

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**HIDROGRAMAS DE PROJETO E ESTIMATIVA DE SUA INCERTEZA**

ROBERVAL DE JESUS LEONE DOS SANTOS

Dissertação submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Professor orientador: Carlos Eduardo Morelli Tucci

Professor co-orientador: André Luiz Lopes da Silveira

Porto Alegre, Dezembro de 1998.

**Ao meu irmão Roberto Leone**

## **AGRADECIMENTOS**

As pessoas e as instituições com as quais contei para a elaboração desta dissertação – a minha família, estudantes, professores, pessoal de apoio e profissionais vários, universidades, o órgão financiador, meu orientador, meu co-orientador – foram tantas que ultrapassaria o próprio volume do trabalho se fosse consignar a cada uma os tributos devidos, que não se pagam jamais.

Tributos devidos, aliás, registre-se solenemente, não apenas pela viabilização desta dissertação através de meus amigos, que lhe são superiores em importância, e através dos recursos públicos, mas também pela presença constante da solidariedade dos meus amigos em tantos momentos de exceção que, ineditamente, conheci nesta cidade, longe do meu lugar de origem.

Neste sentido, a todos os meus colaboradores, a minha gratidão profunda.

## RESUMO

Nas áreas urbanas, modelos concentrados são utilizados em virtude de sua simplicidade e da carência de dados de vazão para o estabelecimento da vazão máxima e do volume escoado para uma dada recorrência.

Sendo os dados de chuva mais abundantes, o modelo hidrológico pode ser utilizado nos prognósticos, com base na chuva de projeto e nos parâmetros estimados para uma dada área.

Entretanto, até aqui, pelo menos no país, não se levou em conta a variabilidade da resposta que esses modelos dão, pois são inerentes a eles as incertezas resultantes da estrutura duvidosa na representação dos processos, das abstrações efetuadas, da aquisição e processamento das informações, dos erros numéricos e dos parâmetros.

A vazão máxima e o volume escoado, características fundamentais do hidrograma de projeto, podem, portanto, com base em técnicas de incerteza, serem apresentados dentro de um intervalo no qual, quase-certamente, está o valor verdadeiro do prognóstico, para uma dada recorrência.

O projetista, ao utilizar o valor da vazão máxima ou do volume na concepção ou dimensionamento das estruturas e facilidades, terá como base não um valor pontual, incerto, mas um intervalo de confiança que lhe dê noção das incertezas inerentes aos modelos.

Esta dissertação, com base em técnicas de incerteza, apresenta uma aplicação a uma bacia urbana de 40 km<sup>2</sup>, em Porto Alegre, integrando aos resultados a avaliação da incerteza do hidrograma de projeto e um contraste de mudanças ocorridas em vários elementos que evidenciam o impacto da urbanização.

## ABSTRACT

In the urban areas, concentrated models are used because of its simplicity and of the lack of flow data for the establishment of the maximum flow and of the volume for a given return time.

The rain-flow model can be used in the predictions, with base in the design storm and in the parameters esteemed for a given area, because the rain data are abundant.

However, at least in the country, it was not taken into account the variability of the answer that those models give, therefore they are inherent to them the resulting uncertainties of the doubtful structure in the representation of the processes, of the made abstractions, of the acquisition and processing of the information, of the numeric mistakes and of the parameters.

The maximum flow and the volume, essential characteristics of the hydrographa design, cannot, therefore, with base in uncertainty techniques, they be presented inside of an interval in which, almost-certainly, it is the true value of the prognostic, for a given return period.

The planner, when using the value of the maximum flow or of the volume in the conception or dimensionamento of the structures and means, he will not have as base a punctual, uncertain value, but a trust interval that gives it notion of the inherent uncertainties to the models.

This dissertation, with base in uncertainty techniques, presents an application to an urban basin of 40 km<sup>2</sup>, in Porto Alegre, integrating into the results the evaluation of the uncertainty of the project hidrograma and a contrast of changes happened in several elements that evidence the impact of the urbanization.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	i
LISTA DE TABELAS .....	v
CAPÍTULO 1. Introdução.....	1
1.1. Impactos da urbanização .....	1
1.2. Hidrogramas em áreas urbanas .....	4
1.3. Objetivos .....	6
CAPÍTULO 2. Hidrogramas de projeto .....	7
2.1. Métodos usuais de estimativa do hidrograma de projeto .....	7
2.1.1. Dados hidrológicos .....	7
2.1.2. Precipitação de projeto .....	11
2.1.3. Métodos incompletos de estimativa do hidrograma de projeto .....	19
2.1.4. Métodos completos de estimativa do hidrograma de projeto .....	23
2.2. Incerteza .....	33
2.2.1. Decomposição da incerteza e métodos de investigação .....	35
2.2.2. Confiabilidade do modelo .....	45
2.2.3. Considerações finais .....	48
CAPÍTULO 3. Metodologia de estimativa do hidrograma de projeto .....	49
3.1. Estrutura metodológica .....	49
3.2. Precipitação de projeto .....	50
3.3. Modelos hidrológicos .....	52
3.3.1. O modelo IPH II .....	52
3.3.2. O modelo SCS .....	62
3.4. Estimativa dos parâmetros e avaliação da incerteza .....	70
3.4.1. Estimativa dos parâmetros do modelo IPH II .....	70
3.4.2. Estimativa dos parâmetros do modelo SCS .....	73

3.4.3. Avaliação da incerteza .....	75
CAPÍTULO 4. Resultados .....	80
4.1. Bacia do arroio Dilúvio na seção CPRM .....	80
4.2. Dados disponíveis .....	85
4.2.1. Dados de precipitação e vazão .....	85
4.2.2. Estimativa das áreas impermeáveis e avaliação do impacto na mancha urbana .....	88
4.3. Ajuste e verificação do modelo IPH II .....	95
4.3.1. Critérios de ajuste .....	95
4.3.2. Calibração do modelo IPH II .....	98
4.3.3. Parâmetros obtidos e discussão dos resultados .....	102
4.3.4. Verificação do ajuste.....	111
4.4. Parâmetros do modelo SCS .....	114
4.5. Estimativa dos hidrogramas de projeto com base na propagação da incerteza .....	117
4.5.1. Modelo SCS .....	117
4.5.2. Modelo IPH II .....	123
4.6. Análise dos cenários da bacia arroio Dilúvio na seção CPRM .....	132
4.6.1. Impacto da urbanização nos parâmetros dos modelos .....	132
4.6.2. Impacto da urbanização nos hidrogramas de cheia observados, no coeficiente de escoamento e nas vazões máximas observadas .....	133
4.6.3. Impacto da urbanização na curva de probabilidade da vazão máxima e do volume ....	138
CAPÍTULO 5. Conclusões e recomendações .....	142
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	145
ANEXO 1 .....	155
ANEXO 2 .....	156

## LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 1.1. Hidrograma típico de bacias urbana e rural .....	6
Figura 2.1. Rotinas de ligação e conexão entre etapas de informações.....	10
Figura 2.2. Representação do modelo concentrado .....	31
Figura 2.3. Sistema não-linear de grau único de liberdade (isto é, uma variável independente X) e suas linearizações .....	42
Figura 3.1. Estrutura metodológica adotada .....	50
Figura 3.2. Método de Chicago .....	52
Figura 3.3a. Relação entre Evapotranspiração potencial e umidade do solo .....	54
Figura 3.3b. Reservatório de perdas por interceptação e depressões do solo .....	54
Figura 3.4. Infiltração e percolação na camada superior do solo .....	55
Figura 3.5. Funções das equações de balanço, infiltração e percolação .....	56
Figura 3.6a. Condições existentes na definição do algoritmo $P_t > I_t$ .....	59
Figura 3.6b. Condições existentes na definição do algoritmo $I_t > P_t$ .....	59
Figura 3.6c. Condições existentes na definição do algoritmo $I > P$ .....	59
Figura 3.7a. Características do histograma tempo-área. Bacia .....	60
Figura 3.7b. Características do histograma tempo-área. Histograma tempo-área .....	60

Figura 3.8. Modelo SCS .....	63
Figura 3.9. Equação da continuidade do modelo SCS .....	65
Figura 3.10. Hidrograma unitário triangular do modelo SCS .....	68
Figura 3.11a. Fator de correção do tempo de concentração, $f_1$ .....	69
Figura 3.11b. Fator de correção do tempo de concentração, $f_2$ .....	70
Figura 3.12. Metodologia de separação dos escoamentos e de obtenção do tempo de concentração .....	75
Figura 4.1. Imagem composta do satélite Landsat, Porto Alegre - RS, 19/12/1995 .....	81
Figura 4.2. Delimitação da bacia arroio Dilúvio até a seção CPRM .....	82
Figura 4.3a. Modelo de elevação do terreno da bacia arroio Dilúvio até a seção CPRM .....	82
Figura 4.3b. Ilustração da bacia em estudo, destacando-se os morros .....	83
Figura 4.4. Características dos solos da bacia arroio Dilúvio até a seção CPRM .....	83
Figura 4.5. Perfil transversal atual (1997) da seção de medição CPRM .....	87
Figura 4.6. Perfil transversal antigo (1979) da seção de medição CPRM .....	87
Figura 4.7. Pontos de interesse no cálculo das frações impermeáveis .....	89
Figura 4.8. Imagem de satélite interpretada com supervisão da bacia arroio Dilúvio na seção CPRM (1984) .....	92

Figura 4.9. Imagem de satélite interpretada com supervisão da bacia arroio Dilúvio na seção CPRM (1995) .....	93
Figura 4.10. Imagem de satélite diferencial interpretada com supervisão ( 1995 menos 1984) .....	94
Figura 4.11. Contribuição lateral da bacia urbana (PUC-CPRM) somada à contribuição de montante da bacia suburbana (Agronomia) compondo a simulação final .....	97
Figura 4.12. Ajuste dos picos do modelo IPH II (1979/1982) .....	107
Figura 4.13. Ajuste dos volumes do modelo IPH II (1979/1982) .....	107
Figura 4.14. Ajuste dos picos do modelo IPH II (1995/1997) .....	108
Figura 4.15. Ajuste dos volumes do modelo IPH II (1995/1997) .....	108
Figura 4.16. Função cumulativa de probabilidade empírica de CN (1979/1982) .....	118
Figura 4.17. Função cumulativa de probabilidade empírica de CN (1995/1997) .....	118
Figura 4.18. Região de confiança da vazão máxima (modelo SCS, 1979/1982) .....	120
Figura 4.19. Região de confiança do volume (modelo SCS, 1979/1982) .....	120
Figura 4.20. Região de confiança da vazão máxima (modelo SCS, 1979/1982) .....	121
Figura 4.21. Região de confiança do volume (modelo SCS, 1995/1997) .....	121
Figura 4.22. FCP empírica de Ib (1979/1982) .....	125
Figura 4.23. FCP empírica de h (1979/1982) .....	126

Figura 4.24. FCP empírica de Rmax (1979/1982) .....	126
Figura 4.25. FCP empírica de Ib (1995/1997) .....	126
Figura 4.26. FCP empírica de Rmax (1995/1997) .....	127
Figura 4.27. Região de confiança da vazão máxima (modelo IPH II, 1979/1982) .....	127
Figura 4.28. Região de confiança do volume (modelo IPHII, 1979/1982) .....	128
Figura 4.29. Região de confiança da vazão máxima (modelo IPH II, 1995/1997) .....	128
Figura 4.30. Região de confiança do volume (modelo IPH II, 1995/1997) .....	129
Figura 4.31. Contraste entre hidrogramas típicos observados .....	135
Figura 4.32. Coeficiente de escoamento versus vazão de pico observada .....	135
Figura 4.33. Média móvel trimestral das vazões máximas mensais.....	136
Figura 4.34. Vazões máximas anuais .....	137
Figura 4.35. Sazonalidade das vazões máximas mensais .....	137
Figura 4.36. Curvas de probabilidade esperadas da vazão máxima de projeto dos modelos .....	140
Figura 4.36. Curvas de probabilidade esperadas da vazão máxima de projeto dos modelos .....	141
Figura 4.37. Curvas de probabilidade esperadas do volume do hidrograma de projeto dos modelos.....	145

## LISTA DE TABELAS

	Página
Tabela 2.1. Métodos de distribuição temporal da precipitação .....	18
Tabela 2.2. Escolha do modelo hidrológico .....	25
Tabela 3.1. Parâmetros do modelo IPH II .....	62
Tabela 4.1. Estimativa das frações impermeáveis para uso nos modelos .....	89
Tabela 4.2. Percentuais de ocupação da bacia em dois cenários de urbanização .....	91
Tabela 4.3. HTA para os dados 1979/1982 .....	98
Tabela 4.4. HTA para os dados 1995/1997 .....	98
Tabela 4.5. Parâmetros médios do trecho PUC-CPRM .....	101
Tabela 4.6. Parâmetros médios das sub-bacias ribeirinha, Beco do Carvalho e Arroio do Moinho do trecho Agronomia-CPRM .....	101
Tabela 4.7. Parâmetros médios da bacia Agronomia .....	101
Tabela 4.8. Parâmetros ajustados – eventos 1979/1982 .....	103
Tabela 4.9. Parâmetros ajustados – eventos 1995/1997 .....	103
Tabela 4.10. Volumes e picos para os eventos do período 1979/1982 – diferenças relativas .....	104
Tabela 4.11. Volumes e picos para os eventos do período 1995/1997 – diferenças relativas .....	105

Tabela 4.12. Estatísticas dos ajustes – eventos 1979/1982 .....	110
Tabela 4.13. Estatísticas dos ajustes – eventos 1995/1997 .....	111
Tabela 4.14. Verificação do ajuste (1979/1982) .....	113
Tabela 4.15. Verificação do ajuste (1995/1997) .....	113
Tabela 4.16. Parâmetro CN e características dos eventos 1979/1982 .....	115
Tabela 4.17. Parâmetro CN e características dos eventos 1995/1997 .....	116
Tabela 4.18. Estatísticas das amostras observadas e das amostras geradas para CN .....	119
Tabela 4.19. Vazão máxima ( $m^3/s$ ) (modelo SCS, 1979/1982) .....	122
Tabela 4.20. Volume (mm) (modelo SCS, 1979/1982) .....	122
Tabela 4.21. Vazão máxima ( $m^3/s$ ) (modelo SCS, 1995/1997) .....	122
Tabela 4.22. Volume (mm) (modelo SCS, 1995/1997) .....	122
Tabela 4.23. Matriz de correlação (1979/1982) .....	123
Tabela 4.24. Matriz de correlação (1995/1997) .....	123
Tabela 4.25. Estatísticas das amostras observadas e das amostras geradas (1979/1982) .....	125
Tabela 4.26. Estatísticas das amostras observadas e das amostras geradas (1995/1997) .....	125
Tabela 4.27. Vazão máxima ( $m^3/s$ ) (modelo IPHII, 1979/1982) .....	130

Tabela 4.28. Volume (mm) (modelo IPHII, 1979/1982) .....	131
Tabela 4.29. Vazão máxima (m <sup>3</sup> /s) (modelo IPHII, 1995/1997) .....	131
Tabela 4.30. Volume (mm) (modelo IPHII, 1995/1997) .....	131
Tabela 4.31. Estimativa da vazão máxima com modelo hidrodinâmico (m <sup>3</sup> /s) .....	131
Tabela 4.32. Impacto nos parâmetros do modelo IPH II .....	133
Tabela 4.33. Vazão máxima de projeto esperada (m <sup>3</sup> /s) .....	139
Tabela 4.34. Volume esperado do hidrograma de projeto (mm) .....	139
Tabela 4.35. Vazão máxima de projeto esperada (m <sup>3</sup> /s) .....	140
Tabela 4.37. Volume esperado do hidrograma de projeto (mm) .....	140

## CAPÍTULO 1

## **1. Introdução**

A obtenção do hidrograma de projeto em bacias urbanas, isto é, o cálculo da vazão máxima e do volume escoado ao longo do tempo, está limitado pela carência de dados e de parâmetros locais, que muitas vezes dificultam ou descaracterizam o uso dos métodos de projeto.

A inexistência de dados hidrológicos e sua falta de qualificação, em especial de vazão, dificultam sobretudo o uso da maioria dos métodos de quantificação, em especial os métodos estatísticos, sendo necessária a utilização dos modelos hidrológicos na contabilização do impacto da urbanização, dada a existência menos crítica de dados de precipitação.

Entretanto, mesmo os modelos, ainda que muitos sejam simples, carecem da avaliação da magnitude da incerteza inerente aos processos, às abstrações efetuadas e aos parâmetros empregados.

Aquele que toma a decisão de escolher o valor da variável de projeto deve ter uma idéia clara, portanto, do intervalo de variação imposto pela propagação da incerteza nos modelos.

### **1.1. Impactos da urbanização**

A diferença entre o comportamento hidrológico em uma bacia urbana e rural pode ser radical. Em primeiro lugar, porque a urbanização é uma das formas mais drásticas de uso do solo, impõe estruturas pouco permeáveis, fazendo com que ocorra diminuição da infiltração e aumento da quantidade e da velocidade das águas superficiais (Alvarez e Sanchez, 1980). Obviamente, estas novas características da bacia se refletem na distribuição de frequências das enchentes: a enchente média anual é incrementada, o coeficiente de variação diminui e a declividade da curva vazão-período de retorno, por outro lado, tende a aumentar mais pronunciadamente nas vazões de alta recorrência (Campana, 1995b).

Entretanto, como bem salientam Nascimento et al. (1997), o desenvolvimento urbano *per se* não conduz forçosamente ao quadro crítico das inundações. Com um tratamento mais adequado, adotando um planejamento integrado urbanismo-drenagem, os efeitos da urbanização podem ser minorados, através da adoção de medidas mitigadoras ou, pelo menos,

levados em consideração quando do dimensionamento das estruturas de drenagem. É, portanto, a conjunção dos aspectos de planejamento inadequado do sistema de drenagem e crescimento urbano descontrolado que leva a um crescimento progressivo dos problemas de inundações urbanas, configurando crises de funcionamento do sistema de drenagem.

A urbanização, introduzindo alterações substanciais na rede de drenagem, acrescentando um grande número de canais à rede de drenagem, passa a ser, no fundo, um sistema natural-artificial, de características substancialmente diferentes. Assim, a caracterização dos processos passa a depender do próprio tempo, devido à marcada ausência de permanência das características de sua primeira feição numa escala temporal longa, mesmo que se conheça todo o menu de metodologias. À guisa de exemplo: um dos efeitos da urbanização é o incremento drástico da rede de drenagem, como já se disse, em relação aos valores naturais; a construção de canais e condutos artificiais acelera e facilita a concentração do escoamento nos leitos maiores, além de modificar a forma das sub-bacias, as quais passam a adotar formas mais retangulares (Alvarez e Sanchez, 1980). Por isso, para analisar os efeitos hidrológicos da urbanização, não só devem ser levadas em conta as mudanças no grau de permeabilidade da bacia, mas também os problemas associados com a alteração da rede natural de drenagem.

As variáveis hidrológicas são, assim, afetadas gradualmente pelo grau de urbanização: o tempo de retardo diminui na medida em que aumenta a urbanização da bacia, a proeminência do hidrograma aumenta com o desenvolvimento urbano, fazendo com que as ondas de cheia sejam mais rápidas e pontiagudas do que nas áreas naturais (Campana, 1995b).

Mas não é apenas esse o efeito da urbanização. Ela rompe o equilíbrio natural dos fluxos e aumenta a erosão local, resultando incrementos na magnitude de cargas de sedimentos locais. As obras urbanas e viárias, que propiciam a concentração das águas de escoamento superficial, são uma forma de uso do solo que leva a processos erosivos lineares como ravinas (contribuição superficial) e voçorocas (contribuições superficial, subterrânea e subsuperficial ou *piping*). A expansão urbana propicia, igualmente, a concentração das águas pluviais em cabeceiras de drenagem, desencadeando a formação de processos erosivos nas próprias ruas, onde se desenham os principais condutos das águas captadas pelos telhados das edificações, que serão somadas ao escoamento superficial local.

A variedade e quantidade de poluentes para os corpos d'água e ar também têm considerável significado devido ao aumento das concentrações urbanas aliado ao desenvolvimento industrial subjacente nas grandes cidades e regiões metropolitanas. As redes de drenagem pluvial são portadoras dos mais diversos poluentes, incluindo metais pesados, e o ambiente pode estar exposto até a chuvas ácidas, sendo muitas vezes, para falar como Ide (1984), a carga que as redes de drenagem carregam, maior do que a do efluente de tratamento secundário de esgoto doméstico.

A questão de resíduos sólidos em áreas urbanas também vem a contribuir para a aceleração do mecanismo das inundações, sobretudo localizadas, a exemplo dos plásticos de toda a sorte de composição, que diminuem a eficiência dos elementos hidráulicos do sistema de drenagem, desde as bocas de lobo até os arroios da macro-drenagem.

As conseqüências dos impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos têm sido a obsolescência das redes de drenagem, o aumento da freqüência das inundações e a poluição dos corpos d'água com repercussões econômicas, sociais, ambientais e políticas. Muitas vezes, aduzem Nascimento et al. (1997), esses problemas são tratados por intermédio da reconstrução de estruturas de drenagem, aumentando-se suas dimensões. A remodelação do sistema, raramente adequado e definitivo, traduz-se em custos elevados, por vezes proibitivos, para as finanças públicas. De fato, há uma transferência para as finanças públicas de custos privados não internalizados na fase de urbanização. Ademais, esse enfoque não apresenta características de sustentabilidade, uma vez que limita os usos presentes e futuros da água em meio urbano, de forma quase sempre irreversível.

O homem, então, tenta impor controle ao mundo torto que ele mesma criou. Vêm as medidas corretivas e preventivas, curiosamente, às vezes, nesta mesma ordem. As medidas corretivas ou estruturais são intervenções geralmente físicas e onerosas, que afetam e controlam o escoamento superficial, em geral aumentando a eficiência do escoamento ou armazenando-o temporariamente, ao passo que as medidas preventivas ou não estruturais procuram definir uma coexistência do homem com o fenômeno ou antecipam providências, visando limitar ou atenuar o caminhamento do escoamento superficial e dando uma solução compensatória no sentido de modular o sistema urbano com o crescimento urbano, sem gerar custos excessivos para a municipalidade. Entretanto, quando as medidas ocorrem, elas se dão precisamente assim:

- A unidade geográfica básica considerada no planejamento e gestão dos recursos hídricos *não* é, normalmente, a bacia hidrográfica (pode ser, p. e., por um tortuoso raciocínio, um trecho inundado e causador de terríveis prejuízos políticos);
- O sistema de recursos hídricos *não* é considerado como um dos subsistemas importantes do sistema urbano;
- Os responsáveis pela gestão urbana não se preocupam com a água e com a proteção desta antes, mas sim *após* a tomada de decisões, mesmo que tenha havido elaboração de planos de desenvolvimento urbano indicando o contrário;
- O planejamento da construção de estruturas para o controle das águas é considerado separado do planejamento do uso do solo, ou seja, da política de ordenamento do solo;
- Os problemas causados no ciclo hidrológico, quando são aparentemente resolvidos, afetam significativamente as zonas a jusante e transferem problemas para outras bacias hidrográficas;
- As soluções apresentadas têm a arrogância de se pretenderem definitivas e irreversíveis, sem permitir certa liberdade que permita uma adaptação progressiva a condicionamentos em evolução;
- Os dispositivos institucionais existentes não são compatíveis com a permanente dinâmica requerida pelo planejamento e gestão urbanos.

Os seja, aquelas diretrizes colocadas na forma de princípios na Carta de Recife (ABRH, 1995) primeiro não são implantadas e, se implantadas ao nível institucional, são, uma a uma, banalizadas.

## **1.2. Hidrogramas em áreas urbanas**

As áreas urbanas são compostas de superfícies de várias características. A geração do escoamento é fortemente afetada pela permeabilidade da superfície. Superfícies permeáveis permitem grandes perdas por infiltração, enquanto a cobertura impermeável, como asfalto, concreto ou um solo altamente consolidado pelo tráfego contribui para alta taxa de

escoamento superficial por causa das pequenas perdas hidrológicas. De fato, o comportamento hidrológico de áreas urbanas difere bastante das áreas rurais, por causa da alta impermeabilidade e densidade das redes de drenagem. Entretanto, o fenômeno físico básico que governa o processo de escoamento superficial é o mesmo tanto para áreas urbanas quanto para áreas rurais.

O transporte de escoamento superficial em bacias urbanas, segundo UNESCO (1987), começa com o fluxo sobre o solo, o qual drena para dentro de sarjetas e esgotos, que por sua vez alcança o sistema de drenagem pelos pluviais. Chegando ao sistema de drenagem, a água pluvial é transportada pelo canais da rede de acordo com as características hidráulicas da mesma. A formação do escoamento superficial pode ser graficamente representada pelo hidrograma para um particular ponto sobre a superfície da bacia. Cada hidrograma representa o efeito integral de precipitação e das características da bacia, tais como área, forma, cobertura superficial, depressão, capacidade de infiltração, uso do solo, padrões de drenagem, inclinações da superfície e da rede, canais e características das ruas. A magnitude da descarga de pico e a forma do hidrograma são de interesse para o *layout* do sistema de drenagem urbana.

O hidrograma, representando a seqüência temporal da vazão para um dado evento chuvoso, tem, portanto, forma e magnitude singulares dependendo da bacia, a qual opera a integração dos processos do ciclo hidrológico urbano. O hidrograma traz implicitamente o grau de urbanização, as características do escoamento e a heterogeneidade do sistema, especialmente quando se comparam hidrogramas de diferentes fases da urbanização.

Os principais componentes do hidrograma são:

- a) vazão de pico, que define potencialmente a capacidade necessária das estruturas que devem conter o fluxo;
- b) tempo de pico, que permite conhecer a rapidez do evento para o estabelecimento das condições críticas com a chegada da vazão máxima;
- c) tempo de base, que indica o intervalo total da seqüência de vazão;

d) recessão, que corresponde geralmente às condições do regime permanente.

A figura 1.1 mostra um confronto entre um hidrograma típico de bacia urbana e outro de bacias rural. A forma de cada um deles chama a atenção das características bem particulares, já comentadas no item anterior.

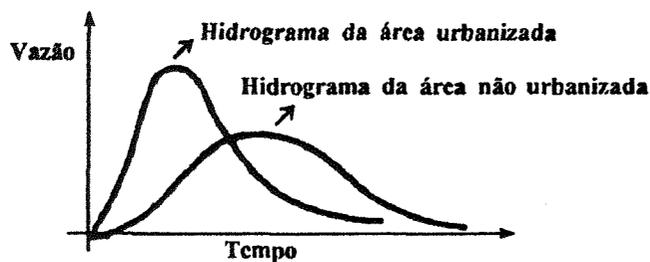


Figura 1.1. Hidrograma típico de bacias urbana e rural (Tucci, 1995)

### 1.3. Objetivos

O primeiro objetivo desta dissertação é utilizar conceitos de incerteza na definição dos parâmetros dos modelos hidrológicos IPH II (Tucci et al. 1982) e do Soil Conservation Service (SCS, 1972), para definir estatisticamente seus valores de projeto em condições urbanas brasileiras.

Como segundo objetivo, serão estabelecidas comparações de cenários de bacia urbana com base em dados hidrológicos observados e imagens de satélite de dois períodos distintos da urbanização.

## CAPÍTULO 2

## **2. Hidrogramas de projeto**

Pode-se conceituar hidrograma de projeto como uma dada seqüência de vazões associada ao risco de sua ocorrência. Ele contém três informações de interesse: o volume, a vazão máxima e a duração. Se o objetivo de projeto é o dimensionamento de obras estruturais como canais, condutos pluviais etc., é importante o conhecimento da vazão máxima porque, associada a uma recorrência, indica a magnitude da enchente provável, em virtude de condições críticas possíveis de ocorrer, para a qual a obra hidráulica não poderá falhar com risco superior à do projeto. Por outro lado, certas obras hidráulicas como diques, reservatórios de retenção e estruturas de armazenamento, embora dimensionadas com base na vazão de pico, estão expostas aos riscos inerentes ao funcionamento, daí a necessidade do conhecimento do volume e de sua distribuição no tempo através do hidrograma de projeto.

Em geral se busca maximizar as condições críticas, de sorte a que a seqüência de vazões reproduza, com dada probabilidade, as piores condições possíveis de ocorrência.

### **2.1. Métodos usuais de estimativa do hidrograma de projeto**

Conceituado o hidrograma de projeto, é de interesse o conhecimento dos principais métodos através dos quais se poderia estimá-lo. Essa estimativa inicialmente depende dos dados utilizados, da conceituação de chuva de projeto e de seus métodos de determinação e de como se processa a separação do escoamento.

Os métodos usuais de estimativa do hidrograma de projeto, neste capítulo, são abordados em duas linhas:

- Métodos incompletos, que são aqueles fundados na teoria do hidrograma unitário e que não se poderiam considerar modelos hidrológicos precipitação-vazão, já que não fazem a separação do escoamento, a exemplo do método do Reservatório Linear Simples, método do Histograma Tempo-área etc.;
- Métodos completos, que são os modelos hidrológicos precipitação-vazão propriamente ditos, os quais com freqüência utilizam a teoria do hidrograma unitário.

#### **2.1.1. Dados hidrológicos**

É muito pouco significativa a informação existente sobre chuva e vazão e, mesmo, da qualidade da água, em áreas urbanas brasileiras, particularmente nas periferias. A existência

da informação compreensiva é de considerável valor em gerenciamento e planejamento dos recursos hídricos urbanos e controle das cheias, facilitando o estudo e a análise. A ausência atual, no país, de um banco de dados nos campos da hidrologia e da economia sobre sistemas urbanos constitui uma responsabilidade de proporções monumentais na avaliação das cheias e seus custos associados.

As tecnologias modernas para solução de problemas de engenharia baseadas em computador e em alto nível de processamento de dados permitem a transferência do conhecimento de um país para o outro, mas a utilização apropriada deste *know-how* requer a adequada ativação das potencialidades locais. Mais precisamente, a solução do problema do gerenciamento integrado dos recursos hídricos urbanos requer uma quantidade razoável de dados, tais como: precipitação e nível de água, topografia, elementos de sócio-economia, demografia etc. e o treinamento permanente do pessoal local para que seja viabilizada a manutenção apropriada dos sistemas implantados. Sem o suporte local, os resultados obtidos pela transferência de ferramentas leva a resultados questionáveis e mais freqüentemente à falha completa.

Para Clark (1994), um serviço de prognóstico é tão bom quanto o seja o sistema de coleta de dados. Os dados são o sangue que dá vida à complexidade das bacias que os modelos tentam investigar, e o coração do sistema que pode simular a vazão está nas condições sob as quais um bom sistema de gerenciamento e decisão está sendo efetuado.

Para um diagnóstico do *status* dos sistemas existentes e para a implementação de modelos avançados (chuva-vazão, qualidade da água) e para uma avaliação dos efeitos nos corpos d'água receptores são necessários dados específicos para ajustes e testes. As necessidades de dados são variadas dependendo da fase de implementação e do sistema de drenagem urbana:

- a) planejamento e projeto;
- b) operação e controle em tempo real; e
- c) reconstrução e reabilitação.

A pesquisa e desenvolvimento necessários às novas tecnologias apropriadas ao controle de cheias urbanas requerem dados mais detalhados, incluindo:

- limites das bacias para cálculo das áreas de contribuição;
- padrões de uso do solo, discriminando entre áreas permeáveis e impermeáveis: telhados, zonas pavimentadas, etc.;
- possíveis linhas de maior declive ou de preferência do escoamento;
- tipos de solo e características que afetam a infiltração;
- características das tormentas;
- qualidade da água superficial e dos drenos;
- existência de singularidades hidráulicas;
- situação da capacidade de escoamento do sistema de drenagem;
- qualidade da água de escoamento superficial.

Em termos pluviométricos, diferentes resoluções temporais e espaciais podem ser utilizadas nas fases mencionadas anteriormente. Pode-se estabelecer, conforme indica Braga (1994), o seguinte princípio, chamado 1-1-0-1:

- 1 pluviógrafo por 1km<sup>2</sup> (bacias experimentais);
- 1 minuto para resolução temporal;
- 0,1 mm de chuva como a unidade básica.

Dados topográficos e de uso do solo raramente encontram-se disponíveis em forma utilizável. Um dos problemas mais relevantes em grandes cidades brasileiras é a indisponibilidade de dados atualizados e confiáveis sobre uso do solo urbano. As mudanças ocorrem a uma taxa maior do que aquela em que os levantamentos são feitos. Ferramentas computacionais modernas permitem o manuseio de diferentes fontes de informação e o seu acoplamento com Sistemas de Informação Geográfica (SIG) disponíveis comercialmente. A figura 2.1 apresenta um método utilizado das chamadas rotinas de ligação (*gluing routines*), que permitem o manuseio acima mencionado incluindo o uso da informação na geração de dados de vazão a partir de dados de precipitação. É importante mencionar que no caso de mudanças rápidas de uso do solo que afetam o escoamento superficial uma das formas mais rápidas e seguras de se obter padrões de uso do solo e modelagem digital do terreno é através de imagens de satélite.

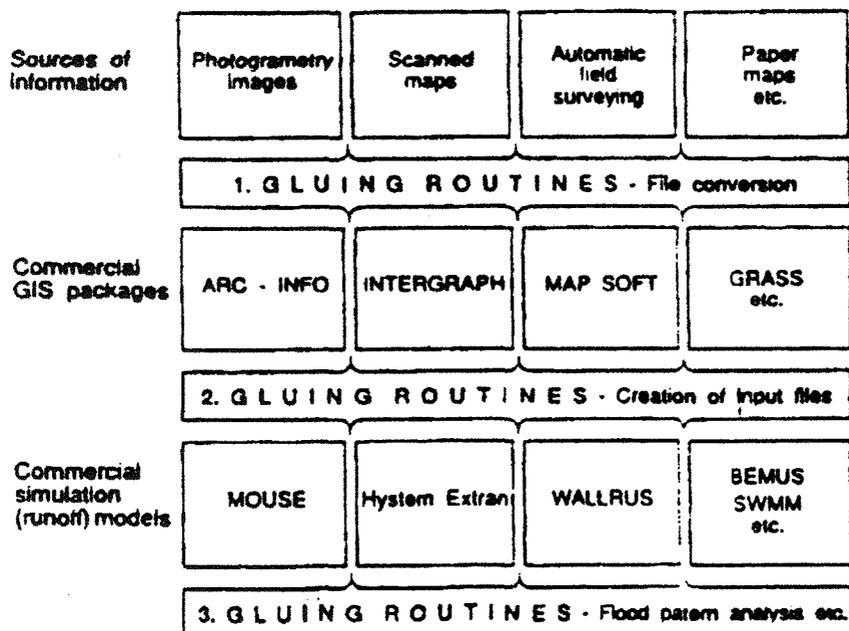


Figura 2.1. Rotinas de ligação e conexão entre etapas de informações (in Braga, 1994)

Dados de vazão em pontos selecionados (bacias experimentais) ou na rede de drenagem existente devem ser coletados para diferentes propósitos (montagem de uma base de dados, calibração de modelos, verificação da capacidade do sistema existente, etc.).

Há um número de fatores relevantes para o projeto de uma rede hidrológica urbana. Um importante fator é o custo monetário e de vida útil do serviço de prognóstico em um ponto específico. Normalmente, a densidade das redes pode ser influenciada em favor daqueles pontos com maior benefício potencial. Pontos que requerem somente previsões de cheias e aqueles para os quais operações requerem a saída da previsão durante baixa e moderada enchente também influem no projeto das redes. Outros fatores para serem considerados são aqueles efeitos da confiabilidade, ou erro, da previsão. Para alcançar algum nível de estabilidade de precisão em um ponto de previsão, o número e colocação das estações hidrológicas dependem dos fatores tais como (UNESCO, 1987):

1. Área da bacia;
2. Variabilidade espacial da precipitação e outros elemento meteorológicos;
3. Considerações climáticas;
4. Características da bacia (tipo de solo, topografia, capacidade dos canais, vegetação, etc.);
5. Contribuição relativa da área elementar para escoamento.

Para bacias da ordem de 500 a 8000 milhas quadradas, U.S. Weather Bureau (1947) apresenta a seguinte relação para o erro padrão percentual da precipitação para bacias com dada densidade de postos:

$$\%SE = \frac{100}{X} \frac{SD}{\sqrt{N}} \quad (2.1)$$

onde SD é o desvio padrão de todas as alturas precipitadas, em mm, registradas dentro de uma dada área, N é o número de postos e X é a média das alturas precipitadas, em mm, sobre toda a área dada.

### 2.1.2. Precipitação de projeto

Em drenagem urbana, o estudo da precipitação máxima ou chuva intensa, cuja definição corresponde à chuva para a qual o valor da intensidade é maior que um determinado valor mínimo, precede a obtenção do hidrograma de projeto, uma vez que geralmente a determinação das vazões de projeto usadas no planejamento, dimensionamento, construção e operação das obras de drenagem é baseada em dados pluviográficos, tendo em vista a ausência de registros fluviométricos ou, quando existentes, pouco qualificados. Por outro lado, mesmo a determinação do hidrograma de projeto torna-se difícil, devido às numerosas variáveis envolvidas na variabilidade do evento chuvoso e às condições da bacia, que o processará em escoamento.

Normalmente o período de retorno da precipitação é transferido para o hidrograma gerado, embora os detalhes dessa migração não tenham sido satisfatoriamente equacionados na literatura, residindo aí uma das maiores fontes de incerteza. Adiante-se, entretanto, que, tecnicamente, de posse da cheia de projeto associada a uma determinada probabilidade de ocorrência, o projetista de estruturas hidráulicas (canais, vertedores, bueiros etc.), pode dimensioná-las de tal forma que sua capacidade seja excedida com esta probabilidade. Esta afirmação não é válida quando a cheia é obtida a partir de uma chuva de projeto: o conhecimento da probabilidade de ocorrência de uma chuva não se transfere para a vazão por ela causada, já que a relação chuva-vazão é não-linear e, em última instância, desconhecida.

Os dois modelos chuva-vazão que serão discutidos neste trabalho, o do *Soil Conservation Service* (SCS) e o IPH II, utilizam o conhecimento da chuva intensa previamente, isto é, usam como entrada um hietograma de projeto para a obtenção de um hidrograma de projeto, daí a necessidade de ater-se à distribuição temporal e espacial da precipitação, bem como à sua duração, como critérios essenciais de entrada aos modelos.

Pode-se definir a chuva de projeto como aquela que possui, de modo completo, uma magnitude, uma distribuição temporal, uma distribuição espacial e uma frequência de ocorrência. Esse hietograma de projeto tenta descrever a intensidade da chuva para um período de retorno conhecido, derivado da síntese de um número considerável de chuvas históricas ou, na existência de dados, derivado da própria série histórica longa de chuva para aquele local.

Segundo Díaz (1987), o uso da chuva de projeto simplifica a preparação dos dados de chuva para cálculos e projetos de drenagem. Esta chuva poderia ser substituída por chuvas históricas, que produziriam vazões de certa frequência. Essas chuvas históricas poderiam ser usadas em projetos futuros de drenagem. Para identificar tais eventos, é necessário realizar simulação contínua de vazão para um dado período de retorno razoável ou através de simulação de eventos individuais para um número de eventos selecionados. No último caso, as condições iniciais da bacia poderiam ser ajustadas para considerar a precipitação antecedente.

Quanto maior for a cobertura do detalhamento da variabilidade temporal e espacial e quanto mais fiel for o dado do evento pluviográfico ao valor real, maior a probabilidade de o modelo hidrológico responder corretamente com um hidrograma de projeto eficiente, embora não se garanta a certeza do risco da precipitação equivaler ao risco da vazão.

Geralmente a chuva de projeto não contempla outras variáveis envolvidas no evento da precipitação, tais como as variáveis meteorológicas que determinam o tipo de precipitação, a própria chuva antecedente e a inércia natural de ocorrência do evento (variação do regime pluvial e efeitos meteorológicos naturais). Essa tarefa, provavelmente inviável, estaria incluída como um risco admitido da própria tormenta.

### *Magnitude da precipitação*

O valor da precipitação máxima pontual é obtido através do registro pluviográfico para o local de interesse. A resolução temporal mínima do aparelho é da ordem de cinco minutos, e a situação ideal seria aquela em que a rede pluviográfica abrangesse exatamente a sua cobertura espacial máxima, que depende das condições de topografia e clima regionais. Tratando-se de bacias urbanas, seria razoável admitir uma área maior do que em bacias rurais, devido às condições pouco acidentadas de topografia e de baixa densidade de vegetação.

A utilização da precipitação máxima pontual a partir das relações intensidade-duração-frequência (IDF) decorre da hipótese de que essas relações, sendo obtidas através de uma série longa de dados de chuvas intensas e representativas do local de interesse, são a síntese da precipitação. Na prática, elas fornecem normalmente os elementos básicos para cálculo de chuvas de projeto da drenagem urbana das cidades.

Pfaffstetter (1957) estabeleceu relações empíricas de distribuição de frequência para diversas durações de 98 postos pluviográficos cobrindo todo o território nacional, mas não levou em conta a análise da representatividade da série através de metodologias estatísticas para verificação de estacionariedade e não indicou as bandas de confiança. Até hoje essas relações são utilizadas, sem que tenha havido atualização das mesmas para levar em conta os efeitos da urbanização. A forma da equação estabelecida em *Chuvas Intensas no Brasil*, ajustada a partir das séries de precipitações máximas anuais de cada duração, é dada por

$$P = R[at + b \log(1 + ct)] \quad (2.2)$$

onde P é a precipitação total máxima em mm, t é a duração da precipitação em horas, a, b e c coeficientes dependentes do local e R é um fator função do período de retorno, dado por

$$R = T^{(\alpha + \frac{\beta}{T^{0,25}})} \quad (2.3)$$

onde  $\alpha, \beta$  são coeficientes dependentes da duração e T o período de retorno, em anos, da precipitação.

As maiores fontes de questionamento do método referem-se à coleta de dados, que já embute erros, e à análise de frequência, baseada no Método Califórnia para ajuste empírico de frequências. Esse ajuste não garante as extrapolações executadas para frequências baixas; outra fonte provável de erros é o ajuste bi-logarítmico das curvas.

Outra equação semelhante, bastante utilizada, é a que estabelece as relações IDF através de ajuste logarítmico e de distribuições de frequências. Wilken (1978) apresentou equações deste tipo para algumas cidades brasileiras. Essa equação é dada por:

$$i = \frac{BT^d}{(t+c)^b} \quad (2.4)$$

onde  $i$  é a intensidade em mm/min,  $B$ ,  $b$ ,  $c$  e  $d$  são coeficientes de ajuste,  $t$  é a duração da chuva em minutos e  $T$  o período de retorno, em anos, da precipitação.

Kidd e Packman (1980) e Arnell et al. (1984) propõem técnicas para o desenvolvimento de chuvas de projeto complexas para projetos de drenagem específicos. Ainda assim, como já se falou, há vários problemas concernentes à tarefa de identificar o período de retorno para a chuva, definição de parâmetros da chuva de projeto e definição de condições antecedentes. Para minorar esse problema, o uso de dados de precipitação reais foi proposto por McPherson (1975). Idealmente, dever-se-ia usar um registro longo de precipitação para empreender simulação contínua do escoamento superficial e para avaliar o desempenho do sistema de drenagem.

### ***Distribuição espacial da precipitação***

A determinação da distribuição espacial está geralmente ligada à utilização das informações obtidas de uma rede de postos pluviográficos e/ou pluviométricos, mesmo quando se utilizam radares meteorológicos, pois que esses não dispensam uma rede básica de ajuste.

A utilização de cada método depende da densidade da rede, da topografia e do tipo de precipitação dominante na área.

A variabilidade da distribuição espacial, sendo aleatória, não apresentando necessariamente um padrão uniforme e leva à padronização de isoietas, que produzem as condições mais desfavoráveis possíveis. Os padrões de isoietas são obtidos a partir de um evento específico, mas, muitas vezes, é adotado o padrão sintético estrangeiro, fora da certeza de ser válido para as bacias urbanas brasileiras, como é o caso dos padrões do US Corps of Engineers *apud* Viessman et al. (1977), referentes às isoietas elípticas espaçadas de acordo com um padrão estabelecido. Quando existem dados suficientes, podem ser estabelecidas curvas altura-área-duração. Essas funções mostram que durante um evento chuvoso as precipitações máximas ocorrem sobre uma pequena área, reduzindo-se com aumento da área de abrangência. No Brasil, não existem séries históricas de precipitação significativas para caracterizar um padrão típico para cada tipo de tormenta, como aduzem Marcellini e Zahed Filho (1994), além da dificuldade operacional em relação à recuperação dos dados.

As isoietas apresentadas por Silveira (1993) na bacia do Dilúvio, em Porto Alegre, mostram a grande variabilidade no padrão de isoietas de eventos intensos e sua sensibilidade ao método de cálculo.

Geralmente, por não se considerar a efetiva variabilidade espacial da precipitação, a adoção da precipitação média é o que predomina nos projetos, sendo que a literatura recomenda a afetação da chuva por um fator de redução, evitando a superestimativa do valor da chuva de projeto. O problema é que os fatores são pouco pesquisados, até pela ausência de boa densidade de pluviógrafos, no Brasil, sendo transplantados os fatores recomendados pelo Weather Bureau (1946), aplicável a áreas de 25 a 1000 km<sup>2</sup>. Para a bacia do Dilúvio, em Porto Alegre, Silveira (1996) apresenta uma expressão do coeficiente de abatimento em função da área e da duração da precipitação.

### ***Distribuição temporal da precipitação***

A determinação da medida da variabilidade temporal da tormenta deve refletir-se na determinação do escoamento superficial direto e no valor de pico do hidrograma de projeto, de modo semelhante à variabilidade espacial. É a discretização temporal da precipitação que vai auxiliar na determinação do intervalo de tempo do hidrograma de projeto.

A distribuição temporal exigirá informações de uma rede de pluviógrafos ou das relações IDF, sendo que, no primeiro caso, é possível obter funções cronológicas de massa dos diversos postos da bacia hidrográfica, determinando-se, a partir daí, um padrão típico da variação no tempo das tormentas. Portanto, a não existência de postos pluviográficos acarreta altas incertezas e a distribuição temporal dentro do dia passa por métodos estatísticos de desagregação ou simples ajuste de uma distribuição empírica, que pode variar com o tipo de chuva e a época do ano.

A tabela 2.1 detalha os principais métodos utilizados, ressaltando-se, entretanto o seu caráter empírico e arbitrário.

Para verificar a aplicabilidade do método do *Soil Conservation Service* (distribuição do tipo II), Porto e Marcellini (1993) utilizaram as 98 relações IDF estabelecidas por Pfafstetter (1957) para o Brasil, bem como as estabelecidas por Magni e Mero (1986) e outras determinadas para algumas cidades, totalizando 114 relações IDF, abrangendo a maioria dos estados brasileiros. O método construtivo dessas curvas é o dos blocos alternados. Segundo os autores, pode-se adotar para o Brasil tanto a distribuição do SCS tipo II, quanto a distribuição média, para tormentas de 24 horas de duração, obtidas das relações IDF estabelecidas para diversas regiões do Brasil, pois os erros são relativamente aceitáveis. Para efeitos de projetos de drenagem urbana, esta chuva pode ser distribuída temporalmente, segundo o SCS tipo II ou usando-se a distribuição média.

### ***Duração da precipitação***

A duração da tormenta que produz o máximo valor do escoamento superficial em uma bacia para um dado conjunto de condições iniciais é chamada duração crítica. Ela é afetada pelas condições antecedentes de umidade, áreas impermeáveis e tempo de viagem da onda e está muito ligada ao modo pelo qual o escoamento superficial ocorre na bacia urbana em estudo. Se é verdadeira a hipótese de que a contribuição do escoamento superficial ao exutório da bacia atinge um regime permanente após a duração da chuva ter igualado ou superado o tempo de concentração da bacia, adota-se como duração da chuva crítica a magnitude do tempo de concentração. A condição para isso é a constância da intensidade da precipitação efetiva, o que quase nunca é verdade, uma vez que tanto o hietograma de projeto quanto a separação do escoamento (curva de infiltração) introduzem uma a variação na precipitação efetiva.

Entretanto, as durações das chuvas são, na maioria das vezes, escolhidas arbitrariamente ou baseadas em manuais de projetos de drenagem. É possível desenvolver diretrizes que possam ser usadas pelos projetos para selecionar a duração ótima da curva, a qual será usada no projeto de drenagem urbana.

Lemmer e Rao (1982) analisaram o comportamento da duração crítica da precipitação com dados oriundos de bacias das cidades de Louisville, Kentucky, Cincinnati, Ohio e Indiana, classificando em um total de seis variáveis intervenientes, segundo o grau de efeito sobre a duração crítica. A percentagem de impermeabilização tem a mais significativa influência na duração. São insignificantes: a área total da bacia, a velocidade da onda nos canais, rugosidade e comprimento, a frequência da precipitação. O tipo de solo e condições de umidade antecedentes não foram estudados. A distribuição temporal da chuva teve significativa influência, a partir das estimativas da distribuição temporal estatística proposta por Huff (1967). Para a obtenção da melhor duração crítica é preciso levar em conta fundamentalmente: a distribuição temporal da tormenta e a percentagem de área impermeável no início da precipitação. A grande influência da pavimentação no início sobre a duração crítica pode ser atribuída ao grande volume que é originado a partir das áreas impermeáveis, determinando também o tempo no qual o pico do hidrograma ocorre.

