Integrated Pollution Control: A Software for Education and Analysis in Pollution Management – User Guide**. Washington. The World Bank. http://www.worldbank.org/nipr (acesso em agosto 2004).

YEVJEVICH, V.M., 1974, **Determinism and Stochasticity in Hydrology**. *Journal of Hydrology*, Vol.22, 225-238.

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