

**MODELO HIDROLÓGICO-HIDRODINÂMICO**  
**DE REDES DE PLUVIAIS**

JUAN SANTIAGO RAMSEYER

*Tese Submetida ao Programa de pós-graduação em Engenharia de  
Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade  
Federal de Rio Grande do Sul como requisito parcial para a  
obtenção do título de Mestre em Engenharia.*

DEZEMBRO 18, 1996

## APRESENTAÇÃO

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

Agradeço em geral, ao povo brasileiro que, através do Ministério de Educação e Cultura, a Capes e o Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal de Rio Grande do Sul, forneceram o suporte físico e financeiro para o desenvolvimento de esta minha dissertação. Em particular, ao meu professor orientador C. Tucci, pelo seu apoio e orientação, a Claudia minha mulher, por compartilhar esses momentos comigo, a Adolfo Villanueva, pelas inúmeras consultas sobre seu programa de escoamentos em condutos, e a boa vontade de tantas outras pessoas que de alguma forma me ajudaram para que eu pudesse concluir este trabalho. A meus pais, às pessoas que me alentaram ao longo de minha vida e à memória do meu professor de matemática da graduação, Juan Carlos Alarcón.

## **RESUMO**

O processo de urbanização da população mundial vem-se acentuando nas últimas décadas. Somado a este, o crescimento desordenado das cidades, diminuindo as áreas permeáveis e facilitando o escoamento, aumentam os efeitos das enchentes, incrementando os prejuízos econômicos, colocando em risco a sua população por ação direta da correnteza e/ou dos desabamentos, e facilitando a propagação de doenças.

Este trabalho teve como objetivos investigar as ferramentas de análise e de projeto de redes de pluviais, e desenvolver um modelo computacional que simule a maioria dos fenômenos que acontecem nas cheias urbanas.

O modelo divide-se em dois módulos. O Módulo Bacia inclui o algoritmo de separação da chuva mediante o método de Berthelot-Tucci e uma rotina de escoamento superficial através da onda cinemática. O Módulo Rede simula o escoamento em redes de drenagem pela onda dinâmica.

O modelo permite a avaliação e projeto da macro ou microdrenagem. A seleção de um ou outro nível define-se através da escala de discretização das sub-bacias no Módulo Bacia. A coleção de rotinas e condições de contorno implementadas facilitam a simulação dos mais variados processos, seja a nível de macro ou microdrenagem.

## **ABSTRACT**

The process of urbanization of the world's population has been increasing in the last few decades. In addition, the haphazard growth of cities, reducing permeable surface area and facilitating runoff, has increased the effect of flooding, raising economic losses, placing at risk the population through the direct action of the currents and/or landslips and facilitating the spread of diseases.

The objective of this work is to investigate the tools for analysis and design of pluvial systems and to develop a computer model that simulates the majority of the phenomena which occur during urban flooding.

The model is divided in two modules. The Drainage Basin Module includes the arithmetic separation of rainfall in accordance with the Berthelot-Tucci method and a surface runoff routine through the kinematic wave. The System Module simulates runoff into drainage systems through the dynamic wave.

The model allows for an evaluation and the design of macro and micro-drainage. The selection of one or the other level is made in accordance with a scale of distinction of the sub-basins in the Drainage Basin Module. The collection of routines and the conditions of the utilized contours facilitate the simulation of the most varied processes at both macro and micro-drainage levels.

|                   |   |           |
|-------------------|---|-----------|
| <b>CAPÍTULO 1</b> | <b>INTRODUÇÃO</b>                                 | <b>1</b>  |
| <b>CAPÍTULO 2</b> | <b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>                      | <b>3</b>  |
| 2.1.              | O CICLO HIDROLÓGICO URBANO                        | 3         |
| 2.2.              | IMPACTO DA MODIFICAÇÃO DA BACIA                   | 5         |
| 2.3.              | MODELOS DE PRECIPITAÇÃO - VAZÃO EM BACIAS URBANAS | 7         |
| 2.3.1.            | Características principais                        | 8         |
| 2.3.2.            | Separação e perdas                                | 8         |
| 2.3.3.            | Escoamento superficial                            | 13        |
| 2.3.4.            | Escoamento na rede de drenagem                    | 18        |
| <b>CAPÍTULO 3</b> | <b>MODELO HIDROLÓGICO-HIDRODINÂMICO</b>           | <b>26</b> |
| 3.1.              | ESTRUTURA E APLICABILIDADE                        | 26        |
| 3.2.              | MÓDULO BACIA                                      | 31        |
| 3.2.1.            | Separação do escoamento                           | 31        |
| 3.2.2.            | Escoamento superficial                            | 38        |
| 3.3.              | MÓDULO REDE                                       | 41        |
| 3.3.1             | Escoamento subcrítico                             | 42        |
| 3.3.2.            | Escoamento sob pressão                            | 42        |
| 3.3.3.            | Escoamento supercrítico                           | 43        |
| 3.3.4.            | Condições de contorno internas                    | 44        |
| 3.3.5.            | Esquema Numérico                                  | 47        |
| 3.4.              | DISCRETIZAÇÃO DO SISTEMA                          | 51        |
| 3.4.1.            | Critérios de Discretização                        | 52        |
| 3.5.              | ESTABILIDADE                                      | 53        |
| 3.6.              | PRECISÃO E CONVERGÊNCIA                           | 55        |
| <b>CAPÍTULO 4</b> | <b>APLICAÇÕES E RESULTADOS</b>                    | <b>59</b> |

|  |           |
|--|-----------|
| <b>4.1. DESCRIÇÃO DA BACIA ESCOLHIDA</b>     | <b>59</b> |
| <b>4.2. CONDIÇÕES DE SIMULAÇÃO</b>           | <b>61</b> |
| 4.2.1. Discretização                         | 61        |
| 4.2.2. Duração da chuva de projeto           | 64        |
| 4.2.3. Hietograma de projeto                 | 65        |
| 4.2.4. Condição inicial                      | 65        |
| <b>4.3. RESULTADOS</b>                       | <b>66</b> |
| 4.3.1. Cenário 1                             | 67        |
| 4.3.2. Cenário 2                             | 70        |
| 4.3.3. Cenário 3                             | 71        |
| 4.3.4. Análise comparativo dos resultados    | 75        |
| <b>4.4 APLICABILIDADE DO MODELO</b>          | <b>78</b> |
| <b>CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b> | <b>80</b> |
| <b>REFERÊNCIAS</b>                           | <b>85</b> |
| <b>ANEXO A</b>                               | <b>89</b> |

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

O veloz crescimento da população mundial e a migração da população rural para as cidades requer o planejamento das mesmas quanto ao uso do solo, avenidas de acesso, sistemas de drenagem pluvial e destino final dos efluentes, entre outros.

Quando as cidades apresentam um crescimento desordenado, acontecem problemas de tráfego urbano, saneamento, segurança e saúde pública. Dentro dos problemas de saneamento encontram-se os vinculados com a drenagem pluvial. A drenagem pluvial em áreas com elevado grau de urbanização é geralmente complexa, dispendiosa e sujeita a riscos de operação. É complexa por que uma vez que as áreas foram urbanizadas, os caminhos disponíveis para as águas já não são os naturais, achando-se sujeitos a fortes restrições, pois os percursos possíveis são definidos pelas sarjetas das ruas, por tubulações debaixo destas ou canais. É dispendiosa por que normalmente dependem de desapropriações de áreas muito valorizadas, devem ser utilizados dispositivos hidráulicos para atenuar os efeitos das chuvas intensas, como estações de bombeamento, operação de reservatórios, sistemas de alerta, entre outros. É sujeita a riscos por que os dispositivos hidráulicos não estão isentos das falhas de operação, comprometendo a infraestrutura urbana para períodos de recorrência menores aos de projeto.

Paralelamente, a Hidrologia como ciência acha-se num tempo de profundas mudanças, como todas as ciências que precisam de manejar grandes quantidades de dados para analisar sistemas complexos, com uma precisão aceitável. A razão destas mudanças baseia-se no veloz crescimento da indústria de informática, das ciências e tecnologias associadas.

Os objetivos desse trabalho foram o de desenvolver um modelo hidrológico e hidrodinâmico que simule o escoamento em sub-bacias urbanas e em sistemas de condutos pluviais a nível de micro e macrodrenagem.

As redes pluviais são dimensionadas para a sua capacidade máxima de escoamento, em regime permanente, para tempos de retorno de 2 a 5 anos. No entanto, normalmente não se conhece o impacto sobre a drenagem de cheias maiores. O modelo desenvolvido permite essas avaliações sob um razoável número de hipóteses de funcionamento, devido à quantidade de rotinas implementadas.

O modelo proposto nesta dissertação simula a maioria dos processos que governam o escoamento nas bacias urbanas, através de um enfoque preferentemente determinista. Pretende-se que seja uma ferramenta útil para avaliar soluções possíveis em áreas urbanas, em condições críticas do escoamento dos excedentes pluviais.

A escala de análise é relativamente grande, se comparada com a maioria dos modelos em hidrologia, já que pretende-se simular até o nível da micro-drenagem urbana. Nos anos setenta surgiu uma grande quantidade de modelos semelhantes ao aqui apresentado. Aqueles modelos não atingiram grande popularidade pela complexidade e quantidade dos dados requeridos. Entretanto este modelo foi desenvolvido entendendo que os recursos existentes permitem um uso mais adequado desse tipo de modelo.



## CAPÍTULO 2

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1. O CICLO HIDROLÓGICO URBANO

Os processos do ciclo hidrológico a serem simulados nos perímetros urbano dependem da escala de análise. Em função da mesma, os modelos em hidrologia urbana dividem-se em dois grandes grupos, como ilustra-se nas figuras a seguir.

**Modelos de Macro-Drenagem:** Consideram a área de estudo formada por uma ou mais bacias, às quais aplica-se um modelo concentrado para a determinação do hidrograma resultante em cada seção de controle. O parâmetro característico destes modelos é a área da bacia, a qual varia desde algumas hectares até dezenas de quilômetros quadrados, ou mais. Os parâmetros representam tendências globais, estimados através de ponderações das distintas ocorrências registradas na bacia.

**Modelos de Micro-Drenagem:** O grau de discretização nestes modelos atinge a fração do quarteirão, orientados à descrição o mais fidedigna possível da topologia do escoamento superficial e algumas vezes o subterrâneo, como também das características dos dispositivos empregados no auxílio ao escoamento, por exemplo declividades de ruas, tipos de bocas de lobo, declividade das galerias, tipo de seção e diâmetro. Os parâmetros empregados em cada “célula de discretização” tendem a representar uma condição real da bacia, e não uma situação ponderada.

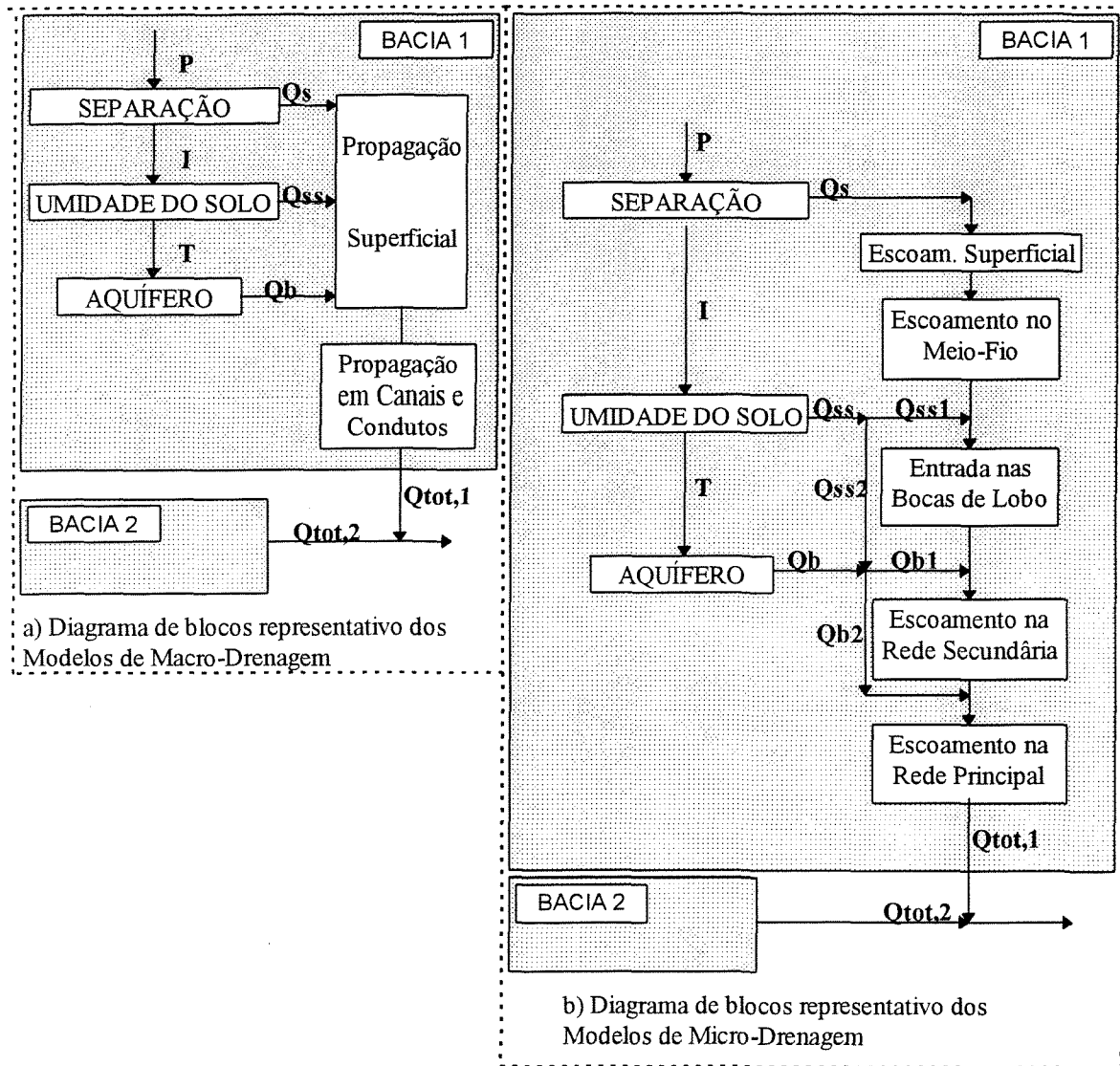


Figura 2.1. Processos na Macro e Microdrenagem

Terminologia:

Qs: Escoamento Superficial

Qss: Escoamento Sub-Superficial

Qb: Escoamento Subterrâneo

P: Precipitação

I: Infiltração

T: Percolação

Qtot,i: Escoamento Total da bacia i.

As figuras 2.1.a e 2.1.b mostram os diagramas de blocos com os principais processos simulados numa bacia urbana pelos Modelos de Macro-Drenagem e pelos Modelos de Micro-Drenagem (figura 2.1.b). As mesmas colocam em evidência que a principal diferença entre os dois

tipos de modelos acha-se no grau da discretização com os quais trabalham, e conseqüentemente o número maior de algoritmos utilizados nos modelos de Micro-Drenagem.

## 2.2. IMPACTO DA MODIFICAÇÃO DA BACIA

As bacias onde erguem-se as cidades sofrem periódicas mudanças devido à construção de moradias, impermeabilização de ruas e calçadas, modificação e/ou substituição da rede de drenagem natural, num processo praticamente continuado até a total urbanização das mesmas.

Existem numerosos trabalhos tentando estabelecer relações entre parâmetros urbanísticos e hidrológicos, baseados na hipótese que, podendo estimar a evolução de uma determinada cidade, poderá estimar-se a modificação no escoamento superficial e subterrâneo através das relações anteriores. Dentre eles, acham-se os do Soil Conservation Service (1972 e 1973) que apresentaram duas relações tabulares, a primeira entre o uso do solo e a parcela de área impermeável e a segunda para determinar o coeficiente de escoamento em função da ocupação e o tipo do solo. Tucci et al. (1989) ajustaram o modelo IPH II a 11 bacias de São Paulo, deixando como variável de ajuste a porcentagem de áreas impermeáveis, com os resultados fizeram uma regressão linear múltipla determinando as relações entre a parcela impermeável e a densidade habitacional, para diferentes tipos de ocupação.

As modificações no escoamento das águas de chuva que acontecem numa bacia em processo de urbanização são praticamente três: incremento no volume escoado superficial; incremento do pico do hidrograma e diminuição do tempo do pico do hidrograma.

Essas modificações na resposta da bacia às precipitações devem-se basicamente a três alterações físicas, que são: incremento da percentagem de área impermeável; diminuição da força resistiva oferecida ao escoamento e modificação do percurso.

O incremento do volume escoado simula-se nos algoritmos de separação do escoamento, mediante a equação a seguir.

$$V_{esc} = P_{efect} (1 - IMP) + IMP \cdot P_{tot} \cdot r \quad (2.1)$$

onde,  $V_{esc}$ : volume escoado, (mm);  $P_{efect}$ : precipitação efetiva (descontada a parcela de perdas e infiltração) (mm);  $IMP$ : parcela impermeável;  $P_{tot}$ : precipitação total (mm) e  $r$ : coeficiente de perdas por retenção, infiltração, etc., na parcela impermeável.

A diminuição dos tempos característicos de uma onda é produzida pelo incremento da eficiência hidráulica do sistema de drenagem natural (original), por exemplo, construção de redes de escoamento pluvial e retificação e/ou revestimento dos canais naturais. Estima-se indiretamente através da diminuição do coeficiente de atrito na equação da velocidade do escoamento uniforme. O tempo de concentração diminui devido ao aumento da velocidade e/ou diminuição do percurso do escoamento.

A figura a seguir mostra a combinação das três modificações que acontecem no hidrograma (incremento do volume superficial escoado, diminuição do tempo ao pico e aumento na vazão de pico) da bacia urbana submetida à mesma chuva em três estágios de urbanização.

A variação do tempo de pico é geralmente estimada por: equações empíricas; simplificações, mediante a estimativa de uma velocidade média ao longo da bacia, para uma intensidade de precipitação representativa, utilizando expressões de onda cinemática; ou equações de canais para fluxo permanente, como as conhecidas equações de Manning ou Chezy.

Chevereau et al. (1978) aplicaram o modelo CAREDAS a uma bacia de 300 ha e demonstraram que o hidrograma na saída de um sistema de drenagem médio a grande é mais sensível ao coeficiente de escoamento, que à forma e tempo de pico dos hidrogramas de escoamento superficial de cada sub-bacia. Esta conclusão indica que os maiores esforços devem centrar-se na escolha de um método de separação adequado, no momento da formulação do modelo e, posteriormente, na determinação precisa dos parâmetros, no momento da sua aplicação.

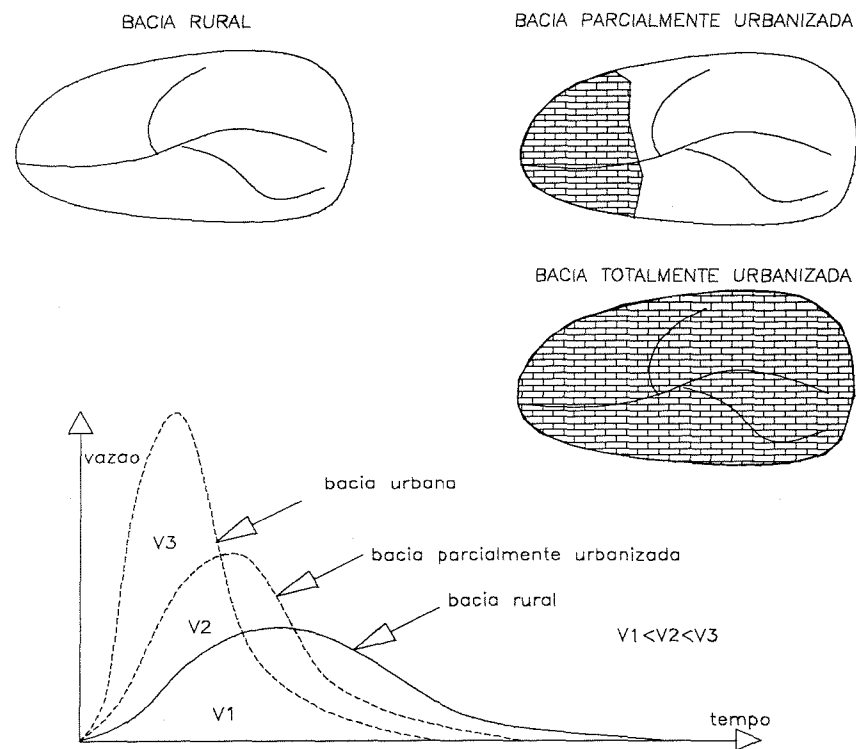


Figura 2.2- Histogramas vazão-tempo de uma bacia rural e com urbanização parcial.

O exposto é válido para os modelos de macro-drenagem como também para os modelos de micro-drenagem, no entanto, os tempos característicos nos modelos de macro-drenagem são calculados como tratando-se de um único processo e portanto numa única etapa. Nos modelos de micro-drenagem, os tempos característicos são calculados em função da velocidade do escoamento em cada um dos processos simulados até a seção de controle, como o escoamento superficial, escoamento em sarjetas, escoamento em redes de drenagem pluvial, escoamento em canais, etc. As figuras 2.1.a e 2.1.b ilustram essas diferenças.

### 2.3. MODELOS DE PRECIPITAÇÃO - VAZÃO EM BACIAS URBANAS

Estes modelos simulam os hidrogramas gerados por uma ou mais chuvas acontecidas numa bacia. Os dados necessários são o hietograma de precipitações e parâmetros físicos ou meramente empíricos, os quais são ajustados com base em outro evento comparável acontecido na mesma

bacia, ou em bacias homogêneas, onde foram observadas as precipitações e vazões. Uma outra possibilidade é a utilização de parâmetros regionalizados.

### 2.3.1. Características principais

Os modelos de precipitação-vazão apresentam geralmente os seguintes módulos:

- **Entrada:** Compreendendo a entrada de dados de precipitação, dados físicos e parâmetros hidrológicos da bacia.
- **Algoritmo de perdas:** Onde são simuladas a evaporação, retenção pela folhagem e em depressões.
- **Algoritmo de separação:** Estabelecendo as parcelas da precipitação que contribuem ao escoamento superficial, sub-superficial e subterrâneo.
- **Algoritmo de propagação:** Um ou vários métodos que transformam as parcelas anteriores nos hidrogramas de saída, simulando as modificações sofridas pelas ondas de cheias superficial, sub-superficial e subterrânea no seu percurso até atingirem a seção de controle.
- **Composição do hidrograma resultante:** Onde são agregados os hidrogramas superficial, sub-superficial e subterrâneo, definindo assim o hidrograma resultante.

Estes são os módulos normalmente apresentados pelos modelos de Precipitação-Vazão, sendo que as suas diferenças estão nos algoritmos mais ou menos detalhados, ou na eventual desconsideração de um dos mesmos.

### 2.3.2. Separação e perdas

A simulação de chuvas intensas em curtos períodos de tempo minimiza a importância relativa da evaporação, interceptação em depressões do terreno e na folhagem, portanto, os modelos

adotam geralmente algoritmos simplificados na simulação das perdas. Os modelos hidrológicos mais simples juntam num mesmo algoritmo a perda e a separação do escoamento, como o IPH II (Tucci et al. 1982) e o IPHU1 (Caicedo e Ramseyer, 1993).

Os algoritmos de separação podem-se agrupar, segundo o seu princípio de cálculo como baseados no coeficiente de escoamento, a capacidade de infiltração ou a equação geral de infiltração.

### **Coeficiente de escoamento**

Neste procedimento, a parcela escoada é uma fração fixa da chuva a cada intervalo. Segundo este método, o escoamento resultante de uma chuva será sempre diferente de zero. Isto gera uma forte restrição, principalmente nos modelos que consideram a distribuição temporal da chuva.

A fórmula racional estabelece a relação entre a vazão de pico gerada pela precipitação de intensidade constante e duração igual ao tempo de concentração para uma bacia segundo a expressão seguinte:

$$Q_{\max} = 0,2778 * C * I * A \quad (2.2)$$

onde,  $Q_{\max}$ : vazão máxima [m<sup>3</sup>/s]; C: coeficiente de escoamento, adimensional; I: intensidade média de precipitação para uma duração igual ao tempo de concentração, [mm/h] e A: área da bacia [km<sup>2</sup>].

Na fórmula racional, o processo de separação e perdas acha-se resumido no parâmetro C, que representa a parcela da chuva que contribui ao escoamento superficial. Trabalhos como os do SCS (1973) determinaram na forma de tabelas ou equações, a relação deste parâmetro ao que depende do tipo de solo, uso, declividade, em forma de tabelas ou equações.

O modelo de Price e Kidd (1978) simula as perdas pelo armazenamento em depressões mediante um reservatório hipotético que ocuparia toda a área da bacia, começando o escoamento

superficial após o enchimento deste. A área das sub-bacias são divididas em três tipos, áreas de telhados, áreas pavimentadas, e áreas permeáveis. Na separação, o coeficiente de escoamento de cada área determina-se através de dados de um evento observado, ou mediante uma equação de regressão derivada de varias bacias observadas no Reino Unido.

### **Capacidade de Infiltração**

A capacidade de infiltração é a máxima velocidade com que a água infiltra-se no solo. Dentre os algoritmos mais conhecidos que empregam este principio encontram-se: o de Horton, Holtan, Holtan-Overton, Berthelot-Tucci e Kostikov. A grande maioria de modelos hidrológicos que considera a distribuição temporal da chuva implementa pelo menos um destes métodos.

A capacidade de infiltração estabelece uma condição potencial, na qual a chuva é sempre maior que a taxa de infiltração. Nos intervalos em que a chuva apresenta intensidade menor à capacidade de infiltração, a parcela infiltrada é igual à lâmina precipitada e a parcela escoada, ou precipitação efetiva é nula. No intervalo seguinte, a capacidade de infiltração será maior à que aconteceria se no intervalo anterior tivesse acontecido um excesso.

Nos intervalos que a chuva não supera a capacidade de infiltração, há necessidade de realizar uma correção na atualização desta última. Para permitir essa correção, os distintos métodos analisam a componente vertical da equação de continuidade numa parcela elementar do solo não saturado. Através da equação de continuidade se estabelece a relação entre a capacidade de infiltração e uma variável de estado, normalmente o armazenamento d'água no solo ou seu complemento, o volume poroso livre.

Horton (1933) apresentou uma curva exponencial positiva sempre decrescente a qual possui dois extremos, um para o tempo  $t=0$ , quando a capacidade de infiltração atinge seu máximo ( $I=I_0$ ), o que corresponde ao solo seco. O outro extremo corresponde ao limite  $t$  tendendo a infinito positivo, quando a capacidade de infiltração é mínima ( $I = I_b$ ), significando que o solo acha-se totalmente saturado, portanto o valor da infiltração iguala-se a condutividade hidráulica saturada, ou percolação ao nível freático.



$$I_t = I_b + (I_0 - I_b) * e^{-k*t} \quad (2.3)$$

onde,  $I_t$ : capacidade de infiltração no tempo  $t$  em (mm/h);  $I_b$ : capacidade de infiltração quando o tempo  $t$  tende a infinito, em (mm/h);  $I_0$ : capacidade de infiltração no tempo  $t=0$  em (mm/h);  $k$ : parâmetro de decaimento ( $h^{-1}$ ) e  $t$ : tempo em (h).

A equação anterior é aplicada somente quando a intensidade da chuva é maior que a capacidade de infiltração. A integração no tempo da equação (2.3) define a lâmina armazenada no solo para uma chuva hipotética, começando com o solo seco, portanto a lâmina armazenada será igual ao estado de umidade do solo.

Nos casos que a precipitação é menor ou igual a capacidade de infiltração atualiza-se o valor da lâmina armazenada e, através desta, estabelece-se o tempo a contar desde o início de uma chuva equivalente, onde em todo intervalo a precipitação supera a capacidade de infiltração.

### **Equação de Richards (Equação Geral da Infiltração)**

A formulação do fenômeno de infiltração no solo não saturado é, geralmente, difícil de se obter. Devido à baixa velocidade do fluxo, é aceitável supor que trata-se de um fenômeno quase permanente (Eagleson, 1970), portanto, pode-se aplicar a lei de regime permanente em meio poroso não saturado, ou equação de Darcy.

A equação de Richards para o fluxo vertical no meio poroso não saturado é deduzida a partir da simplificação anterior.

$$q = K \cdot \text{grad}(h) \quad (2.4)$$

onde,  $q$ : velocidade de Darcy (m/s);  $h$  carga piezométrica ( $m/s^2$ );  $K$ : condutividade hidráulica do solo.

A pressão da água no solo é a resultante das componentes verticais da capilaridade ou potencial mátrico e da ação gravitacional.

$$h = \varphi + z \quad (2.5)$$

onde, h: carga piezométrica (m);  $\varphi$ : potencial mátrico (m) e z: potencial gravitacional (m).

Substituindo a equação (2.5) na (2.4), junto à equação da continuidade, chega-se à expressão da variação no tempo da umidade no solo.

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( K \frac{\partial}{\partial z} (\varphi + z) \right) \quad (2.6)$$

onde,  $\Theta$ : teor de umidade (volume d'água por volume do solo).

Distribuindo a derivada no membro da direita, chega-se à equação de Richards, que vem dada por:

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ K \left( \frac{\partial \varphi}{\partial \Theta} \frac{\partial \Theta}{\partial z} + 1 \right) \right] \quad (2.7)$$

A forma mais freqüente da expressão (2.7) é a que considera o termo da difusividade hidráulica  $D = K \cdot (\partial \varphi / \partial \Theta)$ , obtendo-se

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( D \frac{\partial \Theta}{\partial z} \right) + \frac{\partial K}{\partial z} \quad (2.8)$$

A equação de Richards, expressão (2.8), descreve o fluxo no meio poroso não saturado. A partir dela, segundo Silveira et al, (1993), podem-se deduzir praticamente todas as equações de infiltração e analisar as simplificações feitas por cada método.