Tabela 2.1. Métodos de distribuição temporal da precipitação

Origem dos dados da tormenta de projeto	Método	Fundamento e aplicação do método
Estudo da distribuição temporal de uma série histórica de dados pluviográficos	Método de Huff	Huff (1967) classificou as tormentas em quatro grupos. Cada grupo teve sua duração dividida em quatro partes (quartis). As tormentas foram classificadas e agrupadas de acordo com o quartil em que a chuva mais intensa ocorreu. Para os dados de chuva de cada quartil, fez uma análise estatística, com o objetivo de se estabelecer as curvas de distribuição temporal, associadas a uma probabilidade de ocorrência. A região monitorada foi o centro leste de Illinois, EUA.
	Método de Wiesner	Weisner (1970) propõe como método temporal de projeto o estudo das curvas de massa das tormentas para determinadas durações, verificando-se ou não a existência de um padrão temporal. Sugere que se determinem curvas de massa para tormentas de mesma origem sinótica por possuírem características próprias, podendo, dessa forma, estabelecer curvas de massa sintéticas, que serão aplicadas ao tipo de tormenta específico. Não caracteriza a duração crítica, já que não considera a envoltória superior.
	Método de Pilgrim e Cordery	O método proposto por Pilgrim e Cordery (1975) é baseado numa série histórica de dados de chuvas intensas para várias durações, utilizadas na determinação das relações IDF. A variação média de uma chuva intensa é dada pela percentagem média em cada período classificado. Essas percentagens são rearranjadas na seqüência cronológica mais provável. Também fizeram um estudo que leva em conta a chuva antecedente no modelo temporal, através de um montante médio de chuva que cai entre o início do evento e o período mais intenso da chuva, função da duração deste período mais intenso.
	Método do Hietograma Triangular	Esse é um método simples, baseado em estudos de uma série histórica de tormentas, onde foi ajustado um hietograma de forma triangular. Os eventos foram classificados segundo a estação do ano e a duração. Dessa forma, os pesquisadores Yen e Chow (1980) adotaram o hietograma de forma triangular para a região estudada. É um modelo simplificado, que se baseia na posição do pico da chuva. O parâmetro obtido é o coeficiente de avanço da tormenta, tabelado para os eventos locais estudados. Aplica-se em bacias hidrográficas de 25 a 50 Km <sup>2</sup> . É um método geométrico que não caracteriza a distribuição mais crítica, mas serve para caracterizar um padrão temporal de maneira simples.
	Método de Magni e Mero	Magni e Mero (1986) determinaram uma distribuição temporal adimensional apresentada em forma de envoltórias superior, inferior e média em função de uma série histórica de tormentas, onde cada instante de tormenta é expresso em termos de chuva acumulada total. Separaram as distribuições em três grupos, segundo a duração, de acordo com desvio padrão obtido das tormentas. Os dados são brasileiros (estações pluviográficas de São Paulo), e podem indicar um padrão para as demais bacias.
Intensidades obtidas das relações IDF e rearranjadas de acordo com critérios estabelecidos	Método de Chicago	Este método tenta estabelecer uma relação através da equação intensidade-duração-frequência, levando-se em conta o volume da chuva que cai dentro do período de ocorrência da chuva máxima, a chuva antecedente ao período de chuva máxima e a posição do pico da chuva máxima. O hietograma de projeto pode ser construído através da equação de intensidade-duração-frequência. A bacia hidrográfica utilizada por Keifer e Chu (1957) foi a de Chicago. Diferentemente do anterior, a distribuição da precipitação não é linear. Este método é uma boa alternativa, segundo o autor, e é uma boa estimativa para hietogramas gerais em locais onde os dados de chuva têm registros com falhas ou existem em quantidades insuficientes.
	Método do Soil Conservation Service	As distribuições apresentadas pelo <i>Soil Conservation Service</i> foram obtidas das relações de Hershfield e Wilson (1960) para durações de 30 minutos a 24 horas de duração. Desta forma, foram estabelecidos hietogramas sintéticos para tormentas de 6 a 24 horas de duração para quatro regiões dos Estados Unidos da América. Para todos os períodos de retorno foram determinadas as intensidades e rearranjados os incrementos de acordo com o método dos blocos alternados. Dessa maneira, foi determinada uma distribuição temporal sintética média. É um método com uma distribuição temporal extremamente crítica e não é baseado numa distribuição temporal de uma tormenta inteira e sim em eventos extraídos de tormentas inteiras.
	Método dos blocos alternados	Yen e Chow (1980) apresentam esse método no sentido de que a distribuição temporal é conseguida utilizando-se dados da relações IDF. Essa distribuição não se relaciona com os fenômenos físicos. É uma solução simples, que caracteriza uma condição crítica, isto é, determina a relação mais crítica possível, superestimando o hidrograma que gerará. Esse método propõe a distribuição de totais de chuva em intervalos de tempo contidos na duração total. A única diferença com relação ao anterior é que naquele a aplicação é para chuvas de 6 a 24 horas apenas.

### **2.1.3. Métodos incompletos de estimativa do hidrograma de projeto**

Esses métodos não contabilizam todo o processo como os modelos chuva-vazão, pois admitem como entrada apenas a precipitação de projeto efetiva (isto é, após a separação do escoamento) e de algum modo propagam a vazão. Em geral, esses métodos retratam apenas o escoamento superficial e fazem parte dos modelos chuva-vazão, a exemplo do modelo IPH II, que utiliza o método de Clark ou do modelo SSARR (US Army, 1986), que utiliza o método do Reservatório Linear Simples, com coeficiente de armazenamento (tempo de esvaziamento) função da vazão.

#### ***Método do Reservatório Linear Simples (RLS)***

Esse método foi consolidado por Linsley (1968), descrevendo o hidrograma como uma soma de funções exponenciais, que poderia ser a expressão de um certo número de reservatórios linear simples. Estabeleceu, pois, que uma curva pode ser suficientemente exata quando descrita por uma soma de funções exponenciais. Essa formulação simplista da transformação da chuva efetiva em escoamento consiste em considerar o escoamento linearmente proporcional ao armazenamento do reservatório linear (bacia vazada) e este, por sua vez, igual à diferença, em cada instante, entre a entrada e a correspondente saída, através da continuidade. Os parâmetros são considerados globais e estacionários.

Uma dos maiores obstáculos à formulação do RLS é a presença do efeito da translação, importante em bacias maiores, e do escoamento à lâmina baixa, que a formulação não permite contemplar, visto equacionar apenas o armazenamento, sem nenhum efeito de jusante, o que pode ser razoável numa área urbana, neste caso. O RLS teve sua utilidade comprovada em bacias urbanas por Desbordes (1987).

#### ***Método de Nash***

Evoluindo na formulação do problema, através da derivação da equação do hidrograma unitário instantâneo, Nash (1959) propõe a representação do sistema através de uma cascata de reservatórios, sem a contribuição intermediária, pela função do armazenamento.

Luna Caicedo (1975) aplicou o método de Nash em duas sub-bacias do arroio Dilúvio, visando determinar a influência da urbanização no comportamento hidrológico da bacia e definir a descarga de projeto para vários períodos de retorno. O ajuste foi bom na sub-bacia Agronomia, rural.

### ***Método do Histograma Tempo-área***

Utilizando a analogia hidráulica composta por um sistema de canais lineares sem extravasamento, os tempos de viagem do deflúvio, em direção ao exutório, são determinados para vários pontos da bacia de drenagem, surgindo assim, o conceito de curvas com igual tempo de viagem (isócronas). É assim que aparece o método do Histograma Tempo-área. Aceitando isso, Dooge (1967) generalizou ainda mais o método, atribuindo à área elementar das curvas isócronas consecutivas um certo peso, resultando em um histograma tempo-área ajustado para as variações de intensidade de chuva.

Ainda assim, pode-se indicar que a decomposição da bacia em áreas elementares é bastante grosseiramente aproximada, pois se supõe a constância do coeficiente de escoamento em toda a bacia e durante toda a duração da tormenta, algo que o próprio método racional já sinalizava falso.

Do mesmo modo, negligencia o armazenamento superficial da água, o qual tem como efeito estender a duração básica do hidrograma superficial. Por outro lado, a onda de cheia é tão-somente transladada mas, em nenhum momento, atenuada (ASCE, 1994).

### ***Método de Clark***

O método de Clark (1945) apresenta um hidrograma unitário instantâneo obtido pela propagação do histograma tempo-área, através de um reservatório linear simples. Isto implica formar previamente o hidrograma das áreas compreendidas entre as isócronas sucessivas e transladá-la linearmente até a saída da bacia, onde sofre o efeito do armazenamento.

A maior incerteza reside na determinação do tempo de viagem da onda. Entretanto, ASCE (1994) indica que uma das vantagens do método é para bacias com molde pouco comum e com distribuição espacial não uniforme da chuva excedente, e acrescenta que em

bacias que contenham superfícies permeáveis e impermeáveis é vantajoso desenvolver duas relações tempo-área separadas: uma para a área impermeável e outra para a área restante.

### ***Método da onda cinemática***

Com uma simplificação efetuada sobre as equações de Saint-Venant, o método da onda cinemática é um procedimento hidráulico para representar escoamento superficial em planos e tubulações. A formulação do método compõe-se da equação da continuidade com uma forma simplificada da equação da quantidade de movimento, que somente inclui condições de atrito com o plano. É, normalmente, uma aproximação válida, contanto que efeitos de remanso não estejam presentes.

A teoria do método prevê uma formulação útil para o tempo de concentração para fluxo unidimensional em uma superfície plana. Esse tempo é definido como o tempo requerido para a descarga de equilíbrio se estabelecer no ponto de interesse (entrada e saída), admitindo-se uma taxa constante da precipitação.

Genz (1994) procedeu simulações com base nesse método, obtendo resultados satisfatórios para o hidrograma em várias parcelas de superfícies experimentais e Campana (1995b) estabeleceu o tempo de concentração de sub-bacias do arroio Dilúvio com base nesse método.

### ***Métodos sintéticos ou de regionalização***

Na maior parte das vezes, ainda que os métodos estejam disponíveis, não são disponíveis os dados necessários para o uso dos métodos. Surge, assim, a formulação de métodos sintéticos ou de regionalização, fundados ainda na teoria do hidrograma unitário (HU), oriundos de relações estabelecidas empiricamente. Isto é, os elementos singulares do hidrograma são determinados através de certas equações com base em bacias com dados para aplicação em bacia sem dados com características semelhantes.

Snyder *apud* ASCE (1994) desenvolveu o primeiro procedimento para um hidrograma sintético para bacias dos Appalachian com áreas entre 26 e 26000 km<sup>2</sup>. O procedimento consistiu no desenvolvimento da técnica para a construção do HU, estabelecendo equações

que relacionam o pico e o tempo de pico do HU às características da bacia. A função relaciona o tempo de pico com o comprimento do curso principal e a distância ao longo do curso principal até o centro de gravidade da bacia. A vazão de pico relaciona-se com a área e o tempo de pico. Ambas as variáveis são afetadas por um parâmetro. Não é este, porém, o procedimento genuinamente aplicado em bacias urbanas, mas sim o Colorado Urban Hydrograph Procedure, derivado dele.

Podem-se sintetizar hidrogramas unitários por meio de técnicas matemáticas, desde que se disponha de dados para tal. Essas técnicas empíricas baseiam-se em inversões de matrizes, polinômios de Laguerre, matemática fuzzy, sendo todas elas desprovidas de caráter conceitual e sua validade repousa no ajuste aos dados existentes.

Utilizando-se de registros de chuvas e descargas de nove bacias urbanas localizadas em Porto Alegre, Joinville e São Carlos, Sanchez e Simões Lopez (1984) apresentam uma metodologia para a determinação de hidrogramas de projeto para bacias urbanas a partir de características físicas. Forma-se um conjunto de equações de regressão, que permite definir um hidrograma unitário para bacias carentes de dados hidrométricos, especialmente para regiões que ofereçam condições para laminação de cheias. Adotaram a técnica de inversão de matrizes com alisamento, que é aquela que fornece resultados mais convincentes. Foi adotado um HU médio para cada bacia. Assim, puderam obter relações tais como vazão específica de pico função das larguras do hidrograma a 25%, 50% e 75% da vazão de pico, do tempo de base e da *conveyance*; tempo de pico, tempo de base e larguras em função da área da bacia, percentagem de impermeabilização e *conveyance*. Chegaram a regressões da ordem de 95% para o coeficiente de determinação tendencioso.

Buscando o lado de maior eficiência para um método empírico, Campana (1995a), notando a indisponibilidade de dados hidrométricos com impedimento ao uso do HU a partir de dados hidrológicos, estimou hidrogramas representativos por meio de uma técnica de regionalização baseada na regressão fuzzy. Essa técnica representa uma tentativa para quantificar a bondade da relação entre o HU e as características físicas da bacia, com base numa pequena quantidade de dados ou dados imprecisos. O objetivo da técnica é ajustar um modelo de regressão que minimize as incertezas associadas com os parâmetros que definem o HU. Na determinação do HU, foram selecionados dados de 15 bacias, caracterizado por três variáveis: vazão de pico, tempo de pico e tempo de base, sendo as características físicas

representativas aquelas já consagradas. Foi utilizada uma função triangular, sendo o nível de credibilidade igual ou inferior a 90%. De toda maneira, há indícios de que este tipo de regressão poderia ser utilizado com êxito na representação da relação entre variáveis.

Díaz (1987) desenvolveu hidrogramas unitários sintéticos para bacias sem dados no Brasil, baseando-se na seguinte sistemática: derivação do HU característico das bacias de cidades brasileiras para as quais se dispõe de dados e encontro da relação entre alguns parâmetros do HU e as características da bacia. A autora recomenda o uso das equações regionais obtidas para a estimativa de hidrogramas de cheias nas áreas de estudo (bacias urbanas do Sul e do Sudeste do país), indicando que a técnica de regionalização fornece ao projetista uma informação qualificada de alto valor, mas aduz que a utilização da metodologia baseia-se no conhecimento do método, devendo-se levar em conta sempre o critério hidrológico.

#### **2.1.4. Métodos completos de estimativa do hidrograma de projeto**

No estudo de modelos hidrológicos, a literatura permite contemplar todos os gostos. Entretanto, a maioria dos autores, em defesa de seus modelos, dão tanta volta sobre o mesmo princípio – a questão do quão próximo se chegou à resposta dada pela natureza – que terminam contrariando a própria definição de modelação.

A definição de Simulação (Churchman, 1963) permite romper mitos:

x simula y se e somente se:

- a) x e y forem sistemas formais;
- b) y for admitido como sendo o sistema real;
- c) x for admitido como sendo uma aproximação do sistema real;
- d) as regras de validade em x não estiverem isentas de erro.

Para os hidrólogos, x é o modelo hidrológico, cuja tarefa é mesmo ser uma simplificação de y, o sistema hidrológico tal qual está na natureza. É da própria gênese x possuir erros e quanto ao fato de discutir se todos os modelos existentes são, cada um *per se*, sistemas formais, é uma matéria a discutir, pois nesse caso a hidrologia teria de ser uma ciência para entender o mundo formal, no caso a natureza.

O ceticismo com relação a modelos hidrológicos não é recente. Pickup (1977) e Johnston e Pilgrim (1973) trabalharam com o modelo Boughton ( Boughton, 1965) de forma genial. Pickup (1977), por exemplo, usou a versão de doze parâmetros desse modelo e começou assumindo que todos os doze parâmetros eram conhecidos exatamente; o modelo foi, então, usado para transformar uma seqüência artificial de precipitação (presumivelmente, seqüências sintéticas de evaporação potencial também foram usadas, mas isto não foi declarado). A geração de seqüência de vazões “observadas”, a partir das seqüências de precipitação e evaporação artificiais, foi então usada para ajustar o modelo a partir da minimização da função objetivo de soma de quadrados, com os parâmetros, obviamente, neste momento, supostos desconhecidos. Quatro alternativas de algoritmos de função objetivo foram utilizadas: método Simplex, Rosenbrock, método de Powell e método de Davidon. Qual a esperança? Certamente, pela lógica, a de que o modelo terminaria por ajustar-se aos parâmetros originais, com base nas vazões “observadas”. Claramente, entretanto, todos os quatro algoritmos de otimização deram estimativas dos parâmetros do modelo com alto grau de aproximação entre valores calculados e “observados”, mas nenhum conjunto de parâmetros foi o mesmo que aqueles originais.

Poder-se-ia, no caso, acusar os algoritmos de otimização pelo resultado desapontador. Entretanto, ressaltam Moore e Clark (1981) a esse respeito, mesmo que o uso do ajuste por tentativa e erro fosse tentado por hidrólogos que não tivessem acesso ao conjunto “original” de parâmetros, seria uma ilusão imaginar que dificuldades similares não ocorressem. Além disso, se os modelos são ajustados por otimização automática ou por tentativa e erro, e terminam por conduzir a resultados semelhantes são os modelo que são falhos e não a função objetivo ou o método usado para otimizá-los pois, por exemplo, no caso da otimização, quando uma função objetivo é utilizada, as dificuldades parecem estar não no algoritmo mas na natureza da superfície a ser explorada, que por sua vez depende das características dos modelos.

### ***Escolha do modelo***

Segundo Baptista (1993), os aspectos a considerar no processo decisório de escolha de um modelo podem colocar-se a um nível puramente técnico (os aspectos necessários e operacionais dos modelos bem como da situação física a ser estudada) ou a um nível mais global, tocando questões sócio-econômicas, as quais, embora a complexidade dos aspectos

técnicos estejam também relativamente presentes, fazem intervir uma série de questões ainda mais complexas, relativas aos custos econômicos e políticos de danos de inundações, custos sociais de vidas humanas, oportunidades de investimentos, etc. A base de conhecimento que constitui o conjunto de aspectos a considerar seria, então, assim esquematizada (tabela 2.2)

Tabela 2.2. Escolha do modelo hidrológico

Aspectos	Conteúdo
Técnicos	Condições física do problema
	Objetivo global
	Conhecimento do modelo
	Disponibilidade do modelo e de dados
Econômicos	Risco do impacto das cheias
	Grau de responsabilidade

Fonte: Baptista (1993)

Com relação aos aspectos técnicos, uma análise *a priori* das condições físicas do problema deve ser confrontada com o domínio de validade dos diferentes modelos (função das hipóteses fundamentais sobre as quais são baseados). Além disso, o objetivo global e a disponibilidade dos dados são eminentemente de caráter decisório, já que o primeiro permite a exclusão imediata de um certo número de modelos e busca daqueles que apresentem características de versatilidade, rapidez e precisão compatíveis com o objetivo de estudo (por exemplo, para reproduzir o hidrograma de cheia a precisão não é decisiva, visto que se trabalha com condições de maximização; por outro lado, essa maximização pode afetar os custos, e volta-se a pensar na precisão), enquanto que o segundo permite a exclusão de diversos modelos, pela ausência de dados confiáveis, no que diz respeito à física do curso de água e às informações hidrológicas, bem como compatibiliza a qualidade dos dados com a precisão do modelo.

Sobre os aspectos econômicos, há que se notar que o risco do impacto das cheias relaciona-se com os danos materiais e de vidas humanas, o que deve ser compatibilizado com as características de uso e ocupação do solo na área diretamente afetada pelo estudo. Já o grau de responsabilidade é uma análise conjunta que compatibiliza o nível de risco com o objetivo de estudo.

Pode-se detalhar, ainda mais, o aspecto técnico, como indica Packman (1979), no sentido de que o desenvolvimento de um modelo para estimar o efeito da urbanização sobre a vazão de cheia consiste de três fases: a identificação do efeito da urbanização; a escolha de um modelo adequado e parâmetros do modelo para descrever o efeito; e a generalização do modelo para permitir suas aplicações para uma bacia não-padronizada.

A identificação do efeito da urbanização entre outros efeitos devidos, por exemplo, à variação da precipitação ou condições antecedentes, requer uma alta fidelidade dos dados. Para modelar o efeito da urbanização sobre frequências longas registros de cheias a partir de bacias em condições estáveis de urbanização são requeridos, enquanto modelar o efeito sobre o processo precipitação-vazão registros bons e sincronizados de precipitação-vazão em intervalos curtos de tempo são necessários.

Duas espécies de estudos têm surgido. Na primeira, uma bacia é monitorada durante um período de urbanização juntamente com uma bacia rural existente próxima, monitorada como um controle. Dessa forma, a informação é obtida diretamente sobre a mudança na resposta precipitação-vazão, mas usualmente, por causa dos curtíssimos registros e não estacionariedade dos dados, pouca informação sobre a mudança na frequência de cheia é acessível. Além disso, tendências gerais somente podem ser identificadas quando os resultados a partir de muitos estudos semelhantes são cotejados. No segundo tipo de estudo, a precipitação-vazão e as características de frequência de cheia de várias bacias, urbana e rural, a partir de uma região, são comparados, e algumas diferenças relatadas para caracterizar a bacia, incluindo o grau de urbanização.

A escolha de um modelo e seus parâmetros para descrever o efeito da urbanização depende do modo como o modelo é usado. A necessidade de um modelo para estimar o efeito da urbanização sobre a vazão de cheia existe em dois níveis de sofisticação. Primeiro, para planejamento, um simples modelo que descreva níveis de enchente para desenvolvimento urbano é necessário, de modo a permitir a avaliação do esquema de desenvolvimento alternativo. Cada modelo pode ser analítico ou computacional, requerendo muitos dados básicos de entrada, se preferivelmente for capaz de considerar amplamente os efeitos de desenvolvimento não-homogêneo e estruturas de controle de cheias. Segundo, para projetos de drenagem maiores um modelo mais detalhado é requerido, para simular acuradamente a resposta da urbanização da bacia e habilitar os detalhamentos requeridos pelo projeto de alívio

de cheias. Cada modelo poderá ter que se confrontar com os efeitos de jusante e de desenvolvimentos não-homogêneos, bem como de estruturas existentes de controle de cheias, e os dados requeridos e complexidade computacional requerida quase certamente significará que o modelo terá que ser complexo.

Contrariamente à hidrologia rural, a hidrologia de cheias urbanas tem envolvido quase exclusivamente modelos determinísticos chuva-vazão; o sistema hidrológico urbano se presta bem para a aproximação determinística dado que a vazão é predominantemente sobre superfícies planas e em sarjetas, tubulações e canais, e assim pode ser analisado pelas leis clássicas da hidráulica. A ausência virtual da aproximação estatística de vazões de cheias pode ser atribuída à falta de suficientes registros longos de vazão a partir de bacias urbanas em um fixado estágio de desenvolvimento. A frequência de vazão de cheia é, desse modo, usualmente estimada a partir de um modelo determinístico, assumindo que a cheia de projeto resultante deve ser da mesma frequência que a chuva de projeto. Esta hipótese, entretanto, tem sido raramente testada para o modelo particularmente usado. Uma técnica segura para estimar a frequência da vazão de cheia é requerida se o nível de projeto de proteção contra a cheia é para ser determinada pela análise econômica.

A escolha de parâmetros satisfatórios do modelo para descrever um desenvolvimento urbano é outro problema. A parcela da área urbana ou das áreas pavimentadas de áreas são definidas prontamente de mapas ou técnicas de geoprocessamento, mas a escolha de parâmetros para definir melhoria de canal e a distribuição de desenvolvimento urbano são menos óbvias. Além disso, desde melhorias de drenagem a aumentos em área pavimentada tendem a acontecer simultaneamente e os parâmetros que descrevem estas mudanças tendem a exibir correlação estatística alta. Isto pode conduzir a dificuldades se o modelo for usado para calcular mudanças em separado devido a qualquer causa.

A fase final do desenvolvimento do modelo é a generalização dos resultados, isto é, aplicar o modelo para calcular os efeitos da urbanização em uma bacia não-padronizada ou para condições futuras. Os métodos mais empíricos são normalmente feitos levando em conta observações de chuva-vazão, com o subsídio de características da bacia. O uso de tais equações para não calcular os parâmetros do modelo para condições em estudo para os quais as equações não foram derivadas pode conduzir a erros. Essa precaução aplica-se

particularmente a bacias urbanizadas, já que a urbanização pode mudar a distribuição natural de áreas contribuintes.

### *Aspectos conceituais*

Os modelos matemáticos podem, até certo ponto, ser considerados um esforço da hidrologia no sentido de reduzir o empirismo com que vinha sendo marcada nas décadas anteriores a 1970, já que eles, de uma maneira ou de outra, procuram representar de uma forma criteriosa os fenômenos hidrológicos. Especial atenção cabe aos modelos paramétricos, os quais serão tratados no presente trabalho, caracterizados pelos seus parâmetros de ajustamento, que nem sempre são conhecidos.

O número de registros de dados existentes, principalmente nos países subdesenvolvidos ou em desenvolvimento, é normalmente muito escasso. Sabe-se, por exemplo, que no Brasil, freqüentemente o número de registros pluviométricos é maior do que os fluviométricos e que aquele número nem sempre é dos mais representativos. Uma das justificativas é o alto custo e dificuldades encontradas na implantação das estações fluviométricas para medição de vazão, mas também pode ser pura ignorância do gestor público acerca da necessidade e do valor do dado para o planejamento e gestão dos recursos naturais urbanos.

O sentido do modelo hidrológico é o de diminuir, dentro de suas limitações, as dificuldades pertinentes à quantificação de fases do ciclo hidrológico e, com isto, suprir algumas necessidades básicas de estudo, como, por exemplo, o caso da previsão de cheias e da modificação na resposta hidrológica devida à urbanização.

Os modelos chuva-vazão são representações matemáticas de parte do ciclo hidrológico que procuram estabelecer, da melhor maneira possível, as interações entre os diversos processos que sofre a água desde o instante em que atinge uma bacia hidrográfica até o momento de sua saída numa determinada seção desta bacia. Eles consideram como entrada a precipitação e a evapotranspiração; consideram um vetor de parâmetros de ajustamento que identifica a bacia em estudo e que serve de base para a aferição do modelo.

A quantificação dos fenômenos hidrológicos é feita através de variáveis, que são valores que identificam o sistema e podem variar com o tempo. Por outro lado, a saída do modelo

chuva-vazão são dados sintéticos de vazão que darão uma medida do ajuste do modelo quando comparadas com vazões observadas para o mesmo intervalo de tempo, o mesmo ocorrendo com a magnitude do volume escoado.

A parte mais importante do modelo hidrológico pode ser considerada como a da infiltração, pois é onde os volumes escoados, superficial e subterrâneo são separados e também é o algoritmo onde os modelos podem mais estar afastados da realidade que pensam estar modelando. Depois, a parte que propaga o escoamento superficial é também bastante importante. As demais interações são tratadas de uma maneira simples, já que maior sofisticação só iria complicar o modelo sem significativas melhoras nos seus resultados.

Como bem ensina Dooge (1977), um modelo envolve similaridade mas não identidade. O modelo simula algumas mas não todas as características do protótipo. Conseqüentemente, nenhum modelo pode ser utilizado sem se descrever ou discutir as considerações da definição dos objetivos da modelação e dos padrões de precisão requeridos. Em nenhum modelo de um sistema físico há necessariamente um compromisso entre o desejo para manter o modelo tão simples quanto possível e a necessidade para alcançar um grau prescrito de precisão predizendo o comportamento do protótipo.

### *Modelos concentrados chuva-vazão*

Quando a representação da variabilidade espacial não é levada em consideração, isto é, quando as coordenadas espaciais não são variáveis independentes da equação do modelo, diz-se que ele é concentrado, sendo o tempo a única variável independente. De outro modo: quando os parâmetros do modelo não consideram a variabilidade espacial, então ele é chamado concentrado.

Para Haan (1989), mesmo os modelos distribuídos são concentrados por partes, já que a discretização é uma etapa inexorável para a sua aplicação. Além disso, têm um grau de empirismo, mesmo que o esforço para um tratamento conceitual esteja presente. Geralmente se flexibiliza a definição de modelo teórico como aquele que inclui um conjunto de princípios teóricos ou gerais e um conjunto de relações obtidas de circunstâncias empíricas.

O termo “concentrado” não é depreciativo, pois, por exemplo, como indica Ponce (1989), não há oposição entre modelos concentrados e distribuídos; ao contrário, eles podem ser complementares em um largo número de aplicações, com o modelo concentrado simulando os processos nas sub-bacias e o distribuído, incorporando os resultados, simulando os canais, como fez Campana (1995b) ao aplicar o modelo IPH II nas sub-bacias do arroio Dilúvio e o modelo hidrodinâmico no canal.

As vantagens mais salientes dos modelos concentrados em relação aos distribuídos é que a exigência de um menor número de informações, em geral, não são fisicamente baseados, têm custo menor e dispensam, invariavelmente, condições de contorno. Uma das maiores limitações é que sua estrutura normalmente somente é razoável de se aplicar em bacias pequenas, onde a distribuição espacial dos parâmetros e variáveis não comprometem os resultados para o estudo desejado (Tucci, 1998).

Os modelos concentrados, segundo Clark (1994), tentam descrever três processos básicos:

- 1 – armazenamento de água no interior do solo, vegetação, aquíferos e corpos d’água;
- 2 – perdas, a partir do armazenamento, de água para a atmosfera devido à evaporação;
- 3 – circulação da água, superficialmente e para o interior do solo e aquíferos.

A aplicação de modelos concentrados em áreas urbanas procura estabelecer uma precipitação média para toda a área, despreza a evapotranspiração, já que a simulação, em geral, é para eventos, e a vazão, com a mesma discretização temporal da precipitação, é a observada no ponto onde o modelo é aplicado.

Sendo a precipitação espacial considerada uniforme, tem-se uma aproximação que pode trazer implicações sérias em áreas urbanas, devido à alta variabilidade espacial da mesma em bacias superiores a 10 km<sup>2</sup> (Tucci, 1998). O modelo tende a corrigir parâmetros para compensar o erro da falta de uniformidade espacial da precipitação.

Uma outra hipótese conjugada adotada pelos modelos concentrados na propagação do escoamento é a linearidade e invariância temporal do HU. A transformação da precipitação efetiva em vazão além de não variar com o tempo é considerada linear.

Dentro do mesmo intervalo de tempo da discretização, também é considerada a invariabilidade da precipitação, que pode ser uma aproximação satisfatória se o intervalo de tempo escolhido é correto. Por exemplo, em áreas urbanas a precipitação que produz o pico pode dar-se no interior do intervalo que se considerou uniforme, já que os processos são rápidos e conseqüentemente não ser contemplado. O mesmo ocorre com a vazão: se a discretização efetuada não for adequada, a evolução da hidrógrafa não estará bem representada.

A figura 2.2 mostra o esquema fundamental do modelo concentrado, em que toda a bacia é representada por uma precipitação média e os processos hidrológicos por variáveis concentradas no espaço.

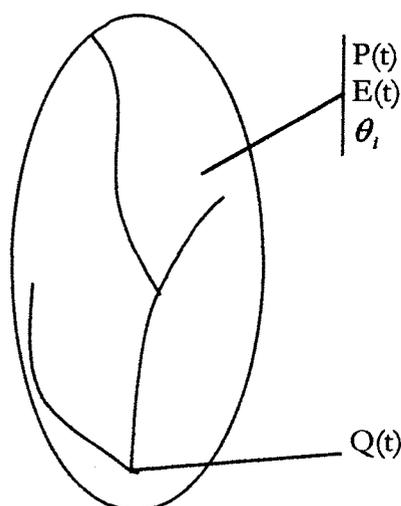


Figura 2.2. Representação do modelo concentrado

Se é adotada a linearidade, significa que as ordenadas do hidrograma unitário permanecem independentemente da magnitude do evento, enquanto que a invariância quer significar que elas são estacionárias. Quer dizer: qualquer que seja o tamanho da enchente, a precipitação excedente é transformada em escoamento através das mesmas ordenadas do HU.

Como o processo de escoamento é não-linear, o modelo tende, segundo Tucci (1998), a superestimar as enchentes inferiores àquelas utilizadas na determinação das ordenadas do HU e subestimar as enchentes superiores. Quando se ajusta um modelo linear a um processo não-

linear deve-se, pois, priorizar a faixa de valores na qual é desejada melhor precisão, já que, sendo o escoamento não-linear e o modelo linear, esse tenderá a explicar melhor somente a faixa de valores.

Tanto o modelo SCS quanto o modelo IPH II, aqui estudados, são modelos concentrados.

### *Alguns modelos chuva-vazão*

Burnash et al. (1973) apresentaram o modelo intitulado *A Generalized Streamflow Simulation System*, mais conhecido como modelo Sacramento. Nesse modelo concentrado, o sistema consiste de um algoritmo de percolação, armazenamento de umidade do solo, drenagem e características da evapotranspiração para representar os processos relevantes de uma maneira lógica e consistente. O cálculo do escoamento a partir da precipitação depende do procedimento de quantificação da umidade do solo. O solo é dividido em duas camadas: zonas inferior e superior. Cada zona tem, ainda, dois sub-armazenamentos, uma com tensão capilar e outra livre de tensão capilar. A bacia, por outro lado, é dividida em dois tipos de áreas: área permeável, a qual produz escoamento apenas, cuja taxa de precipitação excede um certo valor, e área impermeável, a qual produz escoamento para qualquer valor de precipitação. Os componentes de quantificação da água no solo do modelo, excluída a curva de evapotranspiração, envolve dezessete parâmetros. A curva de evapotranspiração possui cinco. A função de distribuição temporal, a qual converte volumes de escoamento em descargas do hidrograma, é baseada no hidrograma unitário.

O HEC-1 (*Hydrologic Engineering Center – 1*), conhecido como Flood Hydrograph Package, é um modelo para uso na simulação de eventos de cheias em bacias. A bacia é representada como um sistema interconectado de componentes hidráulicos e hidrológicos. Cada fase compõe um aspecto do processo precipitação-vazão em uma porção da bacia. Os processos considerados pelo HEC-1, desenvolvido pelo U. S. Army Corps of Engineers (1985), são: precipitação, interceptação/infiltração, transformação de chuva efetiva em escoamento, adição de escoamento de base e propagação do hidrograma. As perdas podem ser calculadas através de uma taxa constante, função empírica do HEC-1 ou pelo algoritmo do SCS. O hidrograma unitário é calculado, opcionalmente, pelos métodos de Snyder, SCS e Clark. Pode-se aplicar, utilizando-se o modelo, a técnica da onda cinemática, que transforma

precipitação excedente em escoamento das sub-bacias. O número de parâmetros depende dos métodos utilizados e da inclusão ou não da propagação nos canais e reservatórios, incluída no sistema. Ou seja, o HEC-1 é um grande sistema composto por modelos consagrados pela literatura.

Um modelo muito simples, o QUURM (*Queen's University Urban Runoff Model*), é o desenvolvido por Watt e Kidd (1975), o qual simula o escoamento de uma bacia urbana para uma dada precipitação. O modelo utiliza o método do reservatório linear simples para simular o hidrograma de entrada, partindo da chuva efetiva para cada tipo de bacia. A taxa de infiltração é determinada pela equação de Horton e o volume de armazenamento nas depressões é expresso em termos de profundidade média, também particular para cada bacia. O modelo leva em consideração a divisão da bacia em áreas permeáveis e impermeáveis.

O modelo ABC, formulado por Porto et al. (1993), é, à maneira do HEC-1, um sistema de algoritmos hidrológicos usuais, que funcionam conjuntamente. O modelo pode ser aplicado em áreas urbanas, na macro-drenagem, considerando a não uniformidade na distribuição espacial da precipitação e do uso do solo. Seus componentes principais são: precipitação, para a escolha da precipitação de projeto, definindo um hietograma que é calculado com base em 114 curvas IDF disponíveis; bacia, para o cálculo do tempo de concentração e definição das características da bacia; infiltração, com três alternativas de algoritmo: SCS, curva de Horton e índice; hidrogramas, gerados com base no método de Clark, Santa Bárbara ou SCS. Há uma opção para amortecimento em canais e reservatórios, de desinteresse na aplicação concentrada.

## **2.2. Incerteza**

Beck (1987) se pergunta, com uma visão pragmática: por que, mais especificamente, a análise de incerteza é tão importante e quais são os problemas particulares que ela se propõe a resolver? Sua importância é particularmente um reflexo do processo de mutação típico de qualquer assunto de pesquisa. Ela é, em parte, também uma consequência da liberdade de influência do crescimento da capacidade e velocidade dos equipamentos computacionais. As dificuldades de modelação matemática não são questões novas acerca da dúvida: as equações podem ser resolvidas ?; nem são elas essencialmente questões como: a teoria prévia é potencialmente capaz de descrever o comportamento do sistema?. As questões importantes

são referentes à dúvida seguinte: a teoria prévia, suposta adequada, reproduz o comportamento? As previsões obtidas a partir dos modelos são significativas e proveitosas? É preciso pôr a termo, portanto: a incerteza sobre as relações entre as variáveis que caracterizam o comportamento dinâmico do sistema, isto é, a incerteza estrutural do modelo; a incerteza sobre os valores dos parâmetros que aparecem na estrutura identificada do modelo para o comportamento do sistema; incerteza associada com as previsões do comportamento de falha do sistema; finalmente, a incerteza dos dados experimentais ou medidos.

Existem vários métodos para algumas formas de incerteza. Uma possibilidade é o Postulado Laplaciano, chamado também princípio da razão insuficiente. Ele estabelece que se as probabilidades de um evento não são conhecidas, elas podem ser admitidas iguais. Também se pode analisar a incerteza através da amostra, embora seja um método tipicamente insatisfatório para representar a quantidade de incerteza com os seus piores valores (na pior das hipóteses) ou com algumas medidas de tendência central (valor médio, mediana). Por uma análise de sensibilidade a importância da incerteza também pode ser traçada. Pode-se analisar incerteza através de intervalos, admitindo-se uma faixa de valores para os parâmetros em lugar de um número.

A incerteza na hidrologia é o resultado de uma complexidade natural e de variabilidade dos sistemas e processos hidrológicos, a partir da deficiência em seu conhecimento. A incerteza pode pertencer a magnitudes e atributos espaço-temporais de signos e estados do sistema hidrológico. De uma maneira bem geral, abrangendo não apenas o modelo hidrológico, podem-se identificar as seguintes incertezas:

- incerteza no conhecimento do meio externo (estrutura do mundo, mudanças futuras do meio);
- incerteza sobre intenções futuras nos campos relacionados de escolhas;
- incerteza como julgamento do valor apropriado e suas conseqüências.

Avançando mais profundamente no problema da incerteza, Kundzewicz (1995) avisa que a era da univariabilidade em hidrologia já passou. Chegou a era dos campos aleatórios, onde as variáveis hidrológicas são tratadas como funções de locação (uma, duas ou três dimensões) ou locação e tempo. Métodos de campos aleatórios representam melhor a natureza do processo.

Mesmo hoje, dez anos após a assertiva de Haan(1989), segundo a qual certamente há uma relutância para admitir que a saída de um modelo são estimativas – estimativas incertas - e que, igualmente, ainda que estimativas pontuais de alguma quantidade sejam geralmente obtidas, freqüentemente existe considerável incerteza, ela ainda é pouco reconhecida e incorporada dentro da análise dos sistemas hidrológicos.

### **2.2.1. Decomposição da incerteza e métodos de investigação**

Antes mesmo das questões postas por Haan (1989), Troutman (1985) já colocava as noções acerca da natureza dos erros inerentes aos modelos hidrológicos precipitação-vazão. Para ele, o maior problema na análise de erros em modelos de precipitação-vazão é sua impossibilidade de prever a variabilidade periódica. Propõe-se, então, em apresentar uma análise estatística rigorosa para definir os erros existentes no modelo.

#### ***Estrutura básica do modelo e predição de erros***

Segundo Troutman (1985), se  $Z$  denota o conjunto total de dados de entrada para um modelo de precipitação, sendo  $Z$  um vetor construído a partir de alguma quantidade usada pelo modelo para prever, como dados de precipitação-vazão, dados de evaporação, características da bacia etc. e se alguns elementos (como a precipitação) podem ser considerados aleatórios e outros (como a área da bacia) podem ser considerados fixos, se existe uma função denotada por  $P$  que é capaz de prever a vazão, o volume, o pico ou qualquer característica da saída para uma dada entrada  $Z$ , dita  $P(Z)$  e se, finalmente, denota-se por  $Y$  o valor real da vazão que se está tentando prever, do volume, do pico etc., sendo o erro correspondente denotado por  $e$ , o modelo pode ser escrito como:

$$Y = P(Z) + e \text{ ou } Y_i = P_i(z) + e_i, 1 \leq i \leq n \quad (2.5)$$

onde  $n$  é o número de dados do vetor

A estrutura do erro vetorial apoia-se em algumas hipóteses fundamentais assumidas muito aprioristicamente na hidrologia, nem sempre comprovadas:

1. Os erros são estatisticamente independentes da predição  $P(Z)$  e são identicamente distribuídos;
2. Os erros são estatisticamente independentes um em relação ao outro;
3. Os erros têm média zero e variância finita:

$$E(e_i) = 0 \text{ e } \text{Var}(e_i) = \sigma^2 \quad (2.6)$$

4. Os erros são normalmente distribuídos.

Dentre as mais frequentes violações das hipóteses listadas é com relação à hipótese 1, isto é, a inexistência de homocedasticidade, ou seja, falta de independência da variância do erro com a predição do modelo, verificando-se isso em eventos longos.

Na ótica de Haan (1989), independentemente de como os modelos são classificados, eles podem geralmente ser representados por:

$$\mathbf{O} = f(\mathbf{I}, \mathbf{P}, t) + e \quad (2.7)$$

onde  $\mathbf{O}$  é uma matriz  $n \times k$  de respostas hidrológicas para ser modelada,  $f$  é uma coleção de relações funcionais,  $\mathbf{I}$  é uma matriz  $n \times m$  de entradas,  $\mathbf{P}$  é um vetor de  $p$  parâmetros,  $t$  é o tempo,  $e$  é uma matriz  $n \times k$  de erros,  $n$  é o número de dados pontuais,  $k$  é o número de respostas pontuais e  $m$  é o número de entradas pontuais.

Geralmente,  $\mathbf{I}$  representa alguma entrada como precipitação, temperatura, uso do solo etc. e  $\mathbf{P}$  representa coeficientes particulares para uma bacia e que podem ser estimados a partir de dados observados com base em calibrações, tábuas, cartas, análise regional, experiência, legislação etc..

O termo de erro  $e$  representa a diferença entre o que realmente ocorre,  $\mathbf{O}$ , e o que o modelo prediz,  $\hat{\mathbf{O}}$ . Isto é:

$$\hat{\mathbf{O}} = f(\mathbf{I}, \mathbf{P}, t) \quad (2.8)$$

$$e = \mathbf{O} - \hat{\mathbf{O}} \quad (2.9)$$

Para Haan (1989), a incerteza repousa em três fontes, que certamente estariam interconectadas, mas que poderiam ser assim classificadas:

*Nos dados de entrada*, englobando as variáveis meteorológicas, de escoamento e das características físicas do sistema hidrológico, sujeitas a erros de medição (falta de precisão na medição, rede inadequada de apoio, erro na transmissão de dados, não aferição dos aparelhos) e de natureza aleatória, com uma incerteza estatística peculiar associada às suas leis de probabilidade. Com relação às variáveis, existiria uma incerteza natural referida como aleatoriedade temporal e flutuações espaciais inerentes ao processo natural, as quais quase sempre introduzem uma larga gama de incerteza no próprio processo físico de geração do escoamento, por exemplo (Melching et al., 1990).

A variabilidade inerente ao processo natural refere-se à variabilidade no tempo e no espaço de fatores meteorológicos tais como precipitação, temperatura, radiação solar etc. Frequentemente esses processos são modelados como processos estocásticos em atenção à aparentemente forte componente aleatória que é uma parte de sua resposta global. Esta fonte de variabilidade também contempla incerteza em valores mensurados de vazão e outros fatores usados na avaliação de modelos e estimação de parâmetros. Quando a precipitação sobre uma bacia é registrada há somente uma aproximação para a chuva real da bacia com base em uma área muito pequena da bacia. Consequentemente, existe incerteza no valor real da precipitação. De modo similar, registros de valores de vazão são estimativas de vazões reais e podem conter erros.

*Na estrutura do modelo*, causada pelo fato de que não se pode estar certo de que um determinado processo hidrológico ou mesmo o sistema está sendo corretamente modelado, pois a aproximação dos fenômenos reais é inevitável, levando a incertezas. Assim é que, se fosse possível construir um modelo hidrológico estruturalmente perfeito, capaz de reproduzir o ciclo hidrológico, ainda assim haveria um resíduo aleatório causado pela incerteza natural.

*Nos parâmetros*, resultado de inadequações nas técnicas para sua estimação, da limitada representatividade dos dados e de imperfeições na estrutura do modelo. Na medida em que determinado processo hidrológico não é representado, ou é modelado de forma simplificada, outros componentes do modelo e seus parâmetros são obrigados a compensar isso para o modelo dar resultados bons, acontecendo o mesmo em função dos dados. Além disso, há uma

variabilidade na determinação dos valores dos próprios parâmetros para uso no modelo em um determinado evento.

Um modelo matemático é uma descrição de um processo natural físico, químico, biológico etc. A descrição matemática pode consistir de equações, gráficos, tabelas e expressões lógicas. Devido ao modelo ser uma simplificação da realidade, ele não pode descrever todas as variáveis relevantes do processo precisamente. Por isso a incerteza na saída do modelo é inevitável (o desvio entre a saída do modelo e o processo que o modelo descreveria). Se um modelo é confiável ou não depende da aceitabilidade da incerteza na saída do modelo.

Incerteza nos parâmetros, em suma, reflete *modelos incompletos, informação incompleta e técnicas inadequadas de estimativa dos parâmetros*. Dado um modelo e um conjunto de circunstâncias, parâmetros diferentes podem ser determinados para o modelo por diferentes indivíduos e por diferentes conjuntos de dados observados. Dada uma técnica de estimação “perfeita”, os parâmetros do modelo poderão aproximar-se assintoticamente de seus valores “verdadeiros” quanto maior a quantidade de informações usadas para a estimativa dos parâmetros. É por isso que a estimativa de parâmetros deve ser tratada como variável aleatória, dado que seus valores dependem de dados observados, os quais são outras tantas variáveis aleatórias ou funções de variáveis aleatórias.

A largura dos intervalos de confiança, que a análise de incerteza pode fornecer a partir dos métodos a seguir comentados, é um reflexo da incerteza nos parâmetros. A inclusão de intervalos de confiança no estabelecimento de predição de modelos dá indicação da realidade da estimativa. A largura dos intervalos de confiança é uma função da incerteza paramétrica a qual por seu turno *depende da habilidade do modelo para simular a resposta observada*. Consequentemente, afirma Haan (1989) *in verbis*: “a largura do intervalo de confiança pode ser usada como uma medida da validade ou utilidade de um modelo”.

Do ponto de vista de Lei e Schilling (1994), a incerteza na saída do modelo resulta a partir de muitas causas de incerteza tais como dados de entrada incertos, parâmetros incertos, estrutura do modelo incerta, e incerteza devido a problemas numéricos não detectados. A análise de propagação da incerteza prediz a incerteza da saída do modelo como um resultado dessas fontes se seus níveis *a priori* de incerteza são dados. A análise de incerteza do modelo

envolve identificação e quantificação dessas fontes de incerteza assim como a propagação da incerteza pelo modelo. Eles acrescentam às três fontes de incerteza listadas anteriormente, a incerteza devida a erros numéricos.

### *Métodos de propagação da incerteza paramétrica*

Um modelo requer parâmetros, cada um dos quais tem um significado físico diferente, ou referente a algum tipo de abstração do processo (exemplo, o coeficiente de armazenamento linear  $k$ ). Na maioria dos casos o valor exato do parâmetro é desconhecido, e muitos outros não podem ser diretamente mensurados. Conseqüentemente, os parâmetros podem ser descritos como variáveis aleatórias. Uma função densidade de probabilidade pode ser usada como uma descrição estatística para medir sua incerteza (isto é, a probabilidade do desvio do valor esperado). Os métodos de análise de propagação da incerteza podem também indicar qual parâmetro deva receber a maioria do esforço da estimação do processo e dá uma indicação sobre a robustez do modelo.

Se a saída de um modelo chuva-vazão  $Y$  (variável aleatória) é uma função de um vetor  $n$ -dimensional de variáveis aleatórias  $\mathbf{X}$ ,  $f(\mathbf{X})$ , a essência da análise de propagação da incerteza é explorar as propriedades estatísticas de  $Y$  com base nas propriedades estatísticas de  $\mathbf{X}$ . Geralmente, a função densidade de probabilidade de  $Y$  não pode ser derivada analiticamente a partir de uma consideração das propriedades estatísticas de  $\mathbf{X}$ . Felizmente, existem outras aproximações aceitáveis para os propósitos da engenharia para conhecer o primeiro e o segundo momentos de  $Y$  (isto é, a média  $E[\bullet]$  e a variância  $\text{Var}[\bullet]$ ). Se a função de transferência  $f[\bullet]$  é linear, Benjamin e Cornell (1970) mostram que<sup>1</sup>:

$$Y = f(\mathbf{X}) = f(X_1, X_2, \dots, X_n) = \sum_{i=1}^n \alpha_i X_i \quad (2.10)$$

$$E[Y] = \sum_{i=1}^n \alpha_i E[X_i] \quad (2.11)$$

$$\text{Var}[Y] = \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 \text{Var}[X_i] \quad (2.12)$$

---

<sup>1</sup> As equações abaixo são válidas para variáveis aleatórias não correlacionadas.

Como em muitos casos  $f[\bullet]$  é uma função não linear, o procedimento comum para lidar com problemas não lineares é aplicar uma técnica de linearização (análise de primeira ordem ou linearização estatística) ou aplicar análise de Monte Carlo.

a) Análise de primeira ordem

A análise de primeira ordem é derivada a partir da aproximação linear da série de Taylor em torno da média  $E[\mathbf{X}]$  em que as componentes não lineares são truncadas.

$$Y = f[\mathbf{X}] \cong f(E[\mathbf{X}]) + \frac{\partial f[\mathbf{X}]}{\partial \mathbf{X}}(\mathbf{X} - E[\mathbf{X}]) \quad (2.13)$$

$$E[Y] \cong f(E[\mathbf{X}]) \quad (2.14)$$

$$\text{Var}[Y] \cong \sum_{i=1}^n \left( \frac{\partial f(\mathbf{X})}{\partial \mathbf{X}} \right)^2 \text{Var}[X_i] \quad (2.15)$$

Uma das vantagens da análise de primeira ordem é que ela permite dividir a incerteza da saída do modelo em suas fontes, as quais são as várias contribuições das componentes de  $\mathbf{X}$ . Obviamente, esta informação é importante para o uso do modelo. Outra importante atração da análise de primeira ordem é a sua simplicidade. A partir da equação 2.15, pode ser visto que a análise de primeira ordem requer a existência do vetor de derivada parcial  $\frac{\partial f(\mathbf{X})}{\partial \mathbf{X}}$  na média  $E[\mathbf{X}]$ . A validade da análise de primeira ordem depende da não linearidade de  $f[\bullet]$  na região em torno de  $E[\mathbf{X}]$ .

Segundo Benjamin e Cornell (1970), a análise de primeira ordem deve ser aplicada apenas para modelação não-linear de sistemas providos de coeficiente de variação<sup>2</sup> para os parâmetros não superior a 20%. Para modelos chuva-vazão que envolvam, por exemplo, várias não linearidades tais como saturação, condições iniciais cujas derivadas parciais não existem, é impossível resolver tal problema com análise de primeira ordem. Uma alternativa é a linearização estatística.

---

<sup>2</sup> Razão entre o desvio padrão amostral e a média amostral

## b) Linearização estatística

Suponha-se, acompanhando Lei e Schilling (1994), que a aproximação linear em torno da média  $E[\mathbf{X}]$  para um função não linear  $f[\bullet]$  de um vetor de variáveis aleatórias  $\mathbf{X}$  seja

$$y = f(\mathbf{X}) \cong \beta + \mathbf{N}\mathbf{X} \quad (2.16)$$

Os parâmetros  $\beta$  e  $\mathbf{N}$  são, respectivamente, uma constante e um vetor e devem ser determinados. Definindo o vetor de erro:

$$\mathbf{e} = f(\mathbf{X}) - (\beta + \mathbf{N}\mathbf{X}) \quad (2.17)$$

$\beta$  e  $\mathbf{N}$  serão escolhidos de forma que

$$J = E[\mathbf{e}^T \mathbf{A} \mathbf{e}] \quad (2.18)$$

seja minimizado para alguma matriz  $\mathbf{A}$  semi-definida. Tem-se que

$$\beta = E[f(\mathbf{X})] - \mathbf{N}E[\mathbf{X}] \quad (2.19)$$

$$\mathbf{N} = (E[f(\mathbf{X})\mathbf{X}^T] - E[f(\mathbf{X})]E[\mathbf{X}]^T)P^{-1} \quad (2.20)$$

onde  $P$  é a matriz de covariância para  $\mathbf{X}$ . Conseqüentemente, a linearização estatística de  $f[\bullet]$  pode ser expressa para  $\mathbf{X}$  como

$$f(\mathbf{X}) \cong E[f(\mathbf{X})] + \mathbf{N}(\mathbf{X} - E[\mathbf{X}]) \quad (2.21)$$

Como mostra a figura 2.3, a linearização estatística é uma aproximação linear ótima no sentido do erro médio quadrático.

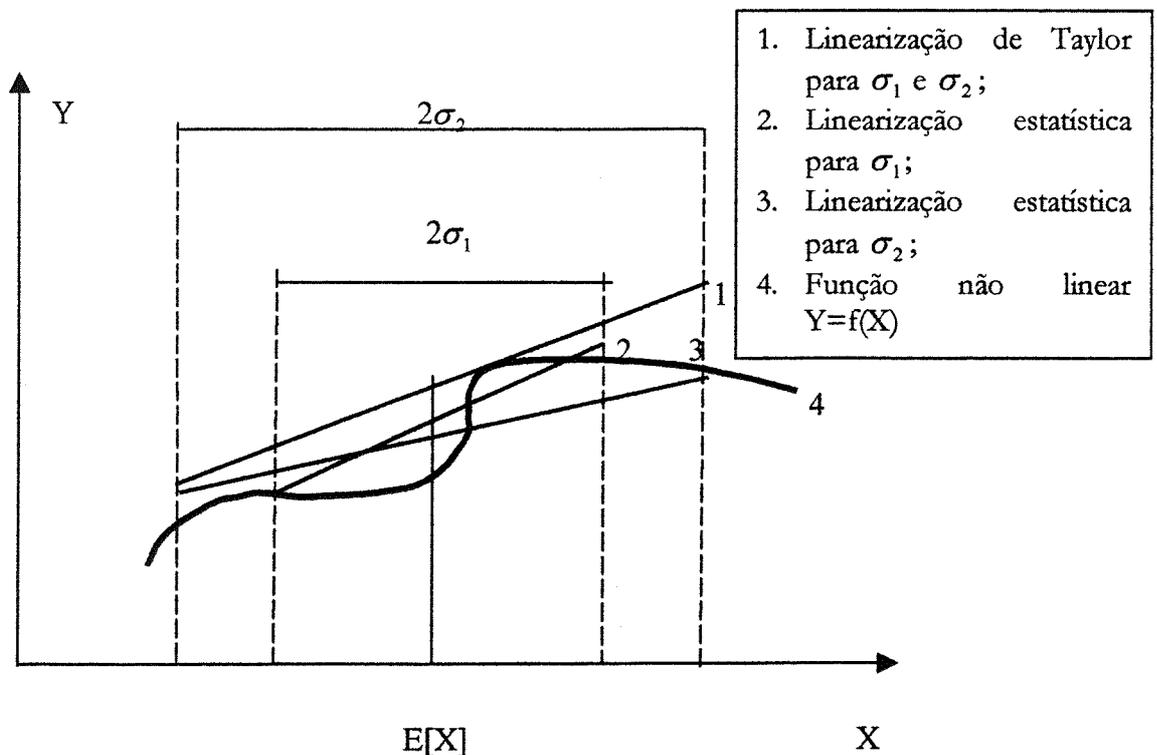


Figura 2.3. Sistema não-linear de grau único de liberdade (isto é, uma variável independente  $X$ ) e suas linearizações.  $E[X]$  é o valor médio da variável aleatória  $X$  e  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  são desvios-padrão de  $X$  ( $\sigma_2 > \sigma_1$ ) (Lei e Schilling, 1994)

Consequentemente, a linearização estatística pode levar em conta a variância de uma variável aleatória. Além disso, ela não requer a existência de derivadas parciais. Ela também permite dividir a incerteza da saída em suas fontes. Por outro lado, a linearização estatística demanda a função densidade de probabilidade n-dimensional de  $X$  e muito mais esforço computacional, já que a integração numérica pode ser levada a cabo em muitos casos. Está demonstrado que a assunção *a priori* da função densidade de probabilidade não é uma restrição. Assim, consideração de tempo de computação se torna a preocupação principal na aplicação deste método. Uma alternativa para as técnicas de linearização é a ferramenta estatística da análise de Monte Carlo.

### c) Análise de Monte Carlo

Segundo Roberts et al. (1990), o fundamento teórico da análise de Monte Carlo é associado com o fato de que as equações da dinâmica estocástica que governam os sistemas podem ser interpretadas como um conjunto infinito de equações determinísticas. Para cada elemento deste conjunto, a entrada do sistema é uma função amostral do processo de entrada, e a saída do sistema é a correspondente função da amostra da resposta do processo. Devido à análise de Monte Carlo não ser restrita a sistemas não-lineares e sistemas descontínuos, ela é

o método preferido para solucionar algum problema de propagação da incerteza. Para computar as estatísticas dos modelos de entrada e saída, um grande número de interações é necessário. Um número de iterações geralmente válido quase não pode ser dado. Conseqüentemente, a viabilidade da análise de Monte Carlo depende principalmente de um enorme e pesado fardo computacional. Conseqüentemente, a análise de Monte Carlo requer conhecimento da forma da função densidade de probabilidade das variáveis de entrada (tal como a linearização estatística). Com a análise de Monte Carlo um resultado concentrado da incerteza da resposta é obtido, isto é, a contribuição individual de cada parâmetro permanece desconhecida.

Edwards and Haan (1988) usaram estimativa bayesiana e simulação de Monte Carlo com base na distribuição dos parâmetros para obter intervalos de confiança de vazões de pico para vários períodos de retorno.

Bem Salem (1988) usou simulação de Monte Carlo para o modelo SCS de modo a estabelecer as vazões de cheia com seus intervalos de confiança.

Nandakumar e Mein (1997) quantificaram os níveis de incerteza de um modelo chuva-vazão (modelo Monash), considerando não apenas a parte paramétrica, mas também os erros nos dados hidrológicos, climáticos e, até, o efeito da mudança no uso do solo. Neste estudo, o modelo chuva-vazão foi calibrado em uma bacia a partir de cada sub-bacia experimental em Victoria, Austrália. Eles realizaram o estudo da incerteza paramétrica através de simulação de Monte Carlo. A análise mostra que erros sistemáticos na precipitação têm o mais sério efeito sobre predição de cheias, mas os erros de estimativa de saída também têm valor significativo.

Eles aconselham a que jamais se permitam erros apreciáveis na precipitação, pois um erro de cerca de 10% na precipitação pode causar um erro de cerca de 35% na predição do escoamento. Igualmente, mudanças pequenas no uso do solo da bacia podem causar mudanças no escoamento, não podendo ser estatisticamente detectadas a partir dos erros de saída. Para a bacia que os autores estudaram, a área de cobertura de floresta a ser removida para produzir uma mudança detectável ao nível de 90% de significância está na faixa de 60-65% e depende da sub-bacia em questão.

O critério de se desprezar a evapotranspiração no cálculo de eventos de cheia está livre de grandes erros, pois esta variável, de fato, não tem um efeito significativo na entrada. Finalmente, os parâmetros de infiltração são os que mais devem ter precisão na escolha pois foram os que maior efeito na estimativa das cheias tiveram.

Lei e Schilling (1996) usaram simulação de Monte Carlo seguida de regressão multilinear para calcular a incerteza de saída do modelo HYSTEM, modelo urbano fisicamente baseado. Eles conseguiram, com base na incerteza paramétrica, detectar erros nos dados observados, a confirmação da validade da estrutura do modelo e a identificação dos parâmetros mais sensíveis.

#### d) Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade é usada para examinar a sensibilidade da saída do modelo com respeito a uma perturbação de um parâmetro específico. A análise de sensibilidade é uma aproximação do tipo *one-variable-at-a-time*. Ela dá uma indicação onde a maioria do esforço deveria se concentrar no procedimento de estimação de parâmetro. Aparentemente, a ênfase na estimação de parâmetros dependeria de questões de uso e de resposta do modelo. A informação obtida a partir da análise de sensibilidade é particularmente útil se o analista quer reduzir as dimensões de um modelo multidimensional. Isto pode ser necessário para obter uma propagação da incerteza matematicamente tratável para um modelo matemático.

#### e) Teoria dos conjuntos fuzzy

O raciocínio embutido na teoria dos conjuntos fuzzy, cuja lógica está fundada numa distribuição de possibilidades, introduzindo a componente subjetiva no âmbito matemático, pode ser usado na predição do desvio do escoamento computado com o observado, dando elementos para analisar a incerteza do modelo.

A metodologia é desenvolvida por Mizumura (1995), a qual foi aplicada ao modelo Tank Model (cascata de reservatórios) em uma bacia de 478,6 km<sup>2</sup>, em Tokyo.

Inicialmente são calculadas as funções de pertinência do escoamento, fornecidas pela teoria da lógica fuzzy. A forma da função escolhida é exponencial, sendo que em cada

intervalo de tempo a mesma é integrada. A diferença fundamental dessa metodologia para as outras, em especial das estatísticas, é que, ao invés de se assumir uma distribuição de probabilidade, assume-se uma distribuição de possibilidades, embora efetivamente os parâmetros da função de decisão fuzzy tenham média e variância relacionados com os correspondentes parâmetros estatísticos. Nesse caso, o fato de um parâmetro pertencer tanto a um universo quanto a outro não é improvável, podendo ser pertinente esta ocorrência.

### 2.2.2. Confiabilidade do modelo

Diferentemente do item anterior, onde se estudou a *propagação* da incerteza do modelo, a análise de confiabilidade trata de levar o mesmo ao *limite de suas possibilidades*. Os métodos empregados são semelhantes ao da análise anterior. Mas enquanto lá o objetivo não é detectar a região-limite do colapso mas a região dentro da qual, quase certamente, a resposta esperado do modelo estaria, aqui trata-se de fazer com que esta região seja exibida.

Melching et al. (1990) propõem uma metodologia que formula a confiabilidade da saída de um modelo hidrológico com base em análise probabilística. A distribuição de probabilidade da saída de um modelo hidrológico para um evento específico, para as várias incertezas, pode ser avaliada comparando a saída da variável hidrológica com algum estado limite (ou falha), isto é, um nível de escolha de um objetivo hidrológico,  $T_H$ , cuja probabilidade de excedência é de interesse. A performance do sistema é definida como uma função  $Z$ ,

$$Z = T_H - \lambda h(\theta) \text{ ou } Z = \ln[T_H / \lambda h(\theta)] \quad (2.22)$$

onde  $h(\cdot)$  é uma função que representa a estimativa do modelo da informação hidrológica em questão,  $\theta$  é um vetor contendo os dados e parâmetros do modelo (a forma varia de evento para evento), e  $\lambda$  é um fator de correção do modelo o qual expressa a relação entre a performance ótima do modelo e o valor verdadeiro da informação hidrológica estimada, respondendo assim por desvios do modelo e insuficiências estruturais.

O nível de objetivo hidrológico é uma variável simulada, a qual é usada no método de análise de confiabilidade para a estimativa da função cumulativa de probabilidade (FCP) da saída do modelo. Para determinar a FCP da saída do modelo  $T_H$  é selecionada como um alvo

fixo isto é, não é uma variável aleatória e a probabilidade de excedência (complemento da FCP) é dada por:

$$P_E = P_r, \text{ com } Z = g(x_1, x_2, \dots, x_p) = g(\mathbf{x}) < 0 \quad (2.23)$$

onde  $Z$  é a performance do sistema (função de  $x_1, x_2, \dots, x_p$ ),  $\mathbf{x} = \theta \cup \lambda$  é o vetor de variáveis básicas que descreve a incerteza do modelo;  $p$  é o número de variáveis básicas e  $\cup$  é o sinal de união.

O valor de  $T_H$  é então incrementado e o correspondente  $P_E$  é calculado. Isto continua até que toda a FCP seja obtida.

### ***Medida da confiabilidade do modelo***

A confiabilidade da saída do modelo hidrológico pode ser analisada via um número de medidas. Para o caso ideal, se o verdadeiro valor fosse conhecido, a confiabilidade simplesmente poderia ser expressa como a diferença entre um valor verdadeiro e o valor predito. Para o dado real, durante a verificação da confiabilidade da saída do modelo, esta é medida pelo valor observado ajustado a um intervalo de confiança. Quando o modelo é usado para uma estimativa do hidrograma de projeto, reconstrução de série histórica, geração de série sintética, predição operacional etc. a confiabilidade de saída é indicada por um desvio padrão de saída. Cada uma dessas medidas de confiabilidade pode ser obtida a partir da análise estrutural de confiabilidade usando métodos tais como simulação de Monte Carlo, valor médio (FOSM) e aproximação de primeira ordem (MVFOSM) etc.

Para a simulação de Monte Carlo, uma estimativa da probabilidade de excedência,  $P_E$ , de um nível de objetivo hidrológico devido a um determinado evento é obtida como:

$$P_E = \frac{n}{N} \quad (2.24)$$

onde  $n$  é o número de tentativas com  $Z < 0$  e  $N$  o número total de tentativas.

Para o método do valor médio (FOSM),  $P_E$  é calculado fazendo-se algumas hipóteses relativas à natureza e distribuição da função de performance. O índice de confiabilidade,  $\beta$ , é o inverso do coeficiente de variação de  $Z$ :

$$\beta = \frac{E[Z]}{\sigma_Z} \quad (2.25)$$

onde  $\sigma_Z$  é o desvio padrão de  $Z$ . Tipicamente,  $Z$  é assumido como normalmente distribuído e a probabilidade de excedência é estimada como:

$$P_E = 1 - \phi(\beta) \quad (2.26)$$

onde  $\phi(\cdot)$  é a integral da distribuição normal padrão.

Para fazer uma expansão em série de Taylor até primeira ordem de  $Z$  nos valores médios das variáveis básicas,  $\bar{\mathbf{x}}$ , o método MVFOSM estima  $\beta$  como

$$\beta = \frac{g(\bar{\mathbf{x}})}{\left\{ \sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^p C_i C_j E[(x_j - \bar{x}_j)(x_i - \bar{x}_i)] \right\}^{1/2}} \quad (2.27)$$

onde  $C_i = \frac{\partial g}{\partial x_i}$  avaliado em  $\bar{\mathbf{x}}$  e  $C_j = \frac{\partial g}{\partial x_j}$  avaliado em  $\bar{\mathbf{x}}$ .

Melching et al.(1990) analisaram a incerteza paramétrica a confiabilidade do conhecido modelo HEC-I do Army Corps of Engineers. A aplicação foi feita na bacia do rio Vermilion em Pontiac, leste do Illinois (EUA), com 100 Km<sup>2</sup>. Eles selecionaram 32 eventos de diferentes magnitudes, calibraram automaticamente os mesmos e ajustaram distribuições normal e log-normal. Segundo os autores, o modelo possui larga variância de saída, especialmente na descarga de pico (análise de incerteza), mas tem baixa probabilidade de falha pois em apenas dois dos dezessete eventos principais existiram falha.

### 2.2.3. Considerações finais

Klemes (1986), em seu memorável *paper*, *Dilettantism in Hydrology: Transition or Destiny?*, cujas palavras de ordem ainda são plenamente atuais no âmbito da Hidrologia, faz uma interessante analogia entre dois modelos planetários, o de Ptolomeu e o de Copérnico, e as condições nas quais se encontra a Hidrologia, em decidir-se entre ciência e conjunto de técnicas, muitas vezes amadoras e precárias. O modelo de Ptolomeu, como se sabe, baseava-se em concepções errôneas da mecânica celeste, enquanto o segundo fundava-se em concepções efetivamente científicas. Entretanto, tanto um quanto outro, cada um a seu tempo, foi adotado como “verdade”.

Klemes conclui, com pessimismo, mas com razão, que o processo de consolidação da Hidrologia enquanto ciência é difícil, por não ter definido cientificamente sua própria base. Esse círculo vicioso resulta em uma estagnação.

Ora, a teoria da incerteza, por onde termina esta revisão, não é campo exclusivo da Hidrologia. O processo de determinação dos limites possíveis dos resultados da investigação abrange vários campos, desde economia até a astronomia; desde dinâmica estrutural até a biologia. A análise de incerteza transita em vários campos simplesmente porque, em seu aspecto puro, está fundada em postulados dos quais resultam entidades conceituais científicas e dadas pela experiência, como a Estatística Inferencial.

A introdução da incerteza no âmbito das investigações hidrológicas pode, portanto, ser o início de um longo caminho de pesquisa da base aventada por Victor Klemes.

## CAPÍTULO 3

### **3. Metodologia de estimativa do hidrograma de projeto**

Para a aplicação de técnicas de incerteza dentro dos objetivos definidos nesta dissertação, é preciso, inicialmente, estabelecer a precipitação de projeto, que é estimada com base no método de Chicago. Esse método procura maximizar as condições críticas por meio da distribuição temporal da precipitação. A incerteza da variabilidade temporal da precipitação pode ser, assim, avaliada.

Os modelos utilizados são o IPH II e o SCS, que têm como entrada um hietograma obtido com base no método citado. O interesse, no caso dos modelos, é a avaliação da incerteza de seus parâmetros, que transfere para a saída uma oscilação em torno de um valor esperado. Essa oscilação pode ser avaliada com uma especificação *a priori* de um intervalo de confiança.

A avaliação da incerteza paramétrica é efetivada com base no método de Monte Carlo, para o modelo SCS, e na reamostragem estatística, para o modelo IPH II; para a incerteza da distribuição temporal da precipitação, é usado o método de Monte Carlo para ambos os modelos. A partir disso, finalmente, são obtidos os valores de prognóstico para o local de estudo (bacia do Dilúvio na seção CPRM).

#### **3.1. Estrutura metodológica**

A estrutura metodológica adotada para a obtenção dos hidrogramas de projeto está resumida na figura 3.1, ou seja, geração de amostras aleatórias com base na simulação estatística para os parâmetros dos modelos SCS e IPH II e para o parâmetro interveniente na variabilidade temporal da precipitação; aplicação dos parâmetros gerados aos modelos com a precipitação de projeto e obtenção das vazões e dos volumes, após a simulação hidrológica. As saídas dos modelos são, finalmente, ajustadas a uma distribuição e os hidrogramas de projeto podem ser obtidos por meio de suas duas informações de interesse: o volume e a vazão máxima com suas regiões de confiança. Essas regiões são obtidas com base nos quantis das distribuições de saída dos modelos (vazão máxima e volume).

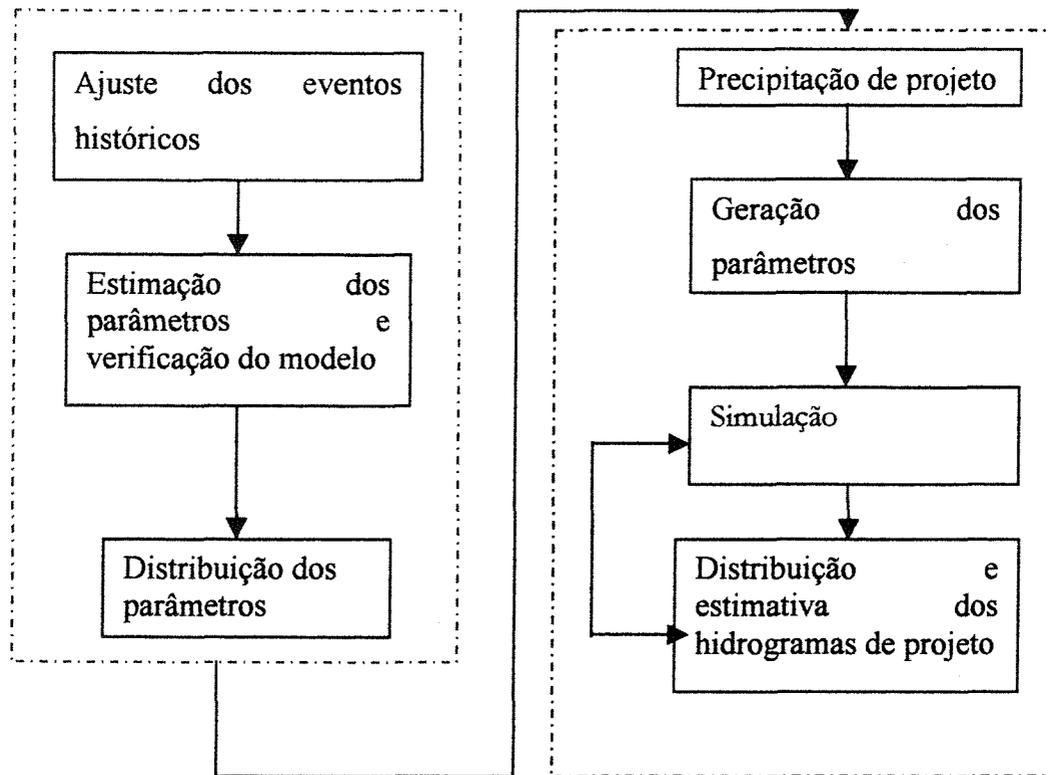


Figura 3.1. Estrutura metodológica adotada

### 3.2. Precipitação de projeto

A intensidade da precipitação para um dado período de retorno pode ser obtida através da seguinte equação (Zahed e Marcellini, 1995):

$$i = K \frac{T^m}{(t + t_0)^n} \quad (3.1)$$

onde  $i$  é a intensidade média da chuva pontual em mm/h;  $t$  é a duração da chuva, em minutos;  $T$  é o período de retorno, em anos;  $m$ ,  $n$ ,  $t_0$  e  $K$  são parâmetros próprios do local para o qual se ajustou a equação<sup>1</sup>.

Como o período de retorno é, em geral, fixado, e as constantes são conhecidas, a equação 3.1 fica:

---

<sup>1</sup> Nesta dissertação, a equação de chuva adotada é a do 8º Distrito Meteorológico, dada por  $i = 2491.782T^{0.196} / (t+16)^{1.021}$  (in Silveira, 1997).

$$i = \frac{A}{(t+t_0)^n} \quad (3.2)$$

A precipitação total, em mm, de duração  $t$ , pode ser expressa como:

$$P = \frac{It}{60} = \frac{At}{60(t+t_0)^n} \quad (3.3)$$

O método de Chicago (figura 3.2), apresentado por Keifer e Chu (1957), distribui temporalmente a precipitação  $P$  com base em um hietograma cujo pico é localizado segundo um parâmetro  $\gamma$ .

Se a origem do tempo estiver no pico, a precipitação cumulativa antes e após a maximização é dada, respectivamente, por:

$$P = \frac{a \frac{t_b}{\gamma}}{\left(\frac{t_b}{\gamma} + t_0\right)^n} \quad (3.4)$$

$$P = \frac{a \frac{t_a}{1-\gamma}}{\left(\frac{t_a}{1-\gamma} + t_0\right)^n} \quad (3.5)$$

após levar-se em conta que o período anterior ao pico é  $t_b = \gamma t$  e o período posterior ao pico é  $t_a = (1-\gamma)t$  e que  $a = A/60$ .

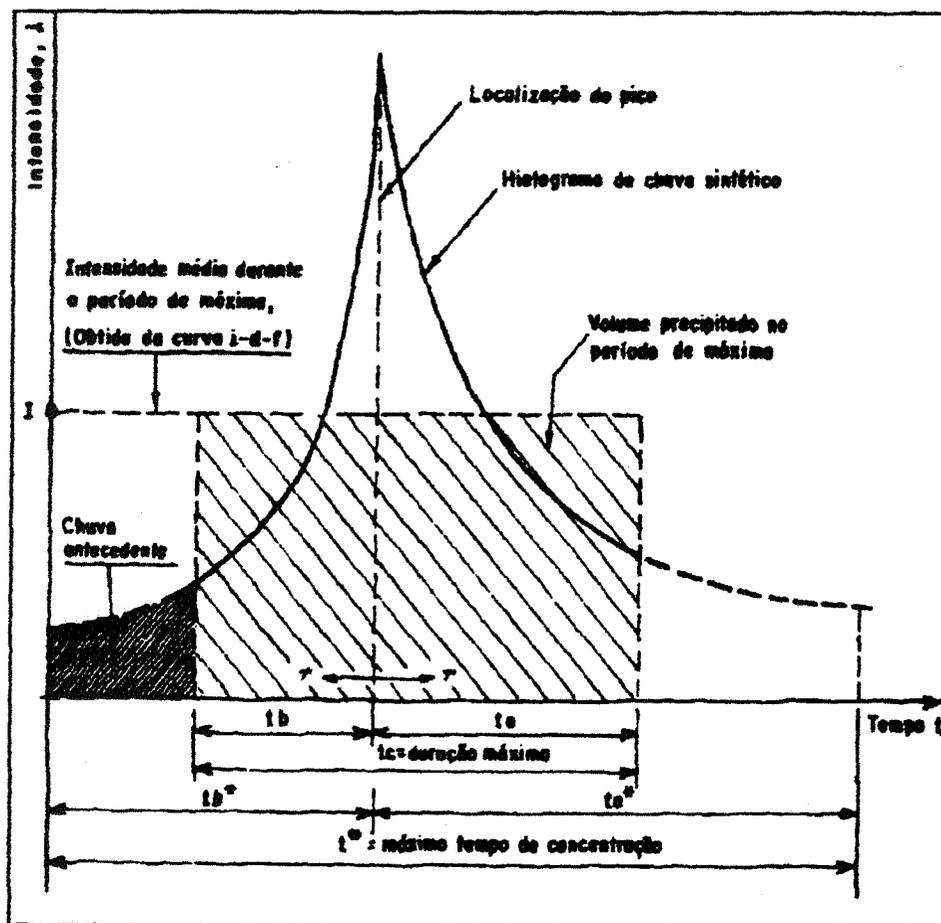


Figura 3.2. Método de Chicago (in Silva, 1997)

Para contemplar a variabilidade espacial da precipitação de projeto, ter-se-ia de adotar uma das relações área-precipitação-duração, raramente existentes no país. Preferiu-se, nesse caso, adotar-se o coeficiente de redução recomendado por Campana (1995b) para a área de estudo, da ordem de 0.923, em média.

### 3.3. Modelos hidrológicos

#### 3.3.1. O modelo IPH II

O modelo IPH II é uma ampliação de uma concepção já verificada por Tucci (1979), que estudou o cálculo da capacidade de infiltração em função do tempo pela equação de

Horton. O autor apresenta o algoritmo modificado que amplia a aplicação da equação de Horton, antigamente limitada pela aplicação apenas no caso de a capacidade de infiltração ser inferior à precipitação. Nesse trabalho, é feita também uma análise de sensibilidade dos parâmetros do algoritmo da infiltração.

Esse algoritmo foi desenvolvido por Berthelot (1970), combinando a equação da continuidade com a equação de Horton e mais uma função empírica para a percolação. É esse algoritmo que soluciona a equação de Horton para precipitação inferior à capacidade de infiltração.

A descrição do modelo, doravante, é um excerto de Tucci (1998):

O modelo é composto dos seguintes algoritmos:

- a) Perdas por evaporação e interceptação;
- b) Separação dos escoamentos;
- c) Propagação do escoamento superficial;
- d) Propagação subterrânea.

### *Evaporação e interceptação*

Da precipitação que chega à superfície, parte é perdida por evaporação e parte é retida pela interceptação. O total de interceptação é representado por um reservatório que tem a capacidade  $R_{\max}$  (figura 3.3a). A precipitação restante é a entrada do algoritmo de separação do escoamento.

Quando a precipitação não é suficiente para atender a evapotranspiração potencial, parte é atendida pelo reservatório de perdas e o restante da evapotranspiração pode ser retirado do solo, de acordo com o seu estado de umidade. A retirada de água do solo é obtida por uma relação linear entre a percentagem da evapotranspiração potencial e a umidade do solo (figura 3.3b):

$$E_s(t) = \frac{EP(t).S(t)}{S_{\max}} \quad (3.6)$$

onde  $E_s(t)$  é a evapotranspiração da superfície no tempo  $t$ ;  $EP(t)$  é a evapotranspiração potencial;  $S(t)$  é o estado de umidade da camada superior do solo;  $S_{max}$  é a capacidade máxima de umidade da camada superior do solo; e  $t$  o tempo.

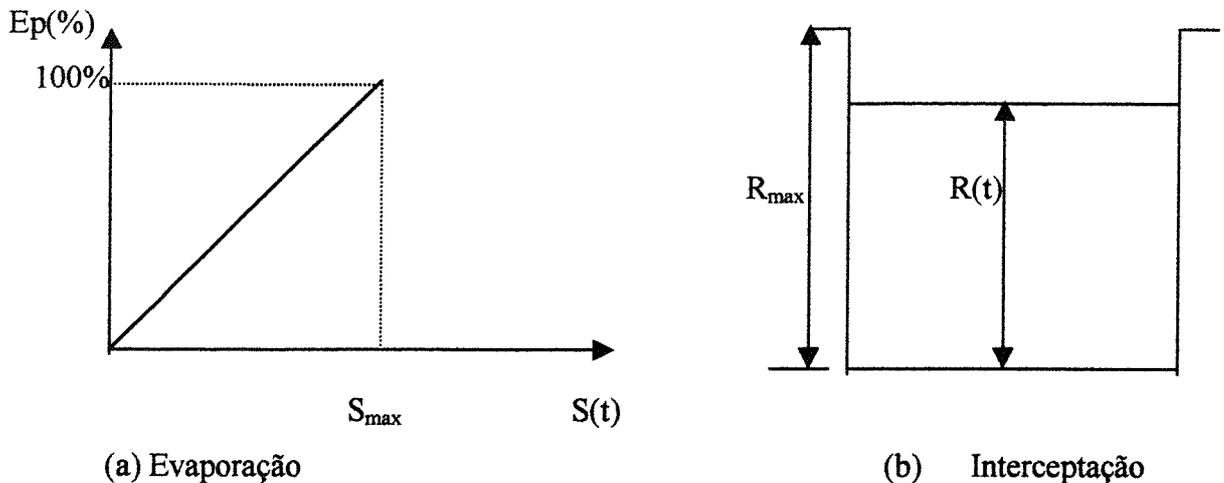


Figura 3.3. (a) Relação entre Evapotranspiração potencial e umidade do solo; (b) Reservatório de perdas por interceptação e depressões do solo.

### *Separação dos volumes*

A parcela de precipitação resultante pode gerar escoamento superficial ou infiltrar no solo. A parcela de água que precipita sobre áreas impermeáveis gera escoamento superficial sem que ocorra infiltração. Isso ocorre em regiões urbanas, onde as áreas impermeáveis estão diretamente ligadas aos sistemas de coletores pluviais. Portanto, deve-se diferenciar as áreas impermeáveis que escoam para partes da bacia com superfícies permeáveis daquelas que escoam diretamente para os pluviais. O parâmetro utilizado é AIMP, que caracteriza a parcela da bacia com áreas impermeáveis que contribuem diretamente para os pluviais. Mais adiante se esclarecerá como esse parâmetro pode representar a variabilidade espacial das áreas impermeáveis.

Da parcela que precipita sobre áreas impermeáveis, é necessário estabelecer o volume infiltrado, percolado para o aquífero e o que gera escoamento superficial. O algoritmo apresentado a seguir, baseado na equação de Horton, calcula esses volumes.

Considere-se a camada superior do solo (figura 3.4) onde o mesmo pode ficar saturado ou não saturado. Seja  $S(t)$  o estado de umidade dessa camada,  $I(t)$  a infiltração e  $T(t)$  a percolação no tempo  $t$ . A equação da continuidade é a seguinte:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - T(t) \quad (3.7)$$

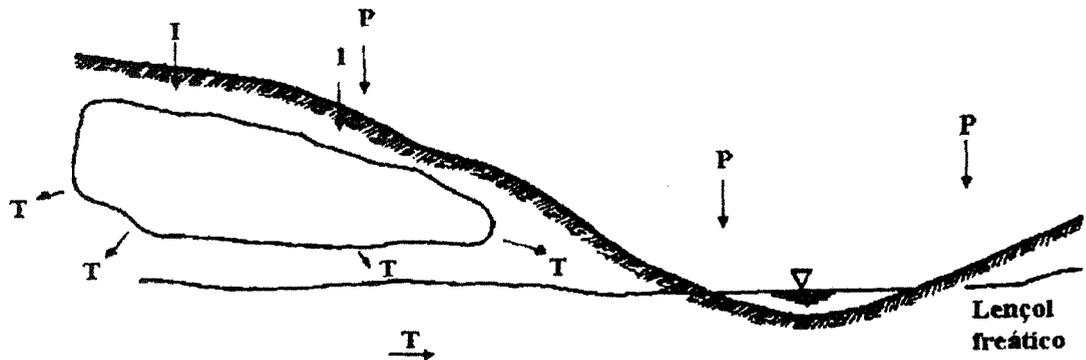


Figura 3.4. Infiltração e percolação na camada superior do solo (Tucci, 1998)

A infiltração pode ser obtida pela equação de Horton e a percolação pela equação proposta a seguir, ou seja (figura 3.5):

$$I(t) = I_b + (I_o - I_b)h^t \quad (3.8)$$

$$T(t) = I_b(1 - h^t) \quad (3.9)$$

onde  $I_b$  é a capacidade de infiltração quando o solo está saturado e  $I_o$  é a capacidade de infiltração do solo quando a umidade do solo é  $S_o$ .

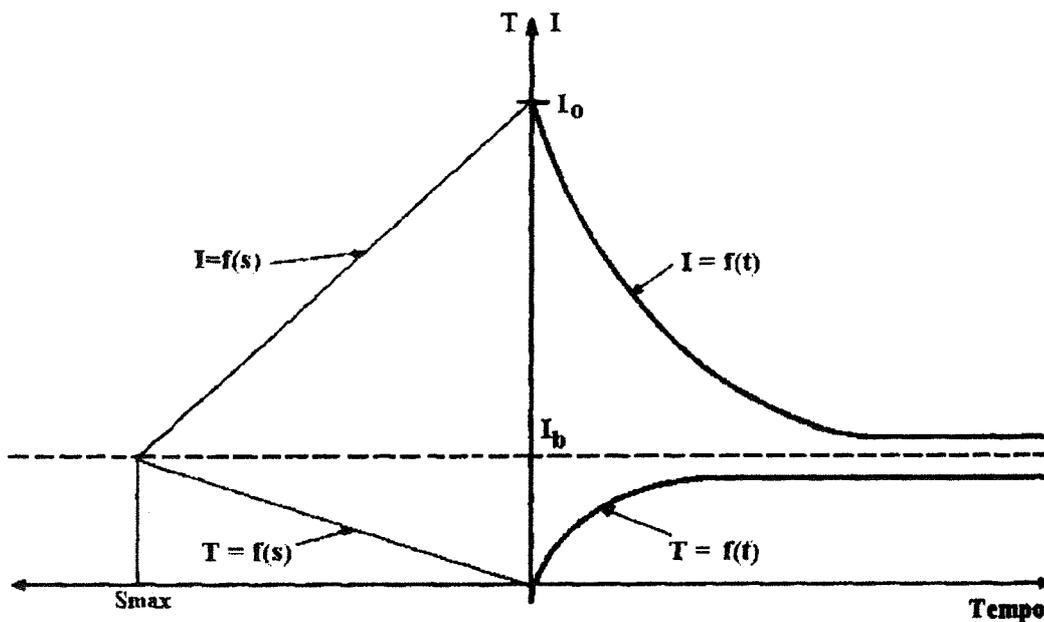


Figura 3.5. Funções das equações de balanço, infiltração e percolação (Tucci, 1998)

O parâmetro  $h$  é função do decaimento da curva exponencial de infiltração, que por sua vez depende das características do solo:

$$h = e^{-k} \quad (3.10)$$

Substituindo as equações 3.8 e 3.9 na equação 3.7 e integrando no intervalo  $t = 0$  a  $t$ , resulta:

$$S = S_0 + \frac{I_0}{\ln h} (h^t - 1) \quad (3.11)$$

onde  $S_0$  é a capacidade de campo ou o estado de umidade do solo quando inicia a percolação.

Neste modelo,  $S_0$  é adotado igual a zero.

Isolando o termo  $h^t$  nas equações 3.8 e 3.9 e substituindo na equação 3.11, resultam duas equações que relacionam o armazenamento com a infiltração e a percolação, ou seja:

$$S(t) = a_i + b_i I(t) \quad (3.12)$$

$$S(t) = b_i T(t) \quad (3.13)$$

onde

$$a_i = \frac{-I_o}{\ln h(I_o - I_b)}$$

$$b_i = \frac{I_o}{\ln h(I_o - I_b)}$$

$$b_t = \frac{-I_o}{\ln h I_b}$$

Estabelecidas essas equações, é possível definir os procedimentos de cálculo do algoritmo, apresentado a seguir. Na figura 3.5 são apresentadas as funções obtidas. Deve-se observar que o tempo da equação de infiltração não é o tempo da simulação.

Há duas situações possíveis de ocorrer:

Situação I :  $P(t) > I(t)$  (figura 3.6a)

Como a precipitação é maior que a capacidade de infiltração, a equação de Horton (equação 3.8) pode ser utilizada. O volume infiltrado é a integral, no intervalo de tempo  $[0, \Delta t]$ , da equação de Horton, ou seja:

$$V_i = I_b \Delta t + \frac{I(t) - I_b}{\ln h} (h^{\Delta t} - 1) \quad (3.14)$$

O volume de escoamento superficial é

$$V_e = P \Delta t - V_i \quad (3.15)$$

O volume percolado é obtido por

$$V_p = S(t) - S(t+1) + V_i \quad (3.16)$$

O armazenamento  $S(t+1)$  é obtido a partir de  $I(t+1)$ , que é calculado pela equação de Horton (equação 3.8).

Situação II:  $P(t) < I(t)$ , que se divide em duas:

Situação II - a  $P(t) < I(t+1)$  (figura 3.6b)

Considerando que todo o volume infiltra, a infiltração é substituída pela precipitação na equação de continuidade. Substituindo a percolação na equação da continuidade pela equação 3.13 e resolvendo a equação diferencial para o intervalo de tempo  $[t, t+1]$ , resulta:

$$S(t+1) = S(t)e^{-\frac{\Delta t}{b_i}} + \frac{P}{b_i}(1 - e^{-\frac{\Delta t}{b_i}}) \quad (3.17)$$

onde  $P$  é dado em  $\text{mm}/\Delta t$ .

Com base na equação 3.12, é possível determinar  $I(t+1)$ , a partir de  $S(t+1)$ , e verificar se a premissa acima é verdadeira. Sendo verdadeira, não haverá escoamento superficial e  $V_e=0$ , enquanto que  $V_p$  pode ser determinado por 3.16.

Situação II - b  $P(t) > I(t+1)$  (figura 3.6c)

Após o cálculo da capacidade de infiltração, verifica-se que dentro do intervalo a curva de infiltração cruza a da precipitação criando duas situações diferentes. Para encontrar o ponto  $x$  da figura 3.6c, divide-se o intervalo em dois. No primeiro, a equação da continuidade tem como entrada toda a precipitação como na equação 3.17. Nesta equação o intervalo de tempo é  $\Delta t_x$ . No ponto  $x$ ,  $S(x)$  é determinado com base em  $I=P$ , pela equação 3.12. O intervalo de tempo  $\Delta t_x$  é obtido da equação 3.17, resultando:

$$\Delta t_x = -b_i \ln \left[ \frac{b_i S(x) - P}{b_i S(t) - P} \right] \quad (3.18)$$

Conhecidos os intervalos,  $[0, \Delta t_x]$  e  $[\Delta t_x, \Delta t - \Delta t_x]$ , o primeiro é tratado como o caso I e o segundo como o caso II - a.

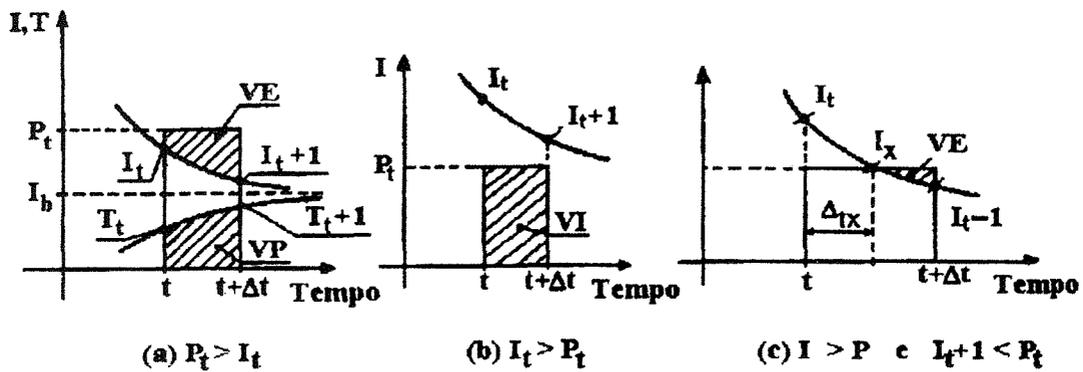


Figura 3.6. Condições existentes na definição do algoritmo

### Escoamento superficial

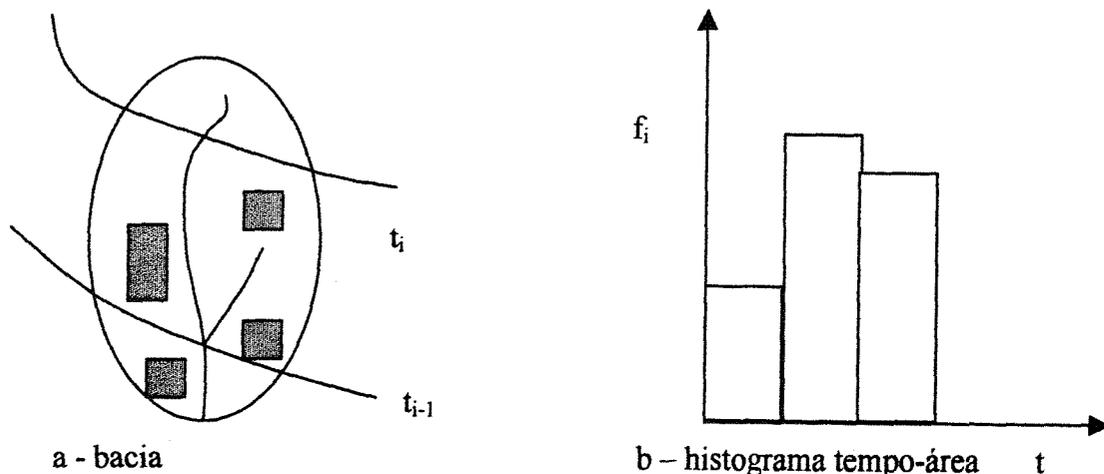
O escoamento superficial é calculado com base no método de Clark. Este método utiliza o histograma tempo-área para levar em conta a translação e o modelo do reservatório linear simples para o amortecimento.

### Histograma tempo-área

O método do histograma tempo-área baseia-se nas isócronas de uma bacia. A ordenada do histograma tempo-área  $i$  é obtida por

$$f_i = \frac{A_i}{A_t} \quad (3.19)$$

onde  $A_i$  é a área de contribuição à seção principal da bacia (figura 3.7a). O histograma tempo-área fica representado pelas ordenadas  $f_i$ , para  $i=1, 2, \dots, n$ , onde o tempo  $t.n$  é o tempo de concentração do escoamento superficial (figura 3.7b).



a - bacia

b - histograma tempo-área t

Figura 3.7. Características do histograma tempo-área

Considere-se que a parcela urbanizada representa uma parcela da área  $A_i$ , denominada  $a_i$ . Pode-se definir a seguinte variável:

$$\alpha_i = \frac{a_i}{A_i} \quad (3.20)$$

A precipitação que chega ao solo pode encontrar dois tipos básicos de superfícies: a permeável, onde pode ocorrer infiltração para o subsolo e a impermeável, que é definida aqui como a superfície que a precipitação escoar para os condutos, gerando escoamento superficial.

O algoritmo de separação do escoamento é utilizado para a parcela permeável da bacia. A altura de água resultante desse algoritmo é  $V_e(t)$ . A altura de água superficial das superfícies impermeáveis é  $P(t)$ , calculada após o algoritmo de interceptação. A altura total de água superficial resultante das superfícies permeáveis e impermeáveis fica:

$$V_s(t) = \sum_{i=r}^t V_e(t-i+1)f_p(i) + \sum_{i=r}^t P(t-i+1)f_m(i) \quad (3.21)$$

com  $f_p(i) = f(i)(1 - \alpha_i)$  e  $f_m(i) = \alpha_i f_i$  e onde  $r=1$  para  $t < n$ ;  $r=t-n+1$  para  $t > n$ ;  $n$  é o número de ordenadas do histograma tempo-área.

A introdução dessa consideração da variabilidade espacial da precipitação foi efetuada por Tucci e Campana (1993). Os autores mostram que, ao introduzi-la, melhoraram acentuadamente a caracterização da urbanização, pois do contrário o pico estaria subestimado. A aplicação foi feita na bacia do rio Meninos (104,5 km<sup>2</sup>), mas não é melhor do que um modelo que discretiza a bacia em sub-bacias e propague a vazão nos diferentes canais.