Expressões derivadas da equação de Richards aplicam-se, principalmente, em modelos específicos de análise das frentes de umidade de solos não saturados. A aplicação dessa equação para descrever o processo de infiltração no meio poroso não saturado é, dos métodos

apresentados, o que tem maior validade teórica, já que descreve o processo físico e não o comportamento aproximado do solo, como no caso da capacidade de infiltração.

Nos modelos hidrológicos, como o IPH II (Tucci et al. 1982), utilizam-se com mais frequência os métodos baseados na capacidade de infiltração, por requerem menor número de parâmetros.

Segundo Gan e Burges (1990), no modelo de bacia elementar de Smith e Hebbert (1983) empregou-se uma aproximação baseada na onda cinemática, em substituição da equação de Richards, fato válido quando a condutância hidráulica saturada é maior que 0,02 m/s (Smith 1983).

Os parâmetros dos métodos de infiltração nos modelos hidrológicos são aqueles que melhor ajustam o comportamento médio dos solos da bacia, composta normalmente por uma grande variedade de tipos de solos e comportamento hidráulico bem diferenciado. A imprecisão na estimativa nos valores médios dos parâmetros faz com que o emprego de métodos baseados na equação de Richards, ou derivadas desta, não apresentem melhora sensível dos resultados.

### **2.3.3. Escoamento superficial**

A fórmula racional combina no coeficiente C os módulos de perdas, separação e de escoamento superficial. A vazão de pico é estimada considerando o tempo de pico igual ao tempo de concentração e o tempo de base igual a dois tempos de concentração, portanto ele é simétrico com respeito ao pico. O coeficiente de escoamento resume todas as características da bacia, sendo as mais importantes o tipo de solo, o grau de urbanização, o tipo e densidade da cobertura vegetal e a declividade média da bacia. O coeficiente de escoamento também está diretamente relacionado com a intensidade de precipitação. O método faz fortes simplificações do processo chuva-vazão, por isto aplica-se atualmente, só em projetos de drenagem urbana de bacias com área menor que 2,5 km<sup>2</sup> (Caicedo e Ramseyer, 1993). Em bacias rurais é prática comum aplicá-lo em bacias com áreas de até 10 km<sup>2</sup>.

Price e Kidd (1978) apresentaram uma adaptação do reservatório não linear desenvolvido por Kidd (1976). As bacias de entrada em cada boca de lobo, na rede de drenagem pluvial, dividem-se segundo o tipo de superfície em: áreas permeáveis, impermeáveis e telhados. O escoamento gerado em cada uma das três áreas é simulado mediante reservatórios não lineares. A vazão defluente do reservatório que simula o efeito das áreas permeáveis é considerado como uma vazão afluente uniformemente distribuída ao reservatório de áreas impermeáveis. O hidrograma de entrada em cada boca de lobo é calculado como a soma dos hidrogramas do reservatório que simula os telhados e do reservatório das áreas impermeáveis. A figura a seguir mostra o diagrama de fluxo simulado pelo modelo.

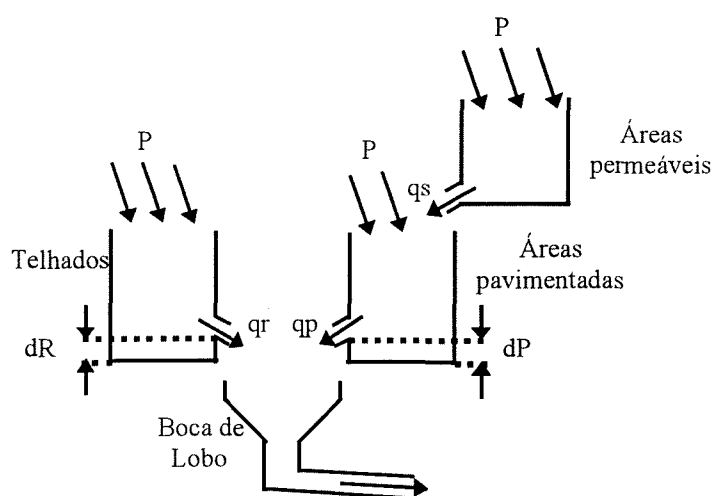


Figura 2.3. Seqüência de reservatórios não lineares do modelo de Price e Kidd (1978)

NOTAÇÃO, P: precipitação;  $q_s$ : vazão do reservatório das áreas permeáveis;  $q_p$ : vazão do reservatório das áreas pavimentadas;  $q_r$ : vazão do reservatório de telhados;  $dP$ : armazenamento em depressões das áreas pavimentadas;  $dR$ : armazenamento em depressões dos telhados.

A equação de continuidade apresentada a seguir aplica-se a cada um dos três reservatórios não lineares.

$$\frac{dS}{dt} = i - q \quad (2.9)$$

onde, S: armazenamento no reservatório não linear (mm), t: tempo (s), i: intensidade da precipitação excedente (mm/s), q: descarga por unidade de área (mm/s).

A equação seguinte representa a relação não linear entre o armazenamento do reservatório e a vazão defluente por unidade de área. A equação (2.10) emprega-se para substituir o armazenamento da equação (2.9),

$$S = K * q^n \quad (2.10)$$

onde, K (em s<sup>n</sup>) e n (adimensional): parâmetros do modelo, função do tipo de superfície.

A vazão das áreas pavimentadas e de telhados é estimada segundo a expressão a seguir, onde o produto A \* x, representa a área contribuinte efetiva.

$$Q = A * x * q \quad (2.11)$$

onde, Q: A vazão das áreas pavimentadas e de telhados em (l/s); A: Área da bacia (m<sup>2</sup>), x: fator (adimensional) determinado em função da porcentagem de escoamento para cada tipo de superfície, estimada a partir das três expressões seguintes.

$$\left(1 - \frac{dP}{P}\right) * x_P + \frac{\overline{A}_R}{\overline{A}_P} * \left(1 - \frac{dR}{P}\right) * x_R = 100 * r * \left(1 + \frac{\overline{A}_R}{\overline{A}_P}\right) \quad (2.12)$$

onde, P: precipitação total (mm),  $\overline{A}_R$  e  $\overline{A}_P$ : área de telhados e área pavimentada (m<sup>2</sup>), dP e dR: armazenamento (mm) em depressões das áreas pavimentadas e das áreas de telhados, respectivamente, e r: coeficiente de escoamento (adimensional).

O modelo assume que.

$$\frac{1 - x_R}{1 - x_P} = \vartheta \quad \text{se} \quad \frac{x_P}{x_R} > \vartheta \quad (2.13)$$

ou:

$$\frac{x_P}{x_R} = \vartheta \quad \text{se} \quad \frac{x_P}{x_R} \leq \vartheta \quad (2.14)$$

onde,  $\vartheta$  : constante menor que a unidade (adimensional).

O escoamento das áreas permeáveis é incluído como aporte uniformemente distribuído às áreas pavimentadas.

Smith e Hebbert, segundo Gan e Burges (1990), utilizaram o modelo de onda cinemática unidimensional para o escoamento superficial em pequenas bacias, sob a forma da equação a seguir.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + 0,6 * J^{1/2} * \frac{\partial}{\partial x} (A * e^{2/3}) = (r - f) \quad (2.15)$$

onde, A: área normal ao escoamento (mm); t: tempo (s); J: declividade (m/m); e: raio hidráulico (mm); r: intensidade da precipitação (mm/s); f: taxa de infiltração (mm/s); e x: direção do escoamento (mm/s).

O modelo OTTHYMO (Wisner, 1984) utiliza dois reservatórios lineares em paralelo para representar o escoamento das áreas permeáveis e impermeáveis. Os coeficientes de armazenamento são calculados mediante o conceito de tempo de equilíbrio da onda cinemática.

O Colorado Urban (segundo Maza, 1986) utiliza um hidrograma unitário sintético com equações semelhantes ao hidrograma de Snyder, definindo o tempo ao pico, a vazão de pico e as durações das vazões superiores a 75% e 50% da vazão de pico. O parâmetro que considera o grau de urbanização é a impermeabilidade. A metodologia aconselha realizar a translação em canais mediante um dos dois métodos seguintes: translação direta, sem amortecimento da onda, ou pelo método Convex, no qual considera-se o amortecimento da onda por armazenamento.

O Espey 10 Minutes Unit Hydrograph, segundo Maza (1986), define um hidrograma unitário sintético, estimando os mesmos parâmetros que o anterior mais o tempo de base. Os parâmetros utilizados para definir o grau de urbanização são a percentagem de áreas impermeáveis e um fator

de condução, utilizado como estimativa da maior ou menor facilidade que a água encontra na bacia para escoar.

O modelo IPH II (Tucci et al., 1982) utiliza o método de Clark, para o escoamento superficial, com Histograma Tempo-Área fornecido em função de estimativas, ou sintético, através das equações apresentadas a seguir.

$$A_c = a \cdot T^n \quad ; \text{se } T \leq 1/2 \quad (2.16)$$

$$A_c = 1 - a \cdot (1 - T)^n \quad ; \text{se } 1/2 < T \leq 1 \quad (2.17)$$

onde,  $A_c$ : área simulada, definida no intervalo  $[0;1]$ , se  $A_c = 1$ , então área drenada igual à área da bacia;  $T$ : tempo de chuva definido no intervalo  $[0;1]$ , se  $T=1$ , então tempo igual ao tempo de concentração.

O parâmetro de ajuste  $n$  varia entre 1 e 2, segundo a forma da bacia seja retangular ( $n=1$ ), ovóide ( $1 < n < 2$ ), ou losango ( $n=2$ ). A bacia hipotética é simétrica respeito aos seus eixos principais para qualquer valor de  $n$  dentro do intervalo de validade. Esta metodologia permite simular os dois efeitos mais importantes nos modelos chuva-vazão quais são a translação da precipitação efetiva da bacia até sua seção de controle mediante o histograma tempo área, e o amortecimento da cheia simulado por um reservatório linear simples na seção de controle.

O modelo TRRL (Watkins e Fides, 1984), considera escoamento somente a partir de áreas impermeáveis. Utiliza o Histograma Tempo-Área como algoritmo de propagação superficial. Uma modificação do modelo TRRL, o HYDRAN (Watkins e Fides, 1984) modela o retardo e a atenuação por meio de um reservatório Linear Simples.

O SWMM (EPA, 1976) utiliza também o modelo de onda cinemática para representar o escoamento em superfície sendo seus parâmetros estimados através da equação de Manning. Quando a bacia é irregular o modelo considera uma bacia retangular equivalente de lados  $L$  e  $W$ ,

segundo o procedimento da Universidade de Massachusetts. A simulação de reservatórios é feita através de uma modificação do método de Puls.

### 2.3.4. Escoamento na rede de drenagem

#### Escoamento a superfície livre

A água da chuva é geralmente potável, mas ela vai-se carregando com os poluentes que se acumulam durante os períodos secos na atmosfera, nos telhados, ruas, jardins das cidades. A esse efeito soma-se a contaminação na rede de drenagem pelas conexões clandestinas de esgotos, e eventualmente pelas filtrações de lençóis freáticos degradados. Conscientes desta realidade as normas para a construção de redes de drenagem urbana expressam que o dimensionamento seja feito sob a condição de fluxo livre, para evitar poluição.

A maioria dos modelos de projeto de redes urbanas não dispõem de um algoritmo refinado de simulação de escoamento sob pressão, justamente pela imposição de projeto que indica a preferência do fluxo livre.

O modelo TRRL segundo Watkins e Fiddes (1984) utiliza o método de Puls para a propagação em condutos, supondo em cada intervalo de tempo a mesma relação tirante/diâmetro em todos os tubos da rede; esta simplificação é feita para facilitar a estimativa do armazenamento da rede. A simplificação anterior é muito forte se considerarmos que o alinhamento recomendado entre dois tubos de diâmetros diferentes realiza-se segundo a geratriz interna superior.

O modelo de Price e Kidd (1978) utiliza o método de Muskingum Cunge com parâmetros constantes. As equações são.

$$\frac{dS}{dt} = Q_{up} - Q_{dn} \quad (2.18)$$



$$S = \frac{L}{\omega} * \{ \varepsilon * Q_{up} + (1 - \varepsilon) * Q_{dn} \} \quad (2.19)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{2} * \left\{ 1 - \frac{\bar{Q}}{\bar{B} * s * L * \bar{\omega}} \right\} \quad (2.20)$$

onde, S: armazenamento no trecho (mm),  $Q_{up}$ : vazão de montante do trecho (l/s),  $Q_{dn}$ : vazão de jusante do trecho (l/s),  $\bar{Q}$ : vazão média do trecho (l/s), L: comprimento do trecho (m), s: declividade do trecho (m/m),  $\bar{B}$ : largura superficial para a vazão média (m), e  $\bar{\omega}$ : celeridade da onda para a velocidade média (mm/s).

A celeridade média da onda estima-se por:

$$\bar{\omega} = \frac{dQ}{dA} \quad (2.21)$$

Os autores indicam que no cálculo do armazenamento através da equação (2.19) a celeridade da onda estima-se para um tirante hidráulico igual a 30% do diâmetro, enquanto que na estimativa do parâmetro  $\varepsilon$  da equação (2.20) o valor de mesma estima-se para o tirante igual a 50% do diâmetro. Se o trecho for muito curto as estimativas de  $\varepsilon$  podem ser negativas, nesses casos é feita uma propagação ao longo de uma tubulação de comprimento virtual ( $L_v$ ).

$$L_v = \frac{\Delta t}{\omega} \quad \text{se} \quad L_v > L \quad (2.22)$$

Quando a propagação realiza-se ao longo de uma tubulação virtual, as vazões efluentes (de saída do trecho) são interpoladas linearmente para achar os valores correspondentes ao tubo original. As vazões são estimadas através da expressão a seguir, derivada da equação de Colebrook-White.

$$Q = A * (32 * g * R * s)^{1/2} * \text{Log}_{10} \left( \frac{14,8 * R}{ks} \right) \quad (2.23)$$

onde,  $g$ : aceleração da gravidade ( $\text{mm/s}^2$ ),  $R$ : raio hidráulico (mm), e  $ks$ : rugosidade absoluta (mm).

O modelo apresentado por Schaake (1971) e baseado na onda cinemática. As duas equações básicas do modelo, da continuidade e da onda cinemática, são apresentadas a seguir.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (2.24)$$

$$Q = \alpha * A^m \quad (2.25)$$

onde,  $\alpha$  e  $m$ : parâmetros da onda cinemática.  $q$ : entrada lateral,  $A$ : área normal ao escoamento, e  $Q$ : vazão no conduto. As unidades dependem se trata-se de fluxo por unidade de largura ou fluxo em canais.

Substituindo a expressão (2.25) na equação de continuidade (2.24), chega-se à expressão final.

$$\alpha * m * A^{m-1} * \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (2.26)$$

O modelo assume uma relação aproximada para  $\alpha$  e  $m$  nas tubulações (Schaake, 1971), simplificando as suas estimativas, como mostra-se a seguir.

$$\frac{Q}{Q_{\text{FULL}}} \approx \frac{A}{A_{\text{MAX}}} \quad (2.27)$$

onde,  $Q_{\text{FULL}}$ : Vazão para a seção cheia e  $A_{\text{MAX}}$ : área para a seção cheia.

As estimativas dos parâmetros  $\alpha$  e  $m$  estabelecem-se através da expressão (2.27), como indicado nas equações seguintes.

$$\alpha = \frac{Q_{\text{FULL}}}{A_{\text{MAX}}} \quad (2.28)$$

$$m = 1 \quad (2.29)$$

O modelo SWMM (EPA, 1976) apresenta duas alternativas ao escoamento em redes, a primeira utiliza o modelo da onda cinemática, sendo os parâmetros estimados pela equação de Manning, a segunda utiliza a equação dinâmica. As rotinas da onda cinemática são as originais do modelo, enquanto que as rotinas da equação dinâmica foram apresentadas em 1976. Segundo Colyer e Pethick (1976), quando se escolhe a equação dinâmica, o modelo SWMM também usa a equação de Manning, computando a declividade da linha de energia como a soma dos termos da onda dinâmica, sem o termo de aceleração local.

A declividade da linha de energia na equação dinâmica é calculada em função da equação de Manning. A equação dinâmica é solucionada pelo método de diferenças finitas, segundo o Método de Euler Modificado, para as variáveis vazão e cota piezométrica.

### **Escoamento sob pressão**

O escoamento sob pressão na rede de drenagem acontece em alguma das seguintes situações: erro na avaliação da vazão de projeto; trecho especialmente projetado para funcionar sobre carga ou cheia com período de recorrência maior ao de projeto. O período de recorrência é um critério de projeto: entre 2 a 10 anos para a microdrenagem, e entre 50 a 100 anos para a macrodrenagem. No caso de áreas de importância específica, o período de retorno pode chegar a 500 anos.

Resulta evidente que o risco de uma obra projetada com período de recorrência de 2 a 5 anos, para uma vida útil entre 10 e 25 anos, terá uma elevada probabilidade de sofrer cheias

superiores à de projeto. Esta particularidade do dimensionamento da drenagem urbana faz com que a verificação dos projetos para cheias com períodos de recorrência maiores ao de projeto tenham uma importância comparável com a do próprio projeto.

Na verificação, interessa particularmente determinar o que acontece quando a rede é superada. Para uma análise correta do período de tempo em que uma rede é superada, o modelo empregado deve ter um algoritmo que descreva adequadamente o escoamento sob pressão.

Schaake (1972), considera cada conduto da rede com uma capacidade máxima determinada pela área máxima da seção transversal do próprio tubo. A relação que define a capacidade máxima e determinada como a seguir:

$$Q_{\max} = \alpha \cdot A_{\max}^m \quad (2.30)$$

onde,  $Q_{\max}$ : vazão máxima do trecho ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $A_{\max}$ : área máxima ( $\text{m}^2$ ).

Os excedentes são armazenados num reservatório fictício, sendo o mesmo esvaziado assim que a rede apresenta condições. Esta limitação deve-se a que a vazão é função somente da área molhada ou do tirante hidráulico do escoamento e não da declividade da linha de energia. Assim para qualquer condição de fluxo sob pressão a vazão calculada pela onda cinemática é constante e determinada pela equação (2.30). Portanto trata-se de uma restrição intrínseca da descrição matemática.

O modelo SWMM (EPA, 1976) não considera uma solução exata para o escoamento sob pressão. Quando isto acontece, o modelo utiliza na estimativa da linha piezométrica uma aproximação baseada na analogia da tubulação com uma chaminé, calculando uma área fictícia de seção horizontal, com as características apresentadas na figura (2.4).

$$A_s(t) = A_{s0} - \frac{h(t)}{h_1} \cdot (A_{s0} - A_{s1}) \quad \text{se } h(t) < 0,75 \cdot h_1 \quad (2.31)$$

$$A_s(t) = A_{s1} \quad \text{se } h(t) \geq 0,75 \cdot h_1 \quad (2.32)$$

onde,  $h_1$ : desnível entre a geratriz superior da tubulação e a boca de lobo (m);  $A_0$ : área da tubulação para a seção cheia ( $m^2$ ); e  $A_{s1}$ : área fictícia para  $0,75 h_1$  em ( $m^2$ ); como máximo 5 pés quadrados, sendo  $A_{s0} < A_{s(t)}$ .

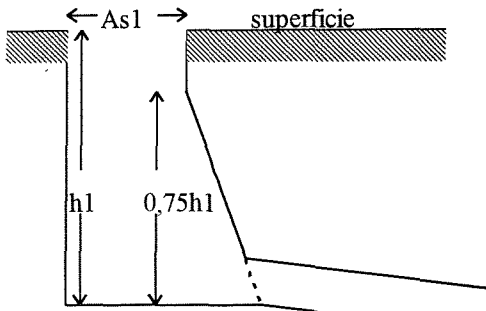


Figura 2.4. aproximação da Boca de Lobo no SWMM.

A estimativa da seção horizontal é utilizada na equação de continuidade proposta dentro do poço de visita. Quando o nível de água dentro da boca de lobo atinge o nível superior do terreno,  $h(t)$  torna-se uma constante, nestas condições o fluxo de água exterior é considerado uma perda do sistema, não retornando à rede.

Machado (1981) no seu Modelo Hidrológico Determinístico, não faz referência de algum algoritmo para escoamento sob pressão, sendo que a metodologia empregada é a Onda Cinemática com esquema numérico não linear apresentado por Li (1975). No caso de considerar o de fluxo sob pressão admite-se uma hipótese semelhante a de Schaake, onde cada conduto teria uma condição de vazão máxima, para qualquer altura piezométrica acima do tirante hidráulico.

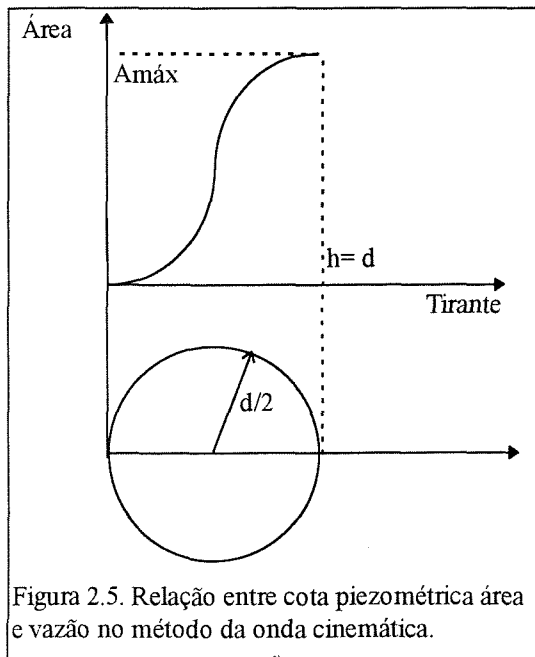


Figura 2.5. Relação entre cota piezométrica área e vazão no método da onda cinemática.

Nos modelos de onda cinemática nos quais não é providenciado um algoritmo para escoamento sob pressão, equivale a assumir que a parcela da vazão acima da vazão máxima é uma perda do sistema. A figura 2.5 mostra a relação entre a área molhada e a altura piezométrica de um conduto. Se o modelo acumula os excedentes acima da vazão máxima do trecho, para escoá-los logo que a vazão afluyente ao trecho seja menor à máxima, então a vazão de esvaziamento será igual à diferença entre a vazão máxima e afluyente ao trecho. Isto deve-se a que a

vazão para alturas piezométricas acima do diâmetro da tubulação calculadas pela onda cinemática será igual a uma constante.

Price e Kidd (1978) introduziram uma modificação na equação de Colebrook-White para a estimativa da perda de carga quando acontece o fluxo sob pressão.

$$h = \frac{Q^2 \cdot L}{2g \cdot A^2} \left\{ \left[ 16 \cdot R \cdot \log_{10} \left( \frac{14.8 \cdot R}{ks} \right) \right]^{-2} + \alpha \right\} - s \cdot L \quad (2.33)$$

onde, h: Altura da linha de energia acima do fundo da tubulação no começo do trecho considerado (m),  $\alpha$ : Fator de perda de carga na entrada da tubulação, definido no intervalo (0,2 ; 1,5).

O fator de perda de carga  $\alpha$  é função do ângulo definido pelos alinhamentos entre o trecho em questão (ou trecho de saída) e os trechos afluentes à boca de lobo (ou trechos de chegada). As outras variáveis e parâmetros correspondem aos definidos nos itens anteriores deste Capítulo.

### **Armazenamento na superfície**

O armazenamento na superfície utiliza-se como o algoritmo que auxilia o escoamento sob pressão. Os modelos apresentados por Schaake (1972), HYDRAN (HMSO, 1976), e ILLUDAS segundo Terstriep e Stall (1974), armazenam os volumes escoados acima da capacidade máxima dos condutos (Full Bore Capacity) num reservatório de tamanho infinito, já que não consideram o escoamento sob pressão. Quando a vazão que escoa nas tubulações volta a valores inferiores à capacidade máxima de condução das tubulações, os programas diminuem os volumes previamente armazenados considerando que ainda se mantém nas condições de capacidade máxima.

O modelo TRRL, segundo Watkins (1962), não leva em consideração o escoamento sob pressão, não considerando armazenamento em superfície.

O modelo SWMM (EPA, 1976) simula de forma aproximada o escoamento sob pressão e não considera o armazenamento em superfície. A maior capacidade do escoamento de um trecho estima-se em função do gradiente da linha de energia quando a cota de montante iguala-se à cota do terreno natural, considerando como perdas as vazões por cima deste valor, sendo que estes volumes não retornam posteriormente à rede.

## CAPÍTULO 3

### MODELO HIDROLÓGICO-HIDRODINÂMICO

#### 3.1. ESTRUTURA E APLICABILIDADE

Trata-se de um modelo para simulação de eventos isolados, composto de dois sub-modelos principais, os quais receberam os nomes de Módulo Bacia e Módulo Rede. A figura seguinte apresenta a estrutura geral do modelo, dividida nos dois módulos e os processos possíveis de serem simulados. A divisão dos domínios do escoamento entre os módulos acha-se definido pelos pontos nos quais os fios de água são engolidos pelas bocas de lobo.

O modelo estruturou-se em dois módulos para atender duas condicionantes, a primeira de precisão e a segunda de ordem prática.

**Condicionante de precisão:** O escoamento superficial compreende o início do fluxo nas bacias urbanas, e a sua simulação apresenta duas importantes características quais são: imprecisão na definição estrita a nível das propriedades e as elevadas declividades nestes trechos. Paralelamente, o acumulo de água na superfície das bacias urbanas é indesejável, por isto, os meios fios e sarjetas dimensionam-se, também, com declividades elevadas evitando em todas as situações a obstrução ao escoamento. Estas duas características do escoamento superficial, nos meio fios e sarjetas dispensam o emprego de modelos dinâmicos para o escoamento do Módulo Bacia. Neste módulo o escoamento simula-se através da onda cinemática.

No Módulo Rede, as declividades são, geralmente menores, por restrições econômicas dos projetos, como minimizar o volume escavado, ou por uma condição de contorno definida pelo nível d'água de jusante da bacia. Por sua vez, o escoamento neste módulo acha-se perfeitamente definido pelo traçado da rede de drenagem. Nestas condições, geralmente não é possível desprezar a componente dinâmica do escoamento. Neste módulo o escoamento simula-se através da onda dinâmica.



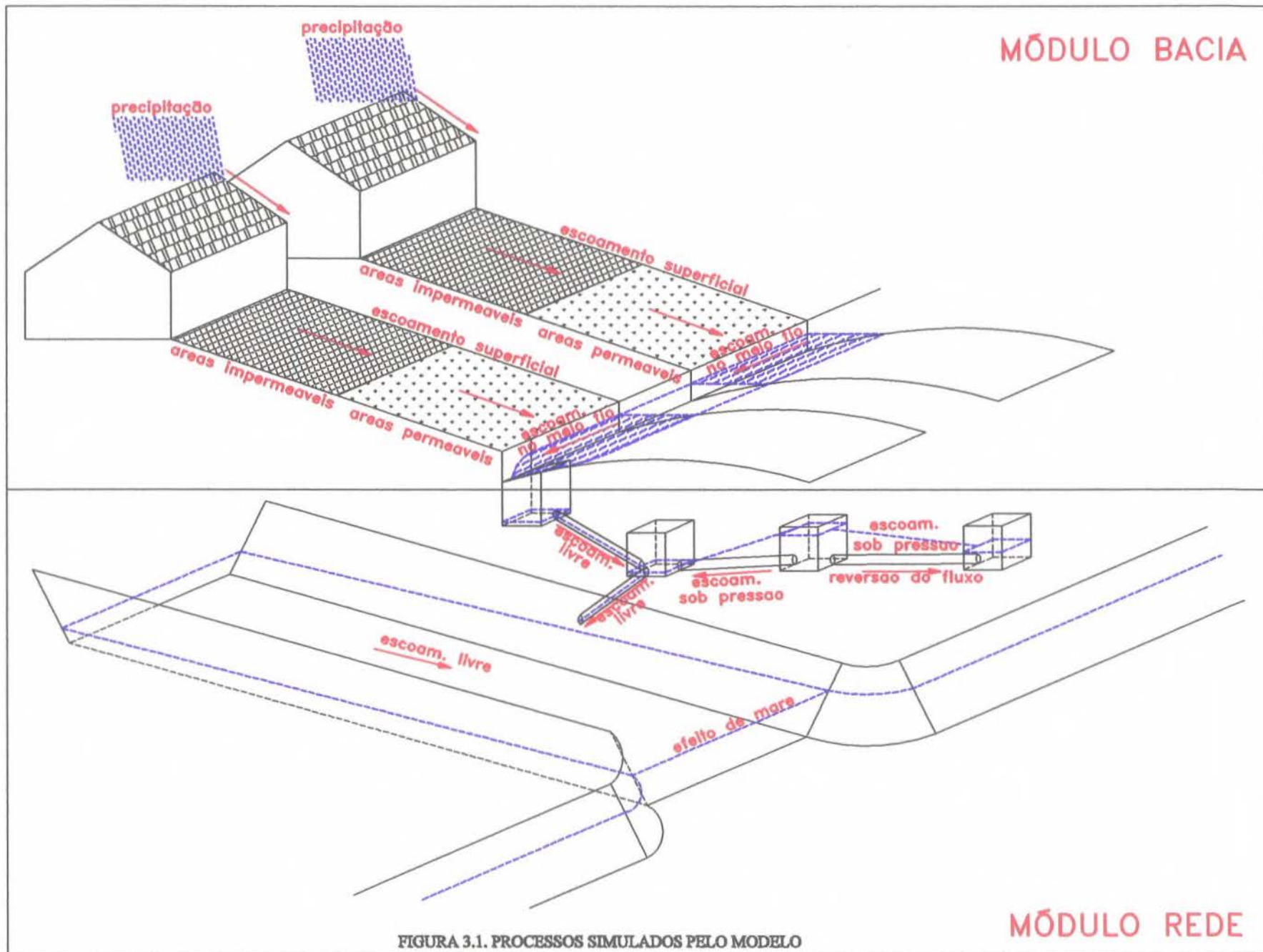


FIGURA 3.1. PROCESSOS SIMULADOS PELO MODELO

**Condicionante de ordem prática:** No estudo de eventos extremos sobre bacias urbanas existe um grau de independência na forma em que se implementam os cálculos dos escoamentos representados nos dois módulos. O escoamento do Módulo Bacia depende principalmente das características do evento extremo, ou seja, do período de recorrência do evento simulado. O escoamento do Módulo Rede depende da solução em particular, proposta para a rede de pluviais. Em outras palavras, geralmente para cada chuva de projeto calculam-se os hidrogramas de entrada às bocas de lobo, seguidamente verificam-se três ou quatro redes de pluviais alternativas.

Portanto, a divisão do modelo em dois módulos operados em seqüência atende a precisão requerida de cada escoamento e reduz o tempo de execução dos mesmos, evitando a repetição sucessiva do mesmo cálculo, a geração de grandes arquivos de dados contendo a mesma informação e em conseqüência, limita a atenção estritamente ao processo ou estrutura em estudo.

**MÓDULO BACIA.** Transforma a informação de chuva em vazão e a concentra em pontos específicos de entrada da rede de drenagem, geralmente as bocas de lobo. Neste módulo simula-se a separação da chuva que cai sobre as parcelas permeáveis e impermeáveis das bacias, o escoamento na superfície, meio fio, sarjetas e valetas, concentrando o escoamento nas bocas de lobo. A figura a seguir relaciona as entradas, saídas e principais rotinas, enquanto que a figura 3.1 é o diagrama físico dos principais processos simulados neste módulo.

O modelo requer que a bacia a simular divida-se em sub-bacias conforme com o traçado da rede de pluviais. Cada sub-bacia tem como saída uma boca de lobo.

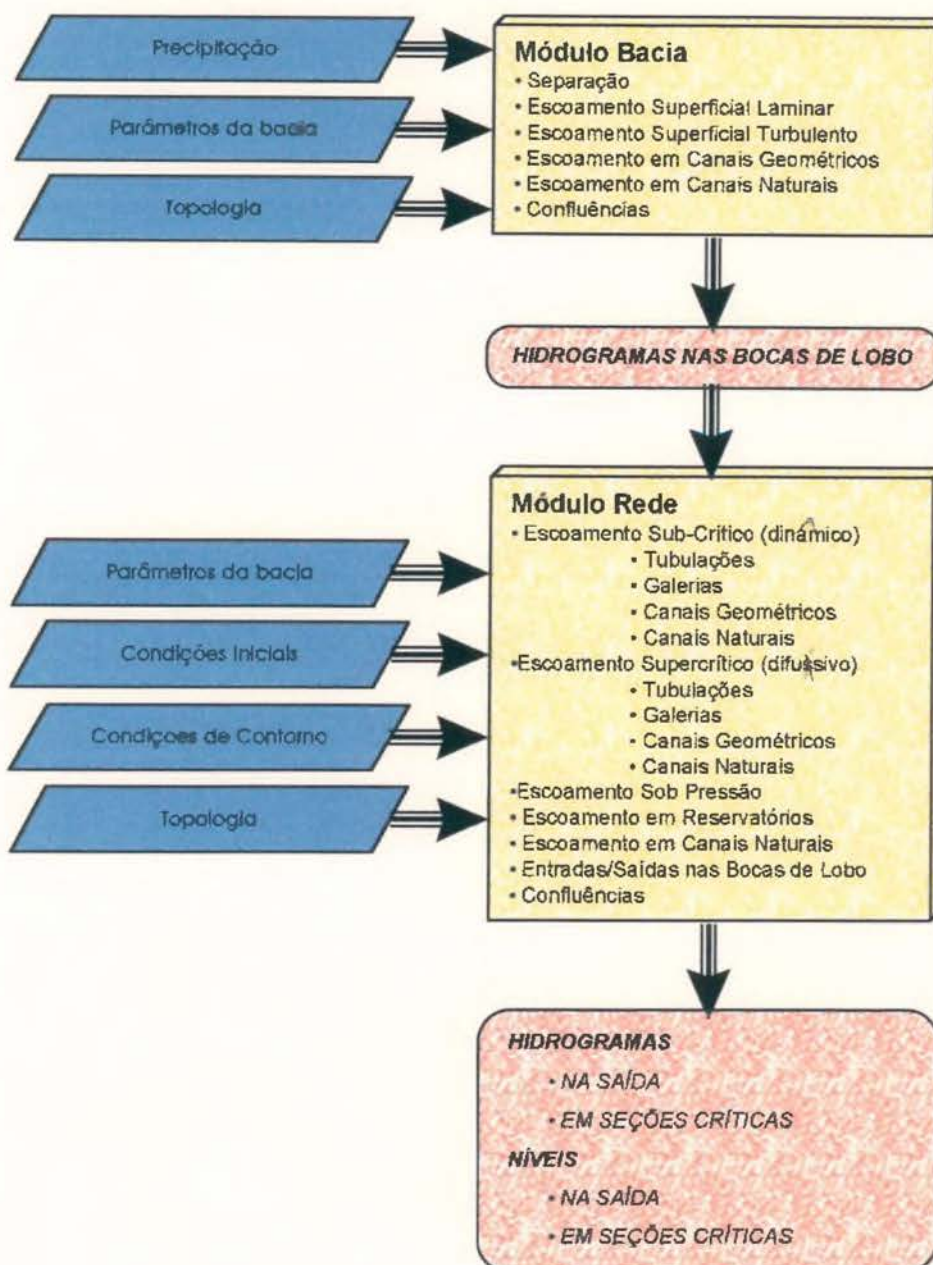


Figura 3.2. Estrutura modular do modelo proposto

O hietograma de precipitação e os parâmetros que descrevem o solo e sua cobertura são os dados de entrada da rotina de separação da chuva. A saída dessa rotina é a precipitação efetiva, como indicado na figura 3.2.

A precipitação efetiva gera o escoamento superficial, laminar ou turbulento. A rotina que simula este processo baseia-se na onda cinemática. A figura 3.1 ilustra uma das possíveis seqüências do escoamento superficial, onde o escoamento do telhado e da área impermeável são

simulados num único trecho, descarregando este no trecho da área permeável de jusante, antes de atingir o meio fio. Os dois trechos em cascata conformam o escoamento de superfície afluyente à margem direita do escoamento do meio fio, enquanto a metade da rua gera o escoamento afluyente da margem esquerda.

O escoamento concentrado, como é o caso do escoamento no meio fio, sarjetas, valetas e canais, também é simulado mediante a onda cinemática.

As afluições do escoamento superficial pelas margens esquerda e direita compõem a entrada ao escoamento no meio fio, como indicado na figura 3.1. O modelo pode simular uma sucessão de trechos com características hidráulicas diferenciadas, como também a confluência de dois ou mais trechos de meio fio.

A simulação no Módulo Bacia finaliza quando o escoamento atinge a boca de lobo. Este processo repete-se para cada sub-bacia em que for dividida a área simulada.

As condições de aplicabilidade do Módulo Bacia são determinadas segundo os dois critérios seguintes:

- A celeridade dinâmica seja maior que a celeridade cinemática; isto verifica-se se o Froude do escoamento é menor que 1,5; esta condição é necessária mais não suficiente.
- O número cinemático  $K_c$  seja maior que 20. O número cinemático foi determinado segundo a expressão a seguir, uma expressão linearizada da onda cinemática; sendo que o modelo apresentado é não linear,  $K_c$  será só um indicador aproximado da validade da aproximação.

$$K_c = \frac{S \cdot L}{F^2 \cdot y} \quad (3.1)$$

onde,  $K_c$ : número cinemático;  $S$ : declividade longitudinal do escoamento,  $L$ : comprimento longitudinal do escoamento,  $F$ : Froude, e  $y$ : profundidade representativa do escoamento.

O modelo calcula para cada intervalo de tempo o valor do número de Froude e do número cinemático, que são apresentados junto com a área e a vazão que os originaram. Assim podem-se identificar os intervalos de alguns trechos nos quais o modelo de onda cinemática não seria aplicável ( $Froude > 1,5$ ) e aqueles trechos nos quais os resultados do modelo podem ser considerados como pouco confiáveis ( $Kc < 20$ ).

**MÓDULO REDE.** Propaga as vazões afluentes em cada boca de lobo pela rede de condutos, canais e reservatórios, pertencentes à rede de drenagem pluvial.

Segundo a estrutura do modelo, um volume elementar que cair sobre uma bacia sofrerá um processo de simulação definido pelo Módulo Bacia, gerando uma saída que comporá a entrada ao Módulo Rede, sem possibilidade nenhuma de voltar ao módulo anterior, por tanto a nível de módulo o programa é unidirecional.

O escoamento em condutos e canais apresenta geralmente restrições na declividade, decorrentes de condicionantes econômicas (minimizar o volume escavado) ou pela condição de contorno de jusante da bacia simulada (o nível d'água de um canal, rio, lago ou mar). Nessas situações, a componente dinâmica não pode ser desprezada. Por isto, escolheu-se a onda dinâmica para simular o escoamento no Módulo Rede

## **3.2. MÓDULO BACIA**

### **3.2.1. Separação do escoamento**

O modelo considera que a precipitação cai em dois tipos de superfície: permeável e impermeável. As águas de chuva que caem nas áreas impermeáveis contribuem em sua totalidade ao escoamento superficial, enquanto que a precipitação sobre as áreas permeáveis são submetidas ao processo de separação. A metodologia de separação do escoamento escolhida para o modelo foi o algoritmo de Berthelot-Tucci (Tucci, 1979), na sua versão simplificada. O processo de separação baseia-se em três equações, as quais descrevem a capacidade de infiltração, percolação e o estado de umidade do solo, respectivamente.

Baseado no conceito de capacidade de infiltração, a qual define-se como a máxima velocidade com que a água se infiltra no solo, a capacidade de infiltração é descrita por a equação de Horton (1933).

$$I = I_b + (I_0 - I_b) * h^t \quad (3.2)$$

onde, I: capacidade de infiltração, em (mm/Dt), I<sub>b</sub>: assíntota horizontal, da curva capacidade de infiltração é nula, em mm/Dt, h: parâmetro de decaimento da capacidade de infiltração, definido como  $h = e^{-k}$ , o parâmetro empírico k depende das características dos solos, t: tempo contado desde quando I = I<sub>0</sub>, em mm/Dt,

A percolação é definida segundo a expressão a seguir, referida ao mesmo origem do eixo temporal.

$$T = I_b * (1 - h^t) \quad (3.3)$$

onde, T: percolação, em mm/Dt.

A utilização do mesmo parâmetro de decaimento para descrever o processo de infiltração e o de percolação é a simplificação mais importante feita nesta metodologia.

O estado do sistema se estabelece através do análise da conservação da massa por unidade de área na região não saturada do solo.

$$\frac{dS}{dt} = I - T \quad (3.4)$$

onde, S: Armazenamento de água no solo, em mm.

Substituindo na equação (3.4) as expressões (3.2) e (3.3) obtém-se a expressão seguinte.

$$S - S_0 = \frac{I_0}{\ln(h)} * (h^t - 1) \quad (3.5)$$

onde,  $S_0$ : Armazenamento de água no solo para  $t = 0$ , em mm.

Isolando  $h^t$  das equações (3.2) e (3.3) e substituindo na (3.5), obtêm-se as expressões de armazenamento em função da capacidade de infiltração e da percolação.

$$S = a_i + b_i * I \quad (3.6)$$

$$S = b_t * T \quad (3.7)$$

$$a_i = \frac{-I_0^2}{(I_0 - I_b) * \ln(h)} \quad (3.8)$$

$$b_i = \frac{I_0}{(I_0 - I_b) * \ln(h)} \quad (3.9)$$

$$b_t = \frac{-I_0}{I_b * \ln(h)} \quad (3.10)$$

Nas equações (3.5) até (3.10) foi suposto que para  $t = t_0$ , o armazenamento  $S = S_0$  é nulo. Como consequência desta segunda simplificação a percolação assume um valor real positivo sempre que o armazenamento no solo não seja nulo ( $S \neq 0$ ).

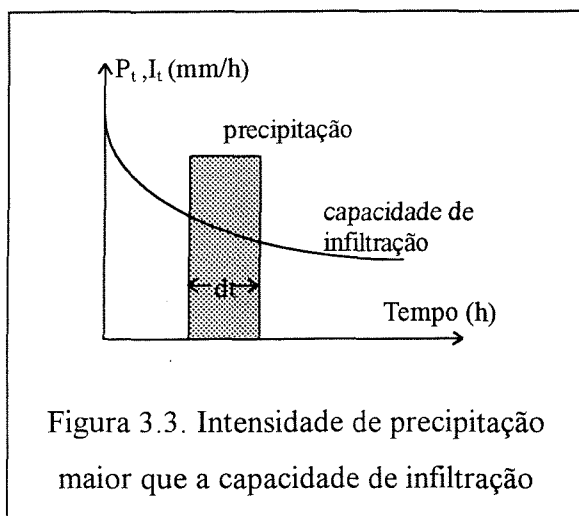
Assim com os dados de precipitação discretizados em intervalos de duração  $Dt$ , podem ser aplicadas as equações (3.2) até (3.10), simulando o processo de separação. Como a metodologia baseia-se numa curva potencial, devem ser consideradas três situações possíveis:

- Precipitação maior que a capacidade de infiltração em todo o intervalo,
- Precipitação menor que a capacidade de infiltração em todo o intervalo, e

- Precipitação maior que a capacidade de infiltração no começo e menor no fim do intervalo.

a. **Precipitação maior que a capacidade de infiltração em todo o intervalo:** A situação em consideração é ilustrada na figura a seguir. A capacidade de infiltração ao final do intervalo  $I_{t+dt}$  calcula-se na base da expressão (3.2), com as particularidades indicadas pela expressão a seguir.

$$I_{t+dt} = I_b + (I_t - I_b) * h^{dt} \quad (3.11)$$



O armazenamento  $S_{t+dt}$  no fim do intervalo de cálculo, determina-se mediante a expressão (3.6), e a percolação através da equação (3.7). O volume escoado  $V_e$  calcula-se como a integral da diferença entre a intensidade de precipitação menos a capacidade de infiltração no intervalo, ou seja:

$$V_e = \int_t^{t+dt} (P\tau - I\tau) * d\tau \quad (3.12)$$

Resultando na expressão seguinte:

$$V_e = (P_{t+dt} - I_b) * dt - \frac{(I_t - I_b)}{\ln(h)} * (h^{dt} - 1) \quad (3.13)$$

Já o volume percolado  $V_p$  calcula-se pela integração da expressão (3.7) entre  $t$  e  $t+dt$ , cuja expressão final apresenta-se a seguir.



$$V_p = I_b * dt - \frac{(T_{t+dt} - T_t)}{\ln(h)} \quad (3.14)$$

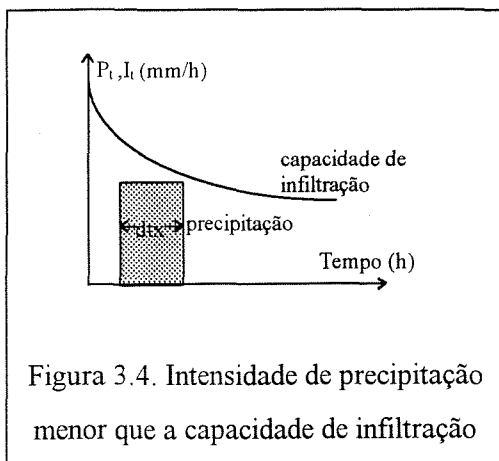
**b. Precipitação menor que a capacidade de infiltração em todo o intervalo:** Neste caso a equação da capacidade de infiltração não pode-se aplicar diretamente, pois ela representa uma condição potencial (precipitação maior que capacidade de infiltração) a qual não é válida. Assim a capacidade de infiltração é atualizada mediante a expressão (3.6) em função do armazenamento no solo, que por sua vez estima-se mediante a equação seguinte:

$$S_{t+dt} = b_t + P_t * dt - \frac{T_{t+dt} + T_t}{2} * dt \quad (3.15)$$

Na equação (3.15)  $T_{t+dt}$  é desconhecido, portanto substituindo a expressão (3.7) na expressão (3.15), chega-se à expressão final de umidade do solo em função da precipitação no intervalo de cálculo e do armazenamento no início do mesmo intervalo.

$$S_{t+dt} = \frac{dt}{\left\{1 + \frac{dt}{2 * b_t}\right\}} * P_{t+dt} + \frac{\left\{1 - \frac{dt}{2 * b_t}\right\}}{\left\{1 + \frac{dt}{2 * b_t}\right\}} * S_t \quad (3.16)$$

**b.1. Intensidade de precipitação menor que a capacidade de infiltração no fim do**



**intervalo:** A situação em consideração é ilustrada na figura a seguir. A intensidade de precipitação é sempre menor que a capacidade de infiltração no intervalo de cálculo, assim toda a água precipitada infiltra-se no solo, consequência disto o volume escoado é nulo. O volume percolado é determinado mediante a equação a seguir, função da variação do armazenamento e a precipitação no intervalo de cálculo.

$$V_p = S_t - S_{t+dt} + P_t \cdot dt \quad (3.17)$$

A capacidade de infiltração e a percolação são estimadas em função do armazenamento de água no solo, segundo as expressões (3.6) e (3.7).

**b.2. Capacidade de infiltração maior que a intensidade de precipitação no começo do intervalo e menor no fim. :** A situação em consideração é ilustrada na figura a seguir. Este caso

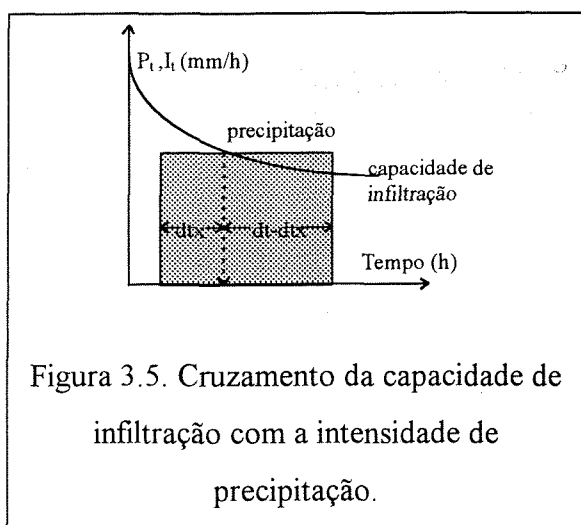


Figura 3.5. Cruzamento da capacidade de infiltração com a intensidade de precipitação.

corresponde ao cruzamento da curva de capacidade de infiltração com a intensidade de infiltração, dentro de um intervalo de cálculo, o qual divide-se em dois subintervalos, onde são válidas as seqüências dos casos **b** e **a**, respectivamente. O comprimento do primeiro subintervalo dt<sub>x</sub> calcula-se supondo válido o caso **b**, assim calcula-se o armazenamento S<sub>x</sub> em função da capacidade de infiltração, segundo a expressão (3.6), a qual será igual a precipitação no ponto de

interseção. Com o armazenamento acha-se a percolação T<sub>x</sub> mediante a equação (3.7).

O primeiro subintervalo dt<sub>x</sub> calcula-se isolando-o da expressão (3.16) substituindo o valor achado de armazenamento S<sub>x</sub>, segundo mostra-se na equação seguinte.

$$dt_x = \frac{2 * b_t * (S_x - S_t)}{2 * b_t * P - S_x - S_t} \quad (3.18)$$

Posteriormente estabelece-se o segundo subintervalo de tempo, como a diferença entre o valor do intervalo menos o do subintervalo calculado pela expressão (3.18), com o qual passa-se a calcular como no caso **a**.

### Parâmetros:

Os parâmetros necessários são:

- Capacidade de infiltração máxima  $I_0$ ,
- Capacidade de infiltração final  $I_b$ ,
- parâmetro de decaimento  $h = e^{-k}$ ,
- vazão do fluxo base  $Q_0$ , no começo da precipitação.

Com eles são determinados os parâmetros  $a_i$ ,  $b_i$  e  $b_t$  definidos pelas equações (3.8), (3.9) e (3.10). Aceitando como hipótese que a percolação acha-se num regime, pode-se substituir a percolação pela vazão do fluxo base, na equação (3.7), achando assim o estado inicial de umidade do solo. Substituindo o estado de umidade inicial do solo na equação (3.6), determina-se a capacidade de infiltração do solo no começo da chuva.

A precipitação que contribui ao escoamento em cada bacia estima-se como a fração proveniente das áreas permeáveis e impermeáveis segundo ilustra-se na figura a seguir.

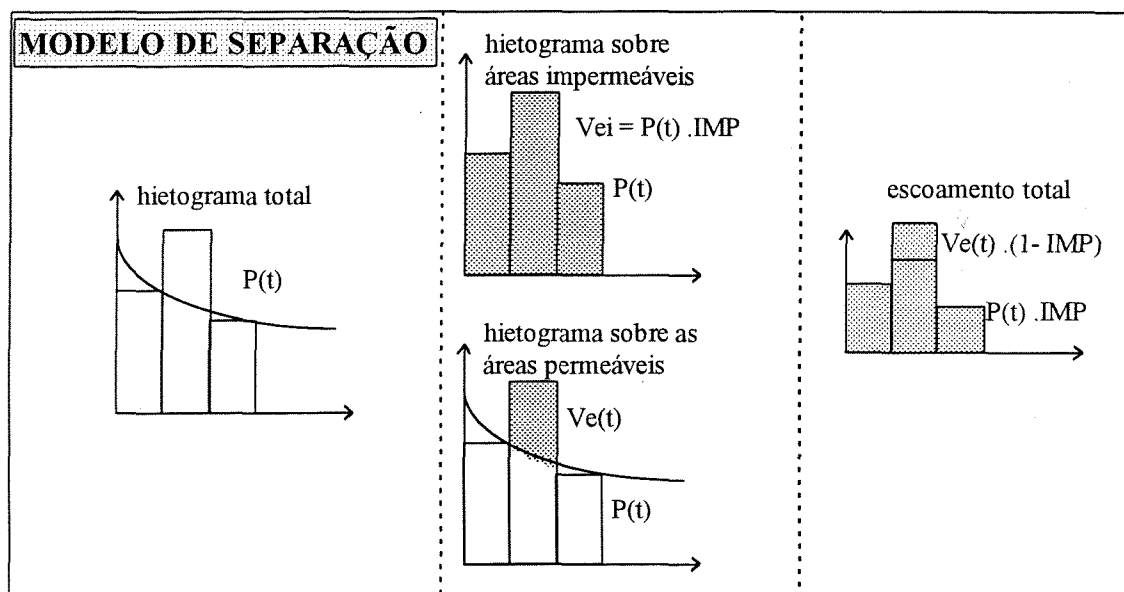


Figura 3.6. Critério de separação da chuva entre áreas permeáveis e impermeáveis.

$$Q_{lat, t} = P_t \cdot IMP + V_e \cdot (1 - IMP) \quad (3.19)$$

onde, IMP: parcela impermeável (adimensional).

Portanto, a precipitação total em cada intervalo divide-se em duas parcelas, a que cai sobre as áreas impermeáveis e contribui na sua totalidade ao escoamento superficial e a que cai sobre as áreas permeáveis, a qual é submetida ao algoritmo de separação para se obter o volume escoado no intervalo.

### 3.2.2. Escoamento superficial

O modelo de escoamento superficial baseia-se no método da onda cinemática apresentado por Schaake (1971). A solução conjunta da equação da continuidade e da onda cinemática resulta numa equação explícita a qual aplica-se o método de diferenças finitas através de um esquema modelo de três pontos explícito e não linear. A equação a seguir apresenta a forma da onda cinemática utilizada no programa.

$$Q = \alpha * A^m \quad (3.20)$$

onde, Q: vazão,  $\alpha$  e m: parâmetros (constantes) que dependem das características físicas, A: área.

A equação da continuidade empregada, para um fluido incompressível, unidimensional, com aporte lateral uniformemente distribuído, tem a seguinte forma.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (3.21)$$

onde, q: aporte lateral uniforme por unidade de comprimento, t: tempo, e x: dimensão espacial.

Substituindo a equação (3.20) na (3.21), chega-se à equação explícita cuja única variável é a área.

$$\alpha * m * A^{m-1} * \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (3.22)$$

A figura (3.7) mostra o esquema numérico de três pontos, enquanto as expressões a seguir representam a avaliação discreta dos termos da equação (3.22).

$$\frac{\partial A}{\partial x} \cong \frac{A(x, t + dt) - A(x - dx, t + dt)}{dx} \quad (3.23)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} \cong \frac{A(x, t + dt) - A(x, t)}{dt} \quad (3.24)$$

$$\alpha * m * A^{m-1} \cong \alpha * m * \left\{ \frac{A(x - dx, t + dt) + A(x, t)}{2} \right\}^{m-1} \quad (3.25)$$

$$q \cong \frac{q(x, t) + q(x, t + dt)}{2} \quad (3.26)$$

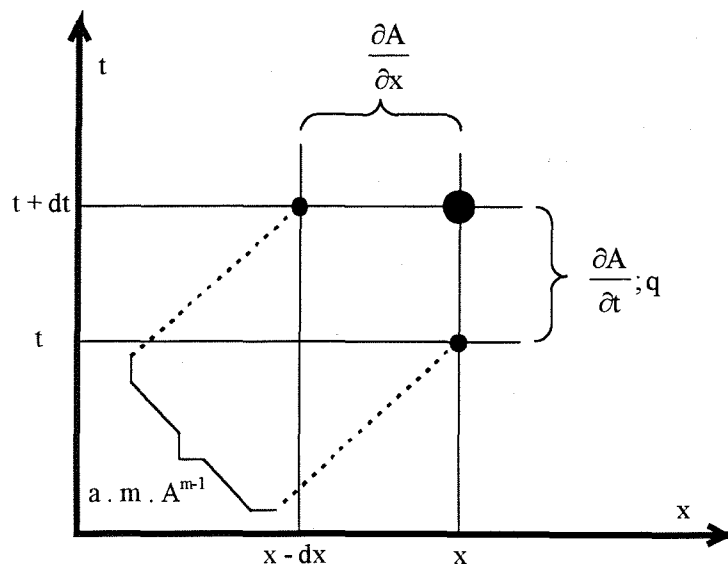


Figura 3.7. Esquema numérico de Schaaque

Substituindo as aproximações (3.23) a (3.26), na equação (3.22), chega-se à expressão empregada no modelo.

$$A(x, t + dt) = \frac{1}{1 + \theta} \cdot \left\{ A(x, t) + \theta \cdot A(x - dx, t + dt) + \frac{dt}{2} \cdot [q(x, t) + q(x, t) + dt] \right\} \quad (3.27)$$

Onde:  $\theta = \alpha^* \cdot \frac{dt}{dx}$  (3.28)

$$\alpha^* = \alpha \cdot m \cdot \left\{ \frac{A(x - dx, t + dt) + A(x, t)}{2} \right\}^{m-1} \quad (3.29)$$

**Parâmetros do modelo de escoamento superficial:** Os parâmetros do modelo estabeleceram-se mediante analogia com a equação de Manning, para fluxo permanente.

$$Q = \left\{ \frac{S_o^{0,5}}{n \cdot P^{2/3}} \right\} \cdot A^{5/3} \quad (3.30)$$

onde,  $S_o$ : declividade do fundo do escoamento (m/m),  $n$ : coeficiente de Manning e  $P$ : perímetro molhado (m).

Da equação (3.30) resultam as expressões gerais dos parâmetros  $\alpha$  e  $m$ , que são dadas a seguir.

$$\alpha = \left\{ \frac{S_o^{0,5}}{n \cdot P^{2/3}} \right\} \quad (3.31)$$

$$m = 5/3 \quad (3.32)$$

Foram implementadas as simulações de escoamento superficial, em regime turbulento e laminar, escoamento em canal triangular e canal retangular, com a possibilidade também de especificação externa de  $\alpha$  e  $m$ . Na tabela (3.1) são apresentadas as expressões particulares para cada um dos escoamentos possíveis de serem simulados nesta rotina.

Tabela 3.1. Resumo dos parâmetros alfa e m

| TIPO DE SEÇÃO            | Parâmetros                          |      |
|--------------------------|-------------------------------------|------|
|                          | $\alpha$                            | m    |
| Overland flow laminar    | $\frac{64,4 \cdot S_0}{n}$          | 3,0  |
| Overland flow turbulento | $\frac{S_0^{0,5}}{n \cdot P^{2/3}}$ | 5/3  |
| Canal retangular         | $\frac{S_0^{0,5}}{n \cdot P^{2/3}}$ | 5/3  |
| Canal triangular         | $\frac{S_0^{0,5}}{n \cdot P^{1/3}}$ | 1,33 |
| especificação externa    | $\alpha$                            | m    |

### 3.3. MÓDULO REDE

Este Módulo emprega o modelo apresentado por Villanueva (1990), baseado nas equações completas de Saint Venant. Para a solução das equações diferenciais, utiliza-se o método das diferenças finitas, mediante um esquema de quatro pontos implícito (esquema de Preissmann). O modelo tem capacidade para modelar o fluxo subcrítico, supercrítico, a superfície livre ou sob pressão, este último mediante o artifício da fenda de Preissmann.

As discretizações das equações (Villanueva, 1990) nas seções são relacionadas em cada sub-trecho pelo esquema de diferenças finitas, gerando um sistema de equações não linear, chamado pelo autor de “sistema geral de equações”. Este processo gera uma matriz esparsa, resolvida pela combinação de um algoritmo de eliminação local e um método iterativo. O algoritmo de eliminação local estabelece relações lineares recursivas em função dos nós. Cada trecho soma sua componente aos nós de montante e jusante mais próximos. Desta forma, a solução formula-se como uma matriz de coeficientes dos valores particulares das variáveis independentes em cada nó. Uma vez resolvido este sistema o modelo calcula as variáveis dependentes nas seções entre os nós de cada trecho.

A seqüência anterior repete-se até que a maior diferença das variáveis independentes entre duas iterações sucessivas seja menor que a precisão prefixada. Segundo Villanueva (1990) este procedimento minimiza os cálculos e os erros.