### Reservatório Linear Simples

Esse algoritmo considera que o escoamento superficial sofre amortecimento equivalente a de um reservatório, com as seguintes equações:

$$\frac{dS}{dt} = V_s - Q_s \quad (3.22)$$

$$S = K_{sup} Q_s \quad (3.23)$$

onde  $K_{sup}$  é o tempo médio de esvaziamento do reservatório,  $V_s$  a contribuição de entrada e  $Q_s$  o deflúvio. A equação diferencial do modelo é a seguinte, para um sistema linear:

$$K_{sup} \frac{dQ_s}{dt} + Q_s = V_s \quad (3.24)$$

Resolvendo esta equação diferencial ordinária obtém-se:

$$Q_s(t+1) = Q_s(t)e^{\frac{-\Delta t}{K_{sup}}} + V_s(t+1)(1 - e^{\frac{-\Delta t}{K_{sup}}}) \quad (3.25)$$

### *Escoamento subterrâneo*

A propagação do escoamento subterrâneo é obtida com base na equação 3.25, onde  $K_{sup}$  é substituído por  $K_{sub}$ , que caracteriza o tempo médio de esvaziamento do reservatório subterrâneo, e  $V_s$  por  $V_p$ . Essa formulação representa a recessão do hidrograma, enquanto que o inverso de  $K_{sub}$  é o coeficiente de depleção.

Os parâmetros utilizados nesta pesquisa são seis:  $I_o$ ,  $I_b$ ,  $h$ ,  $K_{sup}$ ,  $K_{sub}$  e  $R_{max}$ . Seu sentido “físico” e restrições são mostrados na tabela 3.1.

Tabela 3.1. Parâmetros do modelo IPH II

Parâmetro	Restrição	Sentido “físico” atribuído
$I_o$ (mm / $\Delta t$ )	$I_o > I_b$	Capacidade de infiltração quando o solo está com armazenamento correspondente à capacidade de campo.
$I_b$ (mm / $\Delta t$ )	$I_b < I_o$	Capacidade mínima de infiltração.
$h$	$0 < h < 1$	Mede a convexidade da curva de infiltração (quando $h$ tende a 1, o decaimento dessa curva é lento).
$K_{sup}$ ( $\Delta t$ )	$K_{sup} < K_{sub}$	Tempo médio de esvaziamento do reservatório do escoamento superficial.
$K_{sub}$ ( $\Delta t$ )	$K_{sub} > K_{sup}$	Tempo médio de esvaziamento do reservatório de escoamento subterrâneo.
$R_{max}$ (mm)	$R_{max} \geq 0$	Capacidade máxima do reservatório de interceptação.

Obs.:  $\Delta t$  é o intervalo de tempo da simulação

### 3.3.2. O modelo SCS

O modelo do *Soil Conservation Service* (SCS, 1972) é constituído por dois algoritmos fundamentais, a separação do escoamento, onde se dá a contabilização da parcela efetiva e da parcela que não gera escoamento superficial sobre a precipitação total de entrada ao modelo e a propagação superficial, com base no hidrograma unitário triangular. No primeiro algoritmo, estão envolvidos dois parâmetros: curva-número (CN) e perdas iniciais ( $I_a$ ); no segundo algoritmo, o parâmetro envolvido é o tempo de concentração.

Para o estabelecimento da separação do escoamento, SCS (1972) mostra que se registros de chuva natural e de escoamento superficial para uma tormenta longa sobre uma pequena área forem usados, plotando-se o escoamento superficial ( $Q$ ) acumulado versus a precipitação acumulada ( $P$ ) haverá uma curva de dupla-massa assintótica para uma reta  $45^\circ$  com o eixo da precipitação acumulada. Isso autoriza o desenvolvimento de uma expressão entre essas duas variáveis a partir desse gráfico (figura 3.8):

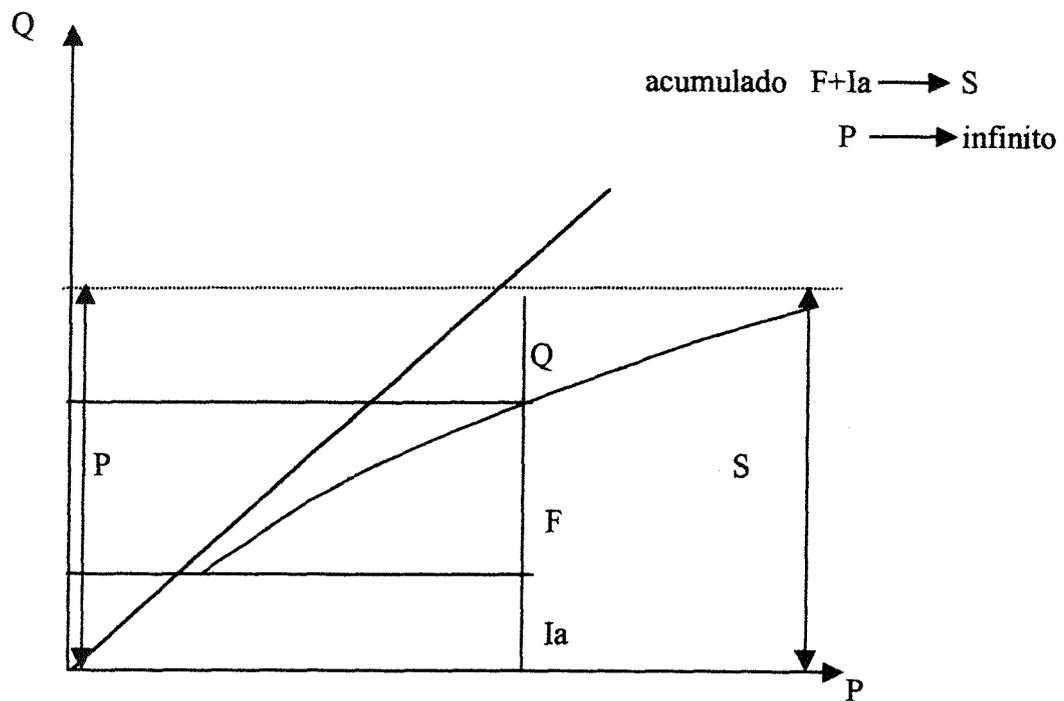


Figura 3.8. Modelo SCS (SCS, 1972)

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (3.26)$$

onde F é a lâmina de água que fica na bacia (retenção total), S é o armazenamento máximo da camada superior do solo, Q é a lâmina efetiva, P é a lâmina total e Ia as perdas iniciais.

Essa equação estabelece uma relação entre a lâmina de água que fica retida na bacia e a capacidade máxima de retenção do solo linearmente proporcional à razão entre a lâmina superficialmente escoada e a lâmina que forma escoamento em potencial.

A lâmina Q será sempre menor ou igual ao total precipitado P e, iniciado o escoamento, a lâmina de água retida F é menor ou igual ao armazenamento máximo da camada superior do solo S. Ia, conseqüentemente, é a quantidade de chuva necessária ao umedecimento do solo e ao preenchimento das depressões, de modo que é precisamente a diferença, P-Ia, que irá gerar o escoamento (hidrograma total).

Compreendendo-se a figura 3.9, fica evidenciado, pelo princípio da continuidade, que

$$P = Q + I_a + F_a \quad (3.27)$$

As duas últimas equações levam a:

$$Q = 0, \text{ se } P < I_a \quad (3.28)$$

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}, \text{ se } P > I_a \quad (3.29)$$

que é a equação do primeiro algoritmo do modelo SCS.

As abstrações iniciais,  $I_a$ , consistem de interceptação, infiltração e armazenamento superficial, que acontecem antes de o escoamento superficial começar, como mostra a figura 3.9. Para remover a necessidade de estimá-las, a relação entre  $I_a$  e  $S$  foi desenvolvida pelo SCS para dados de chuva e escoamento de bacias experimentais de tamanho equivalente a aproximadamente  $0,4 \text{ km}^2$ :

$$I_a = 0.2S \quad (3.30)$$

A equação final fica, para  $P > 0.2S$  :

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (3.31)$$

O SCS padronizou<sup>2</sup> a aplicação da equação 3.31 através do parâmetro curva número, CN, que varia entre 0 e 100 inclusive, conforme sejam as condições de cobertura do solo, as condições de umidade antecedente ao evento e a permeabilidade:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.32)$$

Já no primeiro algoritmo é possível perceber a vantagem do modelo, pois se for considerada a relação funcional de  $I_a$  com  $S$ , o primeiro algoritmo passa a ter um único parâmetro, o qual permanece se admitir-se o tempo de concentração como fixo por bacia. É

---

<sup>2</sup> A equação 3.32, padronizada pelo SCS, não é a original, pois já está convertida em mm.

um modelo parcimonioso, cujo principal parâmetro foi obtido a partir de bacias pequenas para representar de forma concentrada a propagação superficial.

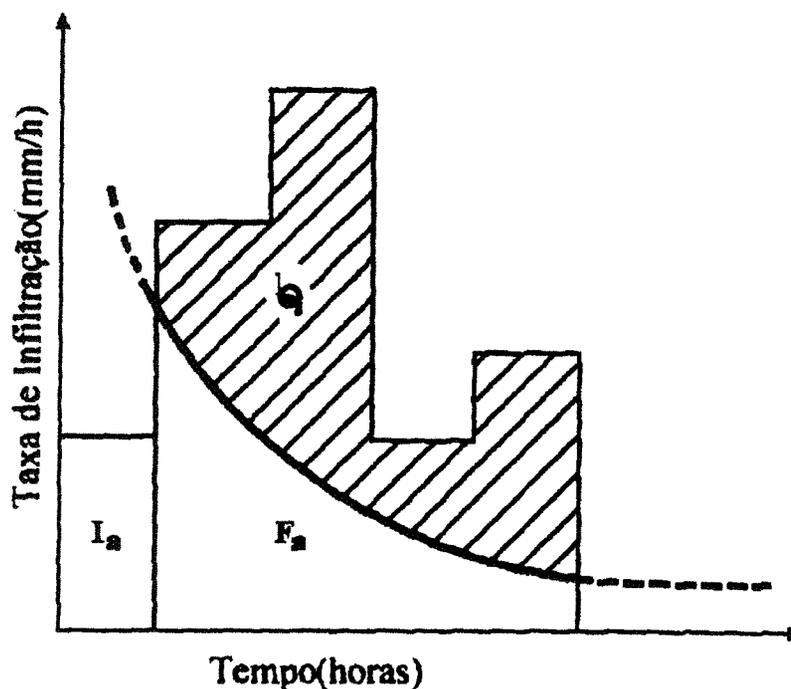


Figura 3.9. Equação da continuidade do modelo SCS (in Pedrosa, 1996)

Pedrosa (1996) salienta as principais desvantagens do método, dentre as quais a não consideração da percolação, não permitindo avaliar o escoamento sub-superficial; não considera a recuperação da capacidade de infiltração e desconsidera a propagação subterrânea, essa última desvantagem irrelevante em áreas urbanas onde, como mostrou Silveira (1996), essa propagação praticamente não existe.

As outras desvantagens do método, especialmente com relação ao da propagação superficial, são aquelas comuns aos modelos concentrados, já citadas acima.

O modelo SCS considera três níveis de condições antecedentes para o solo com repercussão no parâmetro CN, dependendo do total precipitado nos últimos cinco dias que precedem um evento. Segundo SCS (1972), a condição de umidade antecedente do solo I (AMC I) tem baixo potencial de escoamento, na condição AMC II, médio potencial e na condição AMC III alto potencial pois neste último caso ter-se-ia alcançado a saturação do

solo pela precipitação antecedente. Hawkins et al. (1985) apresentam uma relação entre os CN das correspondentes condições:

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2.3 - 0.013CN_{II}} \quad (3.33)$$

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0.43 + 0.0057CN_{II}} \quad (3.34)$$

Ponce (1989) lembra que, embora possam existir tabelas através das quais podem ser extraídos os valores de CN, a experiência local é recomendada para a escolha deste parâmetro, o mais sensível do modelo, que produz minimização de erros quando escolhido com precisão. Intimamente associada com a sensibilidade do método, prossegue salientando, é sua sensibilidade às condições antecedentes do solo, pois resultados marcadamente diferentes podem ser obtidos para cada um dos três níveis de condições. Além disso, aduz finalmente, a experiência tem mostrado que os valores tabelados originalmente pelo *Soil Conservation Service* são conservadores para bacias maiores que a dos resultados e quando os efeitos do canal começam a prevalecer.

Esse é um problema, aliás, muito estudado ultimamente, pois embora seja ponto pacífico que o modelo é simples e próprio para aplicações em locais com pouca informação, várias pesquisas mostram que os valores de CN obtidos a partir de manuais são freqüentemente diferentes dos obtidos a partir de valores medidos experimentalmente. Chong e Teng (1986) sugerem que a máxima retenção de água no solo  $S$  (vide equação 3.32) está relacionada com a taxa de infiltração saturada  $K_{sat}$  (m/s) e o armazenamento inicial  $S_o$  (m/s<sup>1/2</sup>). Eles realizaram simulações de chuva para vários tipos de solo e chegaram à seguinte relação:

$$S = 2,1483 \cdot 10^7 \cdot K_{sat}^{1.585} \cdot S_o^{0.7131} \quad (3.35)$$

O segundo algoritmo do modelo é o da propagação do escoamento superficial, fundado no hidrograma unitário sintético desenvolvido pelo SCS.

Acompanhando a figura 3.10, o SCS propõe que o volume total do escoamento unitário superficial é a área subentendida pelo hidrograma unitário triangular:

$$Q = \frac{q_p}{2}(T_p + T_r) \quad (3.36)$$

onde  $Q$  é a vazão,  $T_p$  é o tempo de pico (ascensão),  $T_r$  é o tempo descensão (recessão) e  $q_p$  a vazão unitária de pico.

Resolvendo para  $q_p$ , vem:

$$q_p = \frac{2Q}{T_p + T_r} \quad (3.37)$$

O SCS desenvolveu um hidrograma unitário adimensional derivado de um grande número de hidrogramas naturais a partir de bacias de vários tamanhos e localização. Nesse hidrograma, onde está plotada a vazão dividida vazão de pico versus o tempo dividido pelo tempo de pico, 37.5% do volume total está sob a parte ascendente da curva e é reorganizado de modo a equivaler a um hidrograma triangular. O ponto de inflexão é aproximadamente igual a 1.7 vezes o tempo de pico, e o tempo de pico 0.2 vezes o tempo de base. Considerando essa síntese de hidrogramas observados, SCS (1972) admite que:

$$T_r = 1.67T_p \quad (3.38)$$

Substituindo na equação 3.36 e considerando que para uma precipitação de 1 cm está subentendida uma área  $A$  em  $\text{km}^2$ , vem:

$$q_p = \frac{2.08A}{T_p} \quad (3.39)$$

Finalmente, o tempo de pico  $T_p$  é dado por:

$$T_p = \frac{D}{2} + L \quad (3.40)$$

onde  $D$  é a duração da precipitação excedente unitária e  $L$  o retardo da bacia. Os tempos são sempre tomados em horas.

$L$ , o retardo, é definido como o tempo entre o centro de massa da precipitação excedente e o tempo de pico do hidrograma unitário.

A equação final da vazão de pico, em  $m^3/s$ , após fazer-se :  $L = 0.6T_c$ , onde  $T_c$  é o tempo de concentração, é dada por:

$$q_p = \frac{2.08A}{\frac{D}{2} + 0.6T_c} \quad (3.41)$$

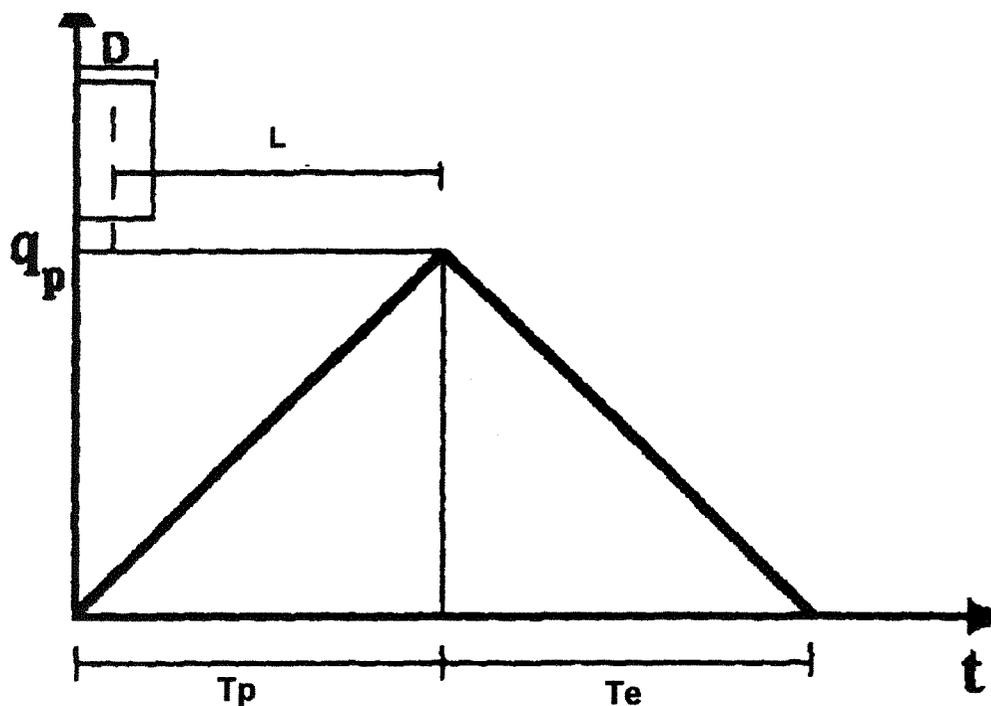


Figura 3.10. Hidrograma unitário triangular do modelo SCS (in Pedrosa, 1996)

O parâmetro  $T_c$  (tempo de concentração) desse modelo é definido assim: é o tempo para que o escoamento viaje a partir do ponto mais distante da bacia e chegue ao ponto em questão; ou é o tempo a partir do final da chuva excedente até o ponto de inflexão do hidrograma unitário.

SCS (1972) desenvolveu uma fórmula para o cálculo do retardo para áreas de drenagem até  $8 \text{ km}^2$ . Como se tem a relação 3.39, vem:

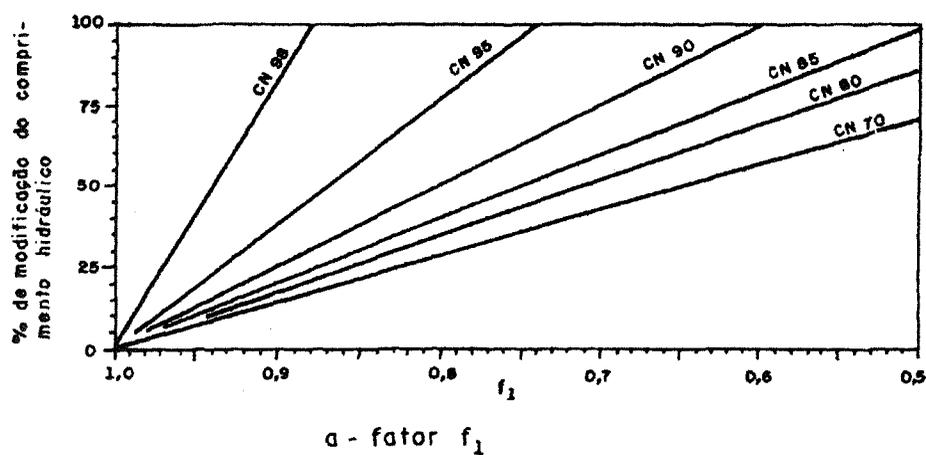
$$T_c = \frac{3.42l^{0.8}}{y^{0.5}} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7} \quad (3.42)$$

onde  $l$  é o comprimento do talvegue em m e  $y$  é a declividade da bacia em percentagem.

Com o aumento da urbanização, os tempos de pico tendem a diminuir. Para levar em conta a mudança devida à urbanização, SCS (1975) indica algumas correções sobre o tempo de concentração. O tempo de concentração da fase urbana passa a ser afetado por dois fatores:

$$T_c' = T_c f_1 f_2 \quad (3.43)$$

onde  $f_1$  ajusta o tempo de concentração devido ao aumento da canalização do talvegue e  $f_2$  ajusta o tempo de concentração em virtude da impermeabilização. Esses fatores são dados em função de CN já ajustado às condições novas (figuras 3.11a e 3.11b).



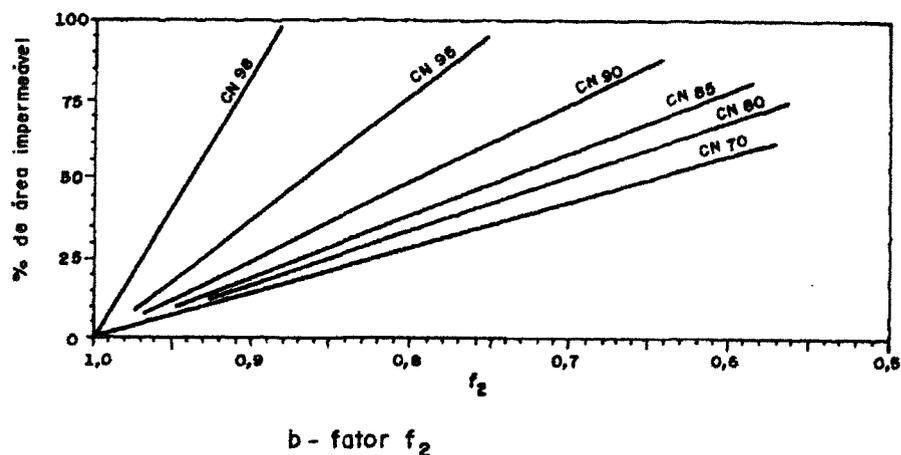


Figura 3.11. Fatores de correção do tempo de concentração (in Tucci, 1997)

### 3.4. Estimativa dos parâmetros e avaliação da incerteza

#### 3.4.1. Estimativa dos parâmetros do modelo IPH II

A metodologia adotada para a obtenção dos parâmetros do modelo IPH II é a otimização automática.

Na necessidade de ajuste dos modelos hidrológicos, de um modo geral, reside uma gama de controvérsias, pois tanto pode ser feito através de várias tentativas e erros, modificando os valores dos parâmetros, até que esses levem o modelo a representar, da melhor maneira possível, o comportamento da resposta da bacia, quanto pode ser feito através de técnicas de otimização, que minimizam o tempo gasto no ajuste dos modelos, podendo, entretanto, levar a resultados fisicamente insustentáveis.

Como salienta Antunes (1980), as técnicas de otimização, embora automatizem o ajuste dos modelos, são meros instrumentos matemáticos e necessitam da análise criteriosa do hidrólogo para a sua adequação ao problema onde são aplicadas.

Pelo menos na modelação das cheias, é discutível a utilização da otimização, não apenas por ser de caráter puramente matemático, tornando-se, muitas vezes, insensível aos problemas

físicos em questão. A maioria dos autores aponta os seguintes problemas insolúveis, até aqui, para a otimização: interdependência entre os parâmetros do modelo; descontinuidade das funções objetivo; vários pontos ótimos; descontinuidade nos algoritmos dos modelos (Tucci, 1998). Esses problemas dificultam a obtenção de um único conjunto de parâmetros para o ajuste do modelo a uma bacia, segundo o autor.

Para o Modelo IPH II, a otimização automática dos parâmetros do modelo pode ser realizada através de uma técnica iterativa. Os métodos iterativos possuem quatro características básicas: ponto de partida, escolha da direção de pesquisa, comprimento dos passos em cada direção e o critério para aceitação do ponto ótimo.

O ponto de partida é aquele onde se iniciam as tentativas. A direção da pesquisa refere-se ao caminho segundo o qual as variáveis são modificadas. O comprimento dos passos representa o incremento aplicado às variáveis na direção estabelecida. O critério para interromper as iterações é definido, finalmente, em função da precisão desejada.

O método aqui utilizado foi apresentado por Rosenbrock (1960). No primeiro ciclo do método as direções são paralelas aos eixos. Um ciclo é completado quando pelo menos um “sucesso” e uma “falha” tenham ocorrido em todas as direções. O “sucesso” ocorre quando a função é menor que a anteriormente calculada. Uma “falha”, no caso inverso.

Na determinação do comprimento dos passos de pesquisa são usados dois parâmetros,  $\alpha$  e  $\beta$ . Esses parâmetros multiplicam uma constante  $S_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$  parâmetros do modelo). Se a função calculada for menor que a anterior, isto é, ocorreu um “sucesso”, o próximo incremento será  $\alpha \cdot S_i$ , com  $\alpha > 0$  (acelerador). No caso contrário, o incremento será  $-\beta \cdot S_i$ , com  $0 < \beta < 1$  (reductor).

A determinação das direções após cada ciclo é efetuada através da rotação das coordenadas, tomando como base a linha que liga o primeiro e o último ponto do ciclo anterior.

O vetor que liga esses dois pontos é

$$\overline{A}_1 = d_1 \overline{e}_1^o + d_2 \overline{e}_2^o + \dots + d_n \overline{e}_n^o \quad (3.44)$$

onde  $d_i$  representa a soma algébrica de todos os comprimentos com sucesso na direção  $\overline{e_i^0}$ . A nova direção do primeiro eixo, para o ciclo seguinte, é dada pelo vetor unitário:

$$\overline{e_1^1} = \frac{\overline{A_1}}{|\overline{A_1}|} \quad (3.45)$$

A direção seguinte deve ser normal à anterior considerando que o vetor  $\overline{A_2}$  é ortogonal a  $\overline{A_1}$ , o novo vetor deve ser ortogonal a  $\overline{e_1^1}$ ; portanto:

$$\overline{B_2} = \overline{A_2} - (\overline{A_2} \cdot \overline{e_1^1}) \cdot \overline{e_1^1} \quad (3.46)$$

O vetor unitário  $\overline{e_2^1}$  é obtido por equação semelhante à equação 3.46. Generalizando para as direções seguintes resulta:

$$\overline{B_i} = \overline{A_i} - \sum_{j=1}^{i-1} (\overline{A_i} \cdot \overline{e_j^1}) \cdot \overline{e_j^1} \quad (3.47)$$

Obtidas as novas direções, o processo se repete. A pesquisa do mínimo é interrompida quando for obtida a precisão desejada ou se não ocorrerem mais modificações nas variáveis. O processo pode cessar também, quando um certo número de iterações for ultrapassado.

### ***Função objetivo***

Na otimização dos sistemas hidrológicos, a parte fundamental é o estabelecimento da função objetivo. Normalmente, não é possível estabelecer-se uma função que seja explícita com relação às variáveis a serem otimizadas; portanto, torna-se necessário adotar critérios que estabeleçam uma função que otimize o objetivo desejado. Porém, essa escolha será sempre um parecer subjetivo de cada usuário.

No caso de simulação plúvio-hidrométrica existem duas curvas, a observada e a obtida por síntese a partir de um modelo. O objetivo é a aproximação das curvas com um mínimo de

discrepâncias; portanto, a função objetivo deve ser uma medida dessas discrepâncias. A otimização consistirá em procurar o conjunto de valores dos parâmetros do modelo que conduza ao ótimo da função.

A função objetivo utilizada é a seguinte:

$$F_1 = \sum_{i=1}^M (Q_{ic} - Q_{io})^2 \quad (3.48)$$

onde  $Q_{ic}$  é a vazão calculada no intervalo  $i$ ,  $Q_{io}$  a correspondente vazão observada e  $M$  o número total de valores.

A otimização da função  $F_1$  é indiretamente a maximização do coeficiente de determinação  $R^2$ :

$$R^2 = 1 - \frac{F_1}{F_0} \quad (3.49)$$

onde

$$F_0 = \sum_{i=1}^M (Q_{oi} - \bar{Q}_o)^2 \quad (3.50)$$

### 3.4.2. Estimativa do parâmetro do modelo SCS

Para estabelecer os valores do parâmetro CN, a metodologia adotada consiste na utilização da equação seguinte, obtida das equações 3.31 e 3.32:

$$CN = \frac{25400}{254 + \frac{10P + 20Pe - \sqrt{(10P + 20Pe)^2 - 100(P^2 - PeP)}}{2}} \quad (3.51)$$

onde  $P$  é a precipitação total (lâmina total) e  $Pe$  é a precipitação efetiva (lâmina efetiva).

Nessa equação, foi considerado que a bacia encontrava-se nas condições médias de umidade antecedente ao evento, com perdas iniciais constantes e iguais a 20% do armazenamento S do método do SCS. Isso pode introduzir maior dispersão nos valores de CN.

Para a obtenção da precipitação efetiva, basta levar-se em conta o evento com seus valores de precipitação e de vazão e separar o escoamento em suas duas parcelas. O critério de separação utilizado é o dos dois pontos selecionados A e C, correspondentes, respectivamente, ao início de ascensão do hidrograma e ao início da recessão.

Conforme indica a figura 3.12, plotando-se as vazões em escala logarítmica e o tempo em escala aritmética, é possível identificar o ponto C na mudança de declividade da reta (inflexão), reta essa estabelecida porque em geral a recessão segue aproximadamente uma lei exponencial. O volume abaixo do segmento AC corresponde à parcela do escoamento hipodérmico e subterrâneo, enquanto que o volume superior, corresponde ao *runoff* total.

Um dos inconvenientes desse critério de adoção do ponto C é quando há mais de uma mudança de inclinação da reta, o que caracteriza também o escoamento subsuperficial, retardos de diferentes partes da bacia ou o efeito de diferentes camadas dos aquíferos, ficando pouco clara a opção pelo ponto. De toda maneira, já aqui se inicia uma intervenção inconveniente à análise que são os critérios subjetivos.

Quando ocorre a separação do escoamento, também a vazão que efetivamente concorre para o hidrograma efetivo final é menor, chamada aqui de *pico efetivo*. Em geral, esse procedimento subestima esse pico efetivo, já que cruza a vertical do pico acima de onde realmente estaria o valor verdadeiro e que somente pode ser encontrado se a tendência do evento anterior for levada em consideração na extrapolação, já que a umidade antecedente estando mais alta maximiza os picos.

A obtenção do tempo de concentração é feita com base na análise do evento simples de chuva-vazão. A figura 3.12 mostra o evento e a indicação do tempo de concentração como a distância entre o final da precipitação e o início da recessão, na mudança brusca da curva de descida do hidrograma, quando toda a bacia estaria contribuindo sob regime permanente.

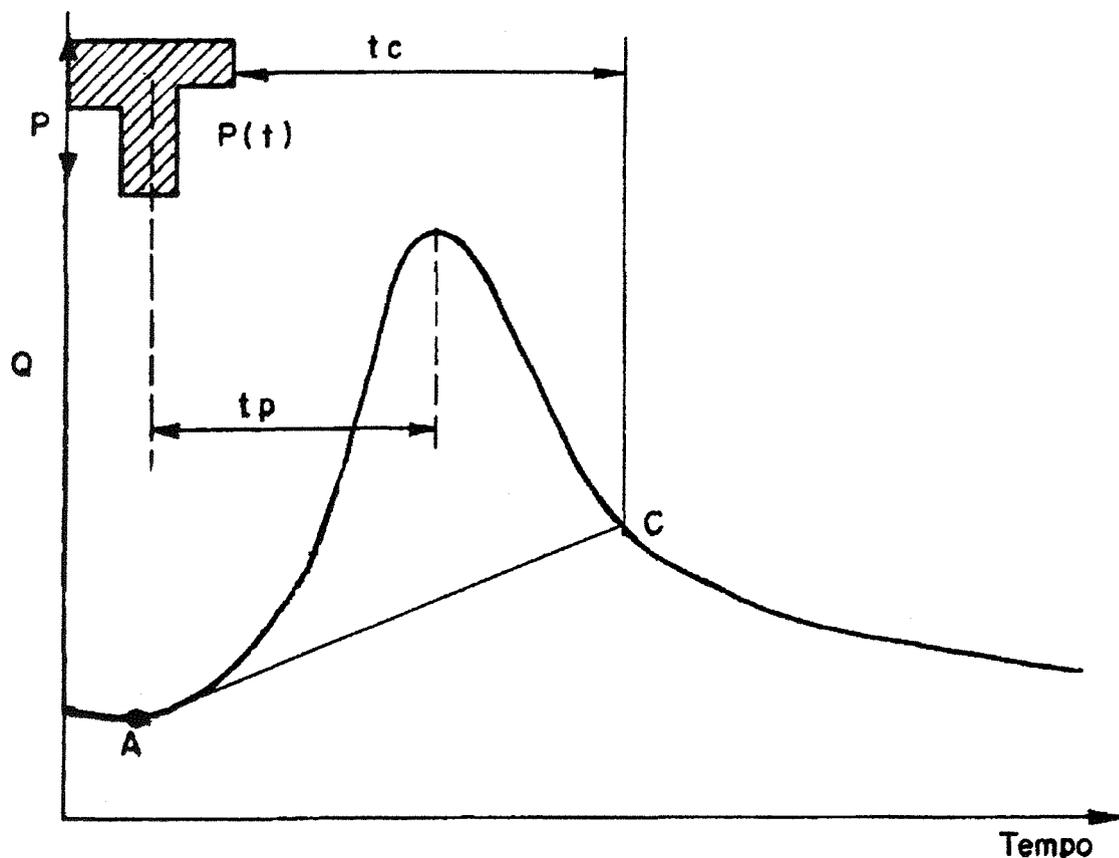


Figura 3.12. Metodologia de separação dos escoamentos e de obtenção do tempo de concentração (*in* Tucci, 1997)

### 3.4.3. Avaliação da incerteza

Estabelecida a metodologia de obtenção dos parâmetros, é preciso estabelecer os critérios metodológicos para a avaliação da incerteza.

Neste trabalho será avaliada a incerteza presente nos parâmetros dos modelos e na distribuição temporal da precipitação. Exclui-se, portanto, a *incerteza estrutural* do modelo (suposta estática), território pouco penetrado pela especulação hidrológica até hoje. Entrevistas com profissionais de outras áreas (no caso, dinâmica estrutural em concreto armado) indicam que se estaria começando a testar a seguinte metodologia: obter o maior número de modelos existentes (a hidrologia os tem de sobra) e tratar as suas saídas globais, cada uma, como amostras.

Escolheu-se a simulação de Monte Carlo porque é um método robusto até certo ponto<sup>3</sup>, assintoticamente convergente e preso à realização aleatória. Com isso, evitam-se praticamente todas as desvantagens dos outros métodos, sobretudo os analíticos, muito elegantes em suas equações diferenciais parciais mas ineficientes perante algoritmos não-lineares ou não diferenciáveis.

Já a escolha do método de reamostragem estatística, conforme se verá, evita o erro da especificação da distribuição de entrada, já que a diferença crucial entre o método de Monte Carlo e o de reamostragem (modelo de urnas independentes) é que este último não parametriza as especificações, isto é, prescinde da escolha ou determinação de uma distribuição paramétrica para os parâmetros.

Uma das maiores exigências dos métodos de adotados, por outro lado, é a questão da preservação das características estatísticas da amostra: qual o número mínimo de amostras aleatórias? Isso, muitas vezes, está limitado ao potencial computacional existente. Uma das maiores preocupações que se deve ter é no controle da representatividade das amostras geradas, no sentido de que suas estatísticas preservem as estatísticas da amostra original.

Já para o método de Monte Carlo, possivelmente fundado na Lei dos Grandes Números, o problema é o da especificação da distribuição da população de entrada. Tendo-se uma amostra suposta *representativa*, trata-se de estabelecer se a distribuição adotada é de fato a mesma da população da qual a amostra é extraída. E, ainda que correta a distribuição, se esta for paramétrica, trata-se de saber se os parâmetros efetivamente foram estimados de modo *eficiente, suficiente e não tendencioso*.

### ***Incerteza dos parâmetros dos modelos***

Após a obtenção dos parâmetros, esses constituem um conjunto de tamanho  $k$ , cada um deles correspondente às  $n$  cheias representativas escolhidas. Consequentemente, cada amostra constitui um vetor de parâmetros, isto é:

---

<sup>3</sup> A estimativa da variância a partir de simulações de Monte Carlo é difícil de interpretar ou é ambígua, ensina Beck (1986), se as distribuições de frequência da amostra exibirem assimetria significativa ou forem bimodais, isto é, quando o primeiro e segundo momentos caracterizam pobremente a distribuição inteira. É, entretanto, o método mundialmente preferido.

Amostra 1 = (p<sub>11</sub>, p<sub>21</sub>, p<sub>31</sub>, p<sub>41</sub>, p<sub>51</sub>, p<sub>61</sub>, p<sub>71</sub>, p<sub>81</sub>, p<sub>91</sub>, ..., p<sub>k1</sub>)

Amostra n = (p<sub>1n</sub>, p<sub>2n</sub>, p<sub>3n</sub>, p<sub>4n</sub>, p<sub>5n</sub>, p<sub>6n</sub>, p<sub>7n</sub>, p<sub>8n</sub>, p<sub>9n</sub>, ..., p<sub>kn</sub>)

Esta amostra é, então, testada à correlação. Se houver correlação<sup>4</sup> entre parâmetros, a distribuição da amostra é multivariado, caso contrário *pode* ser univariado. Além disso, deve ser verificado o espectro dos parâmetros, que situa a variabilidade de cada parâmetro com o outro.

Segundo Lei e Schilling (1996), não há necessidade de considerar todos os parâmetros como variáveis aleatórias. Ao contrário, a própria análise já conduz a uma identificação daqueles mais sensíveis, que devem ser os efetivamente considerados na simulação final da resposta do modelo. Em um modelo de onze parâmetros (HYSTEM), ele começou com todos, chegando ao final com um único parâmetro efetivamente sensível (percentagem de áreas impermeáveis sem armazenamento nas depressões).

Neste trabalho, dois métodos são usados:

*Método de Monte Carlo.* Neste caso, geram-se números pseudo-aleatórios através dos compiladores convencionais dos programas, distribuídos uniformemente e, com base no Teorema Integral, usa-se a transformada para a geração de variáveis aleatórias independentes distribuídas segundo a distribuição cumulativa empírica seguinte (posição de plotagem de Weibull):

$$P(X \leq x) = \frac{i}{n+1} \quad (3.52)$$

---

<sup>4</sup> A correlação não nula com certeza indica dependência, dependência linear; a nulidade da correlação, entretanto, não garante independência, pois a dependência pode ser de outro tipo que não a linear.

onde  $P(X \leq x)$  é a probabilidade acumulada,  $i$  o número de ordem de cada elemento da amostra e  $n$  é o tamanho da amostra<sup>5</sup>.

A maior desvantagem da distribuição empírica é que, após a transformada, a qualidade dos valores pode tornar-se impura, pois que a seqüência tende a se repetir após alguns números gerados.

Como advertem Lubés et al. (1994), na verdade a fórmula 3.52 é um guia para julgar a adequação de uma lei teórica e se o usuário não dá uma atenção especial para os valores extremos, pode haver prejuízos. Contudo, nada impede que a própria fórmula empírica seja utilizada aproximadamente como a FCP, dado que ela é função da posição, do tamanho da amostra e da própria FCP  $F(x)$ , a qual pode ser desconhecida. Sobre isso, assegura Yevjevich (1972), até mesmo no caso da função  $F(x)$  ser conhecida, as posições de plotagem, independentemente da função de probabilidade subordinada, são preferidas por várias razões, sendo a praticidade a mais importante.

*Reamostragem estatística.* Esse talvez seja um método mais interessante do que o anterior. As  $n$  amostras de cada parâmetro são colocadas em uma urna. Há tantas urnas quantos forem os tipos de parâmetros. A probabilidade de cada elemento, já que a amostragem é com reposição, é exatamente  $1/n$  (obviamente, se houver  $c$  elementos iguais repetidos na urna, sua probabilidade é  $c/n$ ). A amostragem com reposição assegura a independência. Desse modo, se se quer uma amostra aleatória, basta sortear de cada urna um parâmetro. Ter-se-iam, então,  $K^n$  combinações possíveis, onde  $K$  é o número de tipos de parâmetros. Diferentemente do método de Monte Carlo, não há como ter valores intermediários para um parâmetro e o subsequente: respeita tão somente os valores amostrais.

---

<sup>5</sup> Diz o Teorema de Inversão (Bustos e Orgambide, 1992): seja  $F : \mathfrak{R} \rightarrow [0,1]$  uma função de distribuição acumulada e  $F^{-1}(t) : \mathfrak{R} \rightarrow [0,1]$  a sua inversa definida por  $F^{-1}(t) = \inf\{x : t \leq F(x)\}$ . Se  $U$  distribui-se uniformemente em  $[0,1]$  e  $X = F^{-1}(U)$ , então  $F$  é a função de distribuição da variável aleatória  $X$ . Ora, a rigor, pela própria natureza da distribuição acumulada empírica  $F$ , não é possível encontrar uma forma analítica para todo o domínio. O que se faz é ajustar por trechos ou intervalos (partições lineares), e então aplicar o Teorema de Inversão.

### *Incerteza da distribuição temporal da precipitação*

No método de Chicago, abordado no item 3.2 deste capítulo, a incerteza da variabilidade temporal da precipitação reside em  $\gamma$  e sua geração é com base no método de Monte Carlo.

Este parâmetro, considerado variável aleatória, varia entre 0 e 1, onde pode se posicionar o pico do hietograma. Neste trabalho, é *especificado que ele se distribua uniformemente* entre 0 e 1, ou seja, a probabilidade do pico posicionar-se em qualquer local é a mesma. Desse modo, o valor que se incorpora às equações 3.4 e 3.5, com o método de Monte Carlo, é um valor oriundo de uma distribuição uniforme para as  $n$  precipitações de projeto, onde  $n$  coincide, simultaneamente, com o número de amostras geradas para os parâmetros dos modelos.

Por outro lado, fixado um intervalo de tempo  $\Delta t$  para a precipitação, que permita descrever com boa precisão a subida do hidrograma e, levando-se em consideração que a duração total da precipitação geralmente é considerada maior ou igual ao tempo de concentração ( $t_c$ ), o número total de intervalos de tempo da precipitação pode ser escrito como:

$$NT \geq \frac{t_c}{\Delta t} \quad (3.53)$$

Adotando-se a igualdade, fica:

$$NT = \frac{t_c}{\Delta t} \quad (3.54)$$

Tucci (1998) aplicou esta metodologia ao modelo SCS, fixando, entretanto, NT com base na relação proposta por SCS(1972), que relaciona tempo de pico, tempo de concentração e intervalo de tempo. Os resultados para a bacia do rio Belém, sem considerar o tempo de concentração e distribuindo CN normalmente, mostra larga banda de confiança da vazão máxima, mas os valores das vazões observadas de enchente se contêm aproximadamente sobre o valor esperado da estimativa.

## CAPÍTULO 4

## 4. Resultados

### 4.1. Bacia do arroio Dilúvio na seção CPRM

A bacia arroio Dilúvio localiza-se no município de Porto Alegre (RS), onde a média da precipitação anual é de aproximadamente 1300 mm. As chuvas caem regularmente durante todo o ano e as diferenças entre os valores mensais extremos não são significativas, embora as maiores precipitações ocorram nos meses de inverno e início da primavera.

Porto Alegre sofre, desde o início do século, com problemas de cheias, como, por exemplo, nos dias de chuva, quando as ladeiras dos morros transformam-se em locais de enxurradas, provocando alagamentos nas zonas mais baixas da cidade (Germano, 1997). A figura 4.1 mostra a imagem composta das bandas 3, 4 e 5 do satélite Landsat, em sua órbita 221/81/B de 19 de dezembro de 1995, da cidade de Porto Alegre, na qual se destaca o arroio Dilúvio, especialmente o trecho desde o pé da barragem Paternon (Lomba do Sabão) até a seção do posto hidrométrico da CPRM, na altura da Av. Lucas de Oliveira.

A bacia Arroio Dilúvio até a seção CPRM (figura 4.2), com uma declividade média de 17%, tem uma área de drenagem aproximada de 40 km<sup>2</sup>, tendo uma rede hidrográfica bem diversificada. Sua cabeceira está localizada no município de Viamão e seu leito percorre uma extensão, até a seção CPRM, de aproximadamente 9 km, com declividade média de 0.471%, a partir da barragem, que retém toda a água das cabeceiras. Essa barragem, localizada quase na divisa dos municípios de Porto Alegre e Viamão, não permite extravaso das águas, cedendo toda a água captada ao sistema de abastecimento da cidade de Porto Alegre, razão pela qual, nesta dissertação, o pé da barragem é considerado como início da bacia hidrográfica em estudo.

A bacia apresenta-se quase que retangular no sentido oeste-leste, com a cabeceira em crescente processo de urbanização, ao norte, sub-urbanizada em um trecho intermediário e áreas de jusante quase que totalmente impermeável. A variada topografia faz sentir seus efeitos no comportamento hidrológico da bacia, observando-se em geral hidrogramas complexos na parte urbanizada, nos quais destaca-se a contribuição das sub-bacias de maior declividade, nas quais o escoamento dos volumes precipitados vêm sendo cada vez mais superficial com o passar dos anos, como será visto mais adiante.

Figura 4.1. Imagem composta do satélite Landsat, Porto Alegre - RS, 19/12/1995. As cores verde, vermelho e preto correspondem, respectivamente, a vegetação, malha urbana e água.



A bacia está cortada, no primeiro terço para jusante, por uma cadeia de morros que atinge até 300 metros (figuras 4.3a e 4.3b); esta disposição origina uma perturbação no fluxo normal do vento, alterando então a distribuição de sua velocidade. Os solos predominantes, segundo a classificação do Soil Conservation Service, variam entre A, B e C em cada terço e D nas áreas ribeirinhas (figura 4.4).