### 3.3.1 Escoamento subcrítico

O programa simula o escoamento subcrítico mediante as equações de continuidade e a equação de quantidade de movimento na sua forma divergente.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.33)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{Q^2}{A} \right\} + g \cdot A \cdot \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} - S_o \right\} + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad (3.34)$$

### 3.3.2. Escoamento sob pressão

A expressão (3.33), junto as duas equações seguintes são utilizadas para simular o escoamento dinâmico do fluxo sob pressão.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{Q^2}{A} \right\} + g^* A_o^* \left\{ \frac{\partial H}{\partial x} - S_o \right\} + g^* A_o^* S_f = 0 \quad (3.35)$$

$$B = \frac{g^* A_o}{a^2} \quad (3.36)$$

onde,  $A_o$ : área transversal do conduto,  $a$ : celeridade da onda do golpe de aríete,  $H$ : altura piezométrica, e  $B$ : largura da fenda de Preissmann (vide figura a seguir).



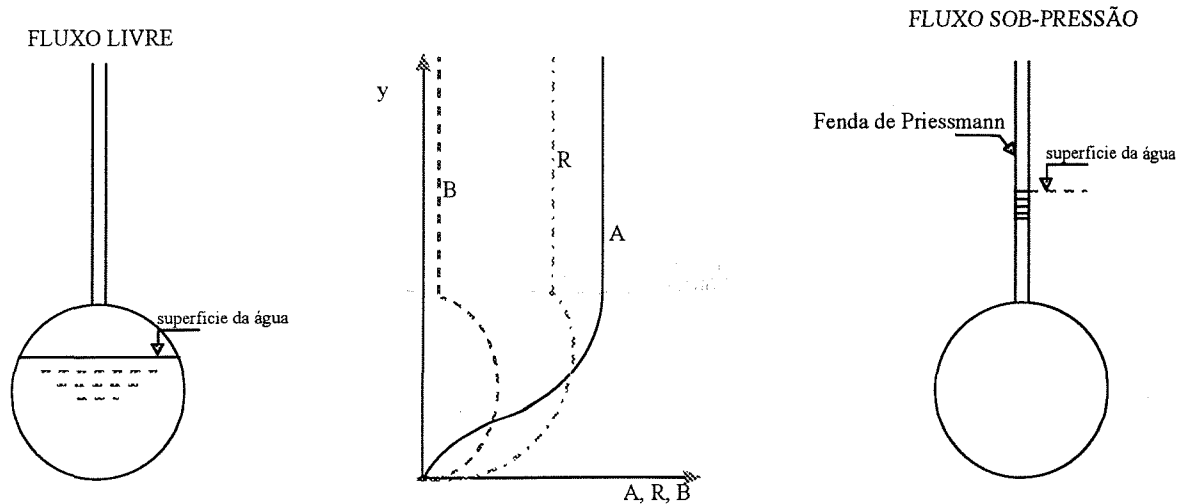


Figura 3.8. A fenda de Priessmann (segundo Chaudry, apud Villanueva 1990)

Notação: B é a largura do escoamento, R é o raio hidráulico e A é a área molhada.

A equação (3.35) é análoga à equação (3.34), enquanto que a equação (3.36) representa a expressão do coeficiente da equação (3.33) para o caso de fluxo sob pressão. A equação (3.35) utiliza o algoritmo conhecido como fenda de Priessmann, a qual baseia-se no princípio que o escoamento sob pressão numa tubulação pode aproximar-se ao escoamento da tubulação fictícia com as mesmas características que a anterior, e cuja única diferença é uma abertura longitudinal na sua parte superior, continuando-se o contorno da tubulação por cima da fenda segundo duas paredes paralelas de altura infinita, como indicado na figura 3.8. Sob a hipótese anterior o fluxo sob pressão no tubo real é resolvido como se fosse o escoamento a fluxo sob pressão no escoamento a fluxo livre no tubo fictício. O parâmetro característico é largura da fenda B, a qual calcula-se segundo a expressão (3.36).

### 3.3.3. Escoamento supercrítico

Na medida que o escoamento se acelera é dizer, na medida que o escoamento tende de subcrítico para supercrítico diminui a importância relativa dos termos de inércia na equação (3.34), enquanto que as soluções aos métodos numéricos que utilizam a equação anterior tornam-se instáveis.

Villanueva (1990) desprezou os termos de inércia no escoamento tornando-se num modelo difusivo, no qual a equação (3.34) substitui-se pela equação a seguir.

$$\frac{\partial h}{\partial x} - Sf = 0 \quad (3.37)$$

### 3.3.4. Condições de contorno internas

São definidas como condições de contorno internas aquelas situações que não podem ser simuladas mediante as equações (3.33) a (3.37). Este programa tem capacidade para simular confluências e poços de visita.

#### Confluências

As confluências são simuladas através de duas equações, a da continuidade (somatório das vazões igualadas a zero) e a igualação dos tirantes dos trechos de chegada e saída na seção da confluência. A figura seguinte ilustra uma confluência, com dois trechos afluentes (1 e 2) e um defluente (3) e estabelece as duas equações para um tempo genérico  $i$ .

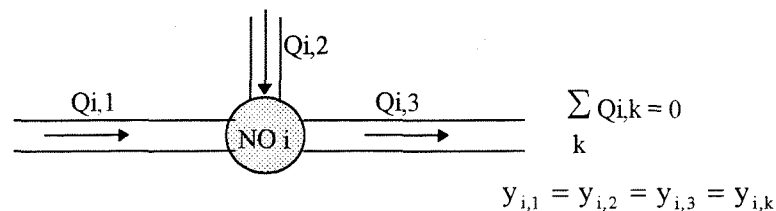


Figura 3.9. Condição de contorno por confluências da rede

#### Poços de Visita

Os poços de visita consideram o armazenamento dentro deles, as perdas de carga na entrada e na saída e o intercâmbio de água com a superfície na forma de vazão afluente ou defluente, dependendo do nível piezométrico de água dentro da tubulação e o nível da água acumulada em superfície sobre a boca de lobo.

O modelo adota uma discretização fixa para a simulação dos poços de visita, composta por quatro seções, como indicado na figura a seguir.

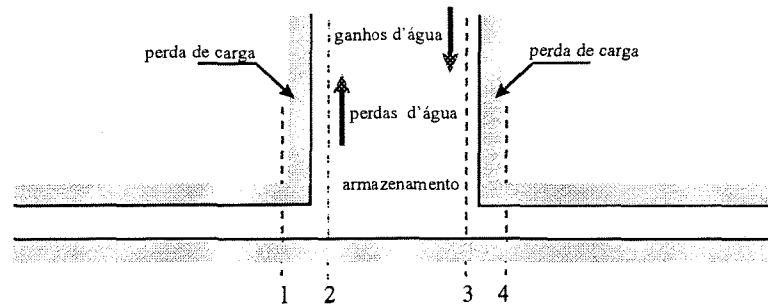


Figura 3.10. Discretização do poço de visita adotada pelo modelo.

As perdas de carga (vide figura 3.10) são consideradas como acontecendo entre as seções 1 - 2 e 3 - 4. A perda de carga entre estas seções calcula-se através da equação da linha de energia (Villanueva, 1990).

$$y_i + \frac{V_i}{2g} = y_{i+1} + \frac{V_{i+1}}{2g} + hf \quad (3.38)$$

$$hf = C_p \frac{(V_c - V_p)^2}{2g} \quad (3.39)$$

$$hf = C_p \frac{V_c^2}{2g} \quad (3.40)$$

onde,  $y_i$ : tirante na seção  $i$ ,  $V_i$ : velocidade na seção  $i$ ;  $V_c$ : Velocidade no conduto;  $V_p$ : Velocidade no poço de visita e  $C_p$ : coeficiente da perda de carga na entrada/saída do poço de visita.

Nos poços de visita e bocas de lobo apresenta-se uma das situações seguintes: escoamento a fluxo livre, com ou sem vazão entrante de superfície; escoamento sob pressão e nível piezométrico menor que a altura do poço de visita, com ou sem vazão entrante de superfície; escoamento sob pressão e nível piezométrico maior que a altura do poço de visita, com vazão entrante de superfície; e escoamento sob pressão e nível piezométrico maior que a altura do poço de visita, com vazão saindo à superfície. As situações anteriores ilustram-se na figura a seguir.

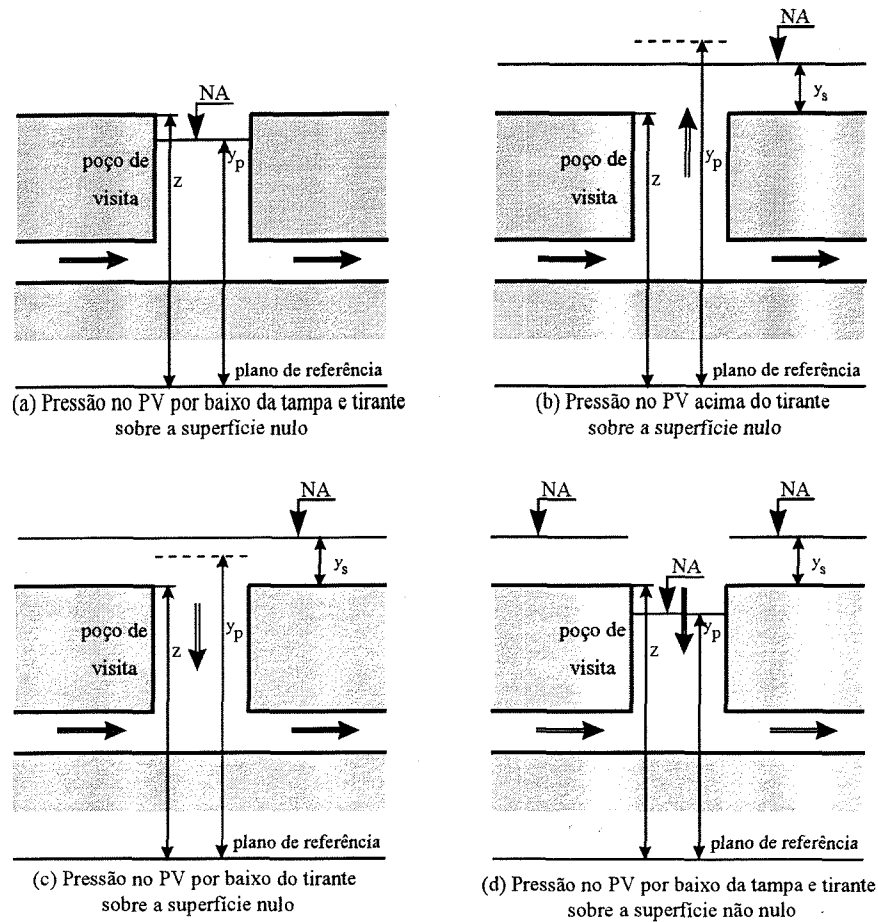


Figura 3.11. Funcionamento sob pressão dos Poços de Visita

As perdas de energia na entrada e na saída do poço de visita são consideradas como pontuais. As equações empregadas são as de Abbott (1982).

As perdas e ganhos que acontecem entre as seções 2 e 3 dos poços de visitas calculam-se através da fórmula do vertedouro (vide figura 3.11).

$$Q_{io} = C_v \cdot h \cdot \sqrt{\Delta H}$$

Onde:

$$\Delta H = |y_p - z - y_s| \quad \text{se } y_p > z; \quad \text{ou} \quad \Delta H = y_s \quad \text{no outro caso}$$

$$h = y_s \quad \text{se } y_p < z + y_s; \quad \text{ou} \quad h = y_p - z \quad \text{no outro caso}$$

$C_v$ : coeficiente de descarga do vertedouro.

### 3.3.5. Esquema Numérico

O esquema numérico escolhido é o de Preissmann, de quatro pontos, implícito. As duas variáveis dependentes são o tirante  $y$  e a vazão  $Q$ , as que são substituídas através da aproximação seguinte:

$$f_{(x,t)} \cong \frac{\theta}{2} \{f_{j+1}^{t+1} + f_j^{t+1}\} + \frac{(1-\theta)}{2} \{f_{j+1}^t + f_j^t\} \quad (3.41)$$

onde,  $f_{(x,t)}$ : aproximação da função no ponto  $P(x,t)$  pertencente à região  $[[x_j; x_{j+1}]; [t^t; t^{t+1}]]$ . A função  $f$  corresponde a qualquer uma das variáveis dependentes,  $y_{(x,t)}$  ou  $Q_{(x,t)}$ .

A derivada da variável  $f(x,t)$  em relação a  $t$  é aproximada por:

$$\frac{\partial f}{\partial t} \cong \frac{f_{j+1}^{t+1} - f_{j+1}^t + f_j^{t+1} - f_j^t}{2\Delta t} \quad (3.42)$$

onde,  $\frac{\partial f}{\partial t}$ : derivada parcial da variável dependente respeito ao tempo.

A derivada da variável  $f(x,t)$  em relação a  $x$  é aproximada por:

$$\frac{\partial f}{\partial x} \cong \theta \cdot \frac{f_{j+1}^{t+1} - f_j^{t+1}}{\Delta x} + (1-\theta) \cdot \frac{f_{j+1}^t - f_j^t}{\Delta x} \quad (3.43)$$

onde,  $\frac{\partial f}{\partial x}$ : derivada parcial da variável dependente respeito à coordenada espacial  $x$  (modelo unidimensional). As equações anteriores são válidas quando  $0.5 \leq \theta \leq 1.0$

#### Algoritmo de Iteração

Segundo Abbott (1982), a variável dependente pode-se calcular, como

$$f^{t+dt} = f^t + \Delta f \quad (3.44)$$

Como o modelo emprega um procedimento iterativo a expressão anterior modifica-se para:

$$f^{t+dt} = f^* + \Delta f \quad (3.45)$$

onde,  $f^{t+dt}$ : estimativa da variável dependente na iteração que está sendo calculada e  $f^*$ : estimativa da variável dependente na iteração anterior.

A equação (3.45), sob tirantes muito pequenos ou próximos ao topo das tubulações, pode oscilar alternadamente entorno da solução sem convergir para esta. Para estas situações, Villanueva (1990) modificou o passo, filtrando a solução, segundo a expressão a seguir.

$$f^{t+dt} = f^* + \frac{\Delta f}{2} \quad (3.46)$$

As primeiras iterações são resolvidas pela expressão (3.45) que apresenta uma maior velocidade de convergência. A partir de um número prefixado de iterações, se a condição de precisão não foi satisfeita, o modelo emprega a expressão (3.46).

Substituindo a equação anterior no esquema de Preissmann, para as variáveis  $y$ ,  $Q$ ,  $A$ ,  $K$  e  $B$ , chega-se as expressões da continuidade e a onda dinâmica em função de  $\Delta y$ ,  $\Delta Q$ ,  $\Delta A$ ,  $\Delta B$  e  $\Delta K$ .

Os incrementos das variáveis  $\Delta A$ ,  $\Delta B$  e  $\Delta K$  linearizam-se através das suas derivadas parciais em respeito do tirante hidráulico, como indicado a seguir.

$$\Delta A = \left. \frac{\partial A}{\partial y} \right|_{y=y^*} \cdot \Delta y \quad (3.47)$$

$$\Delta B = \left. \frac{\partial B}{\partial y} \right|_{y=y^*} \cdot \Delta y \quad (3.48)$$

$$\Delta K = \left. \frac{\partial K}{\partial y} \right|_{y=y^*} \cdot \Delta y \quad (3.49)$$

As variáveis  $\Delta B$  e  $\Delta K$  tem um tratamento diferenciado nas seções circulares, quando acham-se nas proximidades do fundo ou do topo, para evitar a instabilidade numérica da solução.

Finalmente, as equações (3.36) e (3.37) podem ser expressas em função de  $\Delta y$  e  $\Delta Q$ , segundo as equações a seguir (Villanueva, 1990).

$$A \cdot \Delta y_{i+1} + B \cdot \Delta Q_{i+1} + C \cdot \Delta y_i + D \cdot \Delta Q_i + G = 0 \quad (3.50)$$

$$A' \cdot \Delta y_{i+1} + B' \cdot \Delta Q_{i+1} + C' \cdot \Delta y_i + D' \cdot \Delta Q_i + G' = 0 \quad (3.51)$$

Os coeficientes das equações anteriores são função das variáveis dependentes e dos valores da iteração anterior de  $y$  e  $Q$ .

Os coeficientes das equações (3.50) e (3.51) tem expressões apropriadas para a onda dinâmica, difusiva e as condições de contorno internas.

A presença de poços de visita considerou-se como uma condição de contorno interna, nestes casos usou-se a expressão da perda de energia. A conservação da massa estabeleceu-se através do somatório das vazões afluentes e defluentes ao nó igualada a zero.

$$Q_i^* + \Delta Q_i - Q_p^* - \Delta Q_p = 0 \quad (3.52)$$

$$y_i^* + \Delta y_i + \frac{(1-C)(Q_i^* + \Delta Q_i)^2}{2g(A_i^* + \Delta A_i)^2} - y_p^* - \Delta y_p - \frac{1(Q_p^* + \Delta Q_p)^2}{2g(A_p^* + \Delta A_p)^2} = 0 \quad (3.53)$$

Através das equações (3.52) e (3.53) estimaram-se os coeficientes equivalentes aos das equações (3.50) e (3.51).

No cálculo do coeficiente de perda de carga  $C$  da equação (3.53), na entrada e saída ao poço de visita, Villanueva (1990) empregou as equações de Abbott (1982), segundo os casos da figura a seguir.

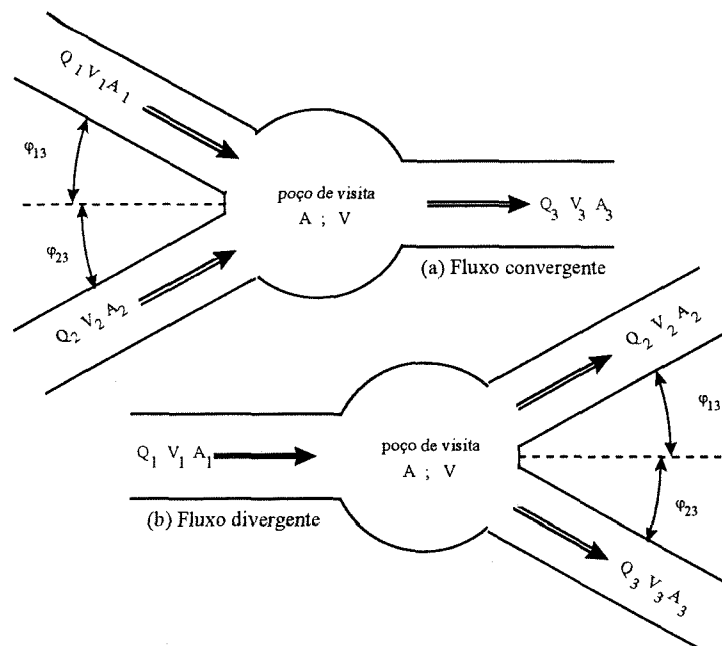


Figura 3.12. Condição de contorno interna do tipo confluências.

As expressões a seguir correspondem ao coeficiente de perda de carga na entrada e saída do conduto no escoamento convergente.

$$C = \left[ \frac{\varphi_{1,3}}{\pi} \right]^2 + \zeta_{1,3} + \alpha \left[ 1 - \frac{A_1}{\frac{Q_1}{Q_3} A_p} \right]^2 \quad (3.54)$$

$$C = K_p \left[ 1 - \frac{A_s}{A_p} \right] \quad (3.55)$$

onde,  $\varphi$ : ângulo entre a entrada e saída ao poço de visita,  $\alpha$ : coeficiente de energia cinética, adotado como igual a 1 (Villanueva, 1990).



O coeficiente  $\zeta$  representa a perda de energia cinética entre a entrada e a saída.

$$\zeta = \frac{(z_j - z_i)(z_j + d_j - z_i - d_i)}{d_j d_i} \quad (3.58)$$

Nas expressões anteriores o coeficiente da energia cinética foi considerado igual a 1 (Villanueva, 1990). O coeficiente  $K_p$ , toma valores no intervalo [0 ; 0,5]

### 3.4. DISCRETIZAÇÃO DO SISTEMA

A simulação é uma imitação através de um modelo dos efeitos produzidos num sistema conseqüência do seu estado inicial, da excitação ao que foi submetido e das leis que governam os fenômenos envolvidos.

O modelo substitui as "leis naturais" de todos os fenômenos que se sucedem no sistema por "leis aproximadas" dos principais fenômenos, válidas geralmente para intervalos restritos dos domínios das variáveis dependentes; como conseqüência disto, os modelos não tem condições de simular com precisão desejada todas as situações possíveis do sistema.

Considerando os parágrafos anteriores evidencia-se que para descrever um modelo, é necessário definir:

- As simplificações, contornos e considerações do sistema estudado.
- As variáveis consideradas e sua discretização em espaço e tempo.
- As leis aproximadas.
- As inter-relações entre as leis aproximadas.

No desenvolvimento de um modelo podem-se identificar as seguintes etapas:

- **Formulação:** hipóteses, consideração das aproximações das leis naturais, predefinição das inter-relações. Corresponde a esta etapa todo o desenvolvimento teórico.
- **Implementação:** adequação da etapa anterior ao meio que permitirá a simulação, por exemplo, modelo reduzido, analógico, matemático ou de computador.
- **Ajuste:** determinação dos parâmetros do modelo que melhor descrevem o sistema a simular.
- **Aplicação:** substituição dos parâmetros do modelo achados na etapa de ajuste.
- **Conclusões dos resultados obtidos:** Análise da adequação, tanto geral quanto particular, do modelo a determinados tipos de sistemas.

### 3.4.1. Critérios de Discretização

Os critérios de discretização baseiam-se no seguinte princípio. "Subdividir o escoamento sempre que houver uma mudança sensível em algum dos seus parâmetros".

#### Módulo bacia

Uma nova sub-bacia deverá considerar-se sempre que houver uma mudança importante no coeficiente de rugosidade do escoamento, da declividade representativa, da impermeabilidade, dos tipos de solos dominantes, do tipo de seção do escoamento. Também será necessário dividir em sub-bacias em cada confluência, em cada boca de lobo, em cada ponto de aporte de vazões concentradas de importância. A divisão em sub-bacias deve realizar-se sobre mapas na escala adequada possuindo as curvas de nível, cotas nos cruzamentos das ruas, cadastro da rede de drenagem existente, divisão condominial. De igual importância é o mapa pedológico no qual pode adicionar-se informação da profundidade dos solos e colunas estratigráficas, dados estes das sondagens disponíveis.

De qualquer forma, sempre ficará por parte do engenheiro que aplicar o modelo, a decisão de obter um parâmetro meio que reflita um comportamento compensado com a finalidade de diminuir os arquivos a gerar, ou identificar todas as particularidades dividindo-as em sub-bacias elementares onde os parâmetros refletem condições determinadas e não um comportamento

compensado. Em todo caso, recomenda-se a divisão do escoamento superficial e do escoamento no meio fio e canais.

### Módulo rede

São válidas as mesmas considerações feitas para o item anterior. No entanto, existem algumas particularidades:

O modelo pressupõe que os trechos serão subdivididos de boca de lobo a boca de lobo ou de poço de visita a poço de visita. A seleção das seções intermediárias de cada trecho são feitas, uma imediatamente antes de entrar na tubulação e outra imediatamente após da entrada na tubulação, o mesmo é válido para o extremo de jusante, com uma seção imediatamente antes da saída e uma imediatamente após da saída, já dentro do poço de visita. Entre estas quatro seções poderão ser consideradas quantas seções sejam necessárias. A necessidade destas quatro seções deve-se a que o modelo deve computar a declividade da linha de energia, ao longo do percurso das águas, e as perdas de energia na entrada e na saída de cada tubo às bocas de lobo.

### 3.5. ESTABILIDADE

O esquema numérico do modelo de onda cinemática aplicado é não linear e explícito. Trata-se de um esquema explícito porque a variável dependente, neste caso a área, estima-se na seção  $x$ , no tempo  $t+dt$  desconhecida, como uma função dos valores previamente calculados nos pontos  $(x-dx;t+dt)$  e  $(x;t)$ . Os coeficientes da equação a seguir, função do parâmetro  $\theta$  foram substituídos pelas suas respectivas expressões (apresentados em letra miúda), sendo função dos mesmos pontos  $(x-dx;t+dt)$  e  $(x;t)$ , evidenciando a natureza não linear do modelo.

A continuação analisa-se a expressão (3.27) sem aporte lateral.

$$A(x, t + dt) = \frac{A(x, t)}{1 + \alpha \cdot m \cdot \frac{dt}{dx} \left( \frac{A(x-dx, t+dt) + A(x, t)}{2} \right)^{m-1}} + \frac{\alpha \cdot m \cdot \frac{dt}{dx} \left( \frac{A(x-dx, t+dt) + A(x, t)}{2} \right)^{m-1}}{1 + \alpha \cdot m \cdot \frac{dt}{dx} \left( \frac{A(x-dx, t+dt) + A(x, t)}{2} \right)^{m-1}} \cdot A(x - dx, t + dt) \quad (3.59)$$

Se chamamos  $a$  e  $b$  aos coeficientes do primeiro e segundo termo da equação (3.59), e expressamos eles em função do parâmetro  $\theta$ , então eles tomam a forma das expressões a seguir.

$$a = \frac{1}{1+\theta} \quad (3.60)$$

$$b = \frac{\theta}{1+\theta} \quad (3.61)$$

O parâmetro  $\theta$  dos coeficientes  $a$  e  $b$  expressões (3.60) e (3.61) acha-se no intervalo  $(0, \infty)$ , portanto é real positivo. Como consequência do intervalo de variação de  $\theta$ , os coeficientes  $a$  e  $b$  ficaram acotados aos intervalos seguintes.

$$\lim_{\theta \rightarrow 0} a(\theta) = 1 \quad ; \quad \lim_{\theta \rightarrow \infty} a(\theta) = 0 \quad (3.62)$$

$$\lim_{\theta \rightarrow 0} b(\theta) = 0 \quad ; \quad \lim_{\theta \rightarrow \infty} b(\theta) = 1 \quad (3.63)$$

$$\underline{a + b = 1 \quad \forall \theta \in (0; \infty)} \quad (3.64)$$

Segundo as expressões (3.62) a (3.63) estima-se a área no ponto  $(x; t+dt)$  mediante a média ponderada nos pontos  $(x-dx; t+dt)$  e  $(x; t)$ . Os fatores de ponderação  $a$  e  $b$  acham-se acotados no intervalo  $(0, 1)$ , isto é equivalente à expressão a seguir.

$$A(x; t+dt) \in (A(x; t); A(x-dx; t+dt)) \quad \forall \theta \in (0; \infty) \quad (3.65)$$

A expressão (3.65) garante que o esquema numérico adotado é incondicionalmente estável, já que o cálculo começa segundo duas condições de contorno, uma espacial ( $t = 0$ ) e outra temporal ( $x = 0$ ). As condições de contorno neste modelo de Onda Cinemática (sem considerar aporte lateral) conterão os valores máximos da propagação.

### 3.6. PRECISÃO E CONVERGÊNCIA

A discretização das equações da Onda Cinemática, e particularmente, a aproximação das derivadas parciais da área respeito a  $x$  e  $t$ , através dos quocientes dos incrementos finitos segundo as equações (3.23) a (3.26), conduz a imprecisões nas estimativas da variável dependente. A quantificação da precisão realizou-se por comparação dos resultados de um exemplo simplificado aplicado ao esquema numérico e uma solução pelo Método das Características apresentada por Li (1975). Aplicaram-se os dois métodos a um canal retangular com 2 metros de largura, um coeficiente de rugosidade de Manning de 0,02. A declividade de fundo fixou-se em 0,002947. O canal lateral apresenta um aporte lateral uniformemente distribuído no espaço e constante no tempo igual a 0,05 m<sup>2</sup>/s, com uma duração de 2 vezes o tempo de concentração. O intervalo de tempo foi estabelecido em 20 segundos, e o comprimento da propagação em 500 metros. As equações empregadas no Método das Características são apresentadas a seguir. Na aplicação realizou-se num canal retangular com aporte lateral constante, sem vazão afluyente na seção mais a montante.

$$t_c = \left[ \frac{L}{\alpha \cdot q_l^{m-1}} \right]^{1/m} \quad (3.66)$$

onde,  $t_c$ : tempo de concentração (s),  $L$ : comprimento do escoamento principal (m),  $q_l$ : vazão lateral (m<sup>3</sup>/s/m), constante entre  $t = 0$  e  $t = t_r$ , e  $t_r$ : duração da chuva (s).

Os parâmetros  $\alpha$  e  $m$  do modelo para o canal retangular foram calculados pelas equações seguintes.

$$m = 5/3 \quad (3.67)$$

$$\alpha = \frac{S_0^{1/2}}{n \cdot B^{2/3}} \quad (3.68)$$

onde,  $S_0$ : declividade da linha de fundo do canal (m/m),  $n$ : coeficiente de Manning ( $s/m^{1/3}$ ), e  $B$ : base do canal (m).

A área molhada (variável dependente) foi estimada, segundo o intervalo no qual se encontra o tempo de cálculo, através de uma das três expressões a seguir.

$$t < t_c \Rightarrow A_l = q_l \cdot t \quad (3.69)$$

$$t_c \leq t < t_r \Rightarrow A_l = q_l \cdot t_c \quad (3.70)$$

$$t > t_r \Rightarrow A_l = q_l \cdot \left\{ \frac{L}{\alpha \cdot A_l^{m-1}} - m \cdot (t - t_r) \right\} \quad (3.71)$$

Onde,  $t_c$ : tempo de concentração (s).

Na quantificação do ajuste do esquema numérico ao modelo analítico empregaram-se três indicadores (Machado, 1981). Os três indicadores determinam os erros de continuidade, de pico e de forma respectivamente, segundo as expressões seguintes.

$$E_{\text{cont}}(\%) = 100 \cdot \left\{ 1 - \frac{\sum A_{\text{num},i}}{\sum A_{\text{car},i}} \right\} \quad (3.72)$$

$$E_{\text{pico}}(\%) = 100 \cdot \left\{ 1 - \frac{A_{\text{num},\text{max}}}{A_{\text{car},\text{max}}} \right\} \quad (3.73)$$

$$E_{\text{forma}}(\%) = 100 \cdot \left\{ \frac{\sum |A_{\text{num},i} - A_{\text{car},i}| - \sum A_{\text{car},i}}{\sum A_{\text{car},i}} \right\} \quad (3.74)$$

onde:  $A_{\text{num},i}$  é a área calculada através do esquema numérico, no intervalo  $i$  e  $A_{\text{car},i}$  é a área calculada através do método das características, no intervalo  $i$ .

A tabela 3.2, a seguir, contém os dados de entrada e os resultados dos dois métodos comparados, como também, o cálculo do erro absoluto em cada intervalo. Os valores encontrados dos três indicadores do erro acham-se na última linha da tabela.

Tabela 3.2. Simulação pelo Método Numérico e pelo Método das Características.

| So=                        | 0,0029           | a=            | 1,70995   | ql(m2/s)=       | 0,05            |                  |                  |                  |                  |
|----------------------------|------------------|---------------|-----------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| n=                         | 0,02             | m=            | 1,6667    | dt(s)=          | 20,00           |                  |                  |                  |                  |
| B(m)=                      | 2                | tc(s)=        | 100,00    | dx(m)=          | 20              |                  |                  |                  |                  |
| L(m)=                      | 500              | tr(s)=        | 200,00    |                 |                 |                  |                  |                  |                  |
| Método das Características |                  |               |           | Método Numérico |                 |                  |                  |                  |                  |
| t<br>(seg)                 | Al(m2)<br>x=500m | Q<br>(m3/seg) | Acar-Anum | ql<br>(m2/s)    | A(m2)<br>x = 0m | A(m2)<br>x = 20m | A(m2)<br>x = 40m | A(m2)<br>x =480m | A(m2)<br>x =500m |
| 0,00                       | 0,00             | 0,00          |           | 0,000           | 0,000           | 0,000            | 0,000            | 0,000            | 0,000            |
| 20,00                      | 1,00             | 1,71          | 0,00000   | 0,050           | 0,000           | 1,000            | 1,000            | 1,000            | 1,000            |
| 40,00                      | 2,00             | 5,43          | 0,00300   | 0,050           | 0,000           | 0,716            | 1,075            | 1,996            | 1,997            |
| 60,00                      | 3,00             | 10,67         | 0,05000   | 0,050           | 0,000           | 0,704            | 1,081            | 2,941            | 2,950            |
| 80,00                      | 4,00             | 17,24         | 0,24200   | 0,050           | 0,000           | 0,704            | 1,082            | 3,728            | 3,758            |
| 100,00                     | 5,00             | 25,00         | 0,66900   | 0,050           | 0,000           | 0,704            | 1,082            | 4,272            | 4,331            |
| 120,00                     | 5,00             | 25,00         | 0,32700   | 0,050           | 0,000           | 0,704            | 1,082            | 4,588            | 4,673            |
| 140,00                     | 5,00             | 25,00         | 0,14900   | 0,050           | 0,000           | 0,704            | 1,082            | 4,748            | 4,851            |
| 160,00                     | 5,00             | 25,00         | 0,06700   | 0,050           | 0,000           | 0,704            | 1,082            | 4,821            | 4,933            |
| 180,00                     | 5,00             | 25,00         | 0,03100   | 0,050           | 0,000           | 0,704            | 1,082            | 4,852            | 4,969            |
| 200,00                     | 5,00             | 25,00         | 0,01600   | 0,050           | 0,000           | 0,704            | 1,082            | 4,865            | 4,984            |
| 220,00                     | 3,84             | 16,10         | 0,23300   | 0,000           | 0,000           | 0,291            | 0,537            | 3,955            | 4,073            |
| 240,00                     | 3,15             | 11,57         | 0,17300   | 0,000           | 0,000           | 0,163            | 0,318            | 3,212            | 3,323            |
| 260,00                     | 2,57             | 8,25          | 0,15500   | 0,000           | 0,000           | 0,106            | 0,211            | 2,623            | 2,725            |
| 280,00                     | 2,10             | 5,89          | 0,15300   | 0,000           | 0,000           | 0,076            | 0,152            | 2,162            | 2,253            |
| 300,00                     | 1,73             | 4,26          | 0,15500   | 0,000           | 0,000           | 0,057            | 0,115            | 1,804            | 1,885            |
| 320,00                     | 1,43             | 3,10          | 0,16400   | 0,000           | 0,000           | 0,045            | 0,091            | 1,522            | 1,594            |
| 340,00                     | 1,21             | 2,35          | 0,15200   | 0,000           | 0,000           | 0,037            | 0,074            | 1,299            | 1,362            |
| 360,00                     | 1,03             | 1,80          | 0,14700   | 0,000           | 0,000           | 0,031            | 0,062            | 1,121            | 1,177            |
| 380,00                     | 0,88             | 1,38          | 0,14700   | 0,000           | 0,000           | 0,026            | 0,053            | 0,977            | 1,027            |
| 400,00                     | 0,88             | 1,38          | 0,02400   | 0,000           | 0,000           | 0,022            | 0,046            | 0,859            | 0,904            |
| Econt(%)                   | 0,09             | Eforma(%)     | 5,46      | Epico(%)        | 0,32            |                  |                  |                  |                  |

Os resultados da tabela 3.2 geraram o gráfico 3.9, onde apresenta-se a evolução da área molhada, calculada a partir do esquema numérico de Schaake e do Método das Características.

O erro de continuidade achado é menor que 1/1000, portanto o esquema numérico não apresenta problemas de continuidade. O erro de forma estimado em 5,46 %, representa o maior valor percentual, mais deve-se lembrar que o mesmo foi expresso como uma medida comparativa do valor médio e não do pico. O erro na estimativa do pico estimou-se em 0,32 %, podendo-se

considerar como um valor muito baixo. No entanto deve-se destacar que o mesmo corresponde a uma propagação de uma onda com aporte lateral de duração maior que o tempo de concentração.

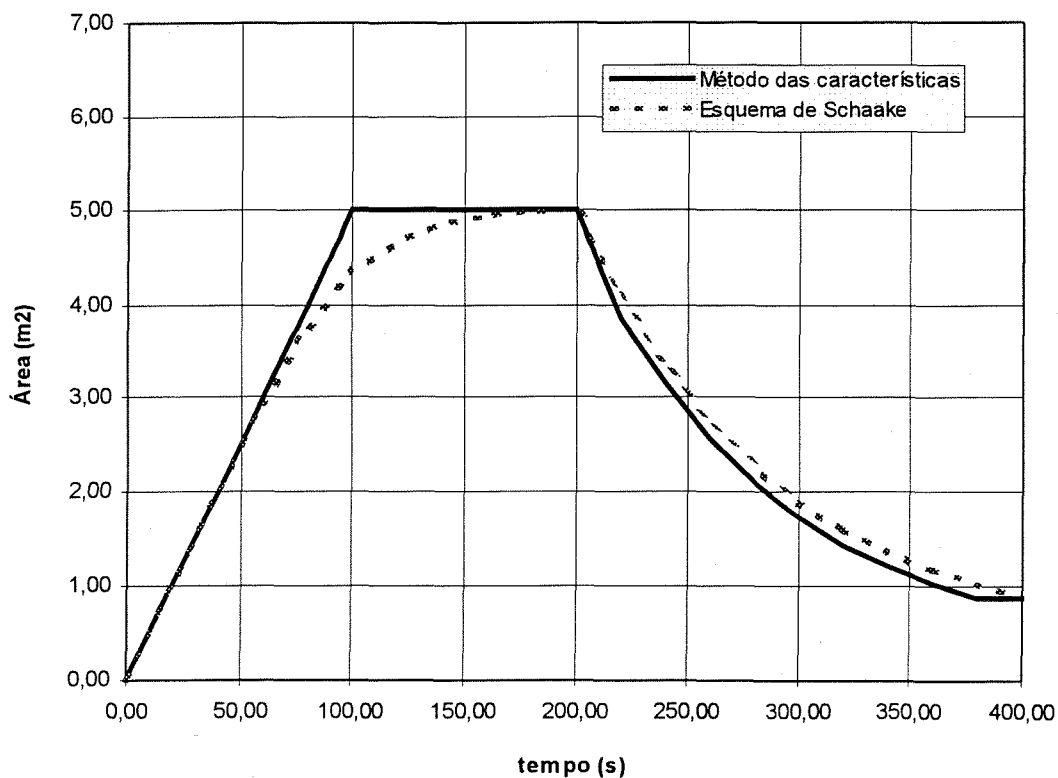


Figura 3.12. Distribuição temporal da área molhada método das características e pelo esquema de Schaake.

O erro de pico para o mesmo exemplo, mas com aporte lateral de duração igual ao tempo de concentração, foi estimado em 13 %. O valor achado é elevado, tendo sua origem no amortecimento numérico do método. Entretanto a simulação de uma sub-bacia para um evento de duração igual a seu tempo de concentração é pouco provável, porque os tempos de concentração das sub-bacias são sensivelmente menores ao tempo de concentração da bacia total e, a duração dos eventos são estabelecidas como iguais ao tempo de concentração da bacia total.



## CAPÍTULO 4

### APLICAÇÕES E RESULTADOS

#### 4.1. DESCRIÇÃO DA BACIA ESCOLHIDA

Os dados necessários para este tipo de modelos geralmente são escassos, principalmente por não existir um organismo que faça medições desta natureza e por inconvenientes próprios da aferição em tubulações de pequeno diâmetro, o qual envolve dispositivos difíceis de serem instalados como calhas Parshall, ou micro-molinetes os quais são muito caros e o risco ao que seriam submetidos é grande.

Ide (1984) fez um estudo de qualidade das águas pluviais, para a Bacia dos Açorianos, uma pequena área urbana da cidade de Porto Alegre próxima ao rio Guaíba, conhecida como Centro Administrativo. Na oportunidade foram colhidas amostras de água, medidas temperaturas, precipitações e vazões correspondentes. A figura a seguir ilustra a área e a topografia disponível, junto com a informação cadastral, recolhida na época da dissertação já mencionada.

A bacia compreende a Avenida Loureiro da Silva, o viaduto da Avenida Borges de Medeiros, o lago formado pelo aterro da antiga confluência do arroio Dilúvio no rio Guaíba, a ponte de pedra construída que atravessa o lago, e a área do monumento aos Açorianos.

A área da bacia simulada é de 1,69 ha, sendo que 1,24 ha correspondem à áreas impermeáveis e 0,45 ha à áreas permeáveis. A rede de condutos contém 41 trechos e 33 bocas de lobo. As áreas impermeáveis correspondem a pavimento, não existindo casas nem prédios dentro da bacia.

O solo de aluvião predomina na bacia; o agregado grosso confere ao solo uma permeabilidade elevada.

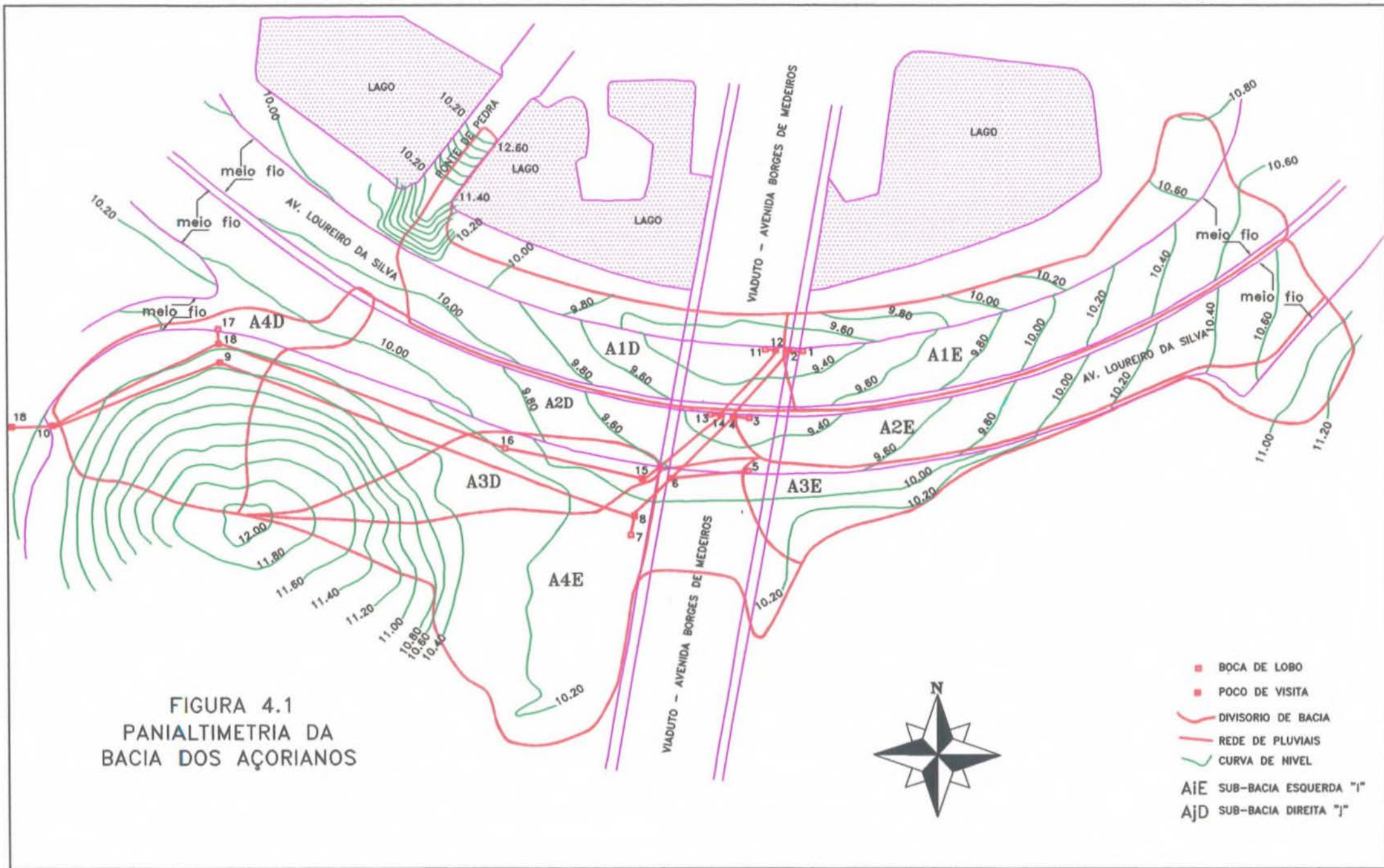


FIGURA 4.1  
 PANIALTIMETRIA DA  
 BACIA DOS AÇORIANOS

- BOCA DE LOBO
- POÇO DE VISITA
- DIVISORIO DE BACIA
- REDE DE PLUVIAIS
- CURVA DE NIVEL
- A1E SUB-BACIA ESQUERDA "I"
- A4D SUB-BACIA DIREITA "J"

## 4.2. CONDIÇÕES DE SIMULAÇÃO

Para aplicar o modelo é necessário realizar cálculos preliminares colocando os dados de acordo com as necessidades do modelo e fazer hipóteses de funcionamento da rede.

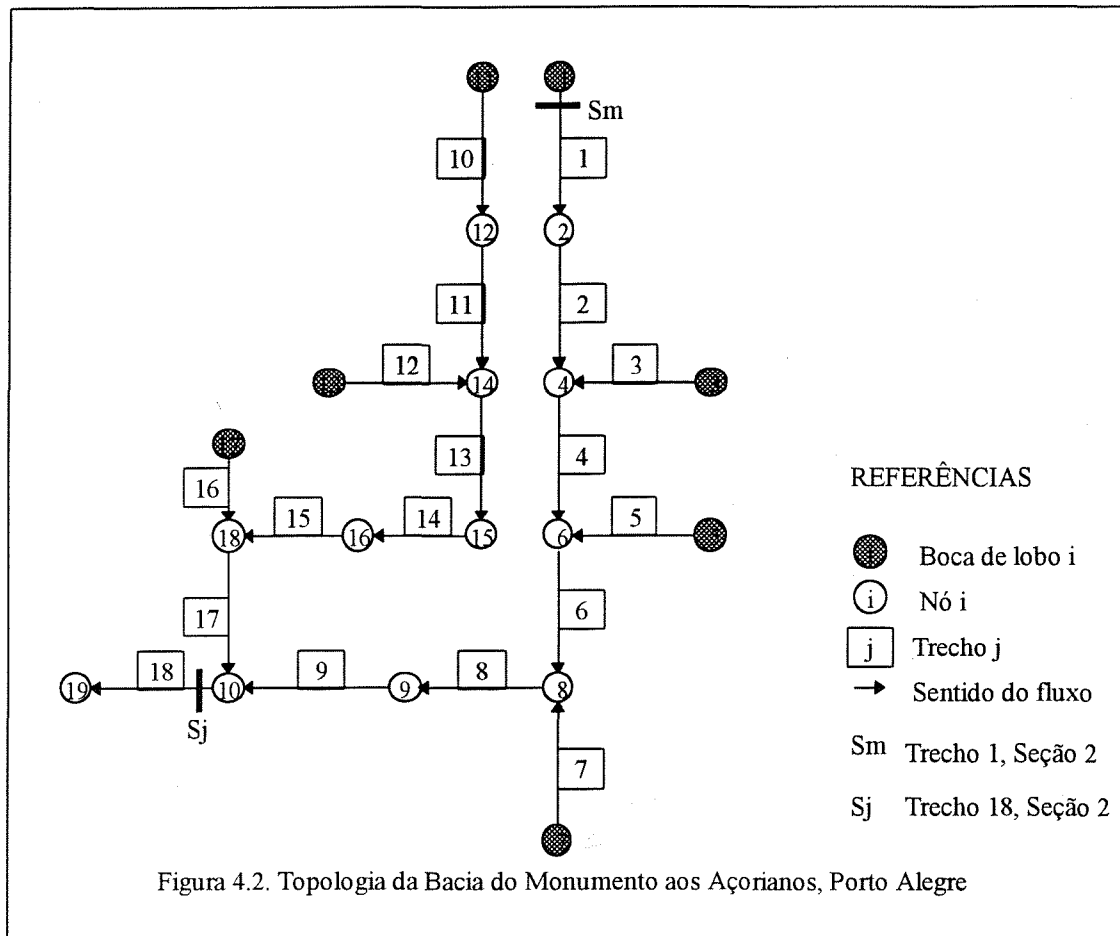
Nesta dissertação, todas as aplicações foram realizadas sobre a mesma bacia, como consequência disto, boa parte dos cálculos preliminares foram comuns a algumas ou todas as aplicações.

### 4.2.1. Discretização

Nas aplicações, considerou-se que a separação entre o Módulo Bacia e o Módulo Rede acontece na junção rede secundária/principal. Portanto, o escoamento superficial, e os primeiros trechos de cada ramal secundário, foram considerados como unidades de aporte à rede de pluviais.

A simplificação anterior, ainda que não necessária, reduz fortemente o tamanho dos arquivos de dados, sem degradar os resultados obtidos, já que a simulação rigorosa nos trechos mais a montante da rede não geram, em condições normais, resultados sensivelmente distintos dos obtidos através de modelos concentrados. A figura 4.1 contém a planialtimetria da área, a divisão em sub-bacias e a rede de pluviais considerada.

Sobre a figura 4.1 traçaram-se as sub-bacias afluentes a cada boca de lobo, determinaram-se a porcentagem de área impermeável, área da bacia, comprimento do escoamento superficial e do escoamento em canais e sarjetas, cotas de montante e jusante, parcela impermeável, cotas do terreno, cota da geratriz inferior de cada tubo a montante e jusante do trecho. Na figura seguinte apresenta-se o esquema da rede simplificada, com a numeração dos trechos, nós, bocas de lobo e sentido de fluxo dominante.



Os dados obtidos para a simplificação discutida resumiram-se na tabela a seguir. A informação em **negrito** foi empregada no modelo, a informação em caractere normal empregou-se para as ponderações dos cálculos preliminares. A última coluna da tabela indica o nó da rede (boca de lobo) em que entra o hidrograma gerado pelo Módulo Bacia.

As bocas de lobo da figura 4.2 (onde aplicam-se os hidrogramas gerados nas sub-bacias) correspondem-se com os nós relacionados na Tabela a seguir.

Tabela 4.1. Dados básicos da bacia estudada

| NOME DA BACIA (figura 4.1) | ÁREA PARCIAL (m <sup>2</sup> ) | COMPRIM. (m)  | COMP* ÁREA (m <sup>3</sup> ) | LARGURA (m)   | NÓ       | C <sub>mont</sub> (m) | C <sub>jus</sub> (m) | impermev (%) | Nó da Rede |
|----------------------------|--------------------------------|---------------|------------------------------|---------------|----------|-----------------------|----------------------|--------------|------------|
| A1E                        | 745,00                         | 29,80         | 745,00                       | 25,00         | 1        | 10,57                 | 9,39                 | 55           | 1          |
|                            | 933,75                         | 24,90         | 933,75                       | 37,50         |          |                       |                      | 68           |            |
|                            | 637,20                         | 23,60         | 637,20                       | 27,00         |          |                       |                      | 67           |            |
|                            | 671,00                         | 24,40         | 671,00                       | 27,50         |          |                       |                      | 68           |            |
|                            | 40,00                          | 16,00         | 40,00                        | 2,50          |          |                       |                      | 74           |            |
|                            | <b>3026,95</b>                 | <b>25,33</b>  | <b>3026,95</b>               | <b>119,50</b> |          |                       |                      | <b>64,67</b> |            |
| A2E                        | 355,00                         | 14,20         | 355,00                       | 25,00         | 3        | 10,21                 | 9,43                 | 100          | 3          |
|                            | 627,55                         | 16,30         | 627,55                       | 38,50         |          |                       |                      | 95           |            |
|                            | 307,50                         | 20,50         | 307,50                       | 15,00         |          |                       |                      | 77           |            |
|                            | 492,10                         | 26,60         | 492,10                       | 18,50         |          |                       |                      | 56           |            |
|                            | 100,00                         | 10,00         | 100,00                       | 10,00         |          |                       |                      | 100          |            |
|                            | <b>1882,15</b>                 | <b>17,59</b>  | <b>1882,15</b>               | <b>107,00</b> |          |                       |                      | <b>83,07</b> |            |
| A3E                        | <b>664,00</b>                  | <b>16,60</b>  | -                            | <b>40,00</b>  | <b>5</b> | <b>10,2</b>           | <b>9,65</b>          | <b>5</b>     | <b>5</b>   |
| A4E                        | <b>2570,75</b>                 | <b>146,90</b> | -                            | <b>17,50</b>  | <b>7</b> | <b>12</b>             | <b>10,03</b>         | <b>0</b>     | <b>7</b>   |
| A1D                        | 611,80                         | 32,20         | 611,80                       | 19,00         | 11       | 10,03                 | 9,39                 | 31           | 11         |
|                            | 412,00                         | 20,60         | 412,00                       | 20,00         |          |                       |                      | 66           |            |
|                            | 432,00                         | 21,60         | 432,00                       | 20,00         |          |                       |                      | 64           |            |
|                            | 579,80                         | 22,30         | 579,80                       | 26,00         |          |                       |                      | 64           |            |
|                            | 232,90                         | 27,40         | 232,90                       | 8,50          |          |                       |                      | 69           |            |
|                            | <b>2268,50</b>                 | <b>20,44</b>  | <b>2268,50</b>               | <b>111,00</b> |          |                       |                      | <b>55,98</b> |            |
| A2D                        | 739,80                         | 68,50         | 739,80                       | 10,80         | 13       | 10,04                 | 9,43                 | 33           | 13         |
|                            | 537,10                         | 65,50         | 537,10                       | 8,20          |          |                       |                      | 35           |            |
|                            | 573,30                         | 63,00         | 573,30                       | 9,10          |          |                       |                      | 42           |            |
|                            | 578,50                         | 65,00         | 578,50                       | 8,90          |          |                       |                      | 43           |            |
|                            | 750,00                         | 75,00         | 750,00                       | 10,00         |          |                       |                      | 45           |            |
|                            | 453,00                         | 30,20         | 453,00                       | 15,00         |          |                       |                      | 100          |            |
|                            | <b>3631,70</b>                 | <b>58,58</b>  | <b>3631,70</b>               | <b>62,00</b>  |          |                       |                      | <b>47,14</b> |            |
| A3D                        | 1160,00                        | 80,00         | 1160,00                      | 14,50         | 17       | 12                    | 9,95                 | 2            | 17         |
| A4D                        | 1212,00                        | 40,00         | 1212,00                      | 30,30         |          |                       |                      | 0            |            |
| <b>COMBINA</b>             | <b>2372,00</b>                 | <b>52,95</b>  | <b>2372,00</b>               | <b>44,80</b>  |          |                       |                      | <b>0,98</b>  |            |

No início dos trabalhos a área da bacia foi percorrida com a finalidade de confirmar se o cadastro disponível e avaliar as características dos tipos de solos das parcelas permeáveis. Através de uma análise visual, foi constatado que o solo predominantemente arenoso porém com uma parcela de argila elevada e a presença do nível freático perto da superfície, fato evidenciado pela cota d'água do lago e o rio Guaíba. A distribuição espacial do solo apresenta uma distribuição aproximadamente uniforme em toda a bacia. Pelo anterior, os parâmetros do modelo de infiltração foram considerados constantes para toda a bacia, cujos valores foram:

- $I_0 = 25 \text{ mm/h}$

- $I_b = 5 \text{ mm/h}$
- $h^{-k} = 0,75$  para  $k$  em  $h^{-1}$ .
- $T(t_0) = 2 \text{ mm/h}$  (percolação no início da simulação).

Os coeficientes de Manning adotados são:

- $N_{\text{mann}} = 0,035$  para escoamento em meio fio,
- $N_{\text{mann}} = 0,040$  para escoamento superficial nas áreas impermeáveis,
- $N_{\text{mann}} = 0,100$  para escoamento superficial nas áreas permeáveis,

#### 4.2.2. Duração da chuva de projeto

O tempo de concentração é o parâmetro que define a duração da chuva de projeto. Nos modelos não lineares, o tempo de concentração varia com a magnitude do evento analisado. Como consequência disto, empregou-se um método iterativo no cálculo da duração de projeto, partindo do valor do tempo de concentração para a bacia funcionando em regime permanente.

O tempo de concentração inicial foi calculado como a soma do tempo de concentração da bacia mais afastada e o tempo de traslado na rede de pluviais. Posteriormente, as chuvas de projeto, que foram determinadas para tempos de concentração aproximados, definidos para uma relação  $y/d$  (tirante/diâmetro) cerca de 10%.

O tempo de traslado foi estimado em 2,5 minutos, obtido segundo a expressão a seguir.

$$T_{\text{transl}} = \text{Máx} \left\{ \sum \frac{V_i}{L_i} \right\} \quad (4.1)$$

onde,  $V_i$ : velocidade do trecho  $i$ , e  $L_i$  comprimento do trecho  $i$ .

A somatória foi operada em todos os caminhos possíveis. O tempo de concentração da bacia a montante do máximo tempo adotou-se como igual a 10 minutos, portanto o tempo de concentração total inicial foi de 12,5 minutos.

Escolheram-se algumas durações por cima e abaixo do tempo de concentração escolhido e geraram-se os hietogramas da chuva de projeto, mantendo constante o período de retorno. O incremento nas durações escolhido foi de 2,50 minutos. Aplicaram-se os hietogramas gerados na bacia, mantendo constante todas as outras condições.

Escolheu-se a duração da chuva que gerou o maior pico no hidrograma de saída da bacia. Para as aplicações realizadas este valor ficou no intervalo [20min; 25min].

Para simplificar as aplicações e não mascarar dados, fixou-se a duração da chuva de projeto em 22 minutos.

#### **4.2.3. Hietograma de projeto**

Todos os hietogramas de projetos foram gerados pelo método de Chicago (Bertoni e Tucci, 1993), para isto escolheram-se três eventos, para 5, 10 e 50 anos de período de recorrência. O parâmetro de posição do pico empregado foi  $\gamma = 0.44$ , determinado com base nos dados de um posto da cidade de Porto Alegre (Bertoni e Tucci, 1993).

A curva intensidade, duração, frequência empregada corresponde ao mesmo posto da cidade de Porto Alegre (Bertoni e Tucci, 1993). O hietogramas resultantes apresentam-se na tabela 4.2, a seguir.

#### **4.2.4. Condição inicial**

O modelo deve partir de uma condição inicial, com tirante não nulo. Esta limitante faz necessária a introdução de uma hipótese de funcionamento da rede, anterior ao primeiro período simulado. A condição inicial, às vezes, corresponde-se com uma situação possível, entretanto, na maioria das aplicações de modelos hidrodinâmicos, esses valores são determinados como o menor valor que gera uma solução numericamente estável. A condição inicial estável depende das simplificações/linearizações da solução numérica e das características da bacia em questão.