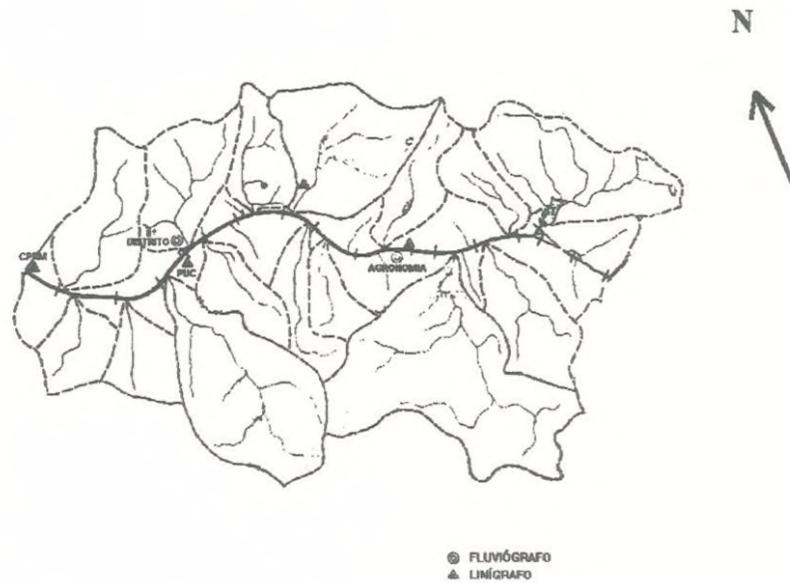


Figura 4.2. Delimitação da bacia arroio Dilúvio até a seção CPRM

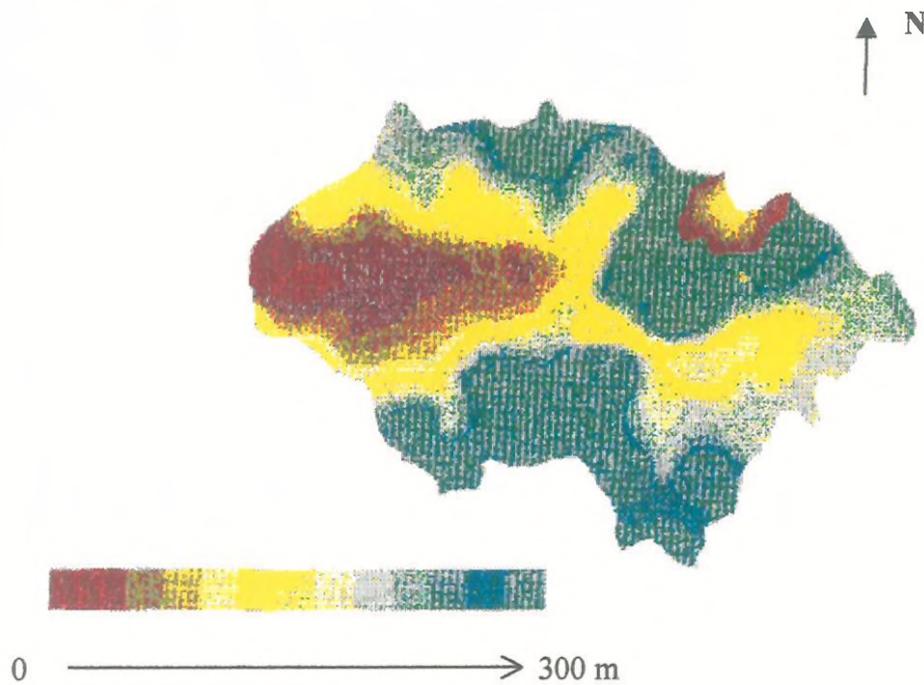


Figura 4.3a. Modelo de elevação do terreno da bacia arroio Dilúvio até a seção CPRM

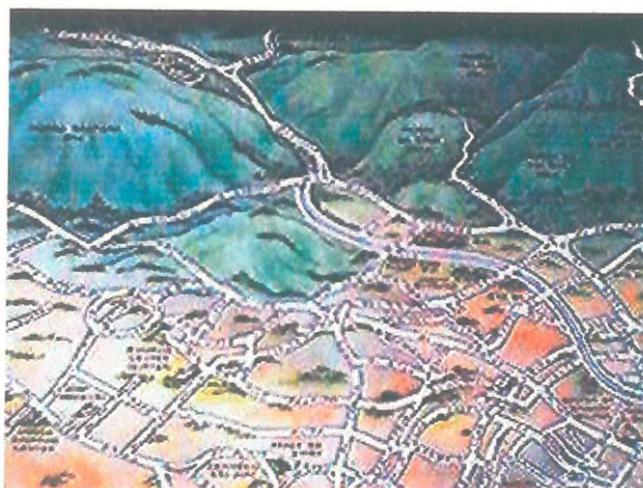


Figura 4.3b. Ilustração da bacia em estudo, destacando-se os morros (Fonte: EPATUR)

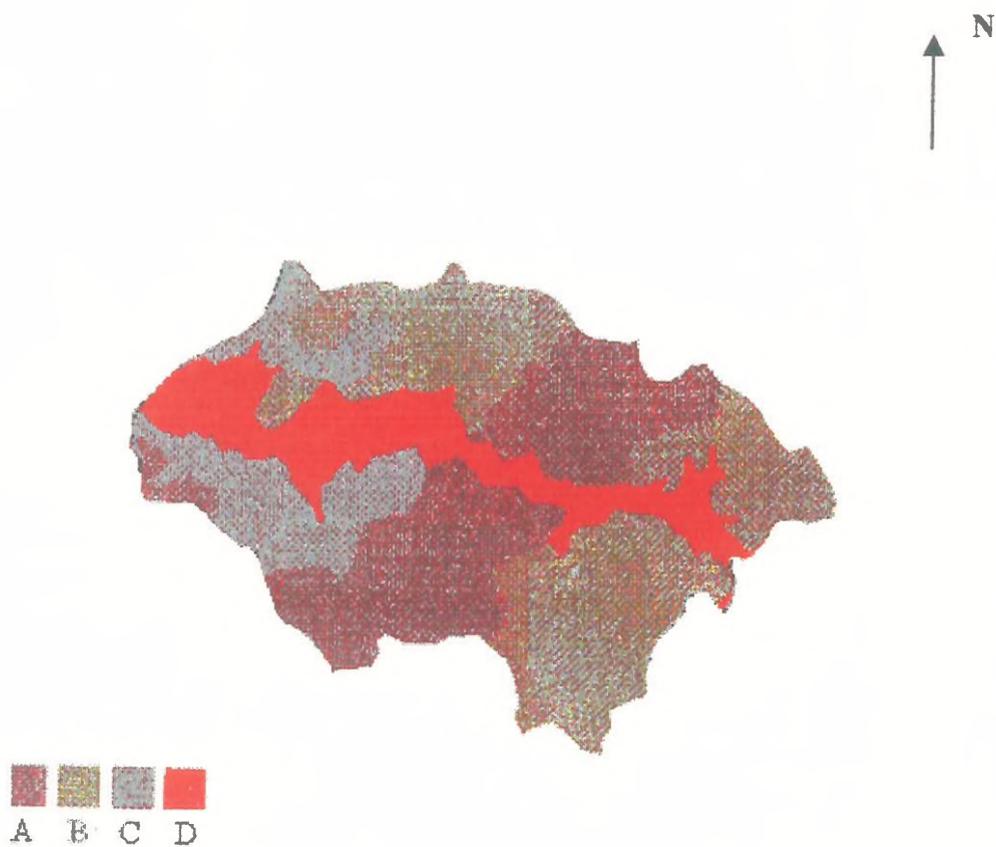


Figura 4.4. Características dos solos da bacia arroio Dilúvio até a seção CPRM

O leito principal do arroio Dilúvio até a seção de estudo tem sido modificado sensivelmente, alterando suas características hidráulicas naturais, sobretudo por questões assoreamento e acréscimos de vegetação. Quando foi efetuada a canalização, registram Simões-Lopes e Sanchez (1986)<sup>1</sup>, seu leito foi retificado e construídos septos regularmente espaçados, a fim de reduzir sua grande declividade e dissipar a taquicarga. Na atualidade, mais das duas terceiras partes do comprimento estão revestidas, embora as limitadas tarefas de conservação e limpeza do fundo do canal tenham permitido a formação de ilhas e depósitos de sedimentos nos quais cresce abundante vegetação, cujo efeito se traduz numa diminuição da capacidade de armazenamento do próprio leito fluvial, retardando a evacuação dos volumes de água precipitada.

O desenvolvimento urbano da bacia aconteceu inicialmente na região de jusante, na atualidade densamente ocupada, e continua no sentido de jusante para montante. Ainda hoje, na região de montante a bacia apresenta índices de ocupação pouco significativos, conservando as suas características de bacia rural. Contudo, os reflexos das atividades antrópicas aparecem bem marcados no arroio Dilúvio, particularmente devido a cerca de 50 mil m<sup>3</sup> (Campana, 1995b) de terra e lixo que recebe, em média, anualmente. Esse material é produto da erosão provocada pelo desmatamento das encostas dos morros, além do entulho e lixo abandonados pelos habitantes.

Os afluentes do Dilúvio sofrem com o avanço da urbanização; muitos deles encontram-se totalmente cobertos, especialmente nos trechos de jusante. Seus leitos foram submetidos a processos de canalização e retificação parciais, além de serem usados freqüentemente como depósitos de lixo doméstico. Algumas sub-bacias da parte suburbana estão sendo desmatadas, recebendo fortes cargas de sedimentos (Germano, 1997).

Contemplando mais da metade da bacia arroio Dilúvio, a área de estudo nesta dissertação traz características heterogêneas, possuindo solos de alta impermeabilidade na cabeceira e condições impermeáveis, devido à urbanização, mais a jusante.

---

<sup>1</sup> O Relatório da FINEP, elaborado por esses autores, é um dos mais importantes estudos realizados sobre o arroio Dilúvio. Esse relatório e toda uma gama de contribuições dos últimos vinte anos estão, ainda, para ser mais aproveitados ou consolidados.

O estudo desta bacia não é inédito. O mesmo trecho de aproximadamente 40 km<sup>2</sup> foi estudado por Simões-Lopes e Sanchez (1986). Eles aplicaram o modelo distribuído RORB em três formas diferentes de discretização das sub-bacias e dos canais. As maiores conclusões foram as seguintes: o aumento da discretização não redundava, necessariamente, numa melhor descrição do evento observado, sobretudo onde as chuvas se distribuem de forma irregular; nada vale melhorar a representação física da bacia sem, ao mesmo tempo, adicionar informações pluviométricas; a implantação de um reservatório na bacia induz um efeito considerável de amortecimento dos picos nas áreas diretamente protegidas pelo reservatório.

## **4.2. Dados disponíveis**

### **4.2.1. Dados de precipitação e vazão**

Os dados utilizados nesta dissertação são de dois períodos, o primeiro contemplando os anos de 1978 a 1982 e o segundo contemplando os anos de 1995 a 1997. Os dados do primeiro período foram selecionados, sistematizados e consistidos por Silveira (1996) e os do segundo período nesta dissertação.

Os dados do período 1979/1982 foram obtidos no Projeto Dilúvio (Alvarez e Sanchez, 1979 e Simões Lopes e Sanchez, 1986), que chegou a contar com 14 postos na bacia de 80 km<sup>2</sup> do arroio Dilúvio. Isso significa que a distribuição da precipitação para o cálculo da chuva média dos eventos tem amparo mais amplo de uma rede do que os do segundo período. Hoje, os dados de precipitação são exclusivamente baseados nos pluviógrafos do Posto do 8º Distrito Meteorológico e do Aeroporto (Cavallhada) de Porto Alegre, já que a rede citada foi extinta em 1982, permanecendo apenas os últimos postos.

Silveira (1997) analisou os dados desses 14 pluviógrafos e mostrou parecer haver um efeito da urbanização nas precipitações. Para os períodos de retorno entre 1 a 5 anos as intensidades são de 9 a 26% superiores que as da área rural, a montante do posto fluviométrico Agronomia, parecendo certa a existência de duas regiões distintas de variabilidade espacial da precipitação: uma rural e outra urbana.

Com a extinção dos postos, significa que os eventos do segundo período não têm sua precipitação condicionada pela mesma densidade de pluviógrafos, além do que a intensidade

do fenômeno da interferência da urbanização na precipitação poderia estar mascarado, devido ao fato de que se estendeu a influência de uma rede muito menos densa para todo um trecho de bacia. Ou seja, como a variabilidade interna à própria área urbana pode também ser significativa, a área de influência do Postos ativos de Porto Alegre deve ter, de 1982 até hoje, certamente diminuído, seguramente muito menor do que os 25 km<sup>2</sup> que a literatura consagra, em média, como influência eficiente de um pluviógrafo.

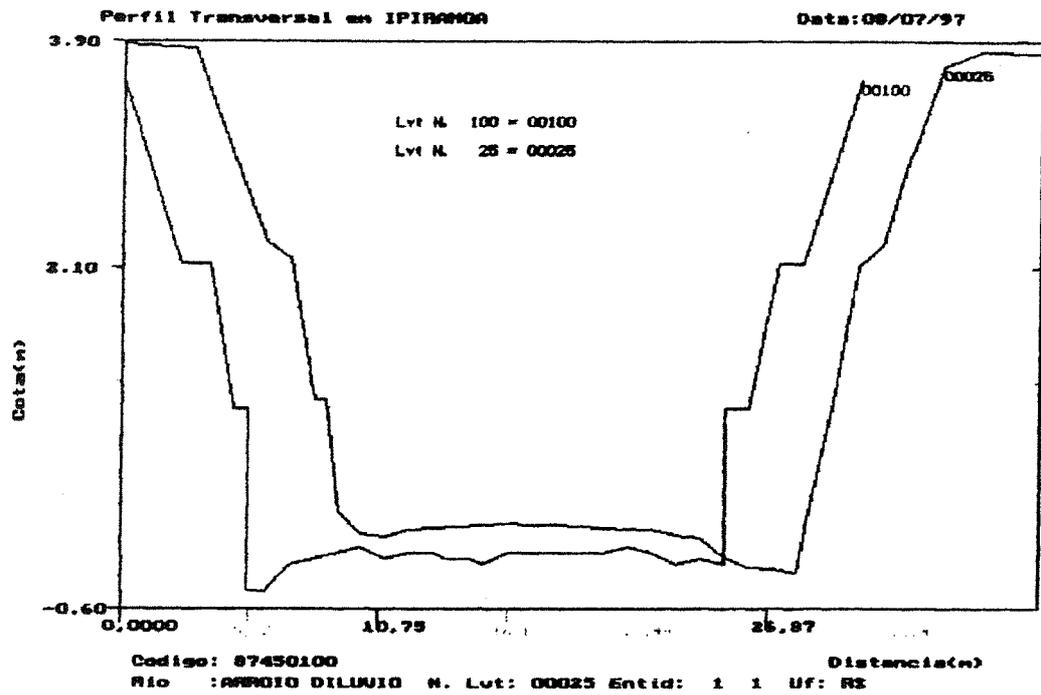
Isso afeta intensivamente as análises seguintes mas não as invalida, já que o intuito maior não é, ainda, exibir resultados definitivos, mas salientar a importância deles e oferecer maior rigidez metodológica na concepção da vazão máxima e do hidrograma de projeto.

Com relação aos dados de vazão, esses foram obtidos com base nos registros linigráficos da seção CPRM, que permitem uma discretização de até trinta minutos. A seção de medição, determinada em 08/07/1997 (figura 4.5), é um canal trapezoidal de dois patamares. O leito não se conserva com a mesma estabilidade de dezenove anos atrás (figura 4.6), devido aos fenômenos erosivos, e sofre problemas de depósito de lixo, razão pela qual invariavelmente nos últimos meses o linígrafo fica parado no aguardo da limpeza. Contudo, toda a série urbana está intacta, interrompendo-se mais seriamente apenas nos anos de 1991 e 1994.

Apesar da existência de dados de vazão, muitas vezes não foi possível, para muitas das grandes cheias lidas nos registros linigráficos, encontrar os correspondentes registros pluviográficos nos postos ainda ativos, o que, infelizmente, deve-se à dificuldade das entidades em executar tarefas elementares como repor papel nos aparelhos e, até, tinta.

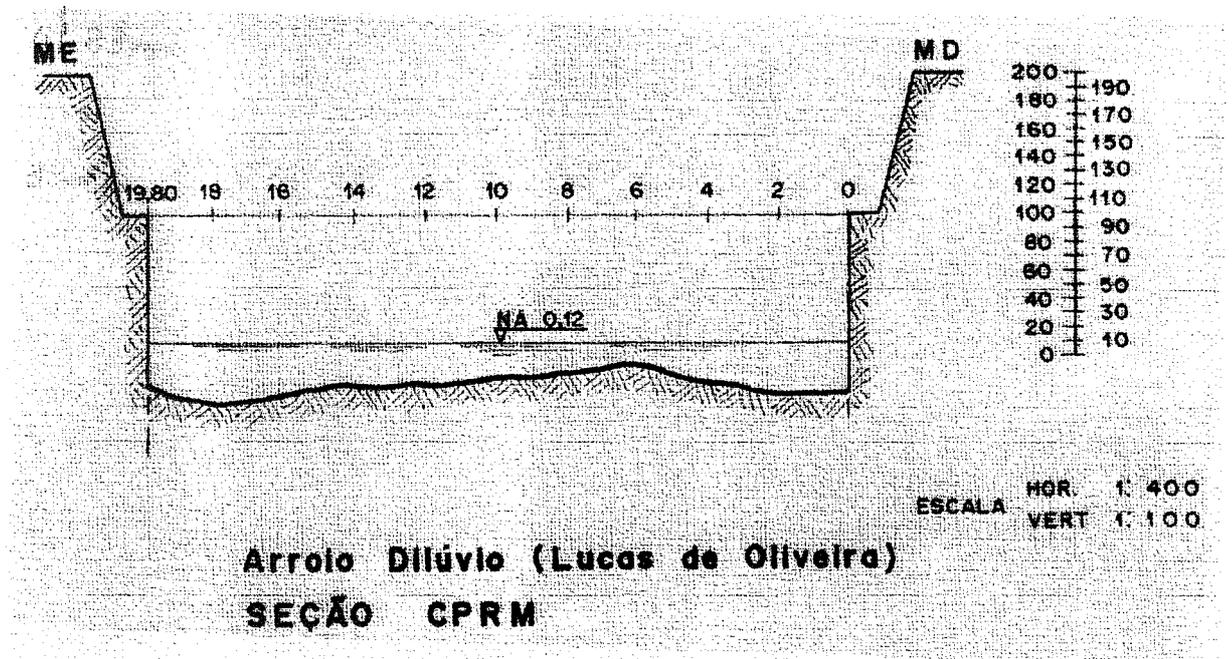
A curva chave não vem sendo continuamente atualizada, e alguns valores de vazão ultrapassam os limites das medições existentes, tendo-se feito, por isso, extrapalações com base no perfil atual que permite traçar a curva cota-área da seção de medição. Isso pode ser uma considerável limitação dos dados mais recentes.

Neste trabalho, também foram extraídos os máximos mensais de vazão das leituras instantâneas, os quais traçam a evolução da urbanização.



Fonte: CPRM

Figura 4.5. Perfil transversal atual (1997) da seção de medição CPRM



Fonte: Sanchez e Simões Lopes (1979)

Figura 4.6. Perfil transversal antigo (1979) da seção de medição CPRM

#### 4.2.2. Estimativa das áreas impermeáveis e avaliação do impacto na mancha urbana

Deguchi e Surgio (1994) falam da importância da estimativa da ocupação urbana e da fração impermeável como fatores de estimativa da descarga escoada em bacias urbanas, sobretudo quando obtida com base em imagens de satélite, pela vantagem de se operar com cenários, facilmente processadas nos computadores pessoais.

Campana (1995) elaborou um *software* para interpretação supervisionada de imagens de satélite usando matemática fuzzy para resolver problemas relacionados a pixels mistura, típicos de áreas urbanas. Com base em imagem de 1984 do Landsat-TM, ele obteve relações área impermeável versus densidade populacional e a composição das áreas impermeáveis.

A primeira avaliação das áreas impermeáveis na bacia arroio Dilúvio é a do levantamento aerofotogramétrico, no período de 1972 a 1973, reportado em Alvarez e Sanchez (1979), que é utilizado pela maioria dos estudos efetuados no arroio Dilúvio para entrada nos modelos. Esse levantamento permite compor as frações impermeáveis concentradas em pontos de interesse, que são as três principais seções de medição (atualmente apenas a seção CPRM está operando) e que separam mais ou menos convenientemente os três trechos singulares da bacia, nesta ordem: a zona menos urbanizada, outra moderadamente urbanizada e uma última altamente urbanizada, estando separado este levantamento de cerca de seis anos dos dados observados (tabela 4.1 e figura 4.7).

Por outro lado, Campana (1995) compôs uma correlação entre os valores de densidade populacional e as taxas de áreas impermeáveis obtidas com a imagem Landsat de 16/09/1990, o que permite extrapolar, com base na densidade atual dos setores censitários, as estimativas de áreas impermeáveis recentes. Esses valores diferem, em alguns trechos, das frações de ocupação estabelecidas nesta dissertação, com base na interpretação da imagem Landsat de 19/12/95, já que, conceitualmente, áreas impermeáveis são diferentes de áreas ocupadas. Em geral, estas últimas tendem a ser maiores nas classificações que não levam em conta o problema do pixel mistura. Portanto, desta maneira foi possível estimar as frações impermeáveis para o período mais recente da urbanização (tabela 4.1 e figura 4.7).

Tabela 4.1. Estimativa das frações impermeáveis concentradas para uso nos modelos

Pontos de interesse avaliação frações impermeáveis	de das	Dados de aerofotogrametria		Dados de Campana (1995b)		Incremento (%)
		fração (%)	área (km <sup>2</sup> )	fração (%)	área (km <sup>2</sup> )	
Trecho Montante de Agronomia		6,0	15,00	35,0	15,00	483
Trecho Agronomia PUC		28,0	18,88	49,0	18,88	75
Trecho PUC-CPRM		35,0	6,12	70,0	6,12	100

Como se vê, o incremento na área suburbana da bacia, até a seção do antigo posto Agronomia, em frações impermeáveis, aumentou quase cinco vezes, enquanto que no trecho urbano esse incremento, sobretudo favorecido pelo acelerado crescimento populacional das áreas à direita da margem do arroio Dilúvio, quase duplicou, em um período de quase vinte e cinco anos.

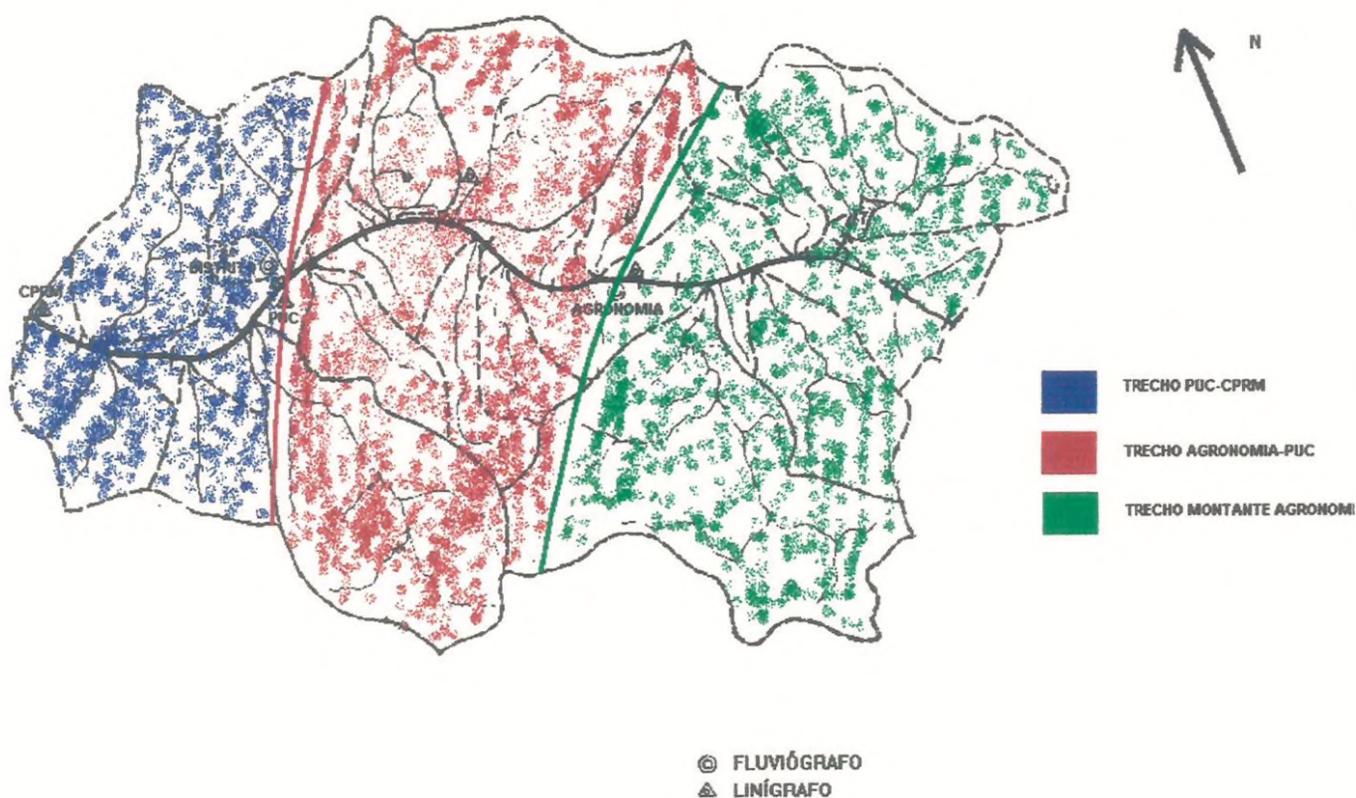


Figura 4.7. Pontos de interesse no cálculo das frações impermeáveis (fronteiras aproximadas)

Para a extração das informações existentes nas imagens do satélite Landsat referentes à órbita 221/81/B, referentes às datas 20/12/1984 e 19/12/1995, que abrangem a cidade de Porto Alegre, foi utilizado o *software* IDRISI tanto para o georreferenciamento em unidades UTM22s quanto para a aplicação das técnicas de sensoriamento remoto.

A classificação supervisionada das imagens do satélite Landsat dos anos de 1984 e 1995, que permite a avaliação do impacto da urbanização na mancha urbana, foi efetivada com base no método da máxima verossimilhança, utilizando o *software* Idrisi. Esse método é descrito adequadamente por Campana (1995), onde também se encontram os detalhes operacionais, que não fazem parte do escopo deste trabalho.

Esta interpretação permitiu obter as figuras 4.8 e 4.9, anos 1984 e 1995, respectivamente, bem como a operação *crossstab* (tabulação cruzada, figura 4.10), consistente na investigação das mudanças ocorridas de um ano para outro dentro das três classes usadas: áreas ocupadas, não ocupadas e água.

Analisando-se, inicialmente, a figura 4.8, pode-se perceber a presença das três classes, sendo que o preenchimento do arroio é, evidentemente, imperceptível, dada a associação com a sua “lama”. A barragem Mãe d’Água, a montante, não estando coberta de vegetação naquele dia, mostra o seu espelho d’água.

Por outro lado, na figura 4.9, vê-se a existência das duas classes principais, sendo o espelho d’água da barragem agora confundido, naquele dia, com a vegetação. Pode-se observar nitidamente a expansão da mancha urbana, que invade os morros localizados no primeiro terço de montante para jusante.

A figura 4.10, que indica as mudanças ocorridas na mancha urbana e o que permaneceu como ocupado ou não ocupado, entretanto, é aquela que com mais propriedade indica o impacto, pois já é evidente a ocupação das encostas dos morros, da periferia (de fato, o processo de urbanização é no entorno da área urbanizada) de montante e nas proximidades do vertedor da barragem Lomba do Sabão.

Nas áreas ribeirinhas ao trecho não retificado do canal e no trecho lateral direito é também crescente a mudança de não ocupado para ocupado.

Outra indicação notável é a expansão da urbanização na extremidade direita do canal a montante, indicando o crescimento da ocupação, pelas vilas que se expandem no entorno de montante da barragem Mãe d'Água.

As estatísticas realizadas, concentradas em toda a área da bacia, confirmam a impressão qualitativa, pois o rastreamento de cada imagem pelo percentual da classificação indica a caracterização em cada ano e no cruzamento dos percentuais da tabela 4.2.

Tabela 4.2. Percentuais de ocupação da bacia em dois cenários de urbanização

Tipo	1984 (km <sup>2</sup> )	1995 (km <sup>2</sup> )	Incremento (km <sup>2</sup> )
Ocupado	22,20	25,50	+3,3
Não ocupado	17,80	14,50	-3,3

Os resultados da estatística mostram que houve uma expansão real da ordem de 8,25 % na mancha urbana sobre a área total da bacia em onze anos. A área ocupada, em 1984, saltou de 55,5% para 63,75%, em 1995.

Se for considerado que os dados de fotografias aéreas de 1972/1973 (tabela 4.1), que indicam as áreas impermeáveis, representam, aproximadamente, o percentual de ocupação concentrado, da ordem de 20%, tem-se que em cerca de vinte e cinco anos houve um incremento de 218,75% de ocupação da bacia sobre a ocupação anterior.

Do ano de 1984 até 1995, não houve um crescimento muito grande da ocupação (14,86% sobre a anterior), o que reforça a idéia de que, embora a urbanização esteja alta, como se discutirá mais adiante, há uma tendência de contínua desaceleração pela própria limitação dos fatores exógenos como o desenvolvimento social e crescimento da população, pois o incremento necessário já ocorreu, isto é, entre as décadas de 70 e 80. Isso é evidenciado pela própria proporção de crescimento populacional entre os anos de 1970 e 1980, muito maior do que entre este último ano e o ano de 1991.

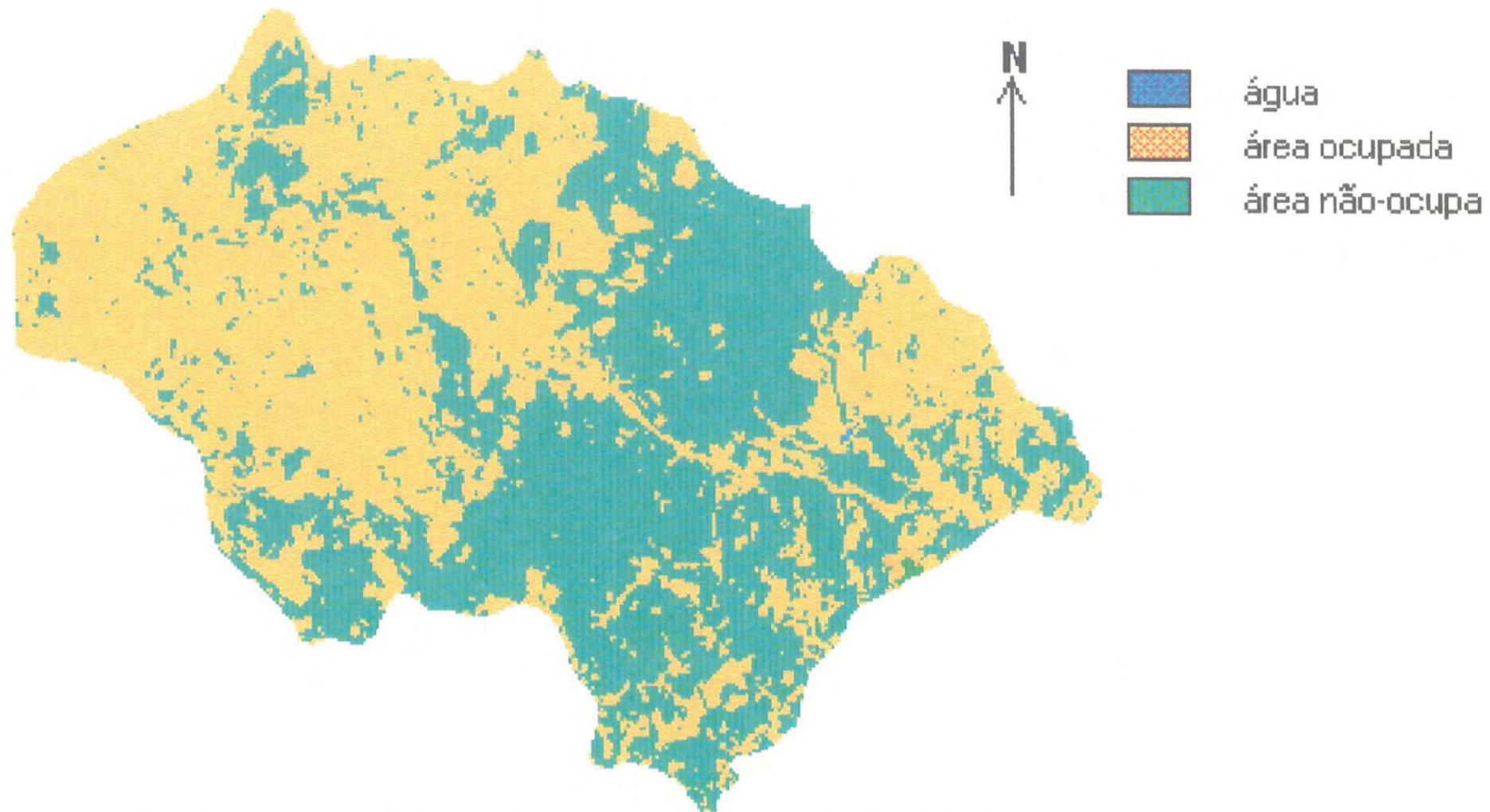


Figura 4.8. Imagem de satélite classificada com supervisão da bacia arroio Dilúvio até a seção CPRM (1984)

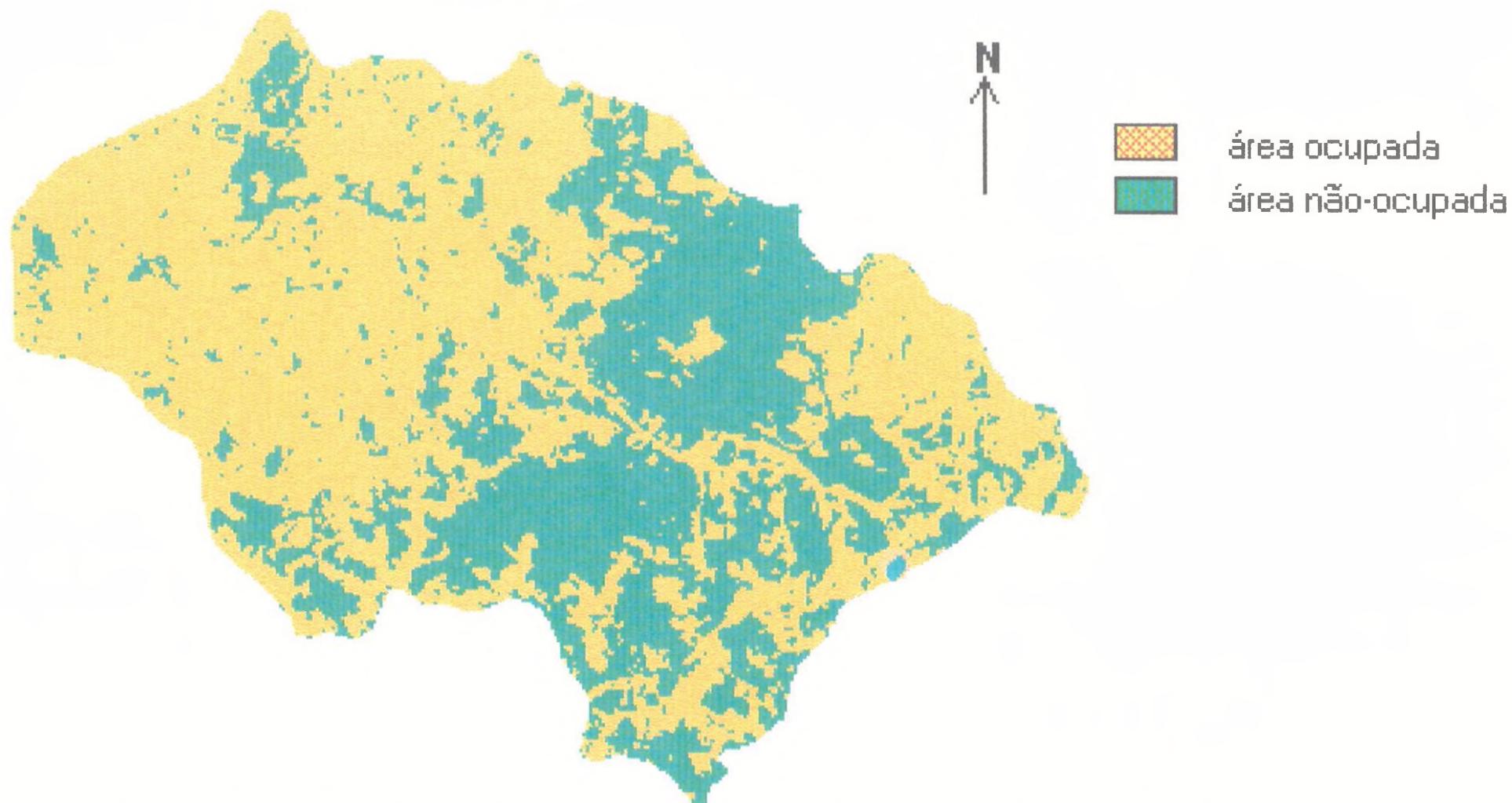


Figura 4.9. Imagem de satélite classificada com supervisão da bacia arroio Dilúvio até a seção CPRM (1995)

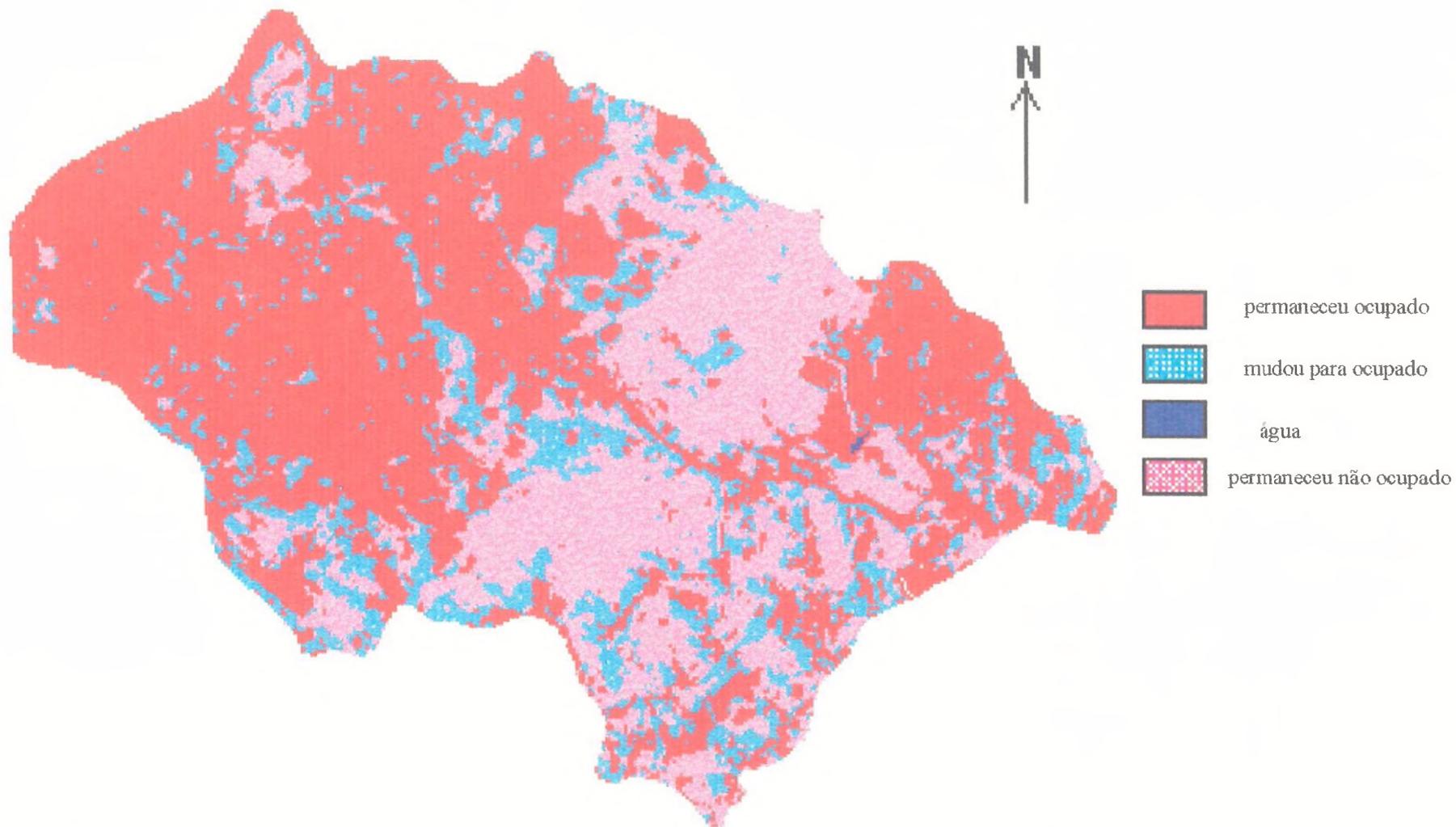


Figura 4.10. Imagem de satélite da tabulação cruzada (mudanças nas classes) entre as imagens de 1995 e 1984

### 4.3. Ajuste e verificação do modelo IPH II

#### 4.3.1. Critérios de ajuste

Para o ajuste dos dados, o modelo IPH II foi utilizado levando-se em conta os parâmetros da bacia e as condições iniciais para cada evento analisado. Foram selecionados 24 eventos para o período 1979/1982 e 11 eventos para o período de 1995/1997. O intervalo da simulação é de 30 minutos, já que as faixas de leitura do linígrafo não permitem discretização menor.

Eventos com baixa magnitude não foram considerados, já que poderiam levar a distorção nos parâmetros.

#### *Determinação do histograma tempo-área*

Na caracterização da bacia em estudo já foram estabelecidas as peculiaridades existentes em ambos os períodos de estudo, sobretudo no que diz respeito à variabilidade das áreas impermeáveis, sendo o arroio Dilúvio bacia-padrão em pelo menos um aspecto comum a várias bacias urbanas do país, no sentido de ter uma grande concentração de áreas urbanas a jusante e quase rural a montante.

Para levar em conta esta variabilidade espacial da impermeabilização, o modelo IPH II, ainda que mantendo a sua natureza concentrada, foi utilizado com a modificação proposta por Tucci e Campana (1993), a qual está exposta na metodologia.

A bacia foi discretizada em faixas, correspondentes às áreas compreendidas entre isócronas, que são representadas no histograma tempo-área (HTA), para a introdução dos ponderadores relativos às áreas impermeáveis (equações 3.19 a 3.21)<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> Para a incorporação da geografia na função de translação, as faixas respeitaram aproximadamente os limites das sub-bacias que compõem cada trecho singular (trechos menos, mediano e muito urbanizado), que correspondem, aproximadamente, aos postos que operaram na bacia (Agronomia e PUC) e ao que ainda opera (CPRM) (ver figura 4.7).

Para o período 1979/1982, as ordenadas do histograma tempo área foram calculadas com base na discretização efetuada por Mota Júnior (1982), quando estudou o trecho entre a antiga seção do antigo posto de Agronomia e a seção CPRM, tendo-se extraído do mesmo estudo os valores de áreas impermeáveis para as faixas utilizadas, as quais são mostradas na tabela 4.3; por outro lado, para a discretização do período 1995/1997, levou-se em conta a projeção das áreas impermeáveis com base na curva estabelecida por Campana, conforme se esclareceu no item anterior (tabela 4.4).

A utilização do tempo de concentração com valor variável de evento para evento não mostrou melhores resultados do que a fixação de um valor médio, razão pela qual, como se verá mais adiante, a otimização prossegue para seis parâmetros; constatado isso, foi preciso estabelecer alguns critérios no estabelecimento do tempo de concentração representativo para todos os eventos, com o parâmetro  $K_{sup}$  absorvendo a pequena variabilidade existente da adoção individual, já que está relacionado com o tempo de deslocamento da onda. Embora o tempo de concentração dependa de vários fatores, até extrínsecos à geomorfologia e topografia da bacia, tais como o local de entrada da precipitação na bacia e a as características de deslocamento da onda no canal principal, parece que o fato de ser pouco sensível no ajuste seja devido à consideração da distribuição de áreas impermeáveis.

Para todos os eventos observados (primeiro período) foram apurados os tempos de concentração com base nesta metodologia, resultando em um tempo de concentração médio de 3,0 horas. Para o segundo período, esse valor baixa para 2,0 horas, em média.

Já foi evidenciado por Mota Júnior (1982) (figura 4.11) o quanto a contribuição lateral da bacia urbana do trecho PUC-CPRM é preponderante. Isso afeta o valor resultante do tempo de concentração, porque o hidrograma urbano, mais rápido, de maior curtose, chega primeiro e só depois, já na recessão, atrasado, é que chega a contribuição de montante e é até aí onde se conta o tempo de concentração e onde começa aproximadamente a permanência do regime. Isso quer dizer que o tempo de concentração em uma bacia heterogênea não é diretamente representativo da urbanização e não pode ser critério de sua evolução, exceto quando atrelado a índices como a densificação ou o percentual de impermeabilização. Uma medida é o tempo de concentração das zonas suburbanas, outra medida é o das zonas urbanas, e a interpretação é diferente.

Para a situação hidrológica da bacia no posto CPRM, o tempo de concentração médio, apurado com base nos eventos, é de 3 horas, para o período 1979/1982<sup>2</sup>. O valor representativo para os eventos foi de 3.0 horas, permitindo seis faixas para o HTA (com um intervalo de tempo de trinta minutos em cada faixa), tendo-se em Ksup o parâmetro que, implicitamente, contempla a variabilidade do tempo de concentração para os eventos ajustados.

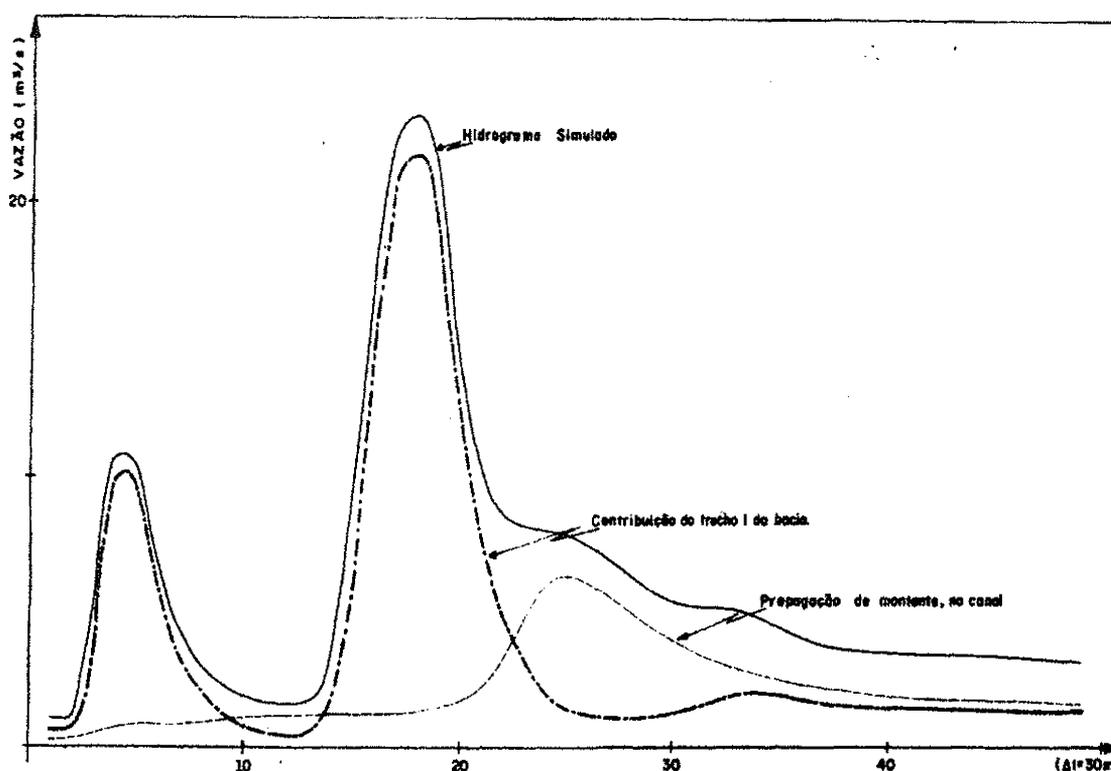


Figura 4.11. Contribuição lateral da bacia urbana (PUC-CPRM) somada à contribuição de montante da bacia suburbana (Agronomia) compondo a simulação final (Mota Júnior, 1982).

Em vários hidrogramas observados do primeiro período pode-se distinguir um tímido pico após o pico maior, o que identifica a chegada provável, após a propagação no canal, do incremento de montante.

<sup>2</sup> Para a utilização do modelo RORB até a seção CPRM, Simões Lopes e Sanchez (1986) adotaram tempo de concentração igual a 2.5 horas e o valor médio que se pode apurar dos estudos de Mota Júnior (1982) é de 1,5 horas (entre o antigo posto Agronomia e a seção CPRM). Os dados são do período 1979/1982.

Para o segundo período, a obtenção do tempo de concentração é mais simples pois já não é mais tão evidente a chegada, em atraso, da contribuição de montante, mas a subida rápida (baixo tempo de pico) e aumento acentuado da curtose: o tempo de concentração é ainda menor do que no início da década anterior, da ordem de 2 horas, em média.

As faixas para o HTA (figura 4.7), determinadas pelo tempo de concentração, utilizadas são as mostradas na tabela 4.3, para o período 1979/1982 e as mostradas na tabela 4.4, para o período 1995/1997.

Tabela 4.3. HTA para os dados 1979/1982

Trecho	Coefficiente HTA	Ponderador (áreas impermeáveis em %)*	Área contribuinte km <sup>2</sup>
Montante da seção Agronomia (contribuição rural)	0,125	1,00	5,00
	0,125	3,00	5,00
	0,125	2,00	5,00
Seção Agronomia até seção PUC	0,236	10,00	9,44
	0,236	18,00	9,44
Seção PUC até seção CPRM	0,153	35,00	6,12

\*Valores obtidos com base em fotografias aéreas no período 1972/1973 (Alvarez e Sanchez, 1979) e reportados em Mota Júnior (1982) para os trechos.

Tabela 4.4. HTA para os dados 1995/1997

Trecho	Coefficiente HTA	Ponderador (áreas impermeáveis em %)*	Área contribuinte km <sup>2</sup>
Montante da seção Agronomia (contribuição rural)	0,14	35	5,60
	0,24	13	9,60
Seção Agronomia até seção CPRM	0,31	45	12,40
	0,31	70	12,40

\*Valores obtidos com base nas relações de Campana (1995)

#### 4.3.2. Calibração do modelo IPH II

Para cada evento foram estabelecidas as condições iniciais, obedecendo-se às recomendações de Tucci et al. (1982), sem nenhum desperdício de período de simulação. Isto é, iniciada a simulação num intervalo de um período seco e que antecede a uma cheia, a vazão do curso d'água pode ser considerada proveniente do aquífero, ou seja, a vazão subterrânea,

no início da simulação ( $Q_{sub}(t=0)$ ), foi considerada conhecida e igual à vazão observada inicial e reservatório de perdas seco. Por outro lado, como o período anterior não possui precipitação, pode-se assumir que o sistema está em regime permanente, com a vazão superficial nula e vazão observada no intervalo anterior igual à percolação ( $T(t=0)$ ) mas não maior, obviamente, do que  $I_b$ .

O ajuste final para os eventos em que a otimização não levou a valores satisfatórios de volume e de pico ajustados foi feito pelo método de tentativa e erro. Inicialmente começa-se com os valores dos parâmetros obtidos na forma abaixo descrita, e depois segue-se a otimização sem restrições, o que leva a grande variabilidade dos valores mas todos dentro de intervalos aceitáveis. Para os parâmetros menos sensíveis são adotados seus valores médios finais e ajustam-se os outros. Por ocasião da revisão bibliográfica já foram colocadas as controvérsias relativas ao ajuste de modelos, mas para corroborar a opção pela forma aqui utilizada para um ajuste fino de alguns eventos, Tucci (1998) afirma sobre as suas vantagens, *in verbis*: “o usuário pode transferir para a simulação o conhecimento que tem da bacia, suas características e comportamento; permite a identificação de erros grosseiros e detalhados à medida que o usuário examine repetidas vezes as saídas e entradas do modelo; melhor entendimento por parte do usuário de todos os processos, o que incrementa conhecimentos para outras etapas de recursos hídricos da bacia”. Com relação à desvantagem, salienta basicamente a subjetividade.