Tabela 4.2. Hietogramas das Chuvas de 5, 10 e 50 anos de retorno e 22 minutos de duração

| duração<br>(min) | CHICAGO 5 ANOS          |                     | CHICAGO 10 ANOS         |                     | CHICAGO 50 ANOS         |                     |
|------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------|---------------------|-------------------------|---------------------|
|                  | i instantânea<br>(mm/h) | hietogr i<br>(mm/h) | i instantânea<br>(mm/h) | hietogr i<br>(mm/h) | i instantânea<br>(mm/h) | hietogr i<br>(mm/h) |
| 1                | 141,6                   | 37,95               | 168,1                   | 48,91               | 198,6                   | 61,32               |
| 2                | 112,5                   | 41,69               | 135,3                   | 53,38               | 161,3                   | 66,61               |
| 3                | 92,3                    | 46,17               | 112,3                   | 58,70               | 135,1                   | 72,88               |
| 4                | 77,8                    | 51,61               | 95,6                    | 65,12               | 115,8                   | 80,42               |
| 5                | 66,8                    | 58,33               | 82,9                    | 73,01               | 101,1                   | 89,64               |
| 6                | 58,3                    | 66,81               | 73,0                    | 82,90               | 89,6                    | 101,14              |
| 7                | 51,6                    | 77,77               | 65,1                    | 95,59               | 80,4                    | 115,81              |
| 8                | 46,2                    | 92,35               | 58,7                    | 112,34              | 72,9                    | 135,08              |
| 9                | 41,7                    | 112,46              | 53,4                    | 135,26              | 66,6                    | 161,29              |
| 10               | 37,9                    | 141,56              | 48,9                    | 168,13              | 61,3                    | 198,60              |
| 11               | 34,8                    | 141,56              | 45,1                    | 168,13              | 56,8                    | 198,60              |
| 12               | 32,1                    | 112,46              | 41,9                    | 135,26              | 52,9                    | 161,29              |
| 13               | 29,7                    | 92,35               | 39,0                    | 112,34              | 49,5                    | 135,08              |
| 14               | 27,7                    | 77,77               | 36,5                    | 95,59               | 46,6                    | 115,81              |
| 15               | 25,9                    | 66,81               | 34,4                    | 82,90               | 43,9                    | 101,14              |
| 16               | 24,4                    | 58,33               | 32,4                    | 73,01               | 41,6                    | 89,64               |
| 17               | 22,9                    | 51,61               | 30,7                    | 65,12               | 39,5                    | 80,42               |
| 18               | 21,7                    | 46,17               | 29,1                    | 58,70               | 37,6                    | 72,88               |
| 19               | 20,6                    | 41,69               | 27,7                    | 53,38               | 35,9                    | 66,61               |
| 20               | 19,5                    | 37,95               | 26,5                    | 48,91               | 34,4                    | 61,32               |
| 21               | 18,6                    | 34,79               | 25,3                    | 45,11               | 32,9                    | 56,81               |
| 22               | 17,8                    | 32,08               | 24,2                    | 41,85               | 31,6                    | 52,92               |

Depois de numerosas tentativas fixou-se uma vazão inicial igual a 5 l/s, para todas as aplicações desta dissertação, em todos os pontos de entrada à rede,

### 4.3. RESULTADOS

Nesta aplicação consideraram-se três cenários, definidos pelas chuvas de projeto de 5, 10 e 50 anos de período de recorrência.

O objetivo desta aplicação foi responder a perguntas como: existem trechos cuja capacidade de condução é superada?; para que período de recorrência isto acontece?, qual a causa?, quais são os impactos?.



Em todas as simulações, o intervalo de cálculo para o modelo Bacia foi de  $dt = 10$  seg e no Módulo Rede foi de  $dt = 5$  seg.

Nos três cenários foram estudadas duas seções, a primeira, no trecho 1 a montante da rede, a outra no trecho de saída da rede. A seção Sm é a segunda seção do trecho 1. Acha-se imediatamente a jusante da boca de lobo 1. Pelo fato de encontrar-se logo a jusante da sub-bacia mais a montante da rede, nesta seção pode-se considerar desprezível o amortecimento da rede. Paralelamente fornece a informação necessária para diagnosticar se no projeto, os hidrogramas das sub-bacias foram corretamente avaliados, subestimados ou superestimados.

A seção Sj é a segunda seção do trecho 18. Acha-se imediatamente a jusante do nó 10. Nas duas seções traçaram-se os hidrogramas e cotagramas dos três cenários.

Na seção Sj, o amortecimento dinâmico é máximo. Nesta seção procurou-se identificar se existe um super-dimensionamento do trecho, como consequência de ter-se desconsiderado o amortecimento na rede.

#### **4.3.1. Cenário 1**

Neste cenário, a bacia foi submetida a um evento de 5 anos de período de recorrência. O hidrograma da tabela 4.2, junto com a informação da tabela 4.1 das bacias geraram os arquivos de dados do Módulo Bacia, cujo resultado foi aplicado no Módulo Rede. As figuras 4.3 a 4.6, a seguir, mostram os hidrogramas e níveis de água para os três cenários analisados.

A figura 4.3 mostra o hidrograma na seção Sm, para os três cenários analisados. O pico do hidrograma do Cenário 1 acontece aos 12,5 minutos. O pico do hidrograma, para este cenário, é igual a 92 l/s. A duração da vazão acima de 60 l/s (66% da vazão de pico) é pouco maior aos 80 dt (6,7 minutos).

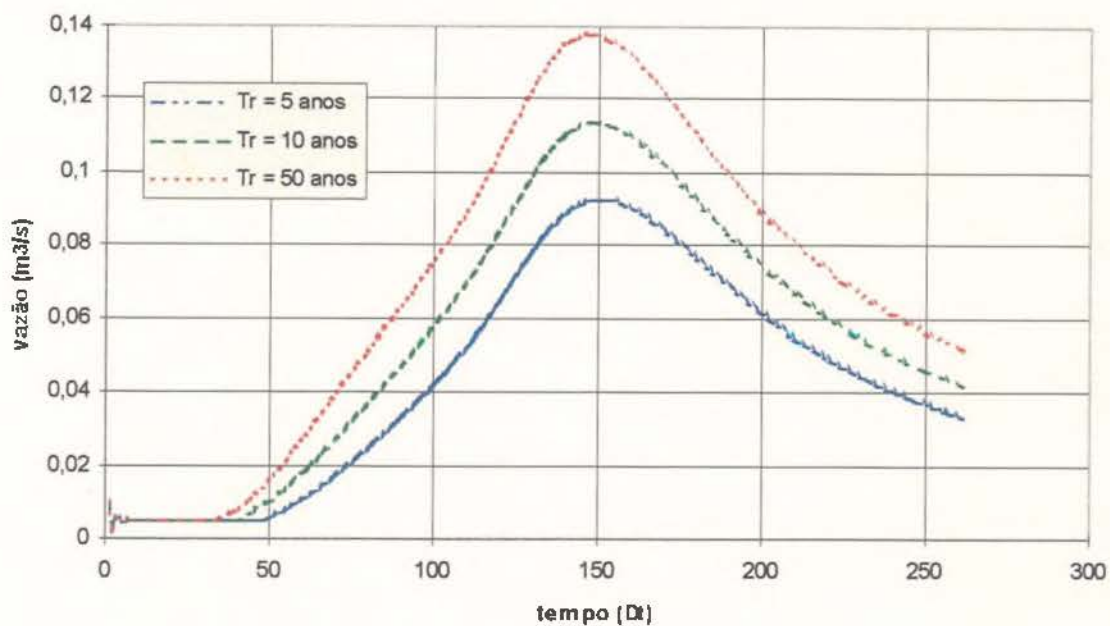


Figura 4.3. Hidrogramas da seção Sm para os três cenários da aplicação 1

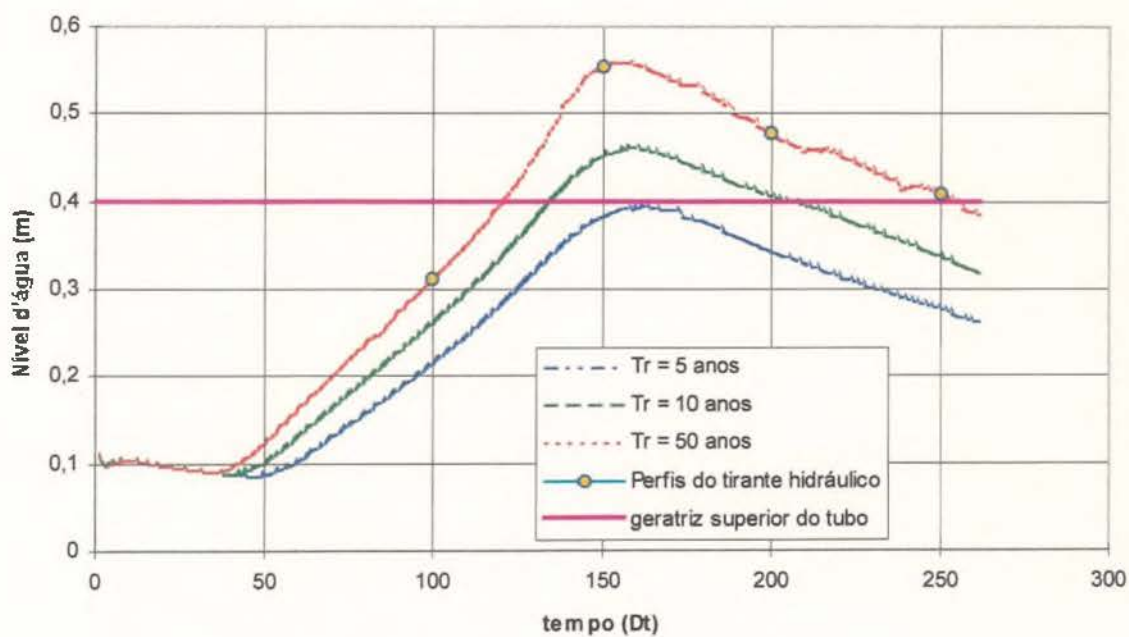


Figura 4.4. Nível d'água da seção Sm para os três cenários da aplicação 1

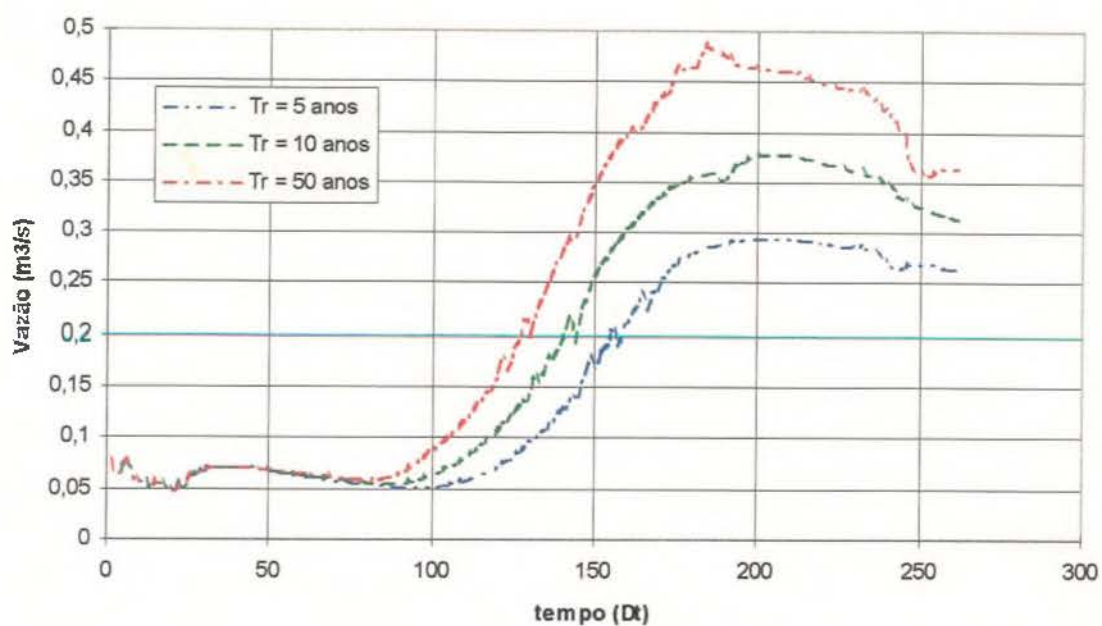


Figura 4.5. Hidrogramas da seção Sj para os três cenários da aplicação 1

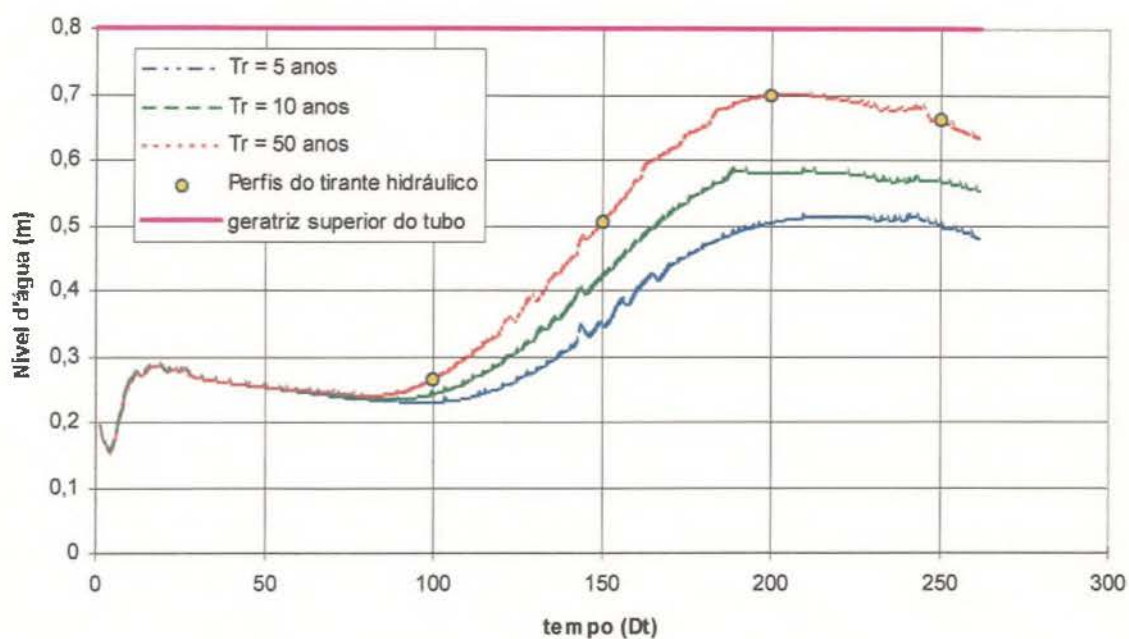


Figura 4.6. Nível d'água da seção Sj para os três cenários da aplicação 1

Para a cheia deste cenário, também graficou-se a profundidade d'água em função do tempo, como ilustra-se na figura 4.4. Observa-se que existe um atraso entre o tempo da vazão de pico e o nível máximo, acontecendo este último 15 dt (1,25 minutos) depois da vazão de pico. O nível d'água permanece por cima de 66% do nível máximo em 135 dt (11,3 minutos). O quociente entre a duração de  $h_{66\%}$  e  $Q_{66\%}$  é igual a 1,69.

O tempo de pico dos três cenários diminuem na medida que a vazão aumenta, isto deve-se a que os modelos do Módulo Bacia e Rede são não lineares. Na figura 4.7 observa-se que o nível máximo acha-se atrasado com relação à vazão máxima, pelo fato que a declividade da linha de energia é maior antes da vazão de pico que depois desta.

A figura 4.4 mostra que o tirante d'água na seção Sm atinge praticamente a geratriz superior do tubo, no intervalo 165. Esta situação mostra-se concordante com o critério de projeto que recomenda os pluviais funcionando a seção plena para a vazão de projeto e o período de retorno normalmente adotado neste tipo de projetos é igual ao deste cenário ( $Tr = 5$  anos).

O tirante d'água (figura 4.6) na seção Sj apresentou seu máximo no intervalo 220 (18,30 minutos), com um valor de 52 cm (62% do diâmetro).

A vazão de pico (figura 4.5) na seção Sj atingiu os 300 l/s, esse valor é 60% da capacidade de condução do tubo.

Do anterior, conclui-se que o trecho 1 acha-se corretamente projetado, enquanto que o trecho 18 (saída da rede) apresenta-se super-dimensionado para a chuva deste cenário.

#### **4.3.2. Cenário 2**

Esta aplicação foi realizada sobre a mesma área, porém para um período de recorrência de 10 anos. Esta segunda aplicação teve por objetivo estudar que acontece com os níveis nas bocas de lobo, analisar se o sistema é superado, tempo no qual o sistema apresenta pelo menos uma boca

de lobo com nível acima da cota do terreno e a identificação destes trechos críticos. O hietograma do evento apresenta-se na tabela 4.2.

Na seção Sm (figura 4.4), apesar de ter sido superada a capacidade hidráulica, a carga hidráulica apresentou um valor máximo de 6,00 cm. O fluxo sob pressão durou 70 dt (5,80 minutos). A vazão máxima do trecho (figura 4.3) atingiu os 114 l/s, com o tempo de pico de 148 dt.

A vazão máxima da seção Sj (figura 4.5) foi 380 l/s, 27% maior que a do cenário 1. O tirante máximo dentro do tubo atingiu os 58,00 cm, que equívale a 73% do diâmetro do tubo.

Como era de se esperar, o trecho da seção Sm acha-se sub-dimensionado para este cenário, enquanto que o trecho da seção Sj (saída da rede) apresenta-se ainda super-dimensionado.

### 4.3.3. Cenário 3

Esta aplicação foi realizada sobre a mesma área, porém para um período de recorrência de 50 anos. Esta terceira aplicação teve por objetivo estudar que acontece com os níveis na boca de lobo do trecho 1, analisar o tempo em que o sistema e superado, determinar se a altura manométrica supera a cota da tampa da boca de lobo, o tempo no qual o sistema apresenta pelo menos uma boca de lobo com nível acima da cota do terreno. O hietograma do evento apresenta-se na tabela 4.2.

Para este cenário a carga hidráulica da seção Sm (figura 4.4) teve um pequeno incremento, atingindo 16 cm sobre a geratriz superior do tubo, mais ainda longe de ter um sub-período no que a carga hidráulica supera-se a cota da grade da boca de lobo. Entretanto o fluxo sob pressão manteve-se por 122 dt (10,20 minutos), que corresponde a quase a metade do tempo simulado. Com tudo, a vazão de pico (figura 4.3) foi de 138 l/s.

Na seção Sj (figura 4.6) o nível máximo foi de 70 cm, ou seja, 88% do diâmetro. Conclui-se que o trecho 18 tem condições de suportar um evento de recorrência igual a 10 vezes o critério

de projeto normalmente empregado (período de recorrência = 5 anos). A vazão máxima para este cenário (figura 4.6) foi de 480 l/s.

Com os resultados dos três cenários, pode-se concluir que a seção Sm acha-se concordante com o critério de projeto normalmente empregado (evento de 5 anos de período de retorno). Para os cenários 2 e 3 a capacidade foi ultrapassada, mas a carga hidráulica manteve-se em valores aceitáveis, verificando o projeto executado.

Na seção Sj, o nível d'água manteve-se sempre abaixo do diâmetro nos três cenários simulados, indicando um provável super-dimensionamento.

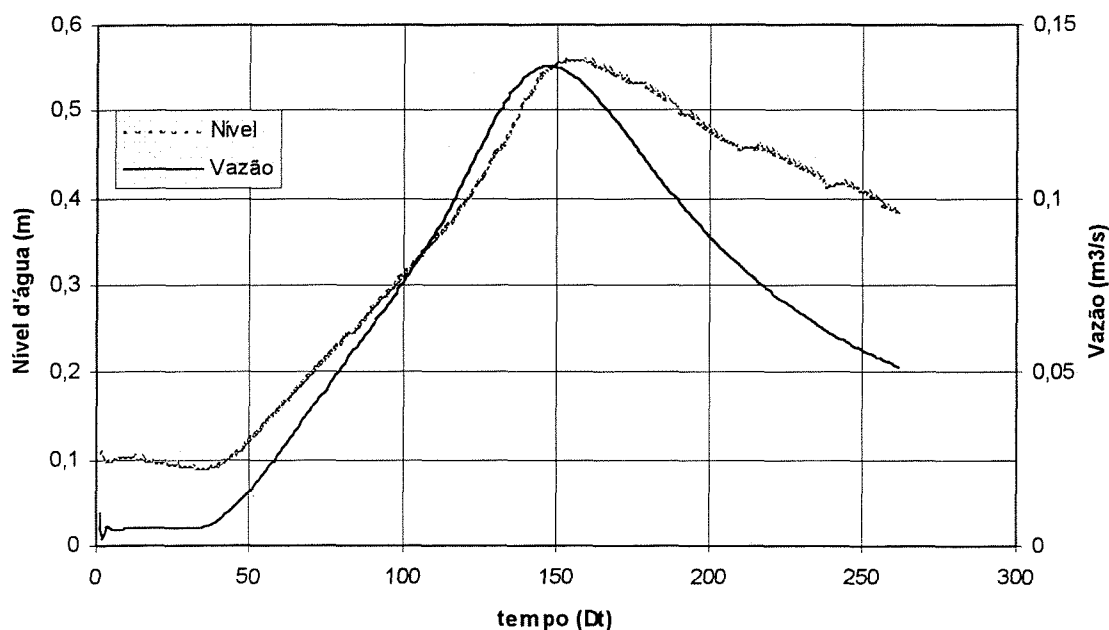


Figura 4.7. Cotograma e Hidrograma do trecho 1, seção 2, para  $T_r= 50$  anos.

Os trechos de vazão e tirante constante da figura 4.7 correspondem ao valor de vazão de entrada mínima estável, valor que não se pode restringir à condição inicial do modelo, já que os hidrogramas afluentes tornam-se superiores a este valor em tempos diferentes. De qualquer forma, o erro introduzido torna-se irrelevante frente à variedade de situações que o modelo pode verificar.

As figuras a seguir ilustram o tirante e a cota d'água dentro das tubulações do ramal esquerdo em quatro momentos da simulação (100dt, 150dt, 200dt e 250dt), para o terceiro cenário analisado.

Os tempos escolheram-se em função das figuras 4.4 e 4.6 caracterizando pelo menos um ponto na ascensão, um ponto no pico e outro na recessão das seções Sm e Sj.

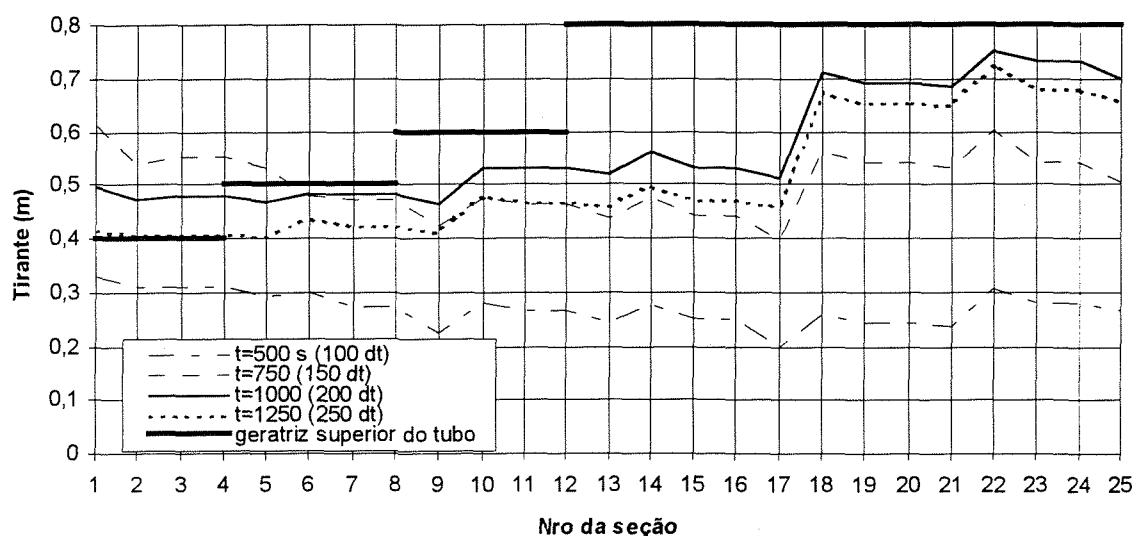


Figura 4.8. Tirante d'água ao longo do ramal esquerdo

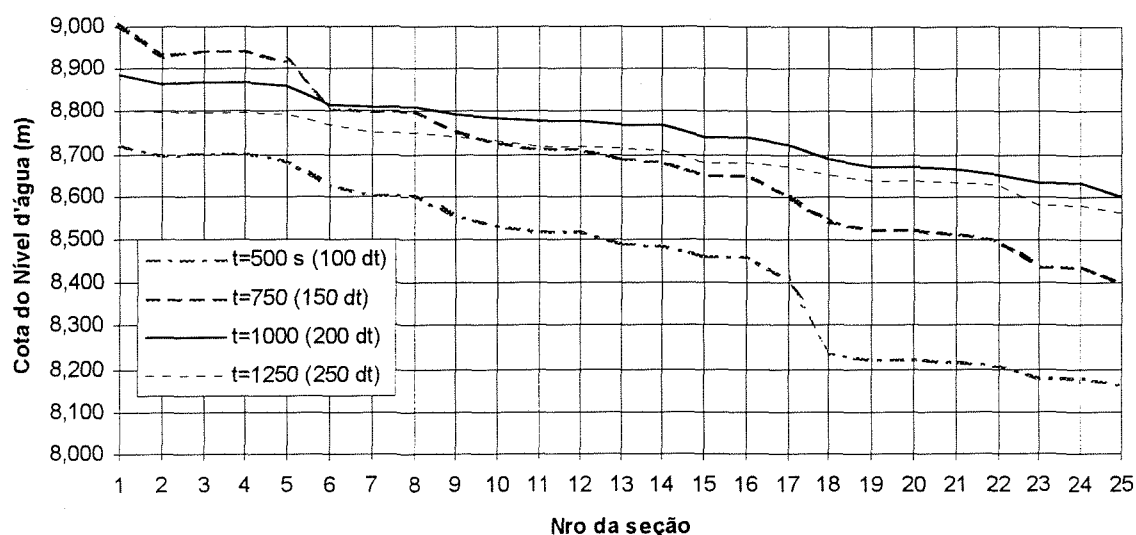


Figura 4.9. Cota d'água ao longo do ramal esquerdo

A curva de 100dt do gráfico 4.8 mostra que o ramal esquerdo acha-se ainda no período de enchimento, uma vez que os tirantes de montante são maiores que os de jusante.

A curva de 150dt apresenta tirantes maiores para as primeiras seções, concordando com os picos da figura 4.4 (para o terceiro cenário). Na medida que percorre-se o ramal de montante para jusante (de Sm para Sj), o tirante cai do máximo para o segundo menor valor.

O tirante correspondente aos 200dt é máximo no trecho de jusante, resultado equivalente ao da figura 4.6 que indica o pico acontecendo neste intervalo de simulação.

O perfil dos 250dt, indica que o trecho de montante começa o período recessivo, caracterizado pelo esvaziamento da rede. Os trechos de jusante também estão em recessão, porém com valores ainda próximos aos do tirante máximo.

A figura 4.9 destaca dois períodos bem diferenciados ao longo da simulação. O primeiro período caracterizado pelas curvas de 100dt e 150dt, correspondendo ao enchimento da rede, onde a declividade do tirante d'água apresenta valores relativos elevados, próprios dos frentes de onda, esta situação atinge o máximo nos sub-trechos definidos pelas seções 5-6 e 8-9.

As outras duas curvas são uma amostragem dos perfis da cheia após ter passado o pico desta pela seção de jusante, por isso a estabilização na declividade do tirante d'água ao longo do ramal. Além da estabilização da declividade observa-se uma evolução praticamente paralela do tirante d'água ao longo do ramal. A observação anterior indica que os modelos baseados na analogia de um ou mais reservatórios lineares, tem mais validade teórica no período recessivo que na concentração.

A figura a seguir apresenta as vazões máximas dos hidrogramas dos três cenários para as seções Sm e Sj, e a precipitação máxima dos hietogramas de chuva empregados.



A seção Sm apresenta, para recorrência de 50 anos, uma variação ligeiramente superior aos 50% da vazão de 5 anos. Para a seção Sj, a relação anterior supera o 60%. A mesma relação para a precipitação máxima chega próximo dos 40%.

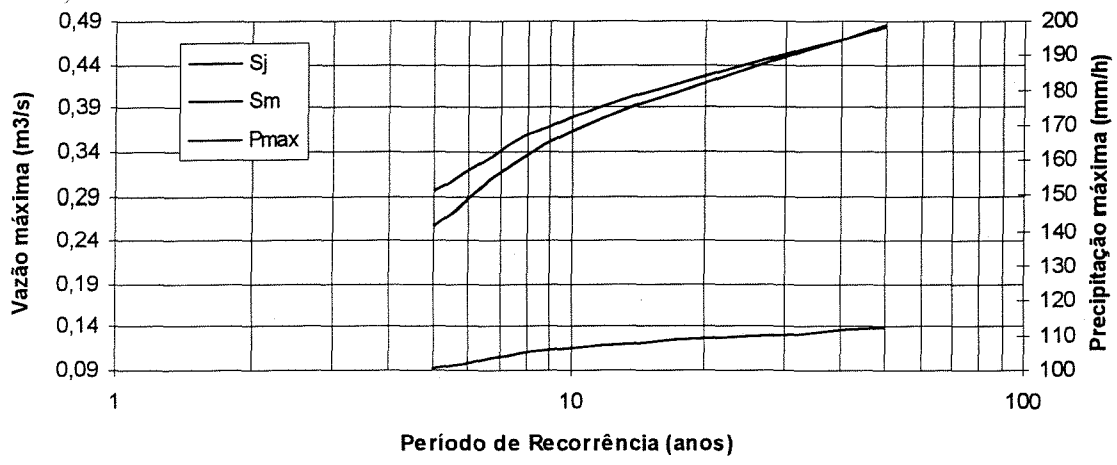


Figura 4.10 Vazão máxima nas seções Sm e Sj e precipitação máxima em função do período de Recorrência.

A curva de vazão máxima da seção Sj mostra uma variação menor, em função do período de recorrência, que a da seção Sm, isto deve-se principalmente, a que o tempo de concentração da bacia definida pela seção Sj é menor ao da seção Sm.

A relação da precipitação é sensivelmente mais baixa que as duas relações de vazão (12% para a seção Sm e 25% para a seção Sj). A falta de linearidade precipitação-vazão explica-se pelo incremento do coeficiente de escoamento gerado por chuvas mais intensas ( $T_r = 5$  anos e  $T_r = 10$  anos, respectivamente).

#### 4.3.4. Análise comparativo dos resultados

A análise comparativa dos três cenários permite a avaliação da evolução da rede submetida a eventos cada vez mais intensos.

Tabela 4.3. Resumo comparativo dos resultados para os cenários analisados

| Cenário   | Seção | Qp<br>(l/s) | t(Qp)     |     | yp<br>cm | t(yp) |      | Δt(Qp,yp) |      | Duração         |                 | Duração<br>Relativa<br>$\frac{d(Q>66\%Qp)}{d(y>66\%yp)}$ | Duração do<br>Fluxo<br>sob Pressão |     |
|-----------|-------|-------------|-----------|-----|----------|-------|------|-----------|------|-----------------|-----------------|--|------------------------------------|-----|
|           |       |             | min       | Dt  |          | min   | Dt   | min       | Dt   | (Q>66%Qp)<br>Dt | (y>66%yp)<br>Dt |  | min                                | Dt  |
|           |       |             | Cenário 1 | Sm  |          | 92    | 12,5 | 150       | 39,5 | 13,8            | 165             |  | 1,3                                | 15  |
|           | Sj    | 300         | 16,8      | 202 | 52       | 18,3  | 220  | 1,5       | 18   |                 |                 |  |                                    |     |
| Cenário 2 | Sm    | 114         | 12,3      | 148 | 46       | 13,1  | 157  | 0,8       | 9    | 95              | 160             | 1,68   | 5,8                                | 70  |
|           | Sj    | 380         | 16,7      | 200 | 58       | 17,1  | 205  | 0,4       | 5    |                 |                 |  |                                    |     |
| Cenário 3 | Sm    | 138         | 12,2      | 146 | 56       | 12,7  | 152  | 0,5       | 6    | 87              | 165             | 1,90   | 10,2                               | 122 |
|           | Sj    | 480         | 15,0      | 180 | 70       | 16,8  | 202  | 1,8       | 22   |                 |                 |  |                                    |     |
|           | Sj(*) | 460         | 16,5      | 198 |          |       |      |           | 4    |                 |                 |  |                                    |     |

Sj(\*): Resultados da seção Sj (figura 4.5) sem considerar a antecipação originada na superposição de pelo hidrograma de uma das sub-bacias.

Os resultados obtidos nos três cenários analisados foram resumidos na Tabela 4.3. Nela constam, para as seções Sm e Sj, a vazão máxima Qp, o tirante máximo yp, o tempo para a vazão máxima t(Qp) e tirante máximo t(yp). Nas seções com fluxo sob pressão, determinou-se a duração da mesma.

Com os dados anteriores calcularam-se os seguintes indicadores.

$\Delta t(Qp,yp)$ : retardo entre o tempo da vazão máxima e o tempo do tirante máximo,

$D(Q>66\%Qp)$ : duração da vazão num valor superior ao 66% da vazão máxima,

$D(y>66\%yp)$ : duração do tirante num valor superior ao 66% do tirante máximo,

$D(y)/D(Q)$ : duração relativa, quociente entre as duas durações anteriores.

Na Tabela 4.3 observa-se uma pequena diminuição dos tempos t(Qp), conforme o evento aumenta em magnitude, na seção Sm passa de 150dt no cenário 1, para 146dt no cenário 3. A

seção  $S_j$  apresenta um resultado semelhante. Isto equivale a dizer que, para a  $S_m$ , o fluxo no cenário 3 antecipou-se em 4dt respeito do cenário 1. A mesma antecipação para a  $S_j$  foi de 20dt. A diferença entre uma e outra seção deve-se ao crescimento de um dos hidrogramas das sub-bacias (vide figura 4.5) cuja superposição antecipa o pico do último cenário, se não considerarmos essa interferência, valor correspondente a  $S_j(*)$  na Tabela 4.3, teríamos uma antecipação de 4dt.

Os tempos  $t(y_p)$  apresentam, como esperado, o mesmo comportamento quando o evento cresce, porém a variação deste é sensivelmente maior se comparada com a variação de  $t(Q_p)$ . Na seção  $S_j$ , o  $t(y_p)$  é de 220dt para o cenário 1 e de 202dt para o cenário 3, ou seja uma antecipação de 18dt. Na seção  $S_j$  essa antecipação foi de 13dt.

Conclui-se que os tempos  $t(y_p)$  são muito mais sensíveis à magnitude do evento que os  $t(Q_p)$ .

Os retardos  $\Delta t(Q_p; y_p)$  nas seções  $S_m$  e  $S_j$  diminuíram conforme o evento cresceu. O primeiro cenário apresentou valores comparativamente elevados, enquanto que os cenários 2 e 3, apresentaram valores praticamente iguais, tanto na seção  $S_m$  como na seção  $S_j$ .

Conclui-se que os retardos entre a vazão máxima e o tirante máximo são significantes nos eventos menores, no cenário 1 este valor esteve entorno de 10% do tempo da vazão de pico. Nos eventos mais intensos, o retardo torna-se praticamente desprezível.

A duração da vazão acima de 66% da vazão de pico  $D(Q > 66\% Q_p)$ , nos três cenários, apresentou-se com valores entre 80dt a 95dt. O valor de  $D(y > 66\% y_p)$  nos três cenários, apresentou-se com valores entre 135dt a 165dt. A duração relativa entre estes dois indicadores mostrou que a permanência dos níveis no terço superior é entre 70% a 90% maior que a permanência das vazões para a mesma proporção.

A marcada diferença entre estas durações tem duas origens, quais são:

- Relação não linear entre vazões e níveis e

- curva chave não biunívoca.

A primeira tem como consequência que a incrementos constantes no nível, teremos incrementos crescentes das vazões, a segunda deve-se à diminuição da declividade da linha d'água antes e depois da passagem da onda.

A duração relativa apresentou-se, em média, crescente com a magnitude do evento. Os resultados obtidos para a duração relativa, indica a importância do emprego de modelos baseados na onda dinâmica para avaliar o escoamento em redes, uma vez que o fator determinante no dimensionamento das redes pluviais é a rápida evacuação das águas da superfície e, quando superadas, a redução do tempo de permanência em superfície. Os modelos dinâmicos são os únicos que tem uma formulação adequada para avaliar estes tempos.

A seção Sm apresentou escoamento sob pressão nos cenários 2 e 3. No cenário 2 teve uma duração de 70dt e uma carga máxima de 6 cm (diâmetro do tubo igual a 400 mm). No cenário 3 teve uma duração de 122dt e uma carga máxima de 16 cm. Na seção Sj (diâmetro igual a 800 mm) manteve-se sempre com escoamento livre.

#### **4.4 APLICABILIDADE DO MODELO**

O modelo exige um esforço razoável na coleta de dados da bacia, no cadastro das redes de pluviais e, as vezes na determinação de condições de contorno estáveis. Em contrapartida, uma vez ultrapassada esta etapa inicial, o modelo fornece uma quantidade de informação comparável ao volume de dados de entrada, sendo que praticamente todas as variáveis de saída, consequência da escala de análise, representam processos físicos particulares e não tendências médias de comportamento, ou seja, qualquer variável analisada terá sido estimada através da descrição do processo físico dentro da bacia simulada. Pelas considerações anteriores o modelo, eventualmente poderia responder a questões particulares que modelos puramente hidrológicos não possam representar.

Este tipo de modelo tem características adequadas para ser empregado em bacias de grandes centros urbanos com problemas de drenagem, como modelo de tempo atual, para a previsão, alerta e otimização da operação do sistema de esgotos pluviais. O modelo pode ser parte integrante de um sistema de simulação de grandes bacias urbanas, o qual teria seus arquivos de dados, principalmente o de chuva, atualizados por um banco de dados que coordena a informação de dois subsistemas, um de monitoramento da chuva em tempo atual e outro de previsão de chuva.

Uma aplicação alternativa, porém não específicas ao modelo, seria o estudo de caso do comportamento de elementos hidráulicos em emissários submarinos, onde misturam-se efluentes pluviais com esgoto.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O principal objetivo deste trabalho, o desenvolvimento de um modelo de simulação de bacias urbanas a nível de micro ou macrodrenagem, foi atingido satisfatoriamente. O modelo simula a maior parte dos processos envolvidos na propagação da cheia nas bacias urbanas. As simplificações, linearizações, e esquemas numéricos dos algoritmos empregados satisfazem a precisão requerida na maioria das situações, como evidencia-se nas aplicações realizadas, no Análise da Precisão do Módulo Bacia e nas aplicações de Villanueva (1990).

O modelo da dissertação de Villanueva (1990) aproveitado na simulação da rede teve a sua estrutura de arquivos de entrada modificada para compatibilizar com os arquivos de saída do Módulo Bacia, otimizar a entrada dos dados e aumentar a funcionalidade do modelo.

O modelo não dispõe de algoritmo de dimensionamento (otimização) de redes, uma vez que o objetivo específico foi a simulação ou verificação de redes de pluviais.

#### **Conclusões:**

O modelo apresenta algumas dificuldades relacionadas com a quantidade e complexidade das informações necessárias para os arquivos de dados (conseqüência do grau de detalhe dos processos simulados), a aparição de instabilidades numéricas (em situações limites de aplicabilidade) do Módulo Rede e a determinação das condições iniciais.

Em contrapartida, a quantidade de informação gerada após cada simulação permite caracterizar de forma muito apurada o funcionamento das bacias hidrográficas e da rede de drenagem, quanto a sua evolução e estado final, gerada por um ou mais eventos.

Uma das premissas adotadas foi que o modelo roda-se num equipamento do padrão IBM-PC, isto trouxe, no princípio dos trabalhos, fortes limitações nos tamanhos das bacias analisadas

conseqüência do tamanho das matrizes do Módulo Rede. Estas limitações acham-se atualmente superadas, pelo avanço dos sistemas operacionais.

A divisão do modelo em dois módulos foi uma simplificação adotada que facilitou a operacionalidade do modelo, minimizando a geração e alteração dos arquivos de dados.

O modelo foi desenvolvido para atender à simulação da microdrenagem urbana, conseqüentemente, permite a simulação da macrodrenagem através da modificação dos critérios de discretização das sub-bacias no Módulo Bacia.

A escolha da onda cinemática para o Módulo Bacia deve-se a que foi dada prioridade à simulação da microdrenagem, mas, devido a estrutura modular do modelo poderia anexar-se facilmente no Módulo Bacia um modelo específico para a simulação da macrodrenagem.

Os problemas de instabilidade numérica do Módulo Rede decorrentes de tirantes muito baixos, quando simula-se a microdrenagem, podem ser contornados pela redefinição das sub-bacias no Módulo Bacia.

De todas as condições de contorno de saída da bacia, a que apresenta maior estabilidade é a de nível de jusante constante ou variável, seguida pela de vazão de jusante constante ou variável. Esta limitação aumenta significativamente, na medida que a rede simulada diminui, devido ao fato que os diâmetros, como as vazões e níveis d'água sobre estes, são menores. Quando o modelo trabalha com tirantes pequenos, aumenta a possibilidade, que em alguma seção entre os nós, o método de eliminação local calcule um tirante negativo.

O Módulo Rede é comparativamente mais estável, quando a rede simulada acha-se sob pressão, que quando a mesma rede acha-se a fio livre.

Na passagem da onda de cheia, os tempos de permanência dos níveis relativos próximos ao valor máximo são maiores que a permanência das vazões relativas, devido à inexistência de uma relação biunívoca entre o tirante e a vazão. A permanência dos níveis máximos é considerada

como uma restrição nos projetos de drenagem urbana, portanto, em determinadas situações, se terá a necessidade de utilizar um modelo como o proposto, que possa avaliar adequadamente estés durações.

As aplicações realizadas nesta dissertação sobre a bacia dos Açorianos, acha-se no tamanho mínimo de bacia a simular por este modelo. A simulação de áreas menores pode levar a problemas de instabilidade numérica insuperáveis.

O modelo é aplicável a praticamente todas as situações em que os termos de inércia nas equações completas do escoamento não são desprezíveis.

### **Recomendações**

Este modelo deveria empregar-se unicamente nos casos em que há verdadeira necessidade de simular sistemas com baixas declividades e/ou com interferências no escoamento. Em outras situações, a aplicação deste modelo não é recomendável já que não haverá ganhos significativos de precisão e, em contrapartida, a geração dos arquivos é significativamente mais complexa que no caso de outros modelos simplificados e a probabilidade de ter que lidar com instabilidades será muito maior.

Nas bacias com declividade elevada, principalmente nos trechos finais do escoamento, não é aconselhável o emprego deste modelo, como também, de qualquer outro baseado na onda dinâmica, pelo fato de ter que lidar com eventuais situações de instabilidade. Esta situação atinge o máximo no caso que, além do anterior, o trecho de jusante pode-se considerar livre de qualquer interferência, como é o caso de uma queda livre. Na situação oposta à anterior, em trechos com baixa declividade e/ou interferência de jusante no escoamento, será necessário o emprego de um modelo de simulação baseado na onda dinâmica. Além de necessário, o modelo torna-se mais estável.

Das observações anteriores, conclui-se que o modelo apresenta verdadeira utilidade quando há que estudar interferências de jusante no escoamento, como são os casos de estações de



bombeamento para transpor de bacia a água dos pluviais, influência da maré, de nível de lagos ou rio nos coletores principais, estudo da eficiência de reservatórios de atenuação de pico dentro da bacia, etc.

A tarefa mais demorada é a geração dos arquivos de dados com a descrição física da bacia e a rede; esta poderia facilitar-se com o desenvolvimento de um banco de dados que prepare automaticamente os estes arquivos.

As instabilidades são geralmente decorrente do algoritmo de eliminação local, pois ele calcula as variáveis dependentes nas seções intermediárias como combinações lineares das mesmas nos nós (Villanueva, 1990). Num trecho comprido, o surgimento de instabilidades é um indicador da necessidade de divisão em trechos menores. A subdivisão fará, na maior parte dos casos, que as projeções da declividade nos nós não gere valores negativos do tirante nas seções intermediárias. Se a subdivisão não resolver as instabilidades serão necessárias simplificações ou modificações dos trechos. O tratamento de cada tipo de instabilidade dependerá da sua origem, dentre das quais foram identificadas:

**declividades elevadas.** As vezes, alguns trechos da rede apresentam trechos de altas declividades que fogem do que foi considerado limite de aplicabilidade. Esses trechos, geralmente, tornam o Módulo Rede instável. Se a proporção da rede nestas condições não é significativa em número de trechos, comprimento e vazão do trecho (em relação à vazão de saída), pode contornar-se a situação através de simplificações e/ou alterações da rede. A condicionante de proporção anterior é para garantir que os eventuais erros introduzidos nos resultados sejam desprezíveis. O tratamento recomendado dependerá se o trecho for curto ou comprido. No caso de um trecho curto, por exemplo, uma boca de lobo entrando num ramal principal, poderá simplificar-se pela substituição de um trecho inicial (sem trecho a montante) curto de baixa declividade com condição de contorno de montante do tipo  $Q(t)$ . Se o trecho for comprido deve tentar-se inicialmente uma subdivisão do trecho. Se a instabilidade persiste ainda em algum sub-trecho, poderá trocar-se a declividade de fundo deste, por um valor que estabilize o cálculo. A troca de declividade implica na introdução de um erro nos resultados, portanto não poderá ser empregada esta técnica se trata-se de um trecho de especial interesse para a verificação. Os erros relativos

introduzidos diminuirão na medida que o fluxo continua seu percurso para jusante, pelo efeito de escala gerado da adição de trechos contribuintes.

**Tirantes muito pequenos.** Trechos com comprimentos estáveis para tirantes médios, podem tornar-se instáveis para valores mais baixos. Estes casos apresentam-se, normalmente na periferia da rede. Uma das formas de contornar a instabilidade é redefinir a bacia de aporte, simulando os primeiros trechos da rede como se ainda se trata-se de escoamento superficial, ou seja, substituir estes por um escoamento análogo através do Módulo Bacia.

**condições iniciais inadequadas.** O Módulo Rede requer que sejam informados os valores iniciais dos pares tirante e vazão em cada seção da rede. Estes correspondem a uma situação de escoamento transitório para tirantes pequenos que é “a priori” desconhecida, e estimam-se através do escoamento em regime permanente. Os erros introduzidos pela hipótese de regime permanente em determinadas situações leva o modelo a oscilações entorno da solução que terminam provocando a estimativa de um tirante negativo, interrompendo o cálculo. Nos casos que isto acontece, o procedimento recomendado é rodar o modelo para de condições de iniciais em regime permanente para tirantes médios, com condições de contorno do tipo hidrogramas monótonos decrescentes. As soluções encontradas pelo modelo para cada intervalo de tempo, suficientemente afastada do início, são potenciais condições iniciais. A escolha de uma destas deve atender a uma condição de funcionamento inicial provável da rede para o fenômeno em estudo ou uma situação inicial que não introduza erros relevantes na solução procurada.

**Condições de contorno inadequadas.** O Módulo Rede apresenta-se comparativamente mais sensível às condições de contorno de jusante. Entretanto a condição de contorno de jusante mais freqüente é a de nível constante ou variável, que por sua vez é a mais estável. Se a condição de contorno for outra, e se a subdivisão do trecho não estabilizar a solução, a seção de saída da rede poderá substituir-se por um trecho de baixa declividade e uma condição de contorno de jusante de nível constante. Neste caso deverá garantir-se que o efeito do remanso seja desprezível, para o qual deverá calcular-se um comprimento mínimo deste mantenha o erro na seção de saída real acotado num intervalo aceitável, por exemplo um erro no tirante de +/- 0,01m.

## REFERÊNCIAS

- ABBOTT M. B., HAVNO K, HOFF-CLAUSEN N. E. E KEJ A. (1982) A modeling system for the design and operation of storm sewer networks, em Abbott e Cunge, J. A. (ed.) Engineering applications of computational hydraulics, volume I, Pitman, Londres.
- CAICEDO, RAMSEYER, 1993, Sistema Para Dimensionamento de Micro-Drenagem IPHU1, Recursos Hídricos 27, UFRGS.
- CHEVEREAU, G., HOLLY, F e PREISSMANN, A (1978) Can Detailed Hydraulic Modelling be Worthwhile when Hydrologic Data is Incomplete?, Proceeding of the International Conference Held at the University of Southampton, U. K., pages 317-326.
- COLYER, P. J. e PETHICK, R. W. (1976) Storm Drainage Design Methods, Report number INT 154, Hydraulics Reserch Station, Wallinford, U. K.
- EAGLESON, P. S. (1970). Dynamic Hydrologic, Mc Graw-Hill Book Company.
- EPA, 1976, Modifications to the Stormwater Management Model Documentation (Version March 1975, updated, April 1976).
- GAN, T. Y. e BURGESS, S. (1990), Assesment of a Conceptual Rainfall-Runoff Model's Ability to Represent the Dynamic of Small Hypotetical Catchments, Water Resources Research, volume 26, number 7, pages 1595-1604.
- HMSO, 1976, A Guide for Engineers to Design of Storm Sewer System, Road note 35, (2nd Ed.) Transport and Road Research Laboratory, HMSO, London.
- HORTON (1933), The Role of Infiltration in the Hydrological Cycle, Trans. AM. Geophys. UN., 14, pages 446-460.

- IDE C. N. (1984) Qualidade da Drenagem Pluvial Urbana da Bacia dos Açorianos, Porto Alegre, RS, Dissertação de Mestrado, IPH, UFRGS.
- JOLIFFE, I. B. (1981) Numerical Modeling of Urban Drainage Networks Proceedings of the Second International Conference of Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois, USA.
- KIDD (1976), A Non Linear Urban Runoff Model, Institute of Hydrology, Report N° 31.
- LI (1975) Non Linear Kinematic-Wave approximation, Water Resource Research pages 245-252.
- MACHADO S. E. (1981), Modelo Hidrológico Determinístico para Bacias Urbanas, Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos.
- MAZA, J. . A (1986), Apuntes de Hidrologia Urbana, Centro Regional Andino, Instituto Nacional de Ciência y Técnica Hídricas, Argentina.
- PREISSMANN, A (1961) Propagation des Intumescences dans les Canaux et Rivières. First Congress of de French Association of Computation, Grenoble France.
- PRICE, R.K. e KIDD, C. H. R. (1978), “ A Design and Simulation Method for Storm Sewers”, Urban Storm Drainage, Proceeding of the International Conference held at the University of Southampton, U.K. .
- SCS (1972), Hydrology, National Engineering Handbook, Section 4, Washington, DC.
- SCS (1973), A Method for Estimating Volume and Rate Runoff in Small Watersheds.
- SCHAAKE, J. C. (1971), Deterministic Urban Runoff Model, Treatise of Urban Hydrology, Chapter VIC, pages 375-383, Colorado State University Fort Collins, Colorado, USA.

- SCHAAKE, J. C. Jr. (1972), Modeling Urban Runoff As A Deterministic Process, Chapter VIA, pages 343-349.
- SCHAAKE, J. C. Jr. (1972), A General Rationale For Modeling Urban Runoff, Chapter VIB, pages 350-383.
- SILVEIRA A. L., LOUZADA J.A., e BELTRAME L. F. (1993), "Hidrologia Ciência e Aplicação". Editora da Universidade, UFRGS, EDUSP, ABRH.
- SMITH, R. E. 1983, Aproximate soil water movement by kinematic characteristics, Soil Sci. Soc. Am. Proc., 47, 3-8.
- SMITH, R. E. e HEBBERT, R. H. B. 1983, Mathematical simulation of interdependent surface and subsurface hydrologic processes, Water Resour., 19(4), pages 987-1001.
- TERSTRIEP M. J. e STALL J.B. 1974, The Illinois Urban Drainage Area Simulator Illudas, Illinois State Water Survey, State of Illinois, USA, Bulletin 58.
- TUCCI, C.E.M.(1979), "Escoamento Superficial", Apostila de Hidrologia Aplicada, capítulo III, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- TUCCI , SANCHEZ E LOPES (1982), Modelo Matemático Precipitação-Vazão IPH II, Publicação Número 3, IPH, UFRGS.
- TUCCI, C. E. M. (1989), Modelo Matemáticos em Hidrologia e Hidráulica, Revista Brasileira de Engenharia, Volume 3.
- TUCCI, C. E. et al., (1993), "Hidrologia: Ciência e Aplicação". Editora da Universidade, UFRGS, EDUSP, ABRH.

VILLANUEVA, A . O . N . (1990), Modelo para Escoamento Não Permanente em uma Rede de Conduitos, Dissertação de Mestrado Número 145, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal de Rio Grande do Sul.

WATKINS, L. H. (1962), The Design of Urban Sewer System, Department of Scientific and Industrial Research, Technical Paper N°55, HMSO, London.

WATKINS, L. H. e FIDDES, D. (1984), Highway and Urban Hydrology in the Tropics, Pentech Press, London: U.K.

WISNER, P. (1984), Experience With Stormwater Management in Canada, University of Ottawa.

YEN, B. C. (1978) Instabilities of Storm Sewer Flows. Proceeding of the International Conference held at the University of Southampton, U.K., pages 282-293.

## **ANEXO A**

### **ARQUIVOS DE ENTRADA AO MODELO**

O modelo compõe-se, como já foi exposto de dois programas, que foram chamados MÓDULO BACIA e MÓDULO REDE.

Cada um dos módulos possui um conjunto de rotinas com uma ou mais finalidades, simulando os diferentes processos em que foi idealizado o sistema. Para o modelo ter condições de simular os mais variados fenômenos que acontecem no escoamento urbano precisa-se de um grande número de rotinas específicas, e como cada rotina associa-se a um conjunto de informações (parâmetros e variáveis iniciais e dados de entrada). Esta informação foi sistematizada em arquivos de entrada específicos.

#### **A.1. MÓDULO BACIA**

A figura A.1 ilustra o diagrama de blocos deste módulo. A informação agrupou-se em dois arquivos de entrada. O primeiro para a rotina de separação e o segundo com a informação da onda cinemática. Os arquivos de dados são montados de forma interativa, por isto não serão feitas considerações sobre a formatação destes.

##### **A.1.1. Arquivo de precipitação**

O modelo é discretizado em pequenas sub-bacias, onde calcula-se a precipitação efetiva em função da precipitação sobre elas consideradas e dos seus parâmetros. Os dados necessários para a rotina da separação da chuva são relacionados a seguir.

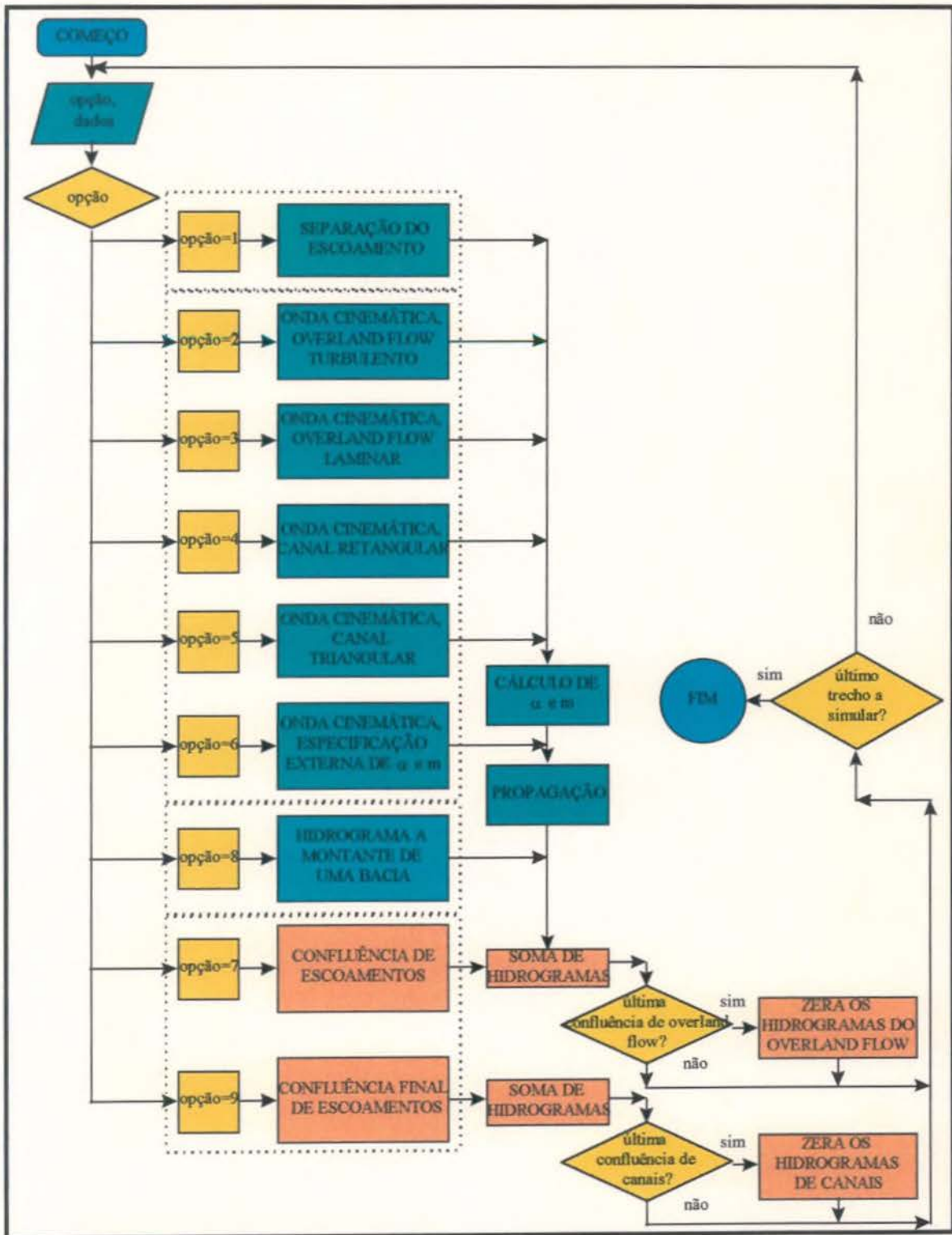


Figura A.1. Diagrama de blocos das principais rotinas do Módulo Bacia.

- Ndt: Nro de intervalos de precipitação.
- Dt: Intervalo de tempo do hietograma de entrada [hs].



- Dti: Intervalo de cálculo do programa [seg]
- Pent[i]: Hietograma de precipitação [mm/h].
- IO: capacidade de infiltração máxima [mm/h].
- Ib: capacidade de infiltração mínima [mm/h].
- H: parâmetro de decaimento  $\{\exp\{-k[h^{-1}]\}$ .
- Q0: vazão de base no começo da chuva [mm/h].

Esta rotina deve ser sempre a primeira a executar, em cada simulação, podendo ser omitida nas sub-bacias seguintes. Essa omissão significa admitir que não há variação na distribuição temporal e espacial da chuva, e que o solo é o mesmo. O modelo assumirá o mesmo hietograma de precipitação efetiva até que a rotina seja chamada novamente.

### A.1.2. Arquivo Geral

Este arquivo contém informação da topologia, parâmetros da onda cinemática e confluências.

#### Onda Cinemática

A onda cinemática emprega-se para simular o escoamento superficial (laminar e turbulento), escoamento em canais triangulares e retangulares e escoamento com os parâmetros  $\alpha$  e  $m$  específicos. Qualquer que seja o tipo de escoamento simulado a linha de dados necessária é apresentada a seguir.

- Nmann: coeficiente de Manning.
- NroTra: número de trechos em que será discretizado o escoamento.
- Cota1: Cota de montante do escoamento (m).
- Cota2: Cota de jusante do escoamento (m).
- Comprimento: comprimento total do escoamento (m).
- Param1: parâmetro função do tipo de escoamento.
- Param2: parâmetro função do tipo de escoamento.

Os últimos dois parâmetros dependem do tipo de escoamento. A rotina de escoamento superficial considera cinco tipos diferentes, que acham-se relacionados na tabela a seguir.

| Tabela A.1. Expressões dos parâmetros Param1 e Param2, função do tipo de escoamento. |                     |                        |                        |                  |   |
|--|---------------------|------------------------|------------------------|------------------|---|
| TIPO DE ESCOAMENTO   | Superficial laminar | Superficial turbulento | Canal retangular       | Canal triangular | Especificação externa de $\alpha$ e $m$ |
| OPÇÃO  | 2                   | 3                      | 4                      | 5                | 6                                       |
| PARAM1   | 1                   | 1                      | Largura do Canal B (m) | Larg./Profund.   | $\alpha$                                |
| PARAM2   | impermeab.          | Impermeab.             | 1                      | 1                | $m$                                     |

### Confluência de Escoamentos

Através desta rotina são inicializados os vetores que contém a informação dos trechos anteriores, prévio cômputo da vazão total como a soma das vazões parciais. Os dados necessários são:

- NroEsc: número do escoamento em questão, começando por 1 (um) até o número de escoamentos afluentes ao nó.
- TotEsc: número total de escoamentos afluentes ao nó.