Os parâmetros da otimização estão indicados nas saídas dos resultados do ajuste e foram escolhidos levando-se em conta os critérios estabelecidos na literatura (anexo A<sub>2</sub>).

Tucci et al. (1982) tentaram calibrar automaticamente o modelo IPH II para a bacia Agronomia, 15 km<sup>2</sup>, a montante do trecho em estudo, utilizando quinze cheias com descargas de pico de 2 a 6,6 m<sup>3</sup>/s (tabela 4.7), mostrando que, devido à sensibilidade de alguns parâmetros e à infinidade de soluções possíveis, foi insuficiente a otimização no ajuste dos hidrogramas do Arroio Dilúvio.

Finalmente, na simulação de eventos o ajuste é realizado com o objetivo de apenas retratar os períodos específicos, no caso as enchentes, do local aqui citado, sendo que o modelo e o ajuste não têm compromisso com outras condições da bacia hidrográfica. É pragmática, nesse caso, salienta Tucci (1998), a análise, pois é voltada para o objetivo de

retratar o período em análise e os parâmetros mais sensíveis é que devem ter um ajuste mais rigoroso.

Assim é que, como o modelo hidrológico IPH II foi ajustado para retratar enchentes numa bacia urbana, desconsiderou-se a evapotranspiração, já que o efeito dessa variável num período da simulação é pequeno devido à rapidez do evento e à alta magnitude da precipitação.

O ajuste, à medida que ia sendo refinado, foi considerado satisfatório após atender aos critérios clássicos: comparação entre os hidrogramas calculado e observado; diferença entre volume observado e volume calculado; e coeficiente de determinação alto, a seguir explicitado.

Para iniciar o ajuste, levou-se em conta o seguinte, além dos parâmetros encontrados na literatura:

- a)  $K_{sub}$  foi estimado, inicialmente, a partir da recessão dos hidrogramas observados, uma vez que esse parâmetro é aproximadamente igual ao denominador da fração expoente da equação que define a curva que depleciona o hidrograma, em valores de  $\Delta t$  :

$$Q = Q_0 e^{-\frac{\Delta t}{K_{sub}}} \quad (4.1)$$

onde  $Q$  é a vazão e  $Q_0$  uma constante, sendo que o valor de  $K_{sub}$  é o inverso do valor do coeficiente angular da reta após a plotagem das vazões em escala logarítmica e o tempo em escala aritmética.

Como é pouco sensível, não mais interfere no ajuste, tendo-se adotado um único valor para todos os eventos.

- b) O parâmetro  $R_{max}$  é inicialmente estimado segundo o número de dias antecedentes ao evento sem precipitação e é ajustado em termos de comparação dos volumes observado e calculado, já que interfere basicamente na macro-estrutura do modelo e representa a variabilidade da precipitação. Mas nem sempre essa tendência é verdadeira, pois mesmo

com uma chuva antecedente, pode o solo rapidamente recuperar a diminuição da umidade, especialmente no verão, demandando altos valores de  $R_{max}$ .

- c) O parâmetro  $K_{sup}$  é aproximadamente igual ao tempo, em intervalos de  $\Delta t$ , entre o centro de massa do hietograma e o centro de massa do hidrograma, facilmente estimado inicialmente;

As tabelas 4.5, 4.6 e 4.7 mostram valores de parâmetros obtidos por Mota Júnior para o trecho em estudo, simulando sub-bacias com o modelo IPH II (o ajuste foi por tentativa e erro) com seis eventos do período 1979/1982.

Tabela 4.5. Parâmetros médios do trecho PUC-CPRM

$I_o$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$h$	$K_{sup}$ (h)	$K_{sub}$ (h)	$R_{max}$ (mm)
10,0	0,25	0,8	1,5	15,0	4,5

Fonte: Mota Júnior (1982)

Tabela 4.6. Parâmetros médios das sub-bacias ribeirinha, Beco do Carvalho e Arroio do Moinho do trecho Agronomia-CPRM

Sub-bacia	$I_o$ (mm/h)	$I_b$ (mm/h)	$h$	$K_{sup}$ (h)	$K_{sub}$ (h)	$R_{max}$ (mm)
Ribeirinha ao canal	13,0	0,31	0,8	0,5	18,0	6,8
Beco do Carvalho	10,4	0,25	0,79	1,5	17,0	5,2
Arroio do Meio	11,4	0,27	0,79	1,5	19	5,8

Fonte: Mota Júnior (1982)

Tabela 4.7. Parâmetros médios da bacia Agronomia

$I_o$ (mm/30min)	$I_b$ (mm/30min)	$h$	$K_{sup}$ (30min)	$K_{sub}$ (30min)	$R_{max}$ (mm)
11,8	0,23	0,68	8,0	40,0	6,6

Fonte: Tucci et. al. (1982)

Por fim, não se podem converter linearmente entre si os valores dos parâmetros de Horton, ainda que para a mesma bacia, visto ser não linear essa conversão. Isto é, por exemplo, a razão  $10\text{mm}/\Delta t$  difere da razão  $5\text{mm}/\Delta t$ . Essa indicação é tratada em uma passagem de Tucci (1998), na qual, *in verbis*, se contém: “esses parâmetros dependem do intervalo de tempo de cálculo envolvido, a capacidade de infiltração é utilizada para comparar

com a precipitação com uma determinada duração, portanto, o valor  $I_0$  é dado em  $\text{mm}/\Delta t$ . A transferência do parâmetro entre um intervalo de tempo e outro não pode ser realizada de forma linear (...):

$$I_0(\Delta t) = a\Delta t^b \quad (4.2)$$

onde  $a$  e  $b$  são coeficientes ajustados com base em ajuste do modelo para intervalos de tempo diferentes.

O valor  $h$  também depende da variação do intervalo de tempo envolvido e também não pode ser transferido de um intervalo para outro de forma linear.”

#### 4.3.3. Parâmetros obtidos e discussão dos resultados

Os parâmetros obtidos no ajuste, em valores arredondados, estão indicados nas tabelas 4.8 e 4.9. Pode-se observar a maior variabilidade em  $R_{\max}$  (0-14 mm, 1979/1982 e 1995/1997 0-17 mm). É o parâmetro que com maior fidelidade reflete a variabilidade das condições iniciais da bacia. Um evento antecedido de uma grande estiagem permite que  $R_{\max}$  alcance altos valores, pois é preciso então, na simulação, atender a um solo seco; se antecedido por um período chuvoso, pode chegar a zero. Por outro lado, um parâmetro sensível como  $h$  também varia razoavelmente no primeiro período e mantém-se constante no segundo. Mais tarde as implicações dessas constatações estarão postas a termo, inclusive com o cálculo das suas estatísticas e da análise de estacionariedade da média.

Germano (1997) já havia notado, e foi confirmado aqui, que o parâmetro  $I_0$  ajusta principalmente a ascensão do hidrograma, consequência do volume liberado com o seu aumento e que  $I_b$  molda a recessão do hidrograma, já na saturação, sendo pouco sensível, mas não menos que  $K_{\text{sub}}$ ,  $R_{\max}$  e  $K_{\text{sup}}$ . Por outro lado,  $h$  influencia principalmente o pico do hidrograma e pode variar o gradiente de subida, pois define o decaimento da curva de Horton.

$K_{\text{sub}}$  pode chegar a magnitudes elevadas sem que, ainda assim, afete a parcela subterrânea. Mas, uma vez ajustado aos limites físicos, não pode ser reduzido, pois vai afetar a depleção.

Ksup é parâmetro que se molda segundo as características fisiográficas da bacia e à área impermeável. Ib é um dos parâmetros que mais varia porque, relacionado com a capacidade mínima de infiltração, tende a absorver todos os erros que um modelo concentrado não é capaz de minimizar, já que simplifica o processo de infiltração.

Tabela 4.8. Parâmetros ajustados – eventos 1979/1982

Evento	Io mm/ $\Delta$ t	Ib mm/ $\Delta$ t	h	Ksup $\Delta$ t	Ksub $\Delta$ t	Rmax mm
07/02/79	10,00	0,18	0,80	2,01	30,00	11,39
12/02/79	10,00	0,75	0,85	3,71	30,00	3,18
11/06/79	10,00	0,19	0,80	3,42	30,00	1,55
28/02/79	10,50	0,21	0,80	3,38	30,00	0,00
04/04/79	10,00	0,75	0,80	2,63	30,00	4,71
28/09/79	10,00	0,57	0,80	4,71	30,00	0,70
29/04/79	10,34	0,84	0,85	2,64	30,00	3,39
09/05/79	10,00	0,25	0,77	4,50	30,00	3,50
07/07/79	10,00	0,80	0,80	1,00	30,00	0,00
25/07/79	10,00	0,63	0,85	2,74	30,00	0,15
25/08/79	10,00	0,60	0,85	2,19	30,00	1,30
22/10/79	10,00	0,68	0,80	3,09	30,00	8,56
06/12/79	10,00	0,21	0,80	4,13	30,00	0,39
12/12/79	10,00	0,50	0,80	1,98	30,00	14,00
14/12/79	10,00	0,39	0,80	2,76	30,00	0,44
09/01/80	10,00	0,45	0,80	1,25	30,00	7,06
31/01/80	10,50	0,36	0,82	2,53	30,00	7,30
16/02/80	10,00	0,59	0,80	1,09	30,00	11,50
03/03/80	10,00	0,80	0,80	0,63	30,00	1,13
01/05/80	10,87	0,52	0,80	2,58	30,00	8,06
20/07/80	10,00	0,67	0,80	3,42	30,00	0,00
17/08/80	10,50	0,40	0,80	1,71	30,00	5,10
12/09/81	10,66	0,74	0,83	2,91	30,00	0,00
06/11/81	10,00	0,14	0,80	3,26	30,00	1,42

Tabela 4.9. Parâmetros ajustados – eventos 1995/1997

Evento	Io mm/ $\Delta$ t	Ib mm/ $\Delta$ t	h	Ksup $\Delta$ t	Ksub $\Delta$ t	Rmax mm
01/09/96	10,00	0,55	0,80	4,70	30,00	6,00
03/08/97	10,00	0,39	0,80	1,94	30,00	0,97
08/08/96	10,00	0,15	0,80	3,10	30,00	5,73
14/06/97	10,00	0,20	0,80	1,70	30,00	9,30
14/08/96	10,00	0,44	0,80	2,00	30,00	3,19
18/07/97	10,00	0,55	0,80	2,50	30,00	9,50
24/10/96	10,00	0,55	0,80	2,59	30,00	4,39
27/08/96	10,00	0,49	0,80	1,20	30,00	6,20
07/08/97	10,00	0,45	0,80	4,00	30,00	0,00
24/06/96	10,00	0,50	0,80	0,20	30,00	17,00
16/08/97	10,00	0,16	0,80	1,50	30,00	4,50

Tabela 4.10. Volumes e picos para os eventos do período 1979/1982 – diferenças relativas

Evento	Volume observado ( mm )	Volume calculado ( mm )	Diferença no volume ( % )	Vazão máxima observada ( m <sup>3</sup> /s )	Vazão máxima calculada ( m <sup>3</sup> /s )	Diferença no pico ( % )
07/02/79	4,08	4,46	-9,31	16,31	16,37	-0,37
12/02/79	1,53	1,51	1,44	4,43	3,75	15,35
11/06/79	2,12	2,09	1,38	4,20	4,03	4,05
28/02/79	1,33	1,21	9,02	4,89	3,82	21,88
04/04/79	5,15	5,30	-2,91	11,43	10,73	6,12
28/09/79	11,12	11,28	-1,42	11,63	6,87	40,93
29/04/79	3,54	3,46	2,46	9,61	9,20	4,27
09/05/79	9,80	9,78	0,20	21,07	21,98	-4,32
07/07/79	10,25	9,76	4,78	11,95	11,02	7,78
25/07/79	3,65	3,58	2,03	6,48	5,40	16,67
25/08/79	2,73	2,82	-3,22	9,71	9,66	0,51
22/10/79	3,73	3,85	-3,21	7,02	7,07	-0,71
06/12/79	3,86	3,79	1,70	5,49	4,74	13,66
12/12/79	11,12	11,76	-5,76	43,21	42,40	1,87
14/12/79	7,09	6,84	3,47	8,33	6,63	20,41
09/01/80	6,13	6,33	-3,26	22,47	23,62	-5,12
31/01/80	9,08	10,29	-13,33	13,23	14,46	-9,30
16/02/80	8,68	9,47	-9,10	28,29	28,86	-2,01
03/03/80	17,31	16,90	2,37	31,30	37,35	-19,33
01/05/80	7,33	7,23	1,32	10,47	8,81	15,85
20/07/80	21,78	20,68	5,05	27,29	27,89	-2,20
17/08/80	11,22	10,92	2,62	31,37	28,79	8,22
12/09/81	44,50	43,19	2,94	19,82	20,55	-3,68
06/11/81	9,14	9,24	-1,09	25,60	20,71	19,10

Tabela 4.11. Volumes e picos para os eventos do período 1995/1997 – diferenças relativas

Evento	Volume observado ( mm )	Volume calculado ( mm )	Diferença no volume ( % )	Vazão máxima observada ( m <sup>3</sup> /s )	Vazão máxima calculada ( m <sup>3</sup> /s )	Diferença no pico ( % )
01/09/96	17,37	17,36	0,04	15,65	15,12	3,49
03/08/97	34,21	32,96	3,65	34,95	31,41	10,13
08/08/96	11,94	12,01	-0,53	22,84	20,06	12,17
14/06/97	19,93	18,80	5,67	47,16	27,48	41,73
14/08/96	7,97	8,09	-1,51	22,23	21,45	3,51
18/07/97	9,86	8,93	9,43	21,94	21,30	2,92
24/10/96	22,74	22,52	0,99	21,85	19,85	9,15
27/08/96	13,68	15,07	-10,11	17,09	17,84	-4,39
07/08/97	6,66	6,17	7,36	13,45	12,54	6,77
24/06/96	16,87	21,61	-28,13	72,78	73,59	-1,11
16/08/97	17,05	17,07	-0,11	51,54	49,54	3,88

Antes da análise das características estatísticas dos ajustes efetuados para os períodos em análise, cabe verificar as tabelas 4.10 e 4.11, as quais exibem as características singulares dos hidrogramas observados e modelados. Os valores das distorções foram calculados com as seguintes relações, para os volumes e os picos, respectivamente:

$$\frac{V_{obs} - V_{cal}}{V_{cal}} 100\% \quad (4.3)$$

$$\frac{Qp_{obs} - Qp_{cal}}{Qp_{obs}} 100\% \quad (4.4)$$

onde  $V_{obs}$  e  $V_{cal}$  são, respectivamente, o volume observado e o volume calculado e  $Qp_{obs}$  e  $Qp_{cal}$  são, respectivamente, a vazão de pico observada e a vazão de pico calculada.

Para o primeiro período (tabela 4.10), a maior distorção percentual em volume, 13,33% de superestimativa, é para um evento de média magnitude, enquanto que a maior subestimativa, de 9,02%, é para um evento de pequena magnitude; com relação à vazão de pico, o modelo chega a superestimá-la em até 19,33%, para um evento de pico alto e subestimá-la em até 40,93% para um evento pequeno. Ainda assim, para a maioria dos eventos, mesmo os de grande magnitude, o modelo reproduz bem os volumes e os picos.

Os valores de distorção para o segundo período mostram a dificuldade de ajuste, pois não se trata mais de eventos simples ou isolados como no primeiro período, mas cheias complexas e repiques com rápida ascensão, sendo de 41,73% o maior desvio do pico observado e de 28,13% o maior desvio do volume observado (subestimativa)<sup>3</sup>.

As figuras 4.12 e 4.13 mostram, respectivamente, a comparação entre picos observado e calculado e entre volumes observado e calculado em relação à linha ideal (observada) para o período 1979/1982. Analogamente têm-se as figuras 4.14 e 4.15 para o período 1995/1997.

---

<sup>3</sup> Uma das razões para a dificuldade de ajuste do período 1995/1997 pode ser a seguinte: enquanto no primeiro período, 1979/1982, a rede pluviográfica era mais densa, possibilitando uma distribuição temporal e uma magnitude média mais consistentes, no segundo período isso não ocorre, dado que apenas os postos do 8º DIMET e do Aeroporto estão em operação, muito longe de fornecerem dados com a mesma qualidade de cobertura do período anterior da urbanização.

Pode-se verificar que o modelo, para o primeiro período, ajusta melhor os volumes do que os picos e que subestima mais os picos que os volumes.

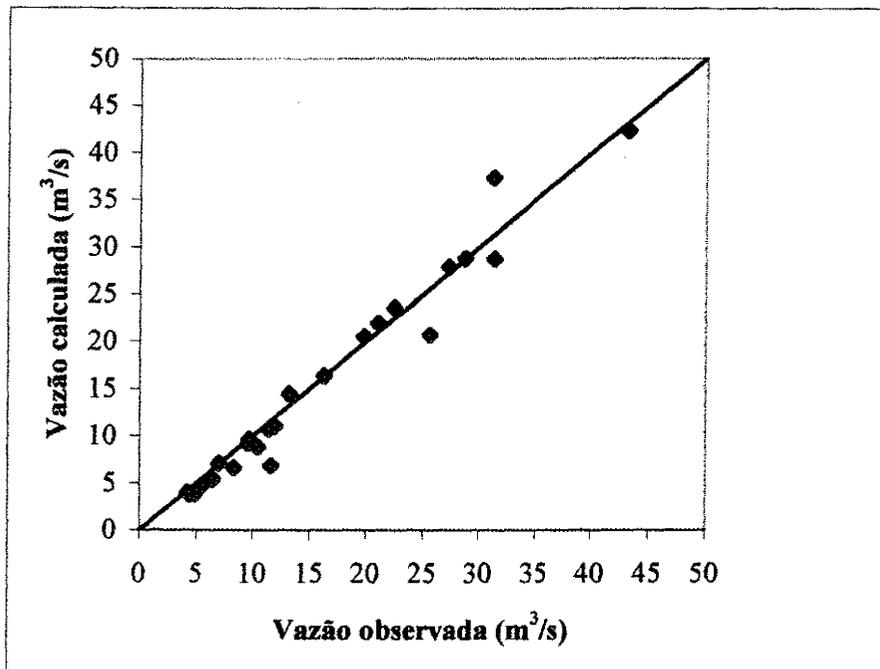


Figura 4.12. Ajuste dos picos do modelo IPH II (1979/1982)

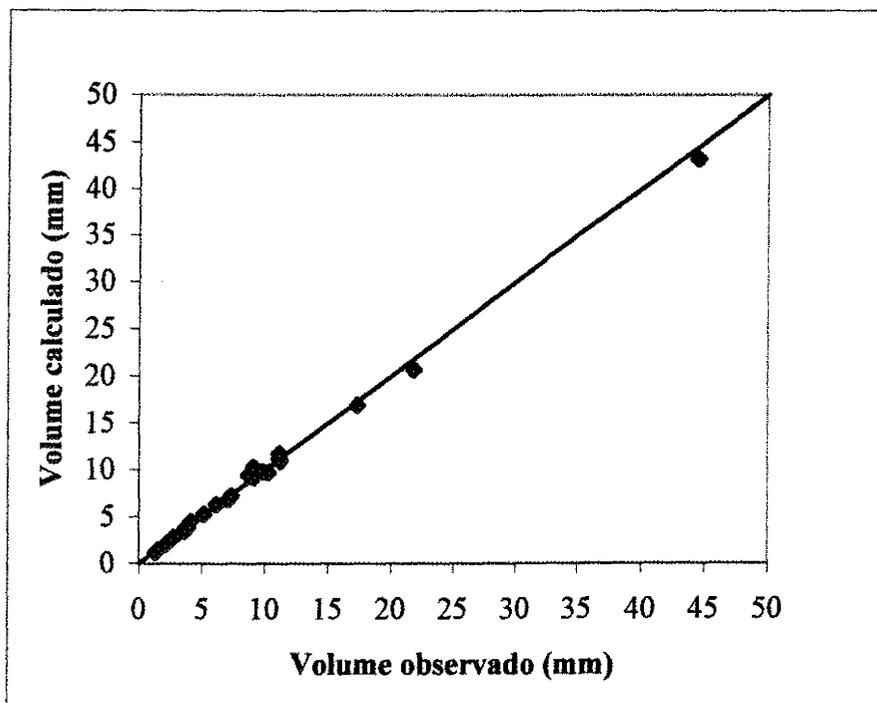


Figura 4.13. Ajuste dos volumes do modelo IPH II (1979/1982)

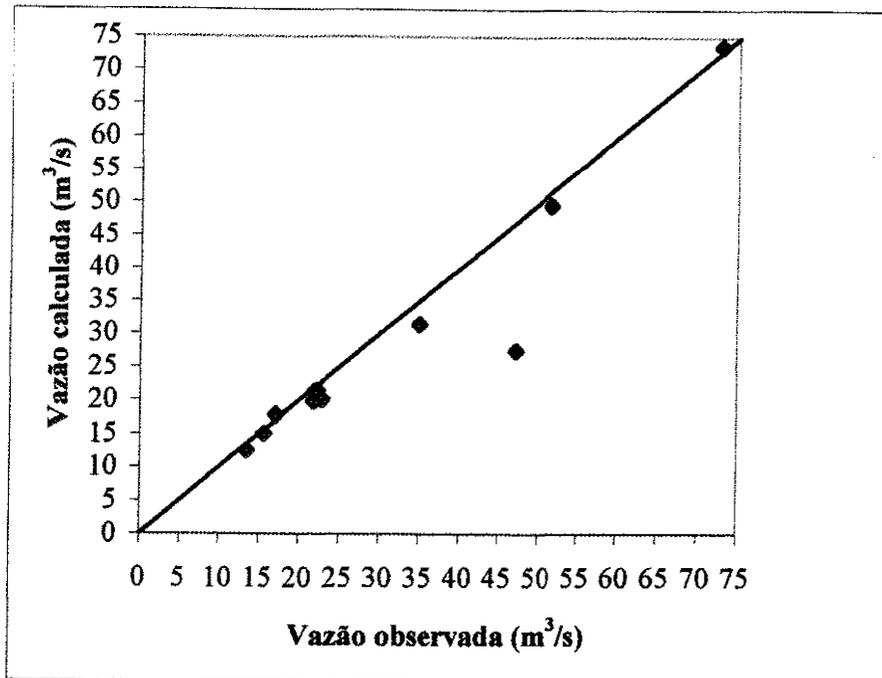


Figura 4.14. Ajuste dos picos do modelo IPH II (1995/1997)

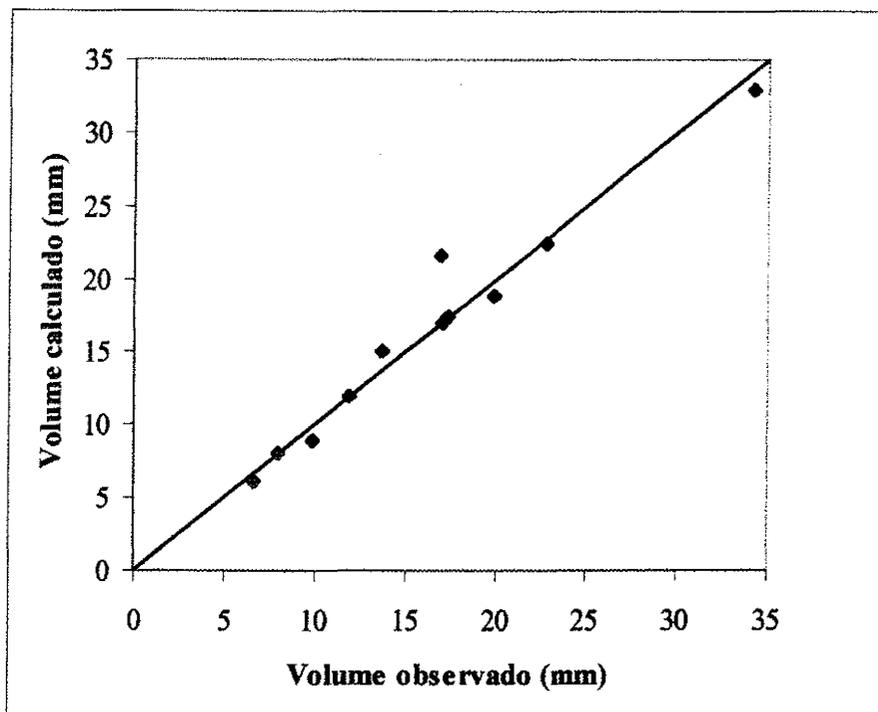


Figura 4.15. Ajuste dos volumes do modelo IPH II (1995/1997)

Conforme pode ser observado nas figuras 4.12 e 4.13, no primeiro período o modelo tende a subestimar os eventos menores e superestimar os maiores com relação ao pico, enquanto que, com relação ao volume, o modelo retrata bem os valores observados.

Para o segundo período, conforme mostram as figuras 4.14 e 4.15, o modelo também tende a subestimar os picos menores e médios, enquanto que, com relação ao volume, o modelo subestima as cheias menores e superestima as maiores.

As estatísticas utilizadas para a avaliação dos ajustes foram duas, documentadas na literatura:

Erro Padrão de Ibbit (Ibbit, 1970), que dá maior peso aos picos:

$$Ep = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^n [Q_{obs}(t) - Q_{cal}(t)]^2}{n}} \quad (4.5)$$

Coefficiente Determinação de Nash (Nash e Sutcliffe, 1970), que tem um sentido diferente do convencional coeficiente de determinação estatístico, no sentido de que:

- Varia de  $-\infty$  a 1 inclusive;
- Os valores assumidos pelo Coeficiente de Determinação de Nash só começam a oscilar entre 0 e 1 quando o ajuste começa a se aproximar de uma melhoria entre valores observados e calculados;
- Privilegia praticamente todas as faixas de interesse do hidrograma para estudos de cheia.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n [Q_{obs}(t) - Q_{cal}(t)]^2}{\sum_{t=1}^n [Q_{obs}(t) - Q_m]^2} \quad (4.6)$$

Nas equações 4.5 e 4.6,  $Q_{obs}(t)$  e  $Q_{cal}(t)$  são as vazões observada e calculada no tempo  $t$ ,  $n$  é o número de intervalos de tempo e  $Q_m$  a vazão média observada.

Conforme está indicado na tabela 4.12, para o primeiro período o maior erro padrão é da ordem de 3,13 m<sup>3</sup>/s e o menor, 0,16 m<sup>3</sup>/s. Por outro lado, cerca de 85% dos eventos ajustados têm coeficiente de determinação de Nash igual ou superior a 0,80.

Para o segundo período, observando-se a tabela 4.13, o maior erro padrão é de 7,55 m<sup>3</sup>/s, enquanto que o menor é da ordem de 1,04 m<sup>3</sup>/s. Por sua vez, exatamente 50% dos eventos ajustados têm coeficiente de determinação de Nash superior a 0,80. Essas estatísticas também são fiéis ao fato de que o ajuste dos eventos deste período é difícil pela complexidade dos eventos. Entretanto, mais do que um ajuste precioso, buscou-se priorizar a amostragem de um mesmo conjunto consistente de parâmetros para cada período.

Finalmente, no anexo A<sub>1</sub> estão as saídas do programa com os resultados dos ajustes.

Tabela 4.12. Estatísticas dos ajustes – eventos 1979/1982

Eventos	$R^2$	$Ep$ (m <sup>3</sup> /s)
07/02/79	0,98	0,52
12/02/79	0,89	0,38
11/06/79	0,97	0,21
28/02/79	0,76	0,85
04/04/79	0,91	0,54
28/09/79	0,70	0,29
29/04/79	0,96	0,52
09/05/79	0,93	1,41
07/07/79	0,84	0,61
25/07/79	0,92	0,36
25/08/79	0,95	0,53
22/10/79	0,93	0,42
06/12/79	0,78	0,62
12/12/79	0,92	3,13
14/12/79	0,80	0,16
09/01/80	0,99	0,64
31/01/80	0,91	0,62
16/02/80	0,93	1,20
03/03/80	0,90	1,21
01/05/80	0,96	0,50
20/07/80	0,88	1,51
17/08/80	0,97	0,63
12/09/81	0,76	1,18
06/11/81	0,93	1,87

Tabela 4.13 - Estatísticas dos ajustes – eventos 1995/1997

Eventos	$R^2$	$Ep$ (m <sup>3</sup> /s)
01/09/96	0,71	1,75
03/08/97	0,85	2,85
08/08/96	0,92	1,24
14/06/97	0,50	7,36
14/08/96	0,93	1,46
18/07/97	0,84	2,08
24/10/96	0,76	1,94
27/08/96	0,76	1,79
07/08/97	0,90	1,04
24/06/96	0,62	3,00
16/08/97	0,80	5,28

#### 4.3.4. Verificação do ajuste

Sobre a verificação de modelos hidrológicos, antes mesmo de penetrar nas questões de incerteza, vale indicar que é a fase da simulação em que o modelo, calibrado anteriormente, é verificado com outros dados. No ajuste, os dados registrados da saída são utilizados no processo de ajuste; na verificação os dados de saída são utilizados somente para observar se o modelo, com os parâmetros anteriormente ajustados, simula o sistema adequadamente. A verificação deve ser realizada principalmente para a faixa de valores de saída que o modelo será utilizado durante a previsão.

Foram selecionadas para verificação cheias não utilizadas no ajuste. Como critério de classificação de faixas para a verificação do modelo IPH II, considerou-se a vazão de pico integral observada, com os parâmetros médios das cheias ajustadas cujo pico estivesse em torno, mais ou menos, do pico do evento a verificar.

A verificação do modelo dá indicações de que um conjunto único de parâmetros não ajusta completamente o evento. A verificação a partir do comportamento médio dos parâmetros para faixas de projeto pode não ser tão ruim mas talvez não seja satisfatória. Entretanto, conforme indicam as tabelas 4.12 e 4.13, apesar do erro padrão alto e dos grandes desvios com relação ao pico, a forma do hidrograma é bem descrita (no anexo A<sub>1</sub> estão as saídas do programa, nas quais podem ser observados os gráficos), parecendo que os parâmetros  $I_o$ ,  $I_b$ ,  $K_{sup}$ ,  $K_{sub}$  e  $h$  podem ser adotados em seus valores médios. O grande problema reside em  $R_{max}$ , levando a crer,

conforme a verificação mostra, ser parâmetro decisivo de projeto. Basta notar que um pequeno ajuste em  $R_{max}$  faz com que o hidrograma calculado aproxime-se suficientemente do observado. É que  $R_{max}$  é uma característica da precipitação antecedentes e da estação do ano. É por isso que o ajuste se degrada ao se usar seu valor médio. Dessa forma, este parâmetro deve ser estimado pelo projetista em função de seus limites, e não utilizado o valor médio, pois a estimativa é uma condição de projeto.

Quando o valor de projeto for escolhido, não é necessário estabelecer critérios para os outros parâmetros, mas sim  $R_{max}$ . Se as condições a representar são aquelas nas quais existe precedência de um grande período de estiagem em uma época do ano na qual a estação não desvirtua a tendência das perdas iniciais serem altas,  $R_{max}$  assumirá valores altos no projeto e baixos do contrário. O parâmetro básico de projeto é, portanto,  $R_{max}$ .

Existem várias razões pelas quais um conjunto diferente de parâmetros ajusta cada evento, as quais se extraem de TUCCI (1998):

- os parâmetros estão influenciados pelas condições iniciais, como umidade antecedente, perdas iniciais, entre outros. Portanto, a variabilidade desses parâmetros está retratando diferentes condições amostradas;
- o modelo representa processos espaciais de forma concentrada, transferindo para os parâmetros a variabilidade da entrada ou comportamento da bacia. Por exemplo, um modelo concentrado linear de escoamento superficial pode estar condicionado pela magnitude da precipitação (não-linearidade) e variabilidade espacial e temporal da precipitação, que de evento para evento pode ter ocorrido com diferentes distribuições, induzindo o hidrograma unitário a diferentes tempos de pico e distribuição espacial. Nesse caso, os parâmetros de cada evento se modificam devido a esses fatores;
- os parâmetros absorvem os erros dos dados.

Tabela 4.14. Verificação do ajuste (1979/1982)

Faixa de ajuste (vazão de pico)	Faixas dos parâmetros e valores médios						Cheia verificada com parâmetros médios da faixa					
	Io	Ib	h	Ksup	Ksub	Rmax	Evento	Pico m <sup>3</sup> /s	Erro padrão m <sup>3</sup> /s	Desvio do pico	Desvio do volume	R <sup>2</sup> de Nash
Até 13,5 m <sup>3</sup> /s	10-10,87	0,19-0,80	0,80-0,85	1-4,71	30	0-8,56	26/07/80	5,87	0,2	22%	15%	0,83
	10,14	0,50	0,81	2,99	30	2,87						
Até 26,0 m <sup>3</sup> /s	10-10,66	0,14-0,74	0,77-0,83	1,25-4,5	30	0,00-11,39	30/11/80	20,35	1,1	24%	5%	0,67
	10,13	0,35	0,80	2,79	30	4,67						
Até 44,1 m <sup>3</sup> /s	9,75-13,68	0,40-0,80	0,80-0,85	2,98-1,89	30	0,00-15,00	25/09/79	43,00	1,3	8,6%	1,1%	0,76
	11,28	0,69	0,83	1,89	30	7,25						

Tabela 4.15. Verificação do ajuste (1995/1997)

Faixa de ajuste (vazão de pico)**	Faixas dos parâmetros e valores médios						Cheia verificada com parâmetros médios da faixa					
	Io	Ib	h	Ksup	Ksub	Rmax	Evento	Pico m <sup>3</sup> /s	Erro padrão m <sup>3</sup> /s	Desvio do pico	Desvio do volume	R <sup>2</sup> de Nash
Até 22,84 m <sup>3</sup> /s	10	0,45	0,80	2,87	30	5,00	15/11/96	22,34	2,2	-38%	24%	0,60
	10	0,15-0,55	0,80	1,20-4,70	30	0,00-9,50						
Até 72,78 m <sup>3</sup> /s	10	0,31	0,80	1,34	30	7,94	22/06/97	67,44	3,0	24%	21%	0,70
	10	0,16-0,39	0,80	0,20-1,94	30	0,97-17,00						

\* Não pode ser adotado para Rmax um valor médio, mas um valor, dentro da faixa, assumido por um critério de minimização ou de maximização das condições antecedentes ao evento, como evidenciam os resultados da verificação,

\*\* Não foi possível encontrar evento para verificação do valor intermediário,

#### 4.4. Parâmetro do modelo SCS

Os parâmetros do modelo SCS são três, conforme indica o capítulo anterior (metodologia): perdas iniciais ( $I_a$ ), curva número (CN) e tempo de concentração. Se o primeiro é fixado como 20% do armazenamento e o último também, o único parâmetro a ser amostrado é CN.

Os eventos selecionados, que são em quantidade maior que no modelo IPH II, porque alguns deles não foram adequados ao ajuste pelo IPH II, mas aproveitados no modelo SCS, serviram para estabelecer os valores do parâmetro CN a partir da equação 3.51.

A tabela 4.16, para o período 1979/1982, e a tabela 4.17, para o período 1995/1997, mostram os valores dos picos, das lâminas, dos coeficientes de escoamento e do parâmetro CN para as três condições de umidade antecedentes segundo o Soil Conservation Service.

O volume do hidrograma, apresentado nas tabelas 4.16 e 4.17, é o volume integral escoado, contemplando, portanto, inclusive a contribuição subterrânea, ao passo que a lâmina efetiva é o volume do hidrograma a menos dessa contribuição, separada com base na metodologia indicada no capítulo anterior (método dos dois pontos). A razão, portanto, entre a lâmina efetiva e a lâmina precipitada resulta no coeficiente de escoamento.

Foram utilizados vinte e sete eventos, no primeiro período, e doze eventos no segundo, para a obtenção do parâmetro CN com base na equação 3.51, estabelecida no capítulo anterior.

Pode-se notar que a penalização sobre o hidrograma total é maior no primeiro período do que no segundo, porque os eventos de 1979/1982 são acompanhados por alta contribuição de base, enquanto no segundo período esta contribuição decai acentuadamente, conforme mostra o coeficiente de escoamento.

Mais adiante, na comparação entre os cenários, serão colocadas em seus termos as implicações reveladas pela mudança dos hidrogramas entre os períodos em análise, em todas as características presentes nas tabelas 4.16 e 4.17.

Tabela 4.16. Parâmetro CN e características dos eventos 1979/1982

Evento	Pico integral ( m3/s )	Lâmina precipitada ( mm )	Lâmina efetiva ( mm )	C	Volume do hidrograma ( mm )	CN - AMC II
07/02/79	16,31	27,50	3,10	0,11	4,08	80,70
12/02/79	4,43	9,90	1,50	0,03	1,53	88,30
28/02/79	4,89	7,20	0,30	0,04	1,33	91,70
04/04/79	11,43	33,00	2,90	0,09	5,15	75,90
29/04/79	9,61	23,10	1,70	0,07	3,54	80,70
09/05/79	21,07	36,50	5,00	0,14	9,80	77,60
18/05/79	13,51	36,20	4,50	0,12	8,09	76,90
11/06/79	4,20	13,00	1,00	0,08	2,12	88,40
07/07/79	11,95	35,10	4,80	0,14	10,25	78,30
25/07/79	6,48	11,80	0,80	0,07	3,65	88,80
25/08/79	9,71	13,50	1,20	0,09	2,73	88,40
28/09/79	11,63	31,70	3,80	0,12	11,12	78,90
22/10/79	7,02	26,20	2,40	0,09	3,73	80,00
17/11/79	22,99	30,40	5,60	0,18	9,55	83,10
06/12/79	5,49	19,00	1,40	0,07	3,86	83,50
12/12/79	43,21	36,90	10,80	0,29	11,12	85,00
14/12/79	8,33	16,00	1,30	0,08	7,09	86,40
09/01/80	22,47	21,00	4,10	0,20	6,13	88,10
31/01/80	13,23	47,20	8,00	0,17	9,08	75,00
16/02/80	28,79	38,60	6,40	0,17	8,68	78,40
03/03/80	31,30	41,80	12,10	0,29	17,31	83,30
01/05/80	10,47	39,20	4,70	0,12	7,33	75,20
20/07/80	27,29	48,70	14,60	0,30	21,78	81,60
17/08/80	31,37	28,90	8,40	0,29	11,22	87,90
12/09/81	19,82	87,70	42,70	0,49	44,50	81,20
06/11/81	25,60	31,80	4,90	0,15	9,14	80,80
03/02/82	44,05	70,00	20,30	0,29	16,54	74,90

Tabela 4.17. Parâmetro CN e características dos eventos 1995/1997

Evento	Pico integral ( m <sup>3</sup> /s)	Lâmina precipitada ( mm)	Lâmina efetiva ( mm)	C	Volume do hidrograma ( mm)	CN - AMC II
08/08/96	22,84	21,70	7,30	0,34	11,94	91,70
14/08/96	22,23	11,00	3,40	0,31	7,97	95,20
27/08/96	17,09	16,90	5,10	0,30	13,68	92,70
01/09/96	15,65	21,30	8,40	0,40	17,37	93,10
24/10/96	21,85	23,00	9,20	0,40	22,74	92,70
15/11/96	22,34	20,90	5,10	0,24	10,10	89,70
14/06/97	47,16	43,40	15,00	0,35	19,93	85,10
22/06/97	67,44	36,10	17,60	0,49	22,60	91,30
18/07/97	21,94	23,00	6,20	0,27	9,86	89,60
03/08/97	34,95	35,50	21,10	0,59	34,21	93,80
07/08/97	13,45	8,50	3,00	0,35	6,66	96,80
16/08/97	51,54	29,10	11,80	0,41	17,05	91,00

#### 4.5. Estimativa dos hidrogramas de projeto com base na propagação da incerteza

Com base na metodologia discutida no capítulo 3, é possível apresentar as principais características dos hidrogramas de projeto, com base na análise de incerteza dos parâmetros relacionados com a variabilidade temporal da precipitação e dos parâmetros intrínsecos aos modelos estudados. A seguir, são estabelecidos os resultados dessas características, a vazão máxima de projeto e o volume correspondente, levando-se em conta o período de retorno, com as regiões de confiança das variáveis. Tanto a vazão quanto o volume são valores de prognóstico dos modelos e permitem ao usuário estabelecer o valor de projeto com uma base probabilística aceitável, pois para cada período de retorno o intervalo de confiança de cada variável interpreta-se assim: em uma dada quantidade de realizações dentre quase todas as possíveis, por exemplo, 95% delas, o dado intervalo especificado *a priori* deve conter o valor verdadeiro da variável aleatória. Ou, mais grosseiramente, é o intervalo dentro do qual, quase certamente, está o valor verdadeiro da variável aleatória.

Finalmente, o uso da distribuição empírica ou da discreta (modelo de urnas independentes) não mostrou diferença muito grande na simulação de Monte Carlo para o modelo SCS, enquanto que para o IPH II o modelo de urnas independentes (reamostragem) melhora a *performance* dos momentos amostrais, provavelmente pela assimetria que tende a ser maior, por exemplo, em  $R_{max}$  do que em CN e, como se sabe, a preservação do momento de terceira ordem no uso dos métodos de simulação estatística está a favor da manutenção de suas propriedades (vide capítulo anterior).

##### 4.5.1. Modelo SCS

O parâmetro CN do modelo mostrou-se muito mais sensível do que o tempo de concentração. Apenas para ficar bem claro o fato, a variabilidade que o tempo de concentração absorve repercute apenas em pequenas variações na posição do centróide do hidrograma em relação à da precipitação e quase nenhuma nos valores de interesse, que são a vazão e o volume. Somente CN, portanto, é considerado variável aleatória do modelo. As estatísticas desse parâmetro para os cenários de análise estão apresentados na tabela 4.18.

A distribuição das amostras de CN é empírica, conforme se esclarece na metodologia, plotada com base na relação 3.52. As figuras 4.16 e 4.17, respectivamente, para os períodos

1979/1982 e 1995/1997, mostram essa plotagem. Com base nisso, um intervalo de confiança de 90% para o cenário 1979/1982 é  $75 < CN < 90$ , enquanto que, para a mesma probabilidade, para o cenário 1995/1997 é  $84 < CN < 97$ .

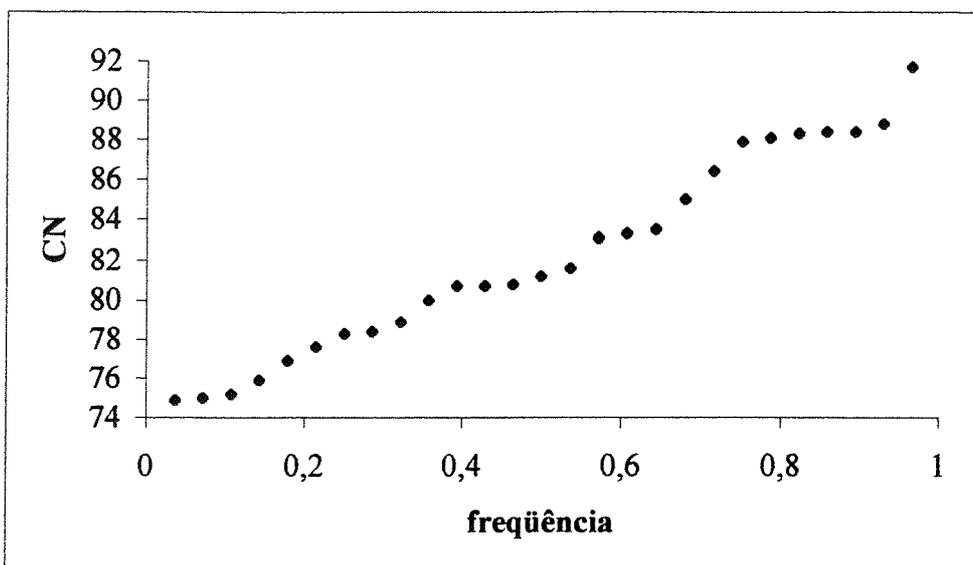


Figura 4.16. Função cumulativa de probabilidade empírica de CN (1979/1982)

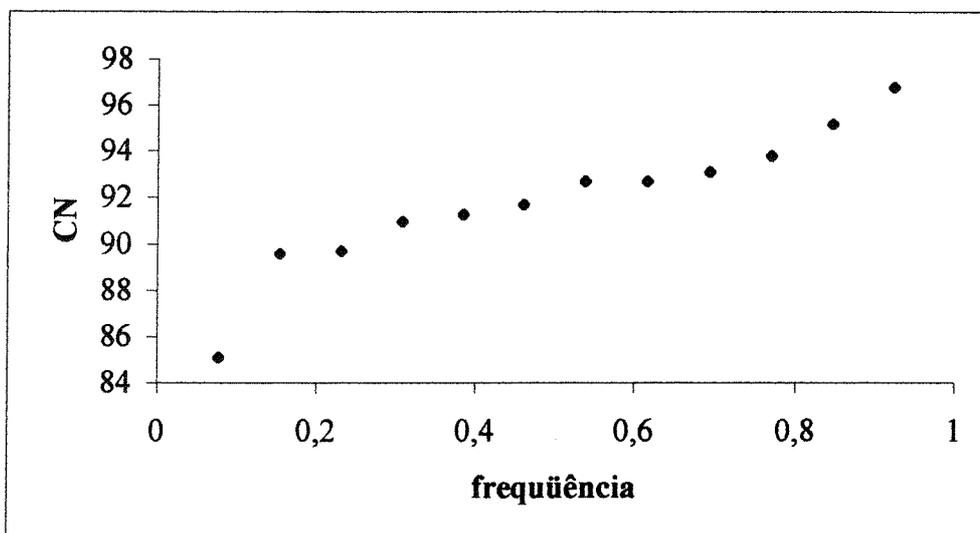


Figura 4.17. Função cumulativa de probabilidade empírica de CN (1995/1997)

Na tabela 4.18 estão indicados os valores das estatísticas calculadas a partir das amostras geradas pela simulação de Monte Carlo e as estatísticas da amostra original, a fim de

verificar diferença em relação às estatísticas da amostra primitiva. Pode-se observar que há uma boa aproximação, o que indica a preservação dos momentos até segunda ordem.

Tabela 4.18. Estatísticas das amostras observadas e das amostras geradas para CN

Cenários	Estatísticas da amostra		Estatísticas de Monte Carlo	
	$\bar{X}$	$S^2$	$\bar{X}$	$S^2$
1979/1982	82.19	24.64	82.14	21.56
1995/1997	91.89	8.98	91.98	5.29

Considerando-se que, com base nisso, as estatísticas pudessem estar preservadas, foi possível usar o modelo SCS acoplado à simulação de Monte Carlo para obter os hidrogramas (saídas do modelo) seguindo obviamente a metodologia estabelecida no capítulo anterior (ver a figura 3.1, que apresenta a estrutura metodológica).

Após as simulações, a vazão máxima ( $m^3/s$ ) e o volume (mm) foram distribuídos com base na posição de plotagem da equação 3.52. Com essa distribuição empírica, através de seus quantis, obtêm-se as regiões de confiança de ambas as variáveis aleatórias, com os resultados exibidos nas figuras 4.18 e 4.19, cenário antigo, e nas figuras 4.20 e 4.21, cenário atual. O mesmo é mostrado nas tabelas 4.19 a 4.22. Nos gráficos mostrados, o período de retorno está em escala logarítmica e a vazão ou volume em escala aritmética.

Comparando-se as figuras 4.18 e 4.19 com, respectivamente, as figuras 4.20 e 4.21, isto é, contrastando o cenário em termos de avaliação da incerteza, pode-se observar que as curvas no cenário 1995/1997 são mais “paralelas” do que no cenário 1979/1982, indicando que com o aumento da urbanização começa a não haver poucas diferenças entre as incertezas na microdrenagem e na macrodrenagem (a largura das bandas de confiança começam a mostrar uma constância independentemente do período de retorno) no modelo SCS.

Mais adiante, no contraste entre os cenários, será feita a análise desses resultados e discutido o efeito da urbanização sobre as curvas vazão máxima e volume versus período de retorno.