A figura a seguir ilustra uma confluência com dois escoamentos chegando e um saindo como os valores dos escoamentos 1 e 2.

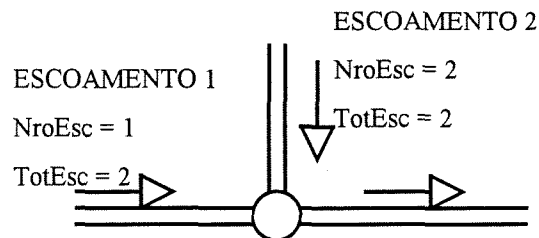


Figura A.2. Dados para a rotina confluência

O modelo considera dois tipos de confluência, a chamada através da OPÇÃO = 7 corresponde à confluência comum e indica que existirá fluxo a jusante do nó considerado. A OPÇÃO = 10 corresponde à confluência final do escoamento, geralmente o nó corresponde com uma boca de lobo. Essa distinção é necessária pois os valores que armazenam as vazões são submetidas a uma inicialização diferenciada.

### **Vazão de Montante**

Esta rotina foi implementada para casos particulares, nos que se disponha do hidrograma de montante do ponto de análise. Portanto a informação a ingressar e o hidrograma de vazões afluente à sub-bacia discretizado segundo o intervalo de cálculo.

Para facilitar o ingresso dos dados do Módulo Bacia e, principalmente a colheita dos mesmos foi proposta a tabela A.2.

### **A.1.3. Topologia**

O Módulo Bacia possui uma forma simples de informar a topologia do escoamento na superfície devido ao fato que os percursos do escoamento superficial desde as divisórias de água até as bocas de lobo não são muito cumpridas.

A descrição se faz através do próprio arquivo de dados, onde as rotinas são chamadas em uma seqüência predeterminada. A seqüência preestabelecida é SEPARAÇÃO, OVERLAND FLOW e CANAIS. Entre as rotinas OVERLAND FLOW e CANAIS, emprega-se a rotina CONFLUÊNCIAS encarregada de transpor e inicializar adequadamente os vetores contendo a informação da vazões longitudinais e laterais.

A seqüência indica que primeiro seja chamada a rotina separação, após o escoamento do tipo Overland Flow, tantas vezes como sub-bacias tenham sido selecionadas até chegar ao meio fio. Posteriormente chama-se a rotina confluência (opção = 7). Eventualmente pode repetir a seqüência anterior para a outra margem.

Tabela A.2. Arquivo de dados em função da topologia

## DADOS DE ENTRADA PARA O MODULO SUPERFICIE

| GERAIS     |           |       | ONDA CINEMÁTICA |         |       |       |             |        |        | CONFLUÊNCIA |        | SEPARAÇÃO |    |      |    |
|------------|-----------|-------|-----------------|---------|-------|-------|-------------|--------|--------|-------------|--------|-----------|----|------|----|
| NoMontante | NoJusante | opcao | Nmann           | NroTram | Cota1 | Cota2 | Comprimento | Param1 | Param2 | NroTra      | TotEsc | I0        | Ib | H    | Q0 |
| 1          | 14        | 1     |                 |         |       |       |             |        |        |             |        | 20        | 5  | 0,75 | 0  |
| 1          | 2         | 3     | 0,013           | 2       | 100   | 99,80 | 15,00       | 1      | 0,95   |             |        |           |    |      |    |
| 2          | 3         | 3     | 0,020           | 2       | 99,80 | 99,50 | 12,00       | 1      | 0,06   |             |        |           |    |      |    |
| 3          | 3         | 7     |                 |         |       |       |             |        |        | 1           | 2      |           |    |      |    |
| 4          | 3         | 3     | 0,022           | 1       | 99,65 | 99,50 | 6,00        | 1      | 0,85   |             |        |           |    |      |    |
| 3          | 3         | 7     |                 |         |       |       |             |        |        | 2           | 2      |           |    |      |    |
| 5          | 6         | 5     | 0,015           | 10      | 100   | 99,10 | 100         | 4      | 1      |             |        |           |    |      |    |
| 6          | 6         | 7     |                 |         |       |       |             |        |        | 1           | 2      |           |    |      |    |
| 7          | 8         | 3     | 0,013           | 1       | 99,90 | 99,80 | 10          | 1      | 0,95   |             |        |           |    |      |    |
| 8          | 9         | 3     | 0,020           | 2       | 99,80 | 99,50 | 12          | 1      | 0,06   |             |        |           |    |      |    |
| 9          | 9         | 7     |                 |         |       |       |             |        |        | 1           | 2      |           |    |      |    |
| 10         | 9         | 3     | 0,022           | 1       | 99,65 | 99,50 | 6,00        | 1      | 0,85   |             |        |           |    |      |    |
| 9          | 9         | 7     |                 |         |       |       |             |        |        | 2           | 2      |           |    |      |    |
| 11         | 6         | 5     | 0,015           | 8       | 99,80 | 99,10 | 85          | 4      | 1      |             |        |           |    |      |    |
| 6          | 6         | 7     |                 |         |       |       |             |        |        | 2           | 2      |           |    |      |    |
| 12         | 13        | 3     | 0,022           | 1       | 99,10 | 99,05 | 6           | 1      | 0,85   |             |        |           |    |      |    |
| 13         | 13        | 7     |                 |         |       |       |             |        |        | 1           | 1      |           |    |      |    |
| 6          | 14        | 5     | 0,015           | 2       | 99,10 | 99,00 | 12,00       | 4      | 1      |             |        |           |    |      |    |
| 14         | 14        | 7     |                 |         |       |       |             |        |        | 1           | 2      |           |    |      |    |
| 15         | 16        | 3     | 0,022           | 1       | 99,65 | 99,50 | 6,00        | 1      | 0,85   |             |        |           |    |      |    |
| 16         | 16        | 7     |                 |         |       |       |             |        |        | 1           | 2      |           |    |      |    |
| 17         | 18        | 3     | 3               | 0,013   | 1     | 99,50 | 99,40       | 15,00  | 1      | 0,95        |        |           |    |      |    |
| 18         | 16        | 3     | 3               | 0,020   | 2     | 99,40 | 99,20       | 12,00  | 1      | 0,06        |        |           |    |      |    |
| 16         | 16        | 7     |                 |         |       |       |             |        |        |             | 1      | 2         |    |      |    |
| 19         | 14        | 5     | 5               | 0,015   | 8     | 99,80 | 99,10       | 85,00  | 4      | 1           |        |           |    |      |    |
| 14         | 14        | 10    |                 |         |       |       |             |        |        |             | 2      | 2         |    |      |    |

O procedimento anterior inicializou o aporte lateral que recebe o escoamento em canal (meio-fio). A seqüência para o escoamento em canais é o mesmo que para o tipo Overland Flow, com a única diferença que o último chamado da rotina confluência na boca de lobo deve realizar-se mediante a  $OPCAO = 10$ , para uma correta inicialização dos vetores de vazão.

O módulo tem condições de simular precipitações distintas para cada bacia, como definir os parâmetros diferenciados sempre que seja respeitada a seqüência de entrada dos dados. Quando chama-se a rotina SEPARAÇÃO só para a primeira sub-bacia e omite-se o chamado da rotina nas outras sub-bacias, o modelo assume que a precipitação é a mesma para toda a bacia e que as áreas permeáveis das bacias são homogêneas (possuem os mesmos tipos de solos, nas mesmas proporções de área, as mesmas condições de infiltração, equivale a assumir que todas as áreas permeáveis podem ser descritas pelos mesmos parâmetros). Consequentemente o hietograma de precipitação efetiva (áreas permeáveis) será o mesmo em qualquer sub-bacia.

Se alguma sub-bacia em particular possuir um tipo diferenciado de solo deve-se chamar novamente a rotina de separação. O modelo assumirá que essa sub-bacia e as seguintes tem a mesma resposta desde as áreas permeáveis seguintes.

A continuação será montado o arquivo da bacia representado na figura (4.3) como exemplo os dados necessários e a seqüência na qual devem ser informados. Cada grupo de dados entra-se numa linha só, precedidos sempre de outra linha que indica o nó de montante, nó de jusante e a opção escolhida. Os nós de montante e jusante não tem função específica a não ser esclarecer os dados de entrada. Através da opção escolhe-se a rotina a aplicar. Todos os arquivos de dados devem começar com a escolha da rotina SEPARAÇÃO.

Foram separadas as áreas contribuintes do escoamento superficial em função da sua natureza, supondo a urbanização tipo residencial unihabitacional (casas individuais), construídas recuadas no terreno, precedidas por jardins, sendo suas ruas construídas com paralelepípedos.

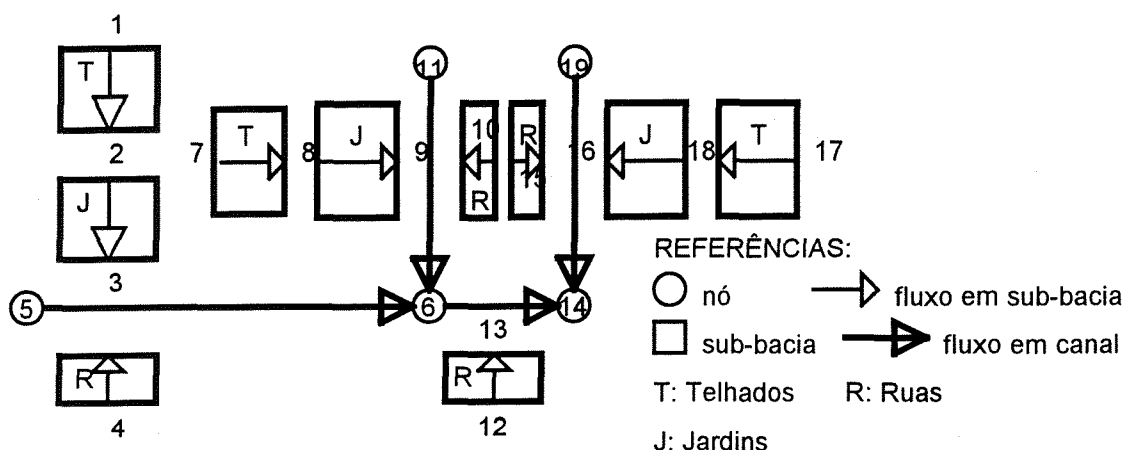


Figura A.3. Discretização da bacia do exemplo

Sob esse esquema dominante, o escoamento superficial poderá dividir-se em três trechos diferenciados do escoamento antes de atingirem o meio fio, dois do lado construído e um do lado da rua. Do lado construído a sub-bacia de montante estará composta predominantemente por telhados, o modelo considera que essa área contribui para a sub-bacia de jusante com escoamento distribuído ao longo da largura considerada. A sub-bacia de jusante composta por os jardins recebe o aporte dos telhados mais a precipitação efetiva na sua área, descarregando finalmente no meio fio. Agora temos que informar ao modelo a existência da primeira confluência, das duas que terá esse meio fio, já que é preciso guardar a informação de vazão e inicializar as vazões de montante para o próximo conjunto de trechos da segunda confluência, neste caso particular a segunda confluência compõe-se de um trecho só definido pela metade da rua até o meio fio. Após de ingressados esses dados devemos informar que trata-se também de uma confluência, neste caso a segunda das duas existentes. O modelo soma as vazões até aquele nó e faz a inicialização das variáveis respectiva. O nó de número 14 representa a boca de lobo.

## A.2. MÓDULO REDE

A informação necessária para este módulo é sensivelmente maior que a do Módulo Bacia. Paralelamente, chegou-se a conclusão que a atualização da informação em diferentes aplicações sobre a mesma bacia é mais eficiente quando as mudanças são feitas diretamente sobre os arquivos de dados. Por esta razão, os arquivos de dados deste módulo descrevem-se com maior detalhe.

Os dados de entrada ao modelo são introduzidos mediante cinco arquivos de dados. A continuação se faz uma descrição do conteúdo de cada um destes arquivos.

### A.2.1. Formatos

A leitura de todos os dados do Módulo Rede realizam-se dentro do corpo principal do programa, portanto os formatos de leitura são comuns a todos os arquivos. A seguir relacionam-se os principais formatos de leitura.

```
9      FORMAT (20A4)
777   FORMAT (A12)
1      FORMAT (8I10)
3      FORMAT (8F10.5)
2      FORMAT (2F10.2, I10)
```

### A.2.2. Arquivo Principal

Contém um cabeçalho identificador da simulação, os nomes dos outros arquivos, os parâmetros numéricos da simulação, a topologia da rede incluindo a localização das condições de contorno.

#### Parâmetros numéricos da simulação

São estes os valores de precisão de fechamento das iterações, limite inferior e superior de  $\theta$ , número de iterações para introdução do processo de filtragem e número máximo de iterações.

Os dados referentes a configuração topológica da rede são fornecidos a partir dos trechos. Villanueva (1990) considerou conveniente a simplificação do tratamento da informação por parte do usuário, e adaptá-la mediante uma rotina do próprio programa ao formato requerido pelo algoritmo de cálculo.

A informação acima listada é fornecida ao modelo em blocos que contém todas as seções de um trecho, um bloco para cada trecho. Cada bloco está dividido em dois grupos. O primeiro grupo inclui todas as características físicas da seção. No caso de ter várias seções com as mesmas características geométricas, só é necessário fornecer-las para a primeira delas a aparecer. Para as seções seguintes basta informar o número da primeira e as características geométricas serão automaticamente copiadas. A cota do fundo e as condições iniciais formam o segundo grupo de dados, que devem ser fornecidos necessariamente para cada seção.

### Estrutura dos dados

READ(1,9) CABE

CABE: cabeçalho do arquivo de saída principal

Read(1,777) cndini

Format(a12)

nome do arquivo de entrada das condições iniciais

Read(1,777) cndcnt

nome do arquivo de entrada das condições de contorno

Read(1,777) icham

nome do arquivo de entrada dos p. de v.

Read(1,777) pldag

nome do arquivo com a informação de graficação

READ(1,1) NDS,NL,NT,ITNR,LCH

NDS: numero de nos

NL: numero de trechos

NT: numero de intervalos

ITNR: parâmetro que indica se deseja-se iterar

0: não iterar

1: iterar

LCH: parâmetro que indica se existem pocos de visita

READ(1,3) ATD,AT,TETA,CEL,PRCSN,AXIT,DIV,OUT

ATD: intervalo de tempo das condições de contorno

AT: intervalo de tempo de calculo



TETA: valor mínimo de theta na simulação  
 CEL: valor da celeridade de fluxo sob pressão a ser usado no calculo da fenda  
 PRCSN: precisão de fechamento das iterações  
 AXIT: máximo numero de iterações permitido  
 DIV: numero de iterações a partir do qual começa-se a filtrar os valores do tirante  
 OUT: parâmetro que indica o tipo de saída

READ(1,3) CDT,CDK,TTMX

CDT: parâmetro para a transição da largura entre o tubo e a fenda  
 CDK: parâmetro para a transição da condutância hidráulica entre o tubo e a fenda  
 TTMX: máximo valor de theta a ser usado na simulação (igual a TETA se desejar-se theta constante)

READ(1,1) IT,NUP(IT),NDN(IT),NS(IT),LC(IT)

um registro para cada trecho

IT: numero do trecho

NUP(IT): numero do no' de montante

NDN(IT): numero do no' de jusante

NS(IT): numero de seções do trecho

LC(IT): parâmetro que indica o tipo de condição de contorno

0: não ha' condição de contorno

<0: condição de contorno de jusante

>0: condição de contorno de montante

1:  $Q = Q(t)$

2:  $H = H(t)$

3:  $H - Q$  ( curva fornecida por pontos )

4:  $H - Q$  ( curva calculada por Manning )

5:  $E = E(t)$

6: queda livre (conduto circular)

7:  $H - Q$  (caso especial)

8: queda livre (conduto retangular)

9:  $Q = Q(t)$  (a ser implementado, gerado pelo programa de superfície, lido de outro arquivo)

READ(1,1) JS,L,JP,ICC,JAF,JF

um registro para cada seção

JS: numero da seção (em cada trecho as seções são numeradas de 1 a NS(IST))

L: indica se os dados da seção serão lidos ou copiados outra seção

0: dados a serem lidos  
 >0: numero da seção da qual os dados devem ser copiados (a qual já deve ter sido lida)

JP: numero de pontos da seção (0 indica seção definida a partir de parâmetros geométricos como diâmetro, largura, etc)

ICC: indica existência e tipo de condição de contorno interna

JAF: seção aberta ou fechada (não operacional)

JF: indica a forma da seção

1: retangular  
 2: circular  
 3: seção definida por uma tabela

se JP > ; L = 0 leitura das tabelas das características físicas em função da cota

READ(1,3) (HA(K,ISA),K=1,JP)  
 READ(1,3) (AR(K,ISA),K=1,JP)  
 READ(1,3) (RR(K,ISA),K=1,JP)  
 READ(1,3) (TA(K,ISA),K=1,JP)

se JP >0 ; L > 0; copia os valores da seção L

se JP = 0 ; L = 0 ; seção definida por parâmetros geométricos

READ(1,2) DS(ISA),BW(ISA),JP

se JP (novo) > 0 Leitura da cota e da condutância hidráulica

READ(1,3) (HA(K,ISA),K=1,JP)  
 READ(1,3) (XKA(K,ISA),K=1,JP)

se JP = 0 ; L > 0; copia os valores da seção L

um bloco para cada trecho

READ(1,3) (RG(ISA),ISA=II,IE1)  
 RG(NS(IST)): coeficiente de Manning

READ(1,3) (DX(ISA),ISA=II,IE)  
 DX(NS(IST-1)): distância entre seções

READ(1,3) (ZO(ISA),ISA=II,IE1)  
 ZO(NS(IST)): cota do fundo

### A.2.3. Arquivo das condições iniciais:

Este arquivo informa ao modelo qual é o estado no início da simulação, contém a informação de nível d'água e vazão em cada seção de cada trecho.

#### Estrutura dos dados

```
READ(9,3) (Y(ISA), ISA=II, IE1)
um registro para cada trecho
Y(NS(IST)): condição inicial (cota)
```

```
READ(9,3) (Q(ISA), ISA=II, IE1)
um registro para cada trecho
Q(NS(IST)): condição inicial (vazão)
```

### A.2.4. Arquivo das condições de contorno:

São fornecidas ao modelo para o trecho em que elas são impostas. O programa determina em qual seção elas devem ser aplicadas e as incorpora no coeficiente correspondente do sistema de equações dos nós.

#### Estrutura dos dados

```
READ(5,1) IT
IT: Numero do trecho da condição de contorno
ACC = LC(IT)
se ACC = 3
    READ(5,1) NPC
    NPC: Numero de pontos da curva H-Q
    READ(5,3) (COT(I, IB), I=1, NPC)
    COT(I, IB): Cota (NPC valores)
    READ(5,3) (QOT(I, IB), I=1, NPC)
    QOT(I, IB): Vazão (NPC valores)

se ACC = 4
    READ(5,3) YNPC, AXI
```

YNPC: numero de pontos da curva a ser gerada

AXY: cota máxima da curva

se ACC = 5 ou ACC = 1 ou ACC = 2

READ(5,3) (CB(I,IB),I=1,LL)

CB(I,IB): condição de contorno

ACC = 6,7,8 sem leitura

### A.2.5. Arquivos dos Poços de Visita

Contém informação referente às perdas de energia e os parâmetros de troca de volumes d'água com a superfície.

As características geométricas das seções transversais ao escoamento são fornecidas junto com os dados das demais seções, no arquivo principal.

#### Estrutura dos dados

READ(7,1) (ICH(I),I=1,NDS)

ICH(I): parâmetro que define a existência ou não de poço de visita, ordenados em seqüência

READ(7,3) ANOD(I),ASN(I),YMAXN(I),CCN(I)

Um registro para cada no' em que existe poço de visita

ANOD: área horizontal do poço de visita a ser utilizada no calculo do armazenamento dentro dele

ASN: área de armazenamento superficial correspondente ao no, para o caso de intercâmbio de água com a superfície

YMAXN: cota da superfície do terreno

CCN: coeficiente de descarga para o caso de intercâmbio de água com a superfície

READ(7,554) IT,FIJ(IT),FIM(IT),CHKJ(IT),CHKM(IT)

um registro para cada trecho

IT: numero do trecho

FIJ: angulo de entrada do trecho ao poço de visita (jusante do no')

FIM: angulo de saída do trecho ao poço de visita (montante do no')

CHKJ: coeficiente de perda de energia na entrada ao p.v. (jusante do no')  
 CHKM: coeficiente de perda de energia na saída ao p.v. (montante do no')

### A.2.6. Arquivo dos parâmetros

Através deste informa-se o tipo de gráfico (limnigrama ou hidrograma), como a seção a qual pertence.

#### Estrutura dos dados

READ(8,1) IPRI

IPRI: indica a cada quantos intervalos de tempo se deseja graficar

READ(8,1) NSQL

NSQL: numero de seções a graficar a vazão

READ(8,3) QMAX,QMIN

QMAX: máxima vazão na escala de graficação

QMIN: mínima vazão na escala de graficação

READ(8,1) (NTQ(I),NSQ(I),TQ(I),I=1,NSQL)

NSQL blocos ( um para cada seção a graficar a vazão)

NTQ: numero do trecho no qual esta a seção a graficar

NSQ: numero da seção a graficar

TQ: intervalo de tempo dos valores observados nessa seção (se TQ = 0 não ha' valores observados)

READ(8,1) NSPL

NSPL: número de seções a graficar o nível d'água)

READ(8,3) HMAX,HMIN

HMAX: máxima altura na escala de graficação

HMIN: mínima altura na escala de graficação

READ(8,1) (NTH(I),NSH(I),TH(I),I=1,NSPL)

NSPL blocos ( um para cada seção a graficar o nível d'água)

NTH: numero do trecho no qual esta a seção a graficar

NSH: numero da seção a graficar

TH: intervalo de tempo dos valores observados nessa seção (se TH = 0 não ha' valores observados)

READ(8,1)NTPER

NTPER: numero de perfis da linha de água a graficar

READ(8,3)(TPER(I),I=1,NTPER)

TPER(I): tempo para o qual será graficada a linha de água

### **A.2.6. Topologia**

Neste ponto serão tratados aspectos referentes a numeração de nós, trechos e seções, determinação dos condutos que confluem num nó, montagem do sistema de equações dos nós e a convenção de sinais empregada no modelo.

#### **Numeração usada pelo modelo**

Os trechos e nós são tratados pelo modelo com a mesma numeração fornecida nos dados de entrada. As seções são remuneradas pelo modelo para reduzir a dimensão dos arranjos utilizados. Com o sistema utilizado vários arranjos perdem uma dimensão. e a máxima dimensão usada é 2 (seria 3 sem ele), ganhando velocidade de acesso e espaço de memória. A numeração é feita aproveitando a característica de independência de cálculo dos trechos que apresenta o algoritmo de resolução da rede. Ao modelo é fornecida uma numeração das seções que, para cada trecho, vá de 1 a n (n= número total de seções do trecho). O modelo transforma essa numeração numa numeração acumulada em função do número para cada trecho I, o número acumulado de seções dos trechos com número de ordem inferior a ele. O primeiro elemento desse vetor, corresponde ao primeiro trecho, tem valor 0. Para obter a nova numeração basta somar à numeração fornecida nos dados o valor de NAS(I) correspondente ao trecho. Como o modelo esta organizado para trabalhar a partir dos trechos o processo de identificação de uma seção é muito simples. Cabe lembrar que a numeração das seções não afeta em nada o processo de resolução do sistema geral de equações.

### **Montagem do sistema de equações**

O sistema de equações monta-se em função dos valores das variáveis dependentes em cada um dos nós da rede. Os coeficientes de cada um dos nós do sistema determinam-se segundo a topologia da rede, é dizer, como estão vinculados nós e trechos de condutos. Essa informação é fornecida ao modelo por meio de dois vetores um para montante e outro para jusante. O modelo trabalha com no máximo 5 (cinco) trechos afluentes e 5 (cinco) trechos defluentes para cada nó.

Na montagem do sistema pesquisam-se quais os trechos afluentes e defluentes, como também se o nó em questão é um poço de visita ou uma condição de contorno.

### **Convenção de sinais**

Por convenção, a vazão é positiva no sentido crescente da numeração das seções, não dependendo da numeração dos nós. A vazão que entra nos poços de visita são consideradas positivas e negativas as que saem, isto é válido para as vazões da rede como para as vazões de entrada e saída pela superfície.

## **A.3. ESTRUTURA MODULAR E ARQUIVOS DE CHUVA**

A estrutura modular do modelo facilita a montagem dos arquivos que contém a informação da bacia e da rede de drenagem, logo pode-se submeter o arranjo a sucessivas chuvas de projeto e verificação e analisar os resultados, de forma muito ágil. A figura a seguir mostra o fluxo dos arquivos de programas, onde identificam-se dois tipos de arquivos, uns fixos, função da topologia e características físicas da bacia (bloco direito), e outro variável a cada aplicação, formado pelo arquivo de chuva, função do evento em análise, e o arquivo das condições de contorno, função dos hidrogramas gerados no Módulo Bacia, para cada evento.

Apesar da facilidade do modelo na simulação de chuvas alternativas, a montagem dos arquivos para a primeira simulação é uma tarefa muito demorada e delicada, pela quantidade, variedade e formato dos dados.

A única forma de agilizar a geração dos arquivos é o desenvolvimento de um banco de dados, que permita a geração simultânea de todos os arquivos a partir de dois arquivos permanentes, **nós** e **trechos**, em função de um arquivo volátil ou não, com a informação da topológica da bacia para os dois módulos. Essa tarefa não foi desenvolvida nesta dissertação, por estar fora do objetivo da mesma.

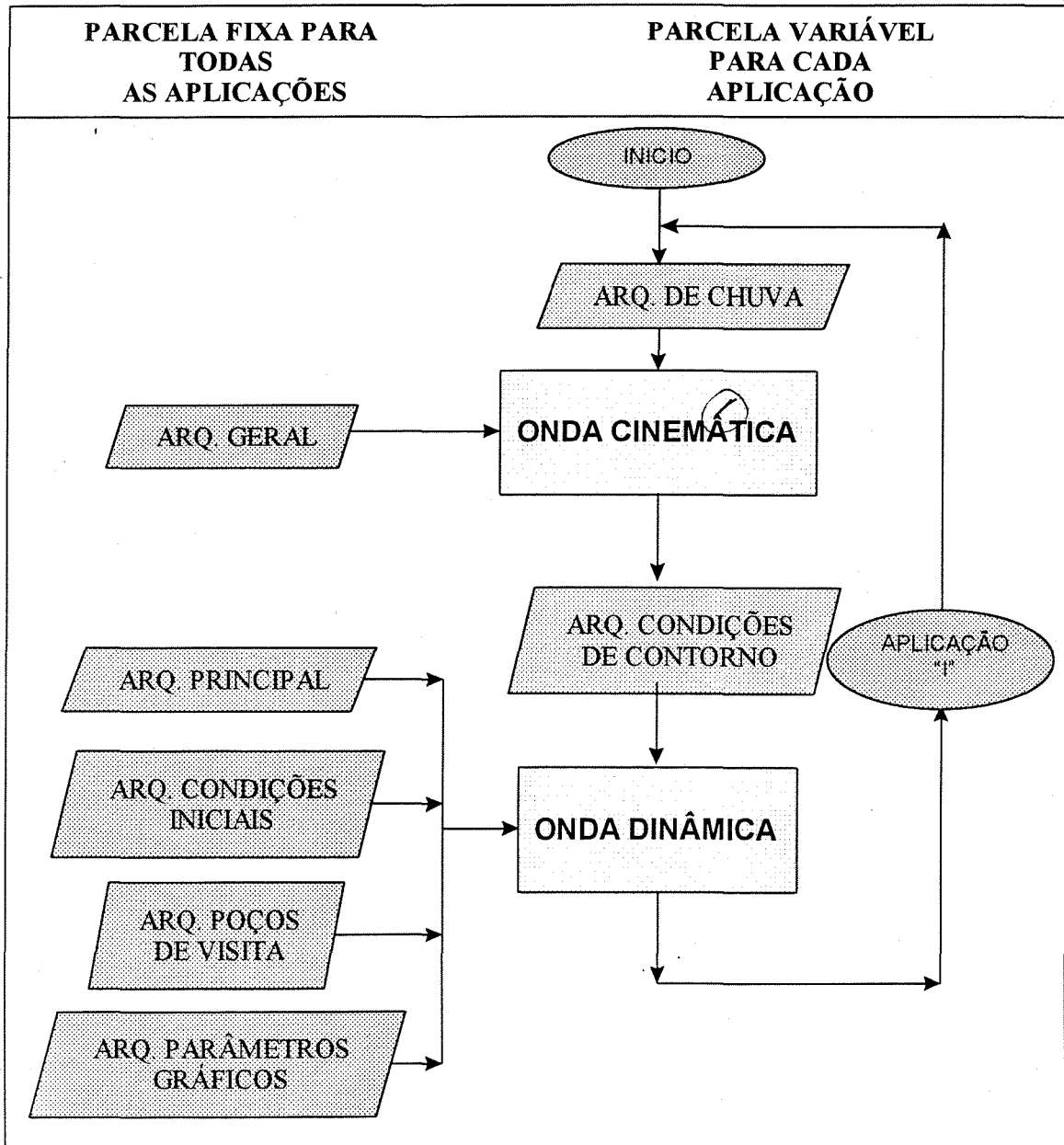


Figura A.4. Ciclo na formação dos arquivos de dados do modelo