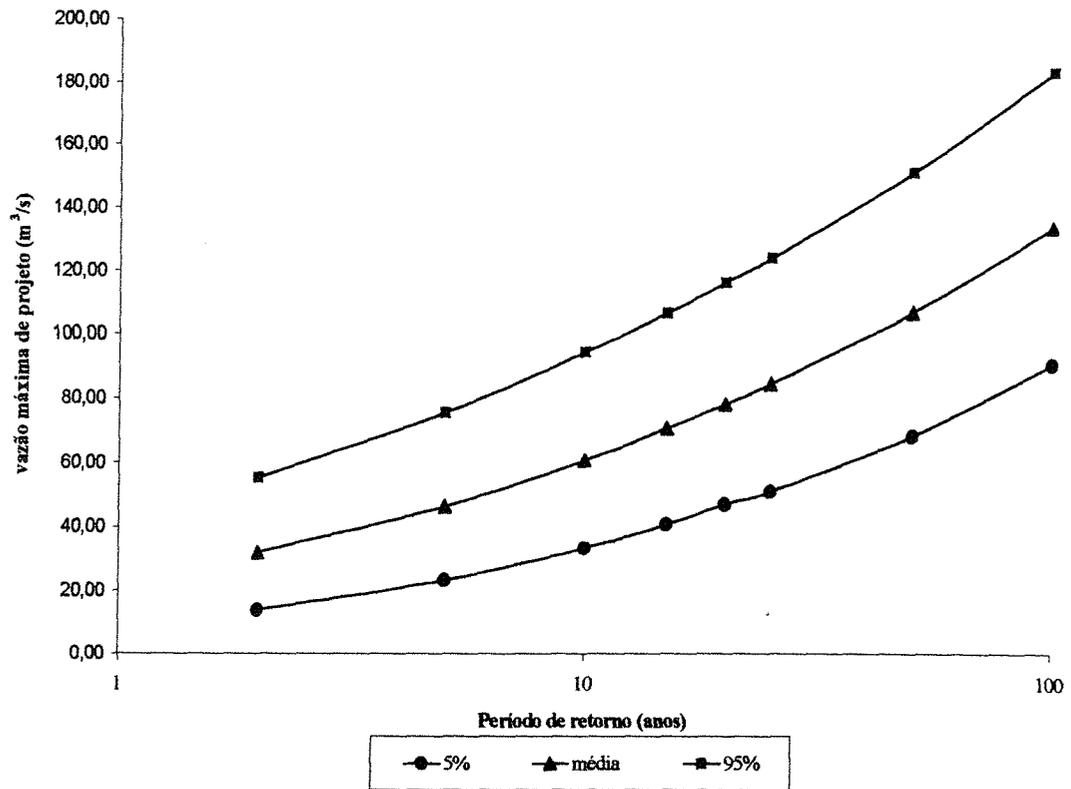


Figura 4.18. Região de confiança da vazão máxima (modelo SCS, 1979/1982)

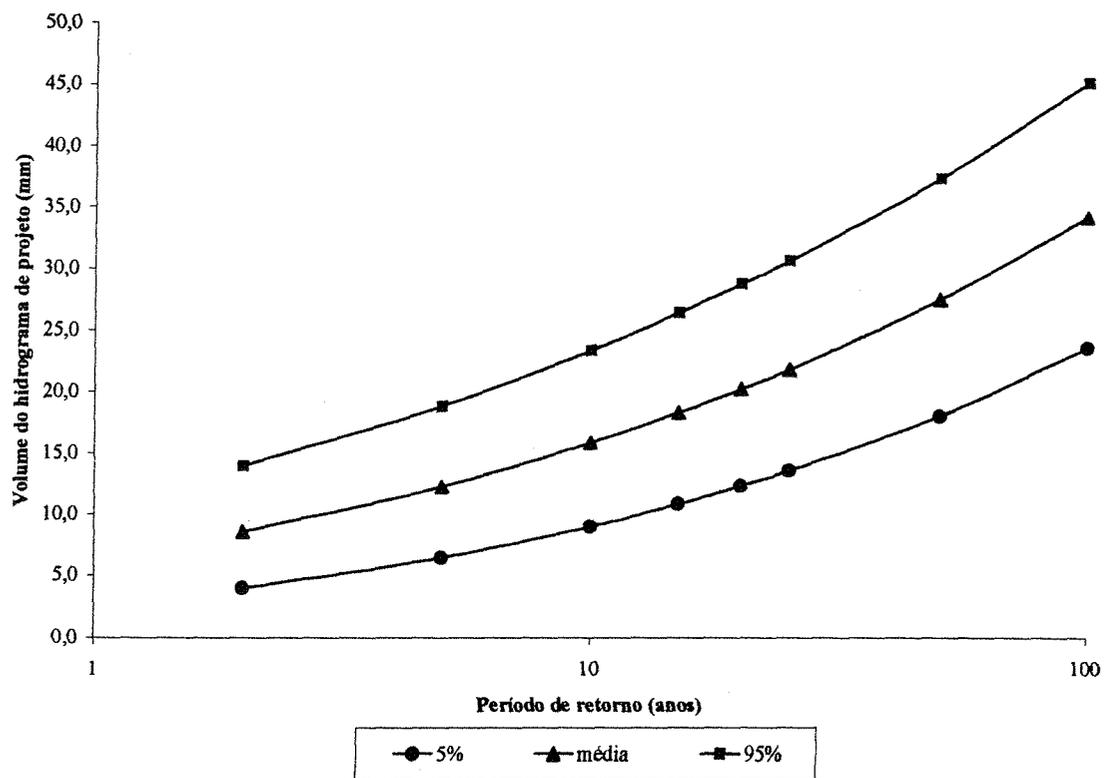


Figura 4.19. Região de confiança do volume (modelo SCS, 1979/1982)

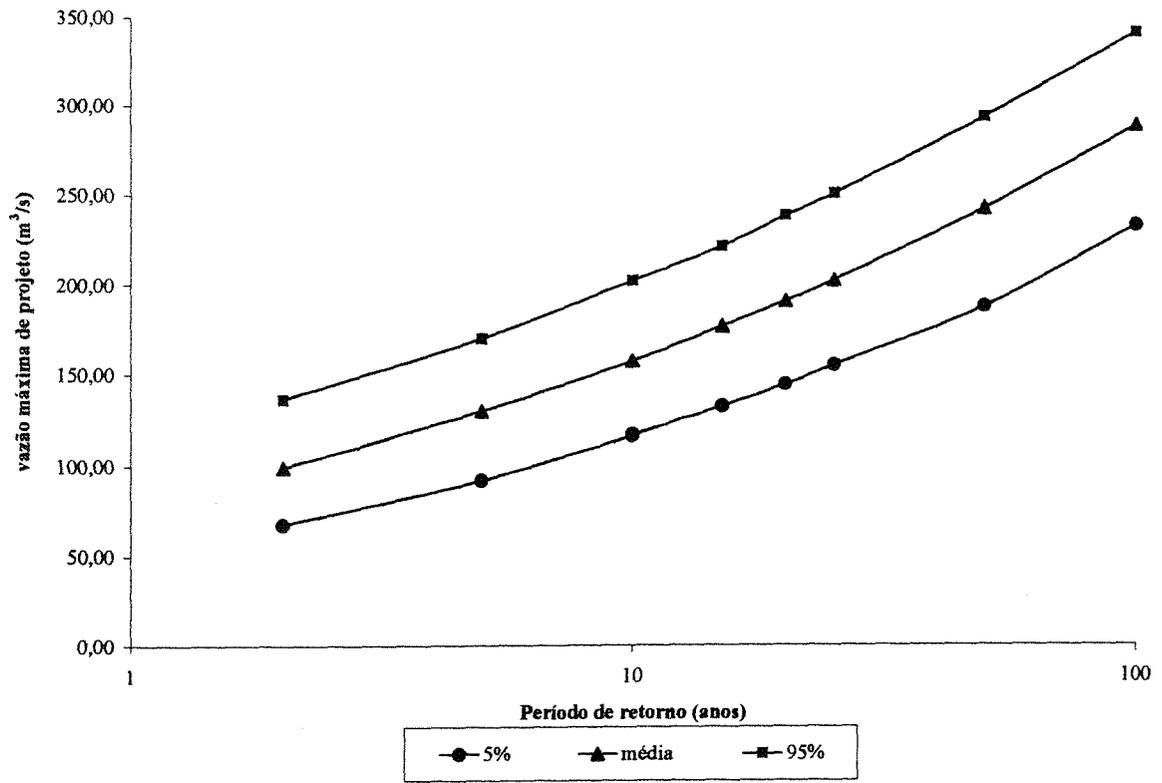


Figura 4.20. Região de confiança da vazão máxima (modelo SCS, 1995/1997)

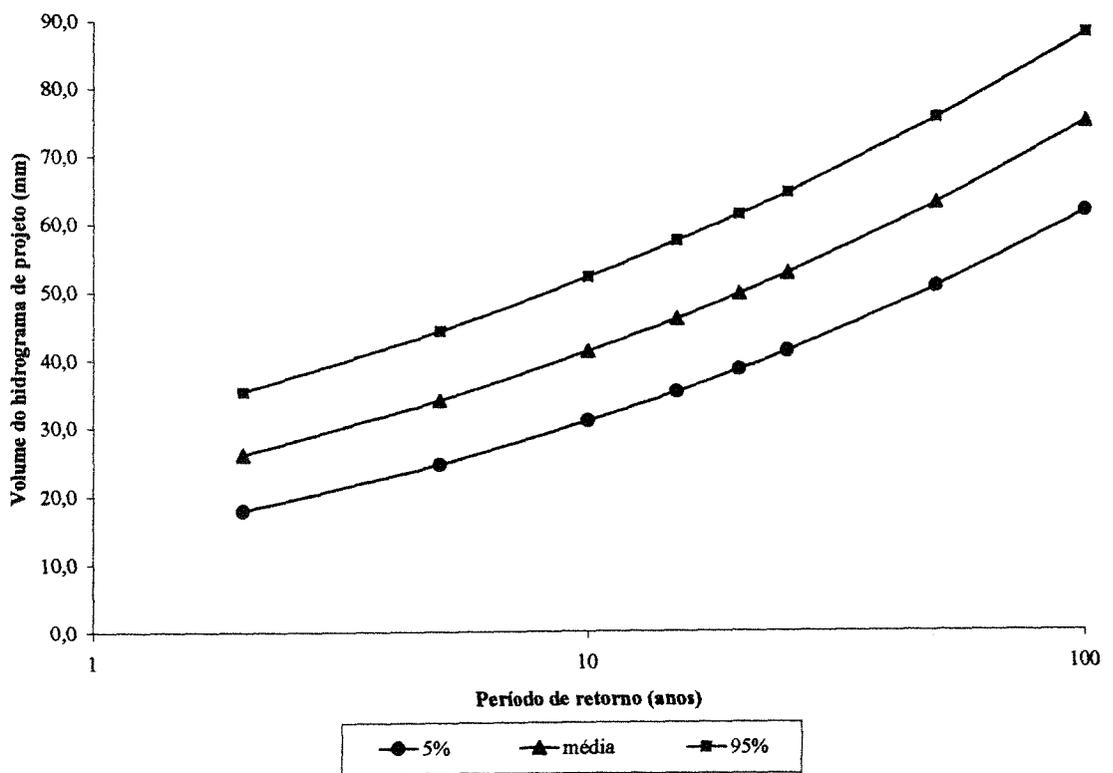


Figura 4.21. Região de confiança do volume (modelo SCS, 1995/1997)

Tabela 4.19. Vazão máxima (m<sup>3</sup>/s) (modelo SCS, 1979/1982)

T (anos)	5%	média	95%
2	14,02	32,04	55,40
5	23,49	46,56	75,64
10	33,42	60,76	94,42
15	40,94	70,73	106,61
20	47,20	78,26	116,34
25	51,16	84,66	124,05
50	68,50	107,03	151,43
100	90,81	134,10	183,65

Tabela 4.20. Volume (mm) (modelo SCS, 1979/1982)

T (anos)	5%	média	95%
2	4,0	8,6	14,0
5	6,5	12,3	18,9
10	9,0	15,9	23,4
15	10,9	18,3	26,5
20	12,3	20,3	28,8
25	13,6	21,9	30,8
50	18,1	27,6	37,5
100	23,7	34,4	45,3

Tabela 4.21. Vazão máxima (m<sup>3</sup>/s) (modelo SCS, 1995/1997)

T (anos)	5%	média	95%
2	67,65	99,25	136,38
5	91,96	129,82	170,04
10	116,68	157,51	201,81
15	132,22	176,49	221,10
20	144,32	190,42	238,27
25	155,05	202,01	250,27
50	187,45	242,31	292,50
100	232,67	287,83	340,14

Tabela 4.22. Volume (mm) (modelo SCS, 1995/1997)

T (anos)	5%	média	95%
2	18,0	26,2	35,4
5	24,7	34,1	44,3
10	31,1	41,3	52,2
15	35,3	46,1	57,5
20	38,6	49,8	61,4
25	41,4	52,8	64,6
50	50,8	63,1	75,6
100	62,0	75,1	88,2

#### 4.5.2. Modelo IPH II

Para o modelo IPH II, é preciso verificar, inicialmente, a significância da correlação<sup>1</sup> entre os parâmetros. As tabelas 4.23 e 4.24 mostram a matriz de correlações para ambos os cenários.

Tabela 4.23. Matriz de correlações (1979/1982)

	Io	Ib	h	Ksup	Ksub	Rmax
Io	1,00	0,00	0,13	-0,02	0,00	0,04
Ib	0,00	1,00	0,46	-0,32	0,00	-0,08
h	0,13	0,46	1,00	-0,04	0,00	-0,21
Ksup	-0,02	-0,32	-0,04	1,00	0,00	-0,39
Ksub	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Rmax	0,04	-0,08	-0,21	-0,39	0,00	1,00

Tabela 4.24. Matriz de correlação (1995/1997)

	Io	Ib	h	Ksup	Ksub	Rmax
Io	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ib	-0,16	1,00	0,00	0,16	0,00	0,11
h	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
Ksup	-0,13	0,16	0,00	1,00	0,00	-0,53
Ksub	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Rmax	-0,24	0,11	0,00	-0,53	0,00	1,00

A correlação a verificar no primeiro cenário é entre h e Ib, a mais expressiva; no segundo cenário, a correlação é pouco pronunciada, mesmo entre os parâmetros de infiltração (o parâmetro h não variou de evento para evento, mantendo-se com valor igual em todos os eventos). Há uma correlação a testar entre Ksup e Rmax, o que não é justificado por nenhuma outra razão que não, talvez, efeito compensatório ou ruído.

Na análise *determinística* de sensibilidade dos parâmetros com as equações teóricas de infiltração, Tucci (1979) mostra uma relação de *dependência funcional determinística* entre os mesmos. No presente caso, Io e h praticamente não variaram, mesmo com a variação de Ib, não podendo mesmo corresponder grandes correlações. Isso se deve à tendenciosidade do

---

<sup>1</sup> É preciso esclarecer que a correlação utilizada é entre eventos, por intermédio dos parâmetros; a correlação dentro dos eventos não foi calculada, não sendo possível indicar se seria ou não maior do que a correlação entre eventos. A correlação dentro dos eventos, ou correlação cruzada, leva em consideração a superfície da função objetivo, podendo ser calculada com base na derivada da matriz de covariâncias.

ajuste, no sentido de os parâmetros absorver erros. O próprio autor deixa evidenciar isso, isto é, o fato de que nem sempre uma relação teórica entre os parâmetros repercute em todos os usos do modelo qualquer que seja o sistema onde é aplicado, no ajuste que fez para a bacia Agronomia, no qual todos os valores de  $h$  se mantiveram constantes, não havendo nenhuma correlação com os outros parâmetros (Tucci, 1982).

O teste de significância é dado pela seguinte estatística, que se distribui segundo Student com  $N-2$  graus de liberdade (Yevjevich, 1971):

$$t = \frac{(N-3)^{\frac{1}{2}}}{2} \ln \left[ \left( \frac{1+r}{1-r} \right) \left( \frac{1-\rho}{1+\rho} \right) \right] \quad (4.7)$$

onde  $r$  e  $\rho$  são, respectivamente, o coeficiente de correlação amostral e populacional,  $N$  o tamanho da amostra e  $t$  a variável aleatória que se distribui segundo Student.

A hipótese a testar é, obviamente, a nulidade de  $\rho$ . O valor crítico de  $t$ , ao nível de significância de 95%, é, em módulo, 2,07 e 2,26 para, respectivamente, o primeiro e o segundo cenários. A hipótese de nulidade de  $\rho$  é rejeitada para todas as correlações amostrais iguais ou superiores a 0,42, no primeiro cenário, e 0,62, no segundo, em módulo. Logo, a hipótese de nulidade é rejeitada apenas entre  $I_b$  e  $h$ , no primeiro período. Mesmo com a presença da correlação, será adotada a univariabilidade.

Seguindo a indicação de Lei e Schilling (1996), a aplicação do método da propagação da incerteza foi feita, inicialmente, com todos os parâmetros, com a adoção da distribuição discreta (modelo de urna), conforme comentado na metodologia, dado que essa distribuição mostrou-se melhor do que a distribuição empírica, preservando com mais fidelidade as estatísticas de terceira ordem. Sob esse critério, é possível perceber que alguns parâmetros, ao serem fixados, não afetam os resultados finais de forma substancial, o que favorece a sua fixação. No primeiro cenário, apenas os parâmetros  $I_b$ ,  $h$  e  $R_{max}$  participam como variáveis aleatórias, enquanto no segundo cenário, já que  $h$  não variou mesmo de evento para evento, apenas  $I_b$  e  $R_{max}$  são variáveis aleatórias. As figuras 4.27 e 4.28 mostram as estatísticas das amostras observadas e as estatísticas das amostras geradas.

Tabela 4.25. Estatísticas das amostras observadas e das amostras geradas (1979/1982)

Estatística	Amostras observadas						Amostras geradas		
	Io	Ib	h	Ksup	Ksub	Rmax	Ib	h	Rmax
Média	10,14	0,51	0,81	2,68	30,00	3,99	0,515	0,809	3,90
Variância	0,0689	0,0513	0,0004	1,1523	0,0000	17,7393	0,0487	0,00004	16,6386

No segundo cenário, conforme mostra a tabela 4.26, basta verificar a preservação da variância de Rmax, pois nos outros casos são praticamente iguais os valores.

Tabela 4.26. Estatísticas das amostras observadas e das amostras geradas (1995/1997)

Estatística	Amostras observadas						Amostras geradas	
	Io	Ib	h	Ksup	Ksub	Rmax	Ib	Rmax
Média	10,0	0,40	0,80	2,31	30	6,07	0,40	6,04
Variância	0,0	0,0250	0,0000	1,6252	0,0000	21,8337	0,0234	20,3091

Embora não se tenha adotado a distribuição empírica, como já se disse, mas, sim, a distribuição discreta (modelo de urna), foram plotadas as amostras de ambos os cenários segundo a relação 3.52, apenas para ilustrar como elas se distribuem e para indicar um intervalo de confiança com base em seus quantis para os parâmetros mais sensíveis de cada cenário (figuras 4.22 a 4.26).

Destarte, intervalos de confiança para Ib e Rmax, com 90% de confiança, primeiro e segundo cenários, respectivamente, são  $0.45 < Ib < 0.8$  e  $0.0 < Rmax < 13.0$ ;  $0.15 < Ib < 0.55$ ;  $0 < Rmax < 17.0$ . Para h, primeiro período, é  $0.80 < h < 0.85$ .

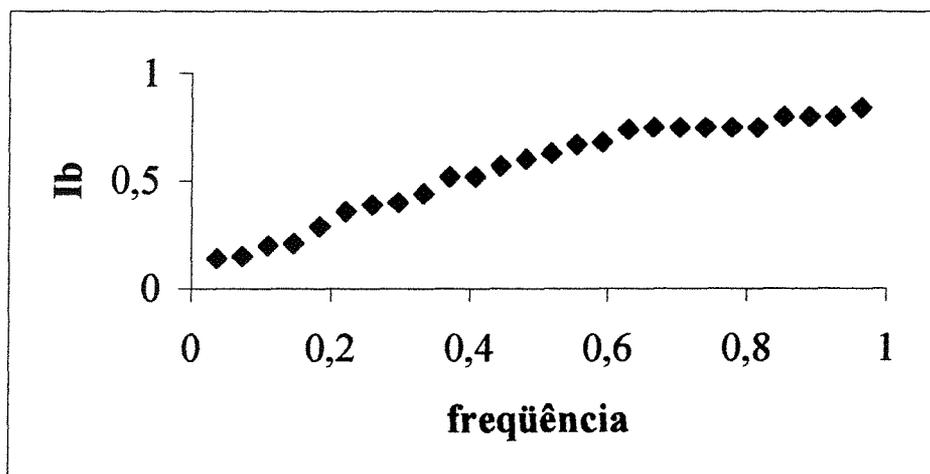


Figura 4.22. Função cumulativa de probabilidade empírica de Ib (1979/1982)

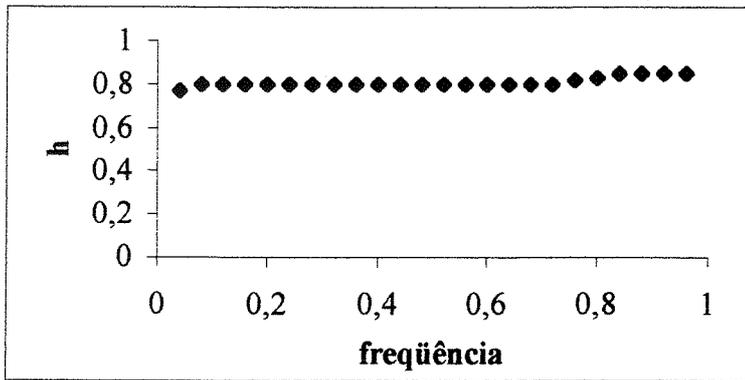


Figura 4.23. Função cumulativa probabilidade empírica de h (1979/1982)

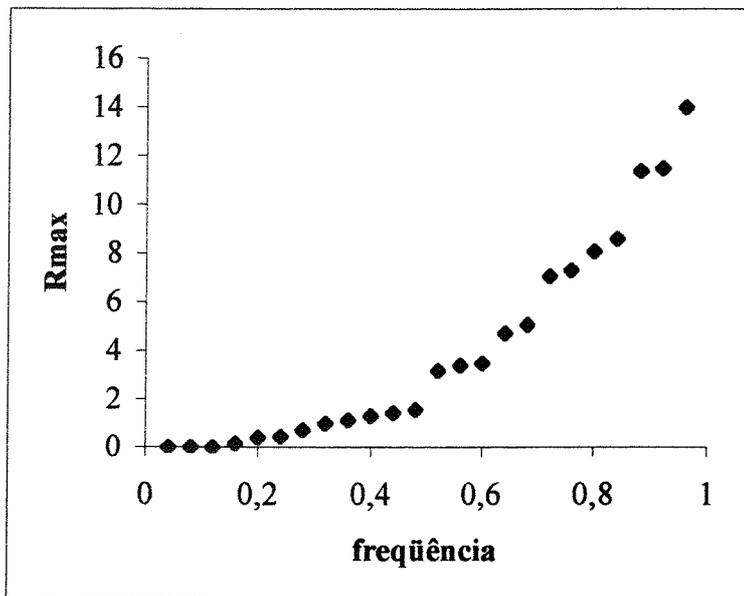


Figura 4.24. Função cumulativa probabilidade empírica de Rmax (1979/1982)

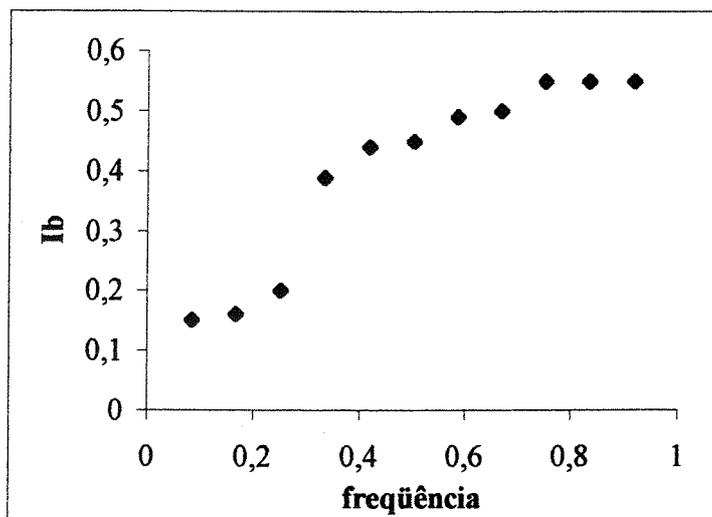


Figura 4.25. Função cumulativa de probabilidade empírica de Ib (1995/1997)

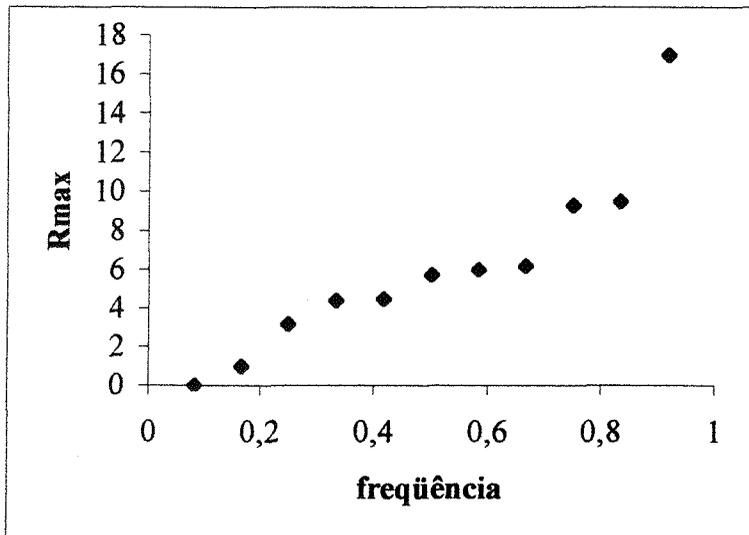


Figura 4.26. Função cumulativa probabilidade empírica de Rmax (1995/1997)

A sistemática subsequente é idêntica à aplicada ao modelo SCS. Como resultado, são apresentadas as figuras 4.27 e 4.29, com a região de confiança da vazão máxima de projeto (90%) e as figuras 4.28 e 4.30, com a região de confiança do volume (90%), primeiro e segundo cenários, respectivamente. A variável aleatória está em escala aritmética e o período de retorno em escala logarítmica. As tabelas 4.27 a 4.30 apresentam os valores numéricos.

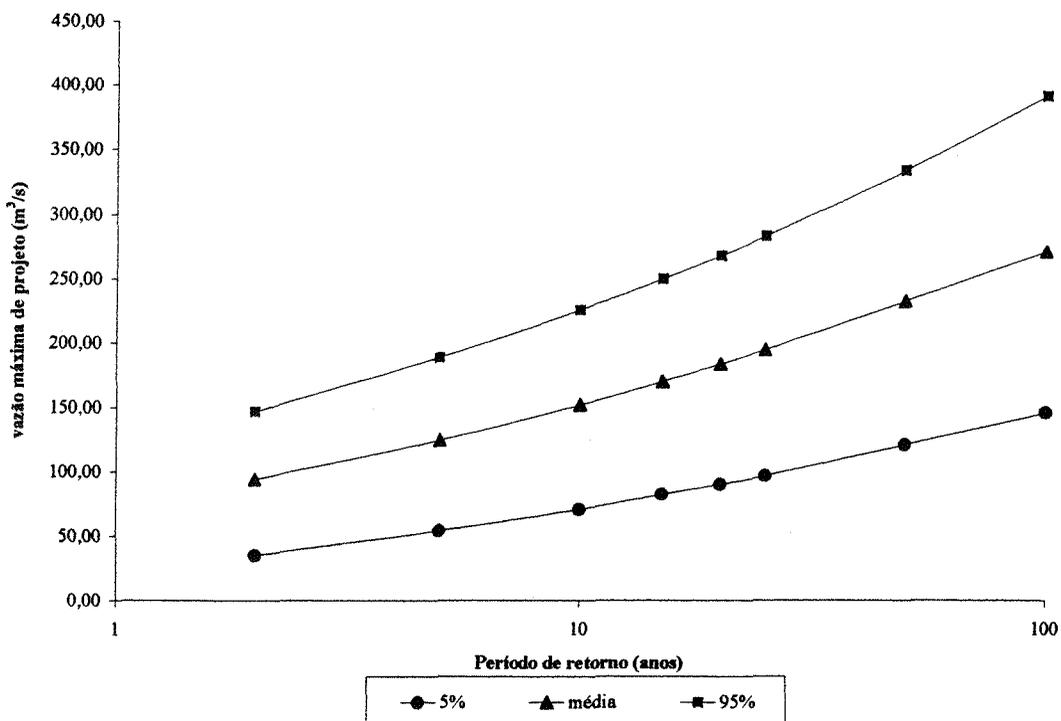


Figura 4.27. Região de confiança da vazão máxima (modelo IPH II, 1979/1982)

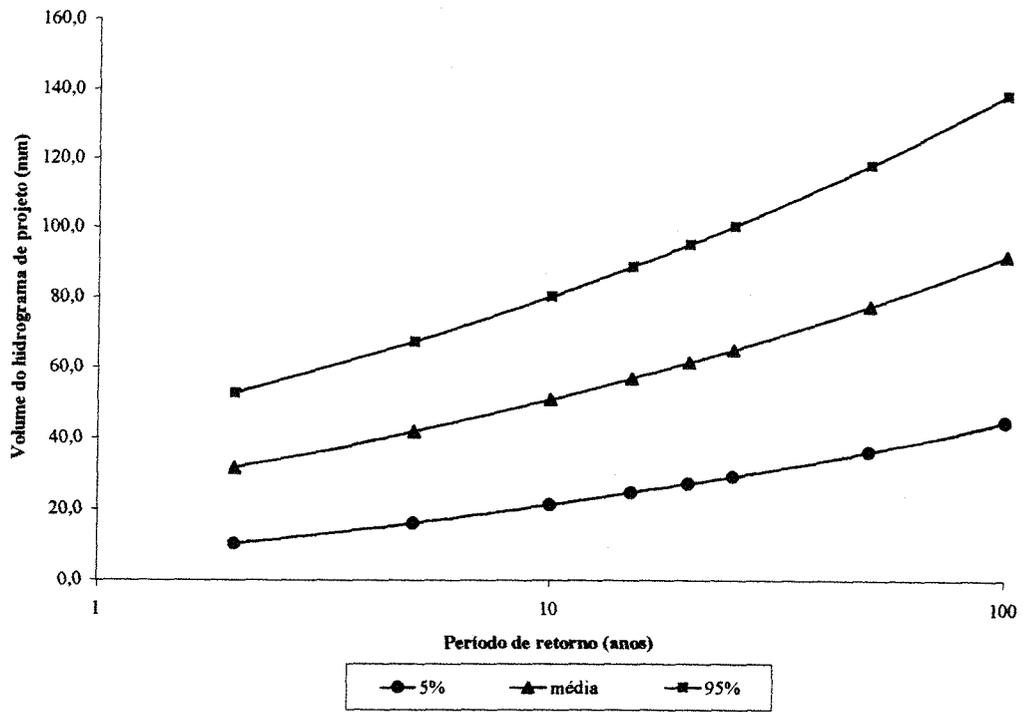


Figura 4.28. Região de confiança do volume (modelo IPH II, 1979/1982)

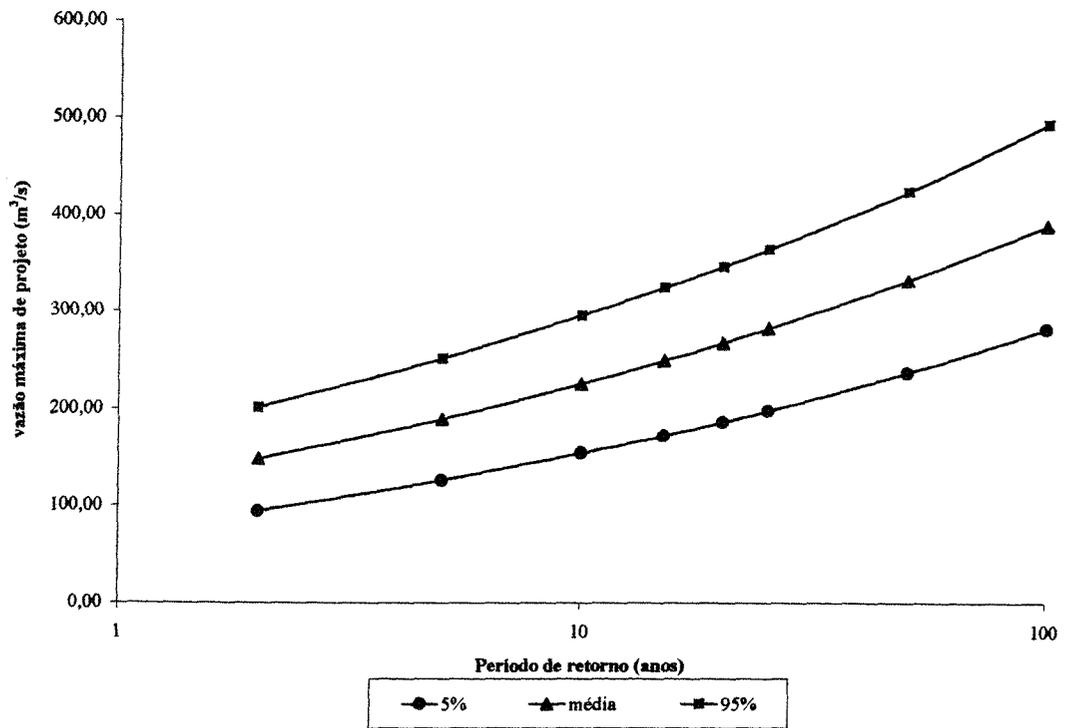


Figura 4.29. Região de confiança da vazão máxima (modelo IPH II, 1995/1997)

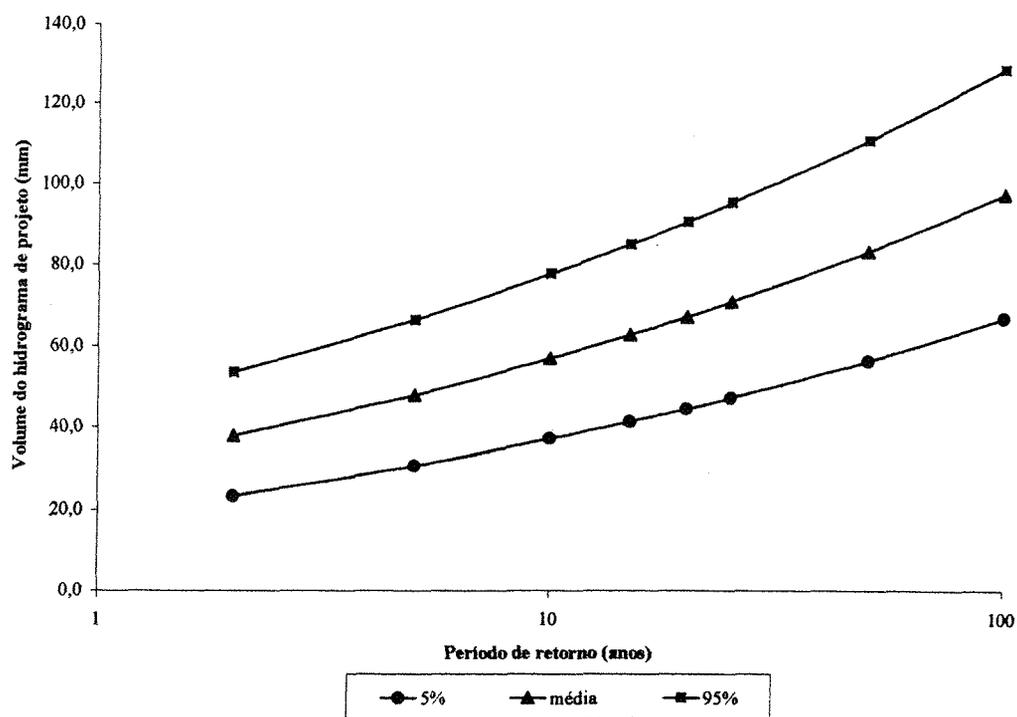


Figura 4.30. Região de confiança do volume (modelo IPH II, 1995/1997)

Antes de passar à análise desses resultados para a apresentação do contraste entre os períodos, é possível indicar um *aparente* paradoxo.

Campana (1995) aplicou à bacia arroio Dilúvio o modelo IPH II em suas sub-bacias e o modelo hidrodinâmico na propagação do canal, obtendo a vazão máxima de prognóstico em cada seção de estudo, com base nos parâmetros obtidos do ajuste de ambos os modelos e na chuva de projeto idêntica à utilizada nesta dissertação (tabela 4.31).

Na tabela 4.31, na linha indicada por 1979, têm-se as vazões máximas com base nos percentuais de impermeabilização de 1972-1973 e na linha indicada por Alternativa 4, a projeção para a condição de urbanização de taxa máxima de ocupação, cujos percentuais de impermeabilização já correspondem, aproximadamente, aos valores atuais.

Confrontando-se as tabelas 4.27 e 4.29 com a tabela 4.31, pode-se observar que, em média, o modelo IPH II, concentrado, é capaz de realizar, aproximadamente e em média, os mesmos resultados obtidos por Campana (1995). A sofisticação adotada por Campana(1995) - cabível, obviamente, porque seu objetivo era indicar, também, o traçado da linha d'água e o

extravasamento - nem se compara à forma simples aqui adotada. Pergunta-se: por que, em média, o pico é tão próximo?

Poder-se-ia dizer que, de fato, não se trata de um paradoxo, já que os modelos simples retratam as variáveis mais sensíveis do problema, ao passo que o modelo distribuído permite estimar os diferentes efeitos no sistema em vários locais e devido a várias alterações distribuídas.

Mas isso não desautoriza constatar que, em áreas urbanas, ao contrário do que se possa imaginar, seja questionável a sofisticação, e quem verdadeiramente mandem seja a simplificação na representação dos processos e certa parcimônia: nem um grande número de parâmetros, nem um número muito pequeno (como o SCS, que, aliás, subestima os valores, talvez por insuficiência de cobertura do processo), mas um número mínimo possível com o máximo de eficiência.

O importante, certamente, é um algoritmo que contabilize e propague o escoamento superficial, que contemple a distribuição espacial das áreas impermeáveis e a distribuição temporal da precipitação. No processo hidrológico rural, a infiltração e a propagação subterrânea são decisivos; no processo hidrológico urbano, esses algoritmos podem ser simplificados.

Tabela 4.27. Vazão máxima ( $m^3/s$ ) (modelo IPHII, 1979/1982)

T (anos)	5%	média	95%
2	46,74	92,11	139,65
5	64,99	122,74	181,06
10	81,19	150,40	218,06
15	91,76	168,54	242,75
20	99,89	182,37	261,28
25	106,58	193,67	276,36
50	129,21	232,18	328,02
100	155,16	276,44	387,38

Tabela 4.28. Volume (mm) (modelo IPHII, 1979/1982)

T (anos)	5%	média	95%
2	15,0	31,9	51,4
5	20,7	42,2	66,3
10	25,8	51,5	79,5
15	29,2	57,6	88,2
20	31,7	62,3	94,8
25	33,8	66,1	100,2
50	41,0	79,0	118,5
100	49,1	93,9	139,5

Tabela 4.29. Vazão máxima (m<sup>3</sup>/s) (modelo IPHII, 1995/1997)

T (anos)	5%	média	95%
2	94,04	147,95	201,45
5	125,96	189,01	251,34
10	154,33	225,57	295,84
15	171,97	249,41	324,81
20	186,16	267,52	346,61
25	197,57	282,29	364,55
50	237,22	332,60	425,17
100	282,84	390,19	494,90

Tabela 4.30. Volume (mm) (modelo IPHII, 1995/1997)

T (anos)	5%	média	95%
2	23,3	37,9	53,6
5	30,8	48,0	66,6
10	37,3	57,1	77,9
15	41,5	63,0	85,3
20	44,6	67,4	90,9
25	47,3	71,1	95,5
50	56,6	83,5	111,1
100	67,2	97,8	128,9

Tabela 4.31. Estimativa da vazão máxima com modelo hidrodinâmico (m<sup>3</sup>/s)

T(anos)	2	5	10	25
1979	84,80	109,30	148,20	180,00
1990	100,90	132,70	155,20	186,50
Alternativa 3	116,10	152,80	174,50	202,00
Alternativa 4	120,70	161,70	181,10	209,50

Fonte: Campana (1995)

Os resultados gráficos ou tabelados da vazão máxima e do volume permitem notar que as estimativas do modelo SCS são menores que a do modelo IPH II, em ambos os cenários. O modelo SCS é um modelo com linearidade mais pronunciada do que o IPH II, e tende a não reproduzir os efeitos típicos de áreas urbanas como a variabilidade das áreas impermeáveis, ao passo que o IPH II em sua nova versão consegue retratá-las, o que, de fato, melhora a estimativas das variáveis. Além disso, no modelo SCS as perdas iniciais são fixas (condições médias de umidade antecedente) na realização aleatória da análise de incerteza, enquanto no IPH II  $R_{max}$  é considerado variável, o que permite contemplar muitas possibilidades passíveis de ocorrer.

#### **4.6. Análise dos cenários da bacia arroio Dilúvio na seção CPRM**

A avaliação dos cenários terá lugar através daqueles elementos susceptíveis de sofrer mudanças devidas à urbanização: os parâmetros dos modelos, a curva de probabilidade de vazão máxima e de volume, os hidrogramas de cheia observados, o coeficiente de escoamento, as vazões máximas observadas e a expansão da mancha urbana, esta última já avaliada no item 4.2.2.

Não é objetivo, aqui, reiterar o quanto a urbanização impacta o ambiente, pois isso já foi exaustivamente caracterizado em trabalhos anteriores, citados nesta dissertação, mas tão-somente exibir resultados há muito tempo previstos e cujo controle ainda está para vir a ser posto em prática, através de medidas elementares como, por exemplo, a institucionalização do Plano Diretor de Drenagem e inserção dos projetos dentro de critérios que assegurem o controle do escoamento e não a sua expulsão para jusante.

##### **4.6.1. Impacto da urbanização no parâmetro do modelo SCS**

Em ambos os modelos concentrados estudados, o impacto da urbanização na alteração dos parâmetros é significativa.

No modelo SCS, o incremento médio no valor de CN é de 11.8% e a hipótese de igualdade entre as médias dos cenários é rejeitada ao nível de significância 95%, indicando não-estacionariedade da média do CN (tabela 4.32). A contribuição de montante é sem importância no valor, pois mais a jusante, com a alta impermeabilização, é esta a área que

efetivamente determina o aumento de CN (trecho a jusante do antigo posto PUC) (figuras 4.3b e 4.7).

Tabela 4.32. Impacto no parâmetro CN do modelo SCS

Cenário	Média de CN	Graus de liberdade	Estatística T <sub>95%</sub>	
			Crítico	Amostra
1979/1982	82,2	26		
1995/1997	91,9	11	2,02	7,60

Lembrando da curva de infiltração do modelo SCS, que define esse algoritmo do modelo, para uma precipitação estacionária superior à taxa de infiltração, o aumento de CN é imposto pelo incremento no escoamento superficial e queda na infiltração.

Finalmente, a análise de estacionariedade da média supõe satisfeitas as hipóteses da teoria das pequenas amostras na aplicação da estatística T, o que não foi avaliado.

#### **4.6.2. Impacto da urbanização nos hidrogramas de cheia observados, no coeficiente de escoamento e nas vazões máximas observadas**

O hidrograma de 20/07/1979 (figura 4.31) é típico do primeiro cenário, embora não seja o maior, que foi de 72 m<sup>3</sup>/s. Seu pico foi de 49.93 m<sup>3</sup>/s e volume 22.5 mm. Os hidrogramas, tais como esse, eram mais distribuídos no tempo, com apreciável recessão, devido à contribuição de montante, ascensão gradual, vazões contidas na calha até a foz do arroio e, não raramente, simplicidade (pouca predominância de eventos complexos); por outro lado, conforme indica a figura 4.31, o hidrograma de 22/12/1995 é radicalmente diferente, embora seja um hidrograma simples.

A vazão de 22 dezembro de 1995 foi a maior registrada; entretanto, não houve extravasamento da calha na seção de estudo mas sim mais a jusante, já após a curva que o arroio descreve (proximidades do Planetário da UFRGS), segundo depoimentos. É que no trecho a jusante a declividade diminui (é quase plano), as contribuições laterais aumentam e sobrecarregam os pluviais de aporte ao arroio e as perdas de carga devidas às pontes e outras singularidades aumentam a obstrução do escoamento. De toda maneira, o escoamento principal continua a ser dentro da calha.

Esse hidrograma crítico, com pico de  $330 \text{ m}^3/\text{s}^2$  e volume 31 mm, tem rápida ascensão e recessão tímida, quase imperceptível. A maior particularidade desse hidrograma é que a faixa de discretização do linígrafo não é mais suficiente para retratar os valores do nível, pois seguramente a ascensão foi inferior a 30 minutos. A linha quase que reta na ascensão mostra que somente dois pontos foram possíveis para determinar um trecho de mais de  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  de incremento sobre o início do evento.

Essa modificação perceptível na figura 4.31 permite constatar, portanto, a queda brusca do tempo de pico, pois enquanto no término da primeira década tinha-se uma moderação na chegada da enchente, no final desta década tem-se a ascensão não só rápida, como brusca, porque, conforme é de se notar pelos valores dos ponderadores por isócronas (tabelas 4.3 e 4.4), a chegada da área contribuinte após os morros (figuras 4.3b e 4.7) é imediata.

A bacia também alcança mais rapidamente, hoje, o regime permanente em tempo mais curto do que há vinte anos, pois, em média, o tempo de concentração caiu um terço do inicial.

Melhor, talvez, do que a análise de hidrogramas típicos, é a verificação da mudança que a urbanização estabelece no coeficiente de escoamento. Esse é o fator que, de forma mais expedita, retrata os cenários. No período de 1979/1982, a faixa de variação é de 0.03-0.49, com média 0.16; no período 1995/1997, a faixa de variação é de 0.24-0.59, com média 0.37. O impacto sobre o valor médio foi de um incremento de 131.25%. Isso significa que o crescimento *potencial* do volume escoado foi dessa magnitude, quase duas vezes e meia. A análise da figura 4.32, que mostram a relação entre a vazão de pico observada e o coeficiente de escoamento para ambos os cenários, também indicam a mudança: a curva foi transladada para cima e o coeficiente mínimo de escoamento (isto é, com vazão de pico “nula” ou desprezível) saltou de 0.05 para 0.28, seguindo, em ambos os casos, a tendência média. A declividade cai, e cai porque não é possível, mesmo que as vazões de pico cresçam ainda mais no futuro, o coeficiente de escoamento crescer com a mesma velocidade: chega um ponto de saturação. Num cenário extremo, a curva tende a ser paralela ao eixo das abscissas para

---

<sup>2</sup> A vazão prevista por Mota Júnior (1982), com base em parâmetros ajustados com dados do primeiro cenário, projetando as áreas impermeáveis para cerca de 73% entre PUC e CPRM, foi de  $282.66 \text{ m}^3/\text{s}$ , com 50 anos de recorrência para a chuva de projeto, concluindo, corretamente, que esta vazão estaria próxima do transbordamento a jusante de CPRM e que a calha estaria próxima de sua capacidade máxima.

vazões de pico muito altas, dado que o crescimento da precipitação é muito mais lento do que da lâmina escoada superficialmente.

Como o crescimento equivalente de áreas impermeáveis de 1972/1973 para 1995 foi de quase 218,75% sobre o valor inicial, isso mostra como esse parâmetro interfere no valor final do escoamento

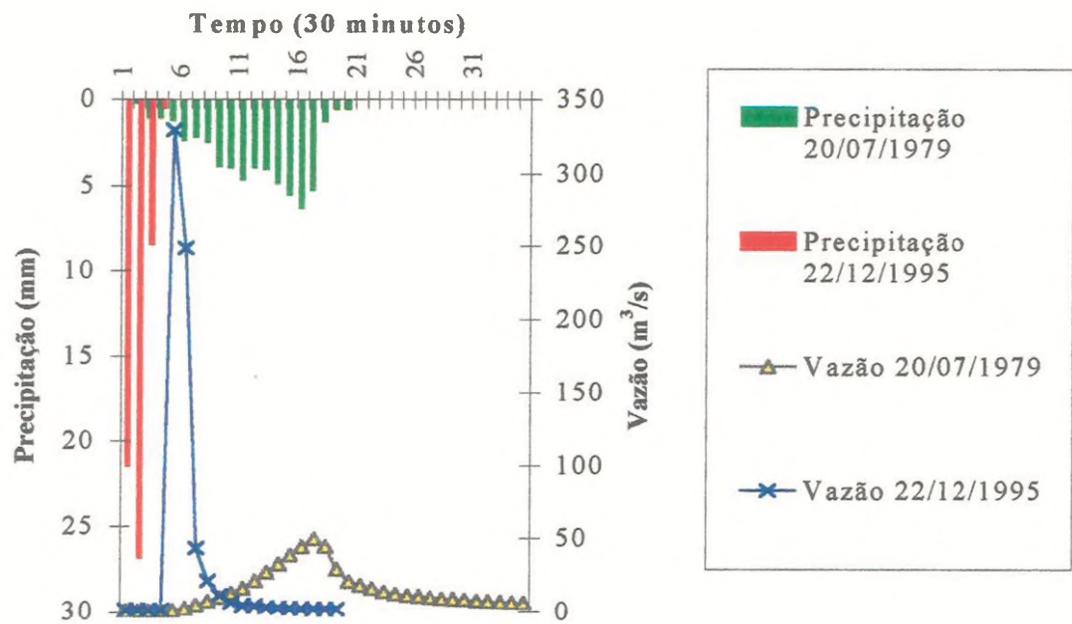


Figura 4.31. Contraste entre hidrogramas típicos observados

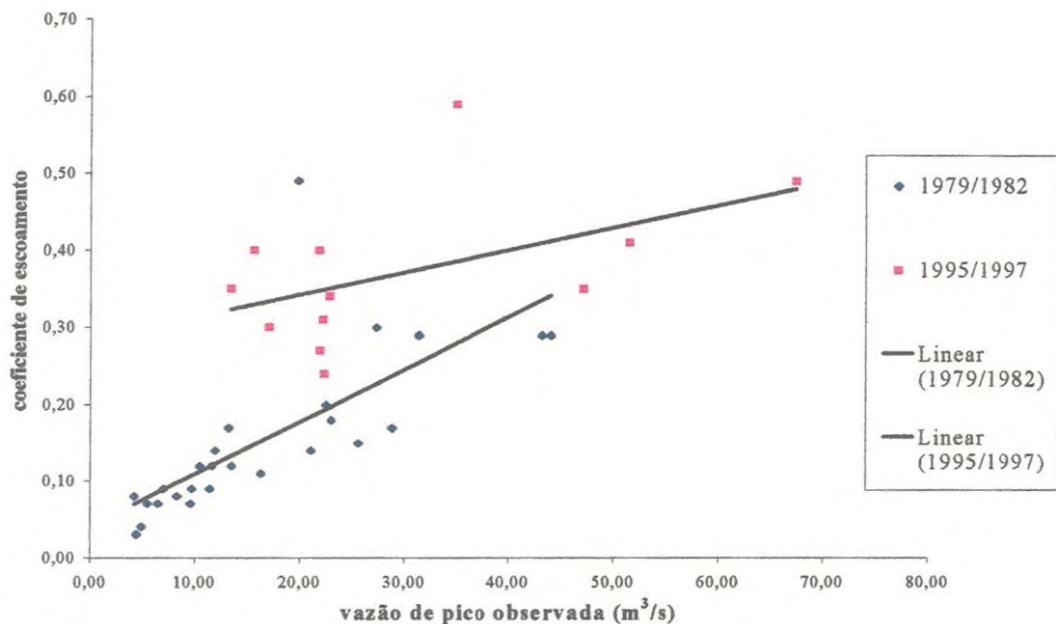


Figura 4.32. Coeficiente de escoamento versus vazão de picos observada

Antes de passar à análise das vazões máximas, é preciso advertir que a série de dados extremos não é contínua. Ela interrompe-se mais gravemente entre os anos de 1991 e 1994 (em 1991 e 1994 há um único registro máximo mensal em cada ano). Ainda assim, é possível fazer uma análise, pelo menos, dos período de interesse.

A figura 4.33 mostra a média móvel de três meses das vazões máximas mensais. Como se sabe, uma média móvel fornece informações de tendência que uma média simples de todos os dados históricos não revela. Fica evidenciado, pela linha de tendência no mesmo gráfico, o aumento da vazão máxima mensal ao longo dos anos.

A série de máximos anuais é também exibida (figura 4.34), mostrando que na década de noventa somente uma vazão não é igualada ou superada da década anterior.

Finalmente, a figura 4.35 mostra a sazonalidade das vazões máximas mensais, indicando que na primavera e começo do verão ocorreram as maiores vazões, sendo o inverno estação de descenso dessas vazões.

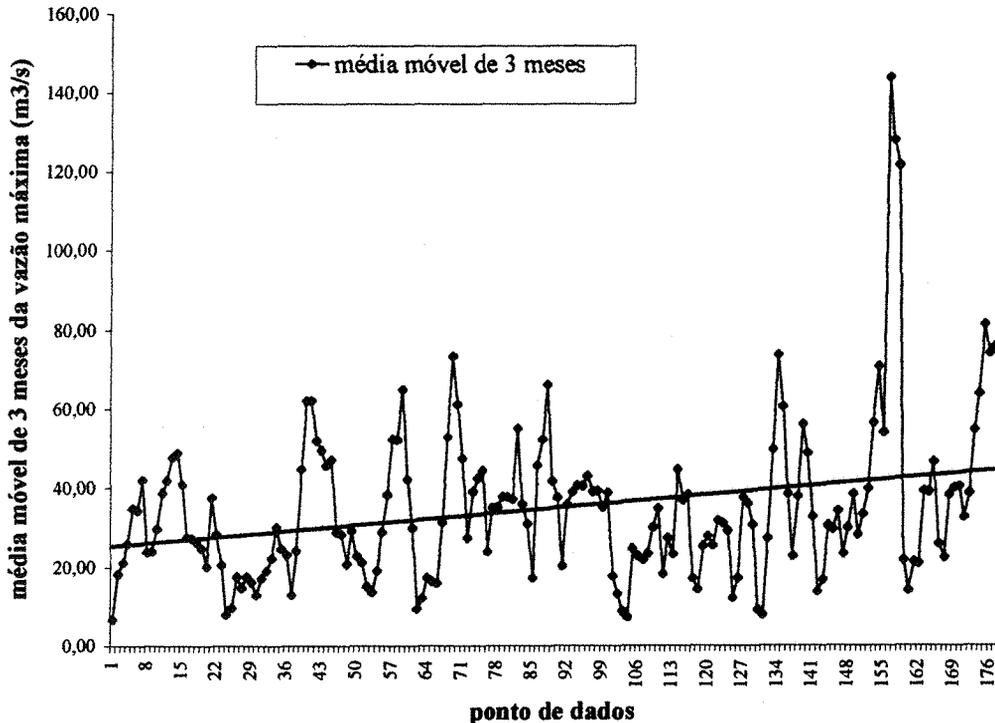


Figura 4.33. Média móvel trimensal das vazões máximas mensais

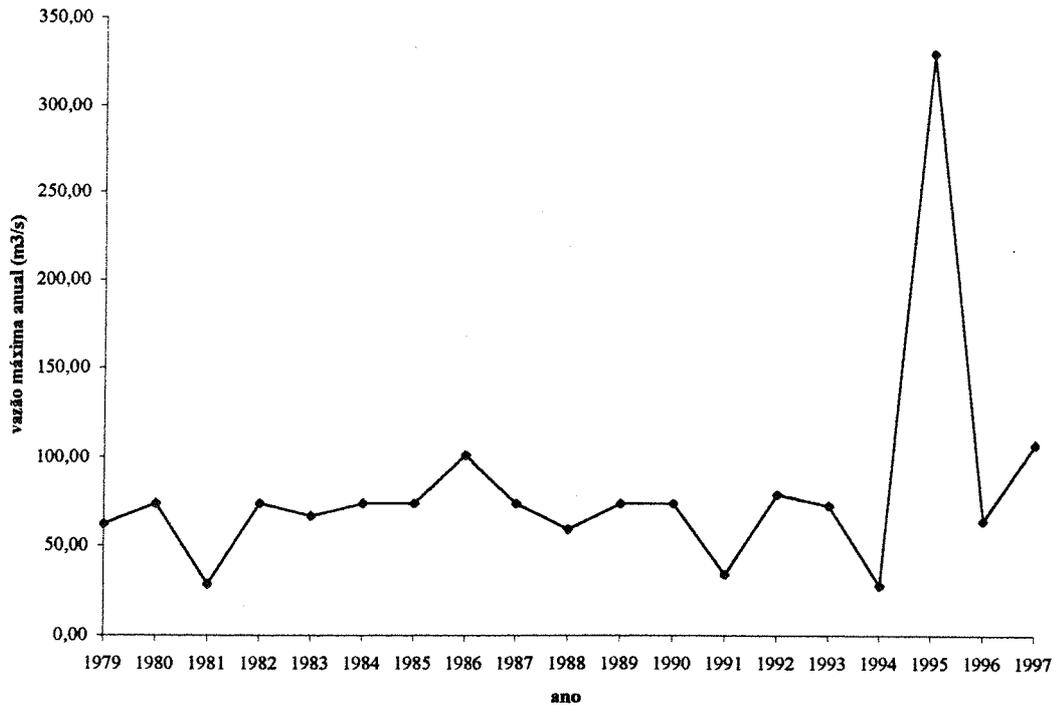


Figura 4.34. Vazões máximas anuais

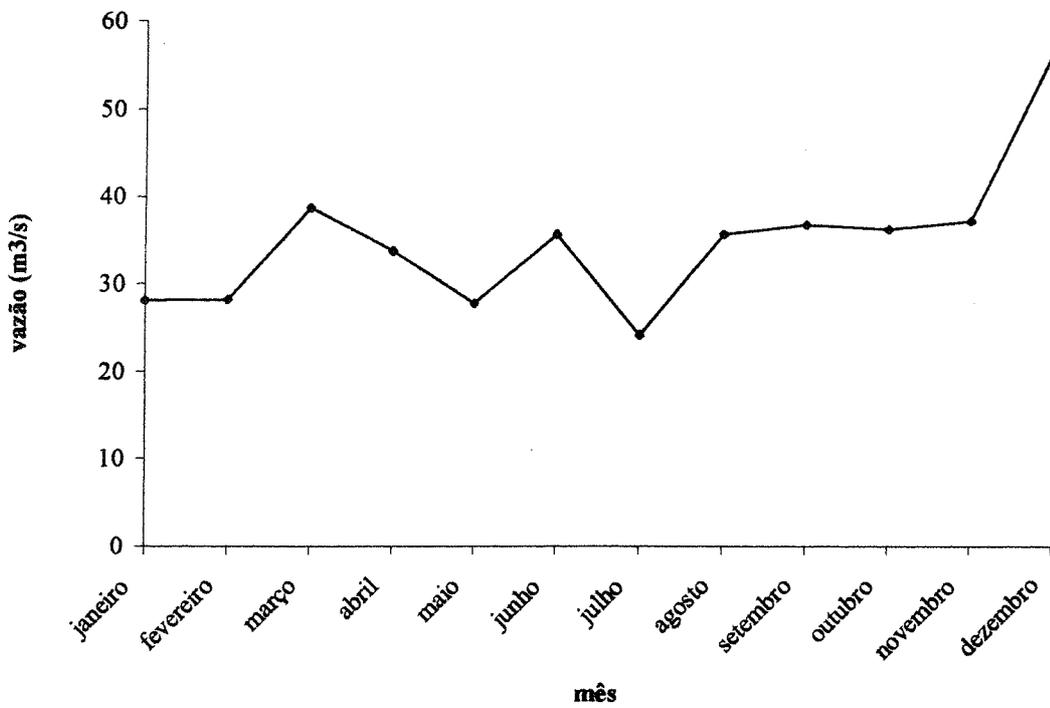


Figura 4.35. Sazonalidade das vazões máximas mensais

### 4.6.3. Impacto da urbanização na curva de probabilidade da vazão máxima e do volume

#### *Modelo SCS*

Os valores comparativos do hidrograma de projeto com o uso do modelo SCS são mostrados nas tabelas 4.33 e 4.34 e nas figuras 4.36 e 4.37. Os valores indicados são o da realização médias de todas as possíveis curvas de probabilidade, obtidas com base na análise de incerteza.

No período 1979/1982, o modelo estima os valores de projeto abaixo dos valores obtidos com o IPH II e dos valores obtidos por Campana (1995), mas no período seguinte, 1995/1997, o modelo melhora as suas estimativas, aproximando-se mais dos valores obtidos com o IPH II, embora ainda continue subestimando os seus prognósticos de vazão máxima e de volume. A razão, talvez, é a fixação das perdas iniciais segundo uma única condição de umidade; ao contrário, o IPH II cobre essa variabilidade, dado que permite  $R_{max}$  percorrer as possíveis realizações amostrais.

De qualquer forma, o incremento nos prognósticos indicado pelo modelo é considerável: em média, qualquer que seja o período de retorno, a projeção atual da ocorrência da vazão crítica é uma vez e meia maior do que no início da década passada, e o volume escoado também é uma vez e meia maior, aproximadamente.

O trecho mais afetado pelo aumento da magnitude do hidrograma de projeto, tanto em pico quanto em volume, é o da macro-drenagem (figuras 4.36 e 4.37).

Uma outra evidência do impacto da urbanização sobre a curva de probabilidade que o modelo é capaz de evidenciar é o aumento de sua declividade. É fácil perceber que, no período anterior, a ascensão para altos períodos de retorno era mais gradual do que atualmente, indicando que cada vez com maior risco o sistema de drenagem estará sendo solicitado pela vazão crítica menos freqüente.

Tabela 4.33. Vazão máxima de projeto esperada (m<sup>3</sup>/s)

T (anos)	1979/1987	1995/1997	incremento (%)
2	32,04	99,25	209,8
5	46,56	129,82	178,8
10	60,76	157,51	159,2
15	70,73	176,49	149,5
20	78,26	190,42	143,3
25	84,66	202,01	138,6
50	107,03	242,31	126,4
100	134,10	287,83	114,6
média			152,5

Tabela 4.34. Volume esperado do hidrograma de projeto (mm)

T (anos)	1979/1987	1995/1997	incremento (%)
2	8,6	26,2	205,2
5	12,3	34,1	177,7
10	15,9	41,3	160,3
15	18,3	46,1	151,4
20	20,3	49,8	145,5
25	21,9	52,8	141,2
50	27,6	63,1	129,0
100	34,4	75,1	118,5
média			153,6

### **Modelo IPH II**

A análise do resultados do impacto sobre as curvas de probabilidade para o modelo IPH II está vinculada à anterior, pois esse modelo exprime constatações semelhantes.

A diferença é que o IPH II, em média, aproxima-se mais dos valores consistentes e o incremento tanto na vazão máxima quanto no volume é mais moderado do que no modelo anterior.

Segundo indica o modelo IPH II, o incremento médio, independentemente do período de retorno, da vazão máxima é de 48,7%, enquanto o volume correspondente é acrescido de apenas 9,8% (tabelas 4.34 e 4.35).

O aumento na inclinação da curva é mais perceptível na vazão máxima do que no volume, cujas curvas para ambos os períodos são aproximadamente paralelas (figura 4.36 e 4.37).

Tabela 4.35. Vazão máxima de projeto esperada (m<sup>3</sup>/s)

T (anos)	1979/198	1995/199	incremento (%)
2	92,11	147,95	60,6
5	122,74	189,01	54,0
10	150,40	225,57	50,0
15	168,54	249,41	48,0
20	182,37	267,52	46,7
25	193,67	282,29	45,8
50	232,18	332,60	43,3
100	276,44	390,19	41,1
média			48,7

Tabela 4.36. Volume esperado do hidrograma de projeto (mm)

T (anos)	1979/198	1995/199	incremento (%)
2	31,9	37,9	18,8
5	42,2	48,0	13,8
10	51,5	57,1	10,9
15	57,6	63,0	9,4
20	62,3	67,4	8,2
25	66,1	71,1	7,6
50	79,0	83,5	5,7
100	93,9	97,8	4,2
média			9,8

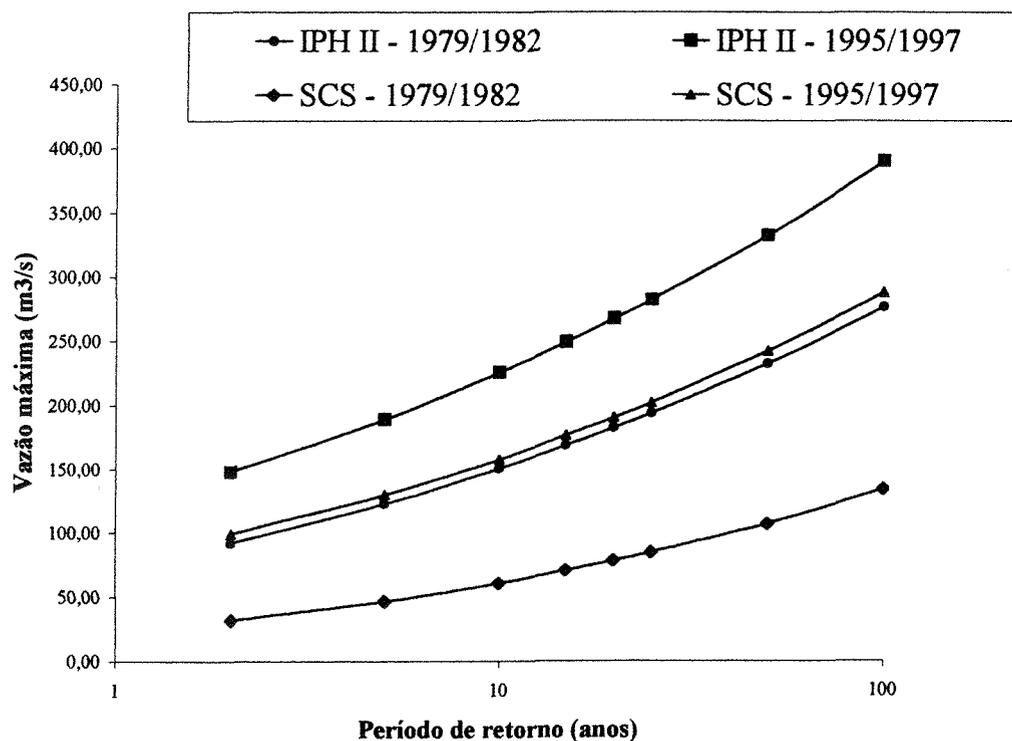


Figura 4.36. Curvas de probabilidade esperadas da vazão máxima de projeto dos modelos IPH II e SCS em dois cenários de urbanização

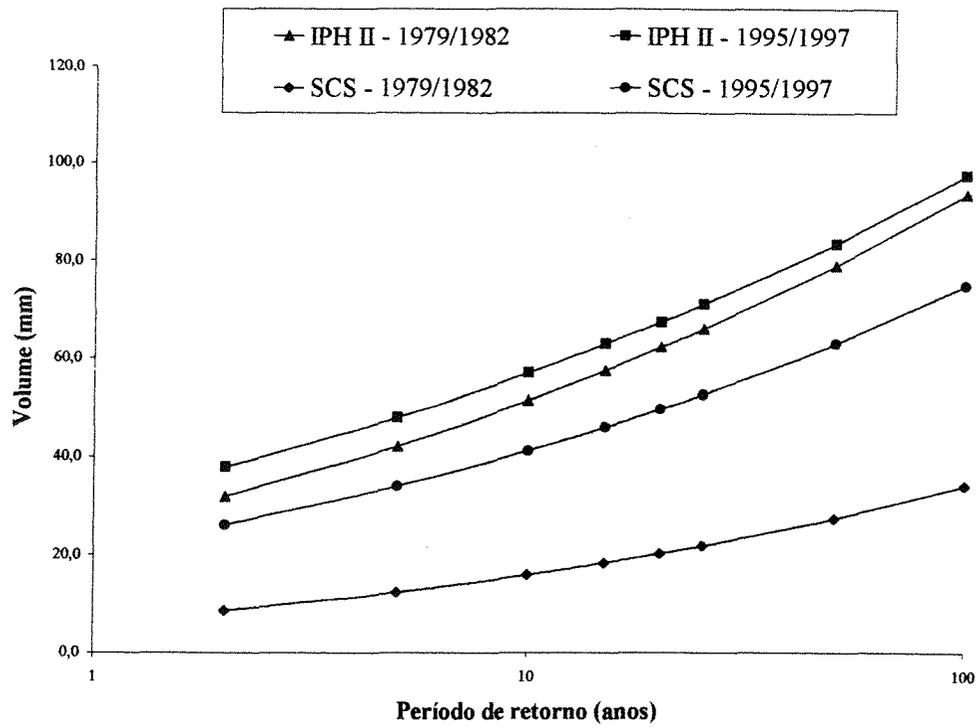


Figura 4.37. Curvas de probabilidade esperadas do volume do hidrograma de projeto dos modelos

## CAPÍTULO 5

## 5. Conclusões e recomendações

Este estudo objetivou o desenvolvimento da metodologia para determinação do hidrograma de projeto com base na incerteza dos modelos e a análise de dois cenários de urbanização com base em dados observados.

Os resultados obtidos são discutidos a seguir.

1. Os prognósticos de vazão máxima esperada (o estimador usado foi a média) do modelo IPH II são mais próximos dos valores estabelecidos por Campana (1995) com modelo hidrodinâmico do que o do SCS, qualquer que seja o período de retorno. Isso significa que o modelo SCS pode subestimar resultados (pelo menos no período 1979/1982);
2. A incerteza paramétrica na avaliação da vazão máxima de projeto da macrodrenagem (altos períodos de retorno) é mais alta no modelo IPH II do que no modelo SCS (para a vazão máxima, no primeiro período, há um desvio acima e abaixo do valor esperado de cerca de 48% no modelo IPH II e cerca de 31% no modelo SCS, enquanto no segundo período esses mesmos indicadores são de 31% no modelo IPH II e 20% no modelo SCS), já que com a modificação do cenário cada vez “mais” urbano o modelo SCS parece reduzir mais aceleradamente esta incerteza do que o modelo IPH II;
3. Os modelos hidrológicos ainda possuem grandes incertezas no estabelecimento dos resultados (as bandas de confiança de 90% são largas e crescentes com o aumento do período de retorno, precisamente quando aumenta o risco), assim mesmo mantendo-se estática a incerteza estrutural, não analisada neste trabalho, o que leva a revisar as admoestações de Klemes (1986) no âmbito da representação dos processos pelos modelos;
4. As advertências acerca do crescimento descontrolado da urbanização no trecho em estudo, desde os trabalhos do Projeto Dilúvio (Sanchez e Simões-Lopes, 1979), passando pelos de Mota Júnior até Campana(1995) estão plenamente confirmadas, e as determinações limitantes do I Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano (PDDU) de Porto Alegre já foram ultrapassadas a jusante. Confrontando-se a figura 6.5 de Campana (1995), que mostra a taxa máxima total de ocupação estabelecida pelo I PDDU , com a figura 4.39 do capítulo anterior, há que se notar que os valores já foram ultrapassados. Como a legislação considera taxa de ocupação igual a fração de áreas impermeáveis (Lei Complementar N. 43), as tendências do desempenho da macrodrenagem começam a estar duramente afetadas, necessitando-se revisão dos critérios de ocupação;

5. A capacidade do canal principal está aquém da vazão superior a 50 anos de período de retorno, mesmo a plena capacidade nominal (que não é atingida, devido à vegetação e assoreamentos), visto que essa vazão máxima esperada para esta recorrência é superior a  $332,60 \text{ m}^3/\text{s}$ , pelo modelo IPH II, e superior a  $287,83$ , pelo modelo SCS;
6. Há necessidade premente de medidas atenuantes do incremento de escoamento das faixas impermeáveis posteriores aos morros, sobretudo das contribuições laterais, próximas à seção CPRM, tendo em vista serem as áreas decisivas do aumento do gradiente do hidrograma e do alcance do pico. Essas medidas podem consistir em reservatórios de amortecimento e fiscalização dos despejos sólidos que aportam ao arroio Dilúvio, bem como limitação da expansão dos lotes aos valores atuais;
7. Embora o crescimento real da expansão urbana de 1984 para 1995 não tenha sido tão preponderante como o foi de 1972/1973 para 1984, indicando a diminuição da proporcionalidade a tendência de assintoticidade desta expansão a um percentual de saturação, os valores da vazão máxima e do volume atuais são um resultado de um crescimento descontrolado a jusante;
8. A metodologia de aplicação de técnicas de incerteza é uma etapa necessária ao estabelecimento de qualquer estimativa de variável hidrológica modelada, não apenas porque permite ao usuário conhecer a possível faixa de realização da mesma, mas também porque é uma ferramenta capaz de indicar a magnitude dos erros envolvidos na modelação. Além disso, atualmente, com as facilidades computacionais e sua vulgarização, não se justifica mais a não acoplagem da simulação de estatística (método de Monte Carlo, reamostragem etc.) aos modelos, método que se mostrou plenamente satisfatório no presente trabalho e próprio para modelos de algoritmos cujas equações são não-lineares;
9. A inexistência ou raridade de dados de vazão em áreas urbanas impõe o estabelecimento da vazão máxima e do volume considerando explicitamente incertezas, a partir dos parâmetros obtidos com base nos dados existentes.

O presente trabalho não contemplou alguns refinamentos necessários à aplicações da análise de incerteza, bem como deixou de incorporar um maior número de informações às existentes. Aqueles trabalhos que se seguirem a este, ao abordarem o tema, devem, sobretudo:

1. Investigar com maior denodo a parametrização das distribuições no tratamento dos parâmetros, especialmente da família beta, por terem limites inferior e superior, bem como

inferir a efetiva distribuição paramétrica e comparar esses resultados com a distribuição empírica ou o modelo de urna adotados nesta dissertação;

2. Incorporar maior número de dados ao cenário atual, no caso os dados de 1998, ainda não disponibilizados;
3. Simplificar o modelo IPH II, com transformação do algoritmo de separação dos escoamentos em um algoritmo com apenas um parâmetro, tentando compor uma relação analítica entre  $I_b$  e  $h$  e entre  $I_o$  e  $h$ , e, com esse novo modelo, obter os parâmetros e acoplar a simulação estatística a esse novo modelo;
4. Dar tratamento especial ao parâmetro  $R_{max}$ , pelo fato de esse parâmetro incorporar uma grande incerteza, devido à sua ligação com a variabilidade das condições iniciais. Esse elemento assume, no modelo IPH II, uma função ambígua, pois, ao mesmo tempo, tem comportamento de parâmetro e de valor das condições iniciais;
5. Testar outros métodos de separação do escoamento para a obtenção dos valores de CN, já que o método utilizado (dos dois pontos) é muito limitado;
6. Calcular a correlação dentro dos eventos, verificando se o valor dessa correlação é maior do que a correlação entre eventos. Nesse caso uma análise multivariada não é de ser rejeitada;
7. Procurar ajustar os eventos tentando obter um conjunto únicos de valores;
8. Analisar mais a influência da rede pluviométrica e de todas as incertezas na entrada, que não foram analisadas neste trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRH. 1995. Carta do Recife. In *Anais XI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e II Simpósio de recursos hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*, ABRH.
- ALVAREZ, C.; SANCHEZ, J. 1980. Estudo hidrológico da urbanização da bacia do arroio Dilúvio no município de porto Alegre – RS. *Cadernos de recursos Hídricos*, IPH-UFRGS, n.2, p.21-32.
- ANTUNES, M. L. 1980. *Sensibilidade e otimização dos parâmetros de um modelo pluvio-hidrométrico*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, UFRGS. 148p. Dissertação (mestrado).
- ARNELL, V.; HARREMOES, P.; JENSEN, N. B.; NIEMCZYNOWICZ, J. 1984. Review of rainfall data application for design and analysis. *Water Sci. Eng Tech.*, v. 16, Nº 8/9, p.1-45.
- ASCE. 1994. *Design and construction of urban stormwater management systems*. Alexandria: ASCE, 724p.
- BAPTISTA, M. B., 1993. Proposição de um sistema especialista para escolha de modelos de propagação. In: *Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 10º /e/ Simpósio de Recursos Hídricos do Cone Sul, 1º*, ABRH, Gramado, RS, 7-12 Nov. 1993. *Anais*. Porto Alegre, ABRH, v. 2, p.1-8.
- BECK, M. B. 1987. Water quality modeling: a review of the analysis of uncertainty. *Water Resources Research*. V.23, n.8, p.1393-1442.
- BEN SALEM, E. 1988. Impact of parameter uncertainty in hydrologic modeling on the design of small flood water retarding structures. M. S. Thesis, Oklahoma State university, Stillwater.
- BENJAMIN, J. R., CORNELL, C. A. 1970. *Probability, Statistics and Decision Making for Civil Engineers*. McGraw-Hill, New York, N. Y.

- BERTHELOT, R. 1970. *Curso de hidrologia sintética*. Mestrado em Hidrologia Aplicada. IPH-UFRGS.
- BOUGHTON, W. F. 1965. A new simulation technique for estimating catchment yield (Rep. 78, 87). *Water Res. Lab.*, Univ. of New South Wales, Monley Vale, Austria.
- BRAGA, B. P. F., 1994. Gerenciamento Urbano Integrado em Ambiente Tropical. *Seminário de Hidráulica Computacional Aplicada a Problemas de drenagem Urbana*. ABRH, São Paulo. 9p.
- BURNASH, J. C.; FERRAL, R. L.; McGUISE, R. A. 1973. A generalized streamflow simulation for digital system, conceptual modeling for digital computers. *Joint Federal-State River Forecast Center*. U. S. Department of Commerce, NOAA National Weather Service and State of California Dept. of Water Resources, March.
- BUSTOS, O. H.; FRERY, A. C. 1992. Simulação estocástica: teoria e algoritmos. In: 10º Simpósio Nacional de Probabilidade e Estatística. 3 a 7 de agosto de 1992, UFRJ.
- CAMPANA. 1995a. Regionalização de hidrograma unitário usando regressão fuzzy. In *Anais XI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e II Simpósio de Recursos hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*, v.2.
- CAMPANA, A. N. 1995b. Impacto da urbanização nas cheias urbanas. Tese de Doutorado. IPH-UFRGS.
- CHONG, S. K.; TENG, T. M. 1986. Relationship between the runoff curve number and hydrologic soil properties. *Journal Hydrology*, 84, p. 1-7.
- CHURCHMAN, C. W. 1963. An Analysis of the Concept of Simulation. In: Hoggatt, A. C. and Balderston, F. E. *Symposium on simulation models*. Cincinnati: South-Western Publishing Co.
- CLARK, C. O. 1945. Storage and unit hydrograph transitions. *American Society of Civil Engineers*, New York, 110: 1419-46.

- CLARK, R. A., 1994. *Hydrometeorological Data Collection Networks*. In: Rossi, G.; Harmancioglu, N.; Yevjevich, V, .org. *Coping with Floods*. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers. 776p., Cap. 47-57, p.3-9.
- CLARKE, R. T. 1994. *Statistical modelling in hydrology*. John Wiley & Sons, 412p.
- DEGUCHI; SURGIO. 1994. Estimations for percentage of impervious area by the use of satellite remote reusing imagery. *Water Science and Technology*, v.29, n.1-2, IAWQ. P.135-144.
- DESBORDES, M. 1987. Contribution à l'analyse et à la modélisation des mecanismes hydrologiques en milieu urbain, Thèse, 242 p., Académie de Montpellier, Université des Sciences et Techniques du Languedoc.
- DÍAZ, O. B. P. *Precipitação de projeto e regionalização de hidrogramas unitários para bacias urbanas brasileiras*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, UFRGS, 347p. Dissertação ( mestrado ).
- DOOGE, J. 1977. *Problems and methods of rainfall-runoff modelling*. In: CIRIANI, T. A. et al. (org.) *Mathematical models for surface water hydrology*, London, John Wiley e Sons.
- EDWARDS, D. R.; HAAN, C. T. 1988. Confidence limits on peak flow estimates for ungaged watersheds. *Proceedings: International symposium on modeling agricultural, forest, and rangeland hydrology*. St. Joseph, MI: ASAE.
- GENZ, F. 1994. Parâmetros para previsão e controle de cheias urbanas. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS
- GERMANO, A. O.1997. Estimativa de parâmetros hidrológicos em bacias urbanas brasileiras. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS.
- HAAN C. T. 1989. Parametric Uncertaint in Hydrologic Modeling. *Tansactions of the American Society of Agricultural Engineers*, St, Joseph, v. 32, n. 1, p. 137-145.

- HAWKINS, R. H.; HJELMFELT, A. T.; ZEVENBERGEN, A. W. 1985. Runoff probability, storm depth and curve numbers. *Journal of Irrigation and Drainage Division*, ASCE, v. III, n.4, p.330-340.
- HERSHFIELD, D. M.; WILSON, W. T., 1960. A comparasion of extreme rainfall depths from tropical and nontropical storms. *Journal of Geophysical Research*, v.65, n.3, p.959-982, Mar.
- HUFF, F. A., 1967. Time distribution of rainfall in heavy storms. *Water Resources Research*, v.3, n.4, p.1007-1019.
- IBBITT. 1970. *Systematic parameter fitting for conceptual models of catchment hydrology*, PhD Thesis, Imperial College, University of London.
- IDE, C. N. 1984. Qualidade da drenagem pluvial urbana. Dissertação de Mestrado, 137p.
- KEIFER, C. J.; CHU, H. H. 1957. Synthetic storm pattern for dranaige design. *Journal of the hydraulics division*. American Society of Civil Engineers. New York, v. 83, n. 4 aug.
- KIDD, C. H. R.; PACKMAN, J. C.. 1980. Selection of design storm and antecedent condition for urban drainage design. Wallingford, U. K., Institute of Hydrology ( Report N° 61 )
- KLEMES, V. 1986. Diletantism in hydrology: transition or destiny? *Water resources Research*, v. 22, n. p.177s-188s.
- KUNDZEWICZ, Z. W. 1995. *Htdrological uncertainty in perspective*. In: KUNDZEWICZ, Z. W., ed. *New Uncertainty Concepts in Hydrology and Water Resources*. Cambridge: Cambridge University Press. 322p., Cap.I, p.3-10.
- JOHNSTON, N. L.; PILGRIM, D. H. 1973. Optimising the parameter values of a rainfall-runoff model. *Hydrology Papers*, Institute of Engineers, Sydney, Australia.

- LEI, J. ; SCHILLING, W. 1994. Parameter Uncertainty Propagation Analysis for Urban Rainfall Runoff Modelling. *Water Science & Technology*, IAWQ, v. 29, n.1-2, p.145-154.
- LEI J. H.; SCHILLING, W.. 1996. Preliminary uncertainty analysis – a prerequisite for assessing the predictive uncertainty of hydrologic models. *Water Science & Technology*, IAWQ, v.33, n.2, p.79-89.
- LEMMER, H. R.; RAO, A. R., 1982. Critical duration analysis of design storms. In: International Symposium on Urban Hydrology, hydraulics and Sediment Control, University of Kentucky, Kentucky, USA, 27-29 July. *Anais* . p.11-17.
- LINSLEY. 1967. *Hidrologia para Ingenieros*, McGraw-Hill.
- LUBÈS, H., MASSON, J. M., RAOUS, P., TAPIAU, M. 1994. SAFARHY – Logiciel de Calculs Statistiques et d'Analyse Fréquentielle Adapté à l'Évaluation du Risque en Hydrologie - Manuel de Référence. ORSTOM, Université Montpellier II.
- MAGNI, N. L.; MERO, F., 1986. Precipitações intensas no Estado de São Paulo. *Boletim Técnico. Centro Tecnológico de Hidráulica*. São Paulo, n.4.
- MARCELLINI, S. S.; ZAHED FILHO, K., 1994. Análise de critérios para a determinação das tormentas de projeto e sua influência nos hidrogramas em pequenas bacias hidrográficas. *Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária*. São Paulo, n.10.
- MCPHERSON, M. B. 1975. Special characteristics of urban hydrologic. In: *Prediction in catchment hydrology*, Canberra, Australian Academy of Science, p. 239-255.
- MELCHING, C. S.; YEN, B. C.; WENZEL, H. G. A reliability estimation in modeling watershed runoff with uncertainties. *Water Resources Research*. Vol. 26, N. 10, p. 2275-2286.

- MIZUMURA, L. 1995. *Application of fuzzy theory to snow melt runoff*. In: KUNDZEWICZ, Z. W., ed. *New Uncertainty Concepts in Hydrology and Water Resources*. Cambridge: Cambridge University Press. 322p., p.121-125.
- MOORE, R. J.; CLARKE, R. T. 1981. A distribution function approach to rainfall-runoff modeling. *Water Resources Research*, v.17, n.5, DAGES, p. 1367-1382.
- MOTA JÚNIOR. 1982. Simulação hidrológica de uma bacia urbana. Dissertação de mestrado, Porto Alegre, IPH-UFRGS.
- NANDAKUMAR, N.; MEIN, R. G. 1997. Uncertainty in rainfall-runoff model simulations and the implications for predicting the hydrologic effects land-use change. *Journal of Hydrology*, 192, p. 211-232.
- NASCIMENTO, N. O.; BAPTISTA, M. B.; SOUZA, V. C. B. 1997. Sistema "HIDROURB" para o pré-dimensionamento de soluções compensatórias em drenagem urbana, Parte I: conceitos. *Anais XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, v.3, p. 669-676, Vitória.
- NASH, J. E. 1959. Systematic determination of unit hydrograph, *IGR*, v64, n. 1, January.
- NASH, J. E., SUFTCLIFFE, J. V., 1970. River flow forecasting through conceptual models, a discussion of principles, *Journal of Hydrology*, 10, p. 282-290.
- PACKMAN, J. C., 1979. *The Effect of Urbanization on Flood Magnitude and Frequency*. In: Hollis, G. E., ed. *Man's impact on the hydrological cycle in the united kingdom*. England, Geo Abstracts: University of East Anglia ABRH/EDUSP. 278p., Cap.13, p.153-172.
- PEDROSA, V. 1996. O controle da urbanização na macrodrenagem de Maceió: Tabuleiros dos Martins. Dissertação de Mestrado. IPH – UFRGS. 139p.
- PFAFSTETTER, O., 1957. *Chuvas intensas no Brasil*. Rio de Janeiro, DNOS. 419p.

- PICKUP, G. 1977. Testing the efficiencies of algorithms and strategies of rainfall-runoff models, *Hydrol. Sci. Bull.*, 22(2), p. 257-274.
- PILGRIM, D. H.; CORDERY, I., 1975. Rainfall Temporal Patterns for Design Floods. *Journal of the Hydraulic Division, ASCE*, v.101, n.1, Ser. NY, p.81-95, Jan.
- PONCE, V. H. 1989. *Engineering Hydrology*. Prentice Hall, New Jersey.
- PORTO, R. L. L. et al. 1993. *Drenagem urbana*. In: Tucci, C. E. M., org. *Hidrologia: ciência e aplicação*. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH/EDUSP. 943p., Cap.5, p.805-847.
- PORTO, R.; ZANHO, K.; GIKAS, A. N. 1993. ABC-3 Análise de cheias complexas. *Manual do usuário*. São Paulo, Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica.
- PORTO, R. L. L.; MARCELLINI, S. S., 1993. Generalização de curvas de distribuição temporal de projeto. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 10º /e/ Simpósio de Recursos Hídricos do Cone Sul, 1º, ABRH, Gramado, RS, 7-12 Nov. 1993. *Anais*. Porto Alegre, ABRH, v. 2, p.213-222.
- ROBERTS, J. B., SPANOS, P. D. 1990. Statistical Analysis of Uncertainty Propagation and Model Accuracy, *Uncertainty and Forecasting of the Quality*, M. B. Beck, et al. (Ed.), Springer Verlag, 306-319.
- ROSENBROCK, H. H. 1960. Na Automatic Method for Finding the Greatest or Least Value of a Function, *Computer J.*3, p. 1975-1984.
- SANCHEZ, J.; SIMÕES LOPES, A. 1979. *Estudos hidrológicos da urbanização da bacia arroio Dilúvio*. Relatório Final. Porto Alegre, IPH-UFRGS.
- SANCHEZ, J.; SIMÕES LOPES, M. 1984. Regionalização de hidrogramas unitários para bacias urbanas do Sul do Brasil. *Cadernos de recursos Hídricos*, IPH-UFRGS, n.8.
- SCS. 1972. *Urban hydrology for small watersheds*. Washington: U. S. Dept. Agr.

- SILVA, E. A. 1997. Estimativa regional da vazão máxima instantânea em algumas bacias brasileiras. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS.
- SILVEIRA, A. L. L. 1996. Étude des relations intensité-durée-fréquence, distribution spatiale et coefficients d'abattement des précipitations du bassin du Dilúvio à Porto Alegre-Brásil. Mémoire DEA National d'Hydrologie, UM2, 142p.
- SILVEIRA, A. L. L., 1996. *Contribution a l'étude hydrologique d'un bassin semi-urbanisé dans le Brésil subtropical*. Université de Montpellier II Sciences et Techniques du Languedoc, 240p. Tese ( doutorado ).
- SILVEIRA, A. L. L., 1997. Provável efeito urbano nas relações IDF das chuvas de Porto Alegre. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos, ABRH*, v.2, n.2, p.93-107, Jul/Dez.
- SIMÕES-LOPES, M.; SANCHEZ, J. 1986. Avaliação do impacto hidrológico causado pela urbanização de uma bacia (Relatório Final FINEP). IPH-UFRGS.
- TROUTMAN, B. M., 1985. Errors and Parameter Estimation in Precipitation-Runoff Modeling - Theory. *Water Resources Research*, v.21, n.8, p.1195-1213.
- TUCCI, C. E. M. 1979. Análise de Sensibilidade dos parâmetros do algoritmo de infiltração. 3º simpósio brasileiro de Hidrologia, Brasília.
- TUCCI, C. E. M. 1995. *Inundações Urbanas*. In: Tucci, C. E. M.; Porto, R.; Barros, M. T. org. *Drenagem Urbana*. 428 p., Cap. 1, p.15-36.
- TUCCI, C. E. M., 1997. *Escoamento Superficial*. In: Tucci, C. E. M., org. *Hidrologia: ciência e aplicação*. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH/EDUSP. 943p.
- TUCCI, C. E. M. 1998. *Modelos Hidrológicos*. Porto Alegre: Ed. Da Universidade: ABRH/UFRGS. 669p.

- TUCCI, C. E. M.; CAMPANA, A. 1993. Simulação distribuída com IPH II, nova versão. In: *Anais X Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e I Simpósio de Recursos Hídricos do Cone Sul*, ABRH, Gramado, v.3, p.495-494.
- TUCCI, C. E. M.; SANCHEZ, J.; SIMÕES LOPES, M. 1982. *Modelo matemático precipitação-vazão IPH II*. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 63p. ( Recursos Hídricos. Publicação n. 3 )
- U. S. Army Corps of Engineers. 1985. *HEC-1, flood hydrograph package, users manual* . Davis, California, issued,
- U. S. Army Corps of Engineers, North Pacific Division. 1986. *Program description and user manual for SSARR model, streamflow synthesis and reservoir regulation*. Portland, Oregon.
- U. S. Weather Bureau. 1947. *Thunderstorm Rainfall*. Hydrometeorological Report 5, prepared in cooperation with Corps of Engineers, p. 234-259.
- UNESCO. 1987. *Manual on Drainage in Urbanized Areas*. Vol. I e II. Paris, Unesco Press.
- US WATER RESOURCES COUNCIL. 1983. *Economic and Environmental Principles and Guidelines for Water and Related Land Resources Implementation Studies*. Washington DC, USA: Department of the Interior.
- VISSMAN, W., KNAPP, J. W., LEWIS, G. L., HARBAUGH, T. T., 1977. *Introduction to hydrology*. New York: IEP.
- WATT, W. E.; KIDD, C. H. R.. 1975. QUURH – a realistic urban runoff model. *Journal of Hydrology*, Amsterdam, 27: 225-235.
- WEATHER BUREAU, 1946. *Manual for depth-area-duration analysis of storm precipitation*. (Technical Paper, 1).
- WIESNER, C. J., 1970. *Hydrometeorology*. London, Chapman & Hall. 232p.

- WILKEN, P. S. *Engenharia de Drenagem Superficial*. São Paulo, CETESB. 477p.
- YEN, B. C.; CHOW, Vem Te, 1980. Design Hyetographs for Small Drainage Structures. *Journal of the Hydraulic Division, ASCE*, v.106, n.6, Ser. HY, p.1055-1076, Jun.
- YEVJEVICH, V. 1972. *Probability and Statistics in Hydrology*. Water Resources Publications, Littleton, Colo., 302p.
- ZAHED FILHO, K.; MARCELLINI, S. S., 1995. *Precipitações Máximas*. In: Tucci, C. E. M., org. *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Ed. Da Universidade: ABRH/UFRGS. 428p., Cap.2, p.37-76.

ANEXO 1

AJUSTES IPH II 1979/1982

,BACIA ARROIO DILUVIO - 01/05/80

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	1	2	4	5	6	8	9	11-	4	2	0
1	.400	.400	.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.400	.400	.200	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	.400	.399	.700	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
4	.400	.399	.600	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
5	.450	.398	1.100	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIII
6	.600	.398	.900	.*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
7	.780	.397	1.000	.*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIII
8	.960	.396	1.200	.*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIII
9	1.150	.395	1.100	.*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIII
10	1.330	.410	1.300	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIII
11	1.510	.819	1.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	IIII
12	1.690	1.610	1.500	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	IIII
13	1.880	2.320	1.100	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	IIII
14	2.060	2.796	1.100	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	IIII
15	2.240	3.100	1.100	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIII
16	2.540	3.662	1.900	.	.	O	.	*	.	.	.	.	.	.	IIII
17	3.690	4.594	2.600	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	IIII
18	5.570	5.814	3.100	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	IIII
19	7.460	7.137	3.500	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	IIII
20	9.350	8.131	3.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIII
21	10.470	8.810	3.000	.	.	.	.	.	.	.	*	.	O	.	IIII
22	9.950	8.749	1.700	.	.	.	.	.	.	.	*	.	O	.	IIII
23	8.630	8.569	2.200	.	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	IIII
24	7.720	8.309	1.900	.	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	IIII
25	7.160	7.837	1.100	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIII
26	6.590	7.169	.900	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	III
27	6.020	6.325	.300	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	II
28	5.450	5.484	.100	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
29	4.890	4.726	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
30	4.320	4.167	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
31	3.950	3.789	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
32	3.780	3.558	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
33	3.630	3.433	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
34	3.540	3.381	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
35	3.540	3.379	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
36	3.540	3.407	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
37	3.540	3.455	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
38	3.540	3.515	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
39	3.540	3.581	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
40	3.540	3.650	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
41	3.540	3.719	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
42	3.540	3.788	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
43	3.540	3.854	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 29/04/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	1	2	3	5	6	7	8	10-	19	9	0
1	.290	.290	.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.290	.290	.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	.290	.289	.800	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	.620	.490	3.100	.*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
5	2.070	1.578	2.500	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIII
6	4.300	3.714	4.200	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	IIII
7	6.530	7.557	7.900	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	IIII
8	8.760	9.201	1.500	.	.	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	II
9	9.610	8.591	.100	.	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	II
10	8.650	7.193	1.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
11	7.270	6.319	1.000	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	II
12	5.890	5.767	1.000	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
13	4.660	4.966	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
14	3.910	4.164	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
15	3.490	3.491	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
16	3.070	3.047	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
17	2.670	2.751	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
18	2.350	2.571	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
19	2.120	2.477	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	1.890	2.439	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 28/09/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	1	3	4	6	7	9	10	12-	29	14	0
1	.810	.810	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.810	.809	2.100	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	.850	.809	1.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	.960	.807	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	1.130	.806	.200	+	*O	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
6	1.290	1.004	1.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
7	1.460	1.390	1.100	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
8	1.620	1.727	.600	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
9	1.790	2.049	1.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
10	2.060	2.651	2.200	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
11	2.790	3.185	1.200	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
12	3.870	3.377	.400	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	II
13	4.250	3.287	.300	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
14	3.830	3.111	.200	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
15	3.300	2.932	.200	+	+	+	*O	+	+	+	+	+	+	+	II
16	2.770	2.841	.500	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
17	2.260	2.998	1.200	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
18	2.230	3.009	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
19	2.530	2.881	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	2.510	2.675	.000	+	+	+	*	+	+	+	+	+	+	+	II
21	2.310	2.515	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
22	2.100	2.378	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
23	1.900	2.268	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
24	1.690	2.185	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
25	1.480	2.123	.000	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
26	1.320	2.079	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
27	1.750	2.047	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
28	1.310	2.027	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
29	1.340	2.014	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
30	1.370	2.008	.000	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
31	1.400	2.127	.500	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
32	1.430	2.421	.900	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
33	1.460	2.868	1.200	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
34	1.720	3.249	.800	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
35	2.310	3.468	.500	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
36	3.000	3.547	.400	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
37	3.550	3.648	.700	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
38	3.800	3.708	.400	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
39	3.890	3.711	.300	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
40	3.900	3.722	.500	+	+	+	*O	+	+	+	+	+	+	+	II
41	3.660	3.819	.700	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
42	3.280	4.086	1.200	.	.	O*	*	.	.	.	.	.	.	.	II
43	2.930	4.505	1.500	.	.	O*	*	.	.	.	.	.	.	.	II
44	3.360	5.680	4.400	.	.	O	.	*	.	.	.	.	.	.	III
45	4.460	6.553	1.500	+	+	+	O	+	+	+	+	+	+	+	II
46	6.810	6.870	.700	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
47	10.350	6.768	.800	.	.	.	.	*	.	.	O	.	.	.	II
48	11.630	6.686	.900	.	.	.	.	*	.	.	O	.	.	.	II
49	10.690	6.515	.400	.	.	.	.	*	.	.	O	.	.	.	II
50	9.750	6.240	.200	+	+	+	+	*	+	+	O	+	+	+	II
51	8.810	5.897	.000	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	II
52	7.870	5.575	.000	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	II
53	6.930	5.298	.000	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	II
54	5.990	5.080	.000	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II
55	5.160	4.911	.000	+	+	+	+	*O	+	+	+	+	+	+	II
56	4.740	4.784	.000	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
57	4.630	4.692	.000	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
58	4.510	4.627	.000	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
59	4.390	4.583	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
60	4.280	4.555	.000	+	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	II
61	4.160	4.540	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
62	4.050	4.534	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
63	3.930	4.535	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
64	3.810	4.541	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
65	3.700	4.551	.000	+	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	II
66	3.580	4.563	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
67	3.470	4.576	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
68	3.350	4.590	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
69	3.350	4.603	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
70	3.350	4.616	.000	+	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 11/06/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	0	1	1	2	3	3	4	5-	29	14	0
1	.420	.420	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.980	.942	3.200	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	III
3	2.000	1.850	2.000	.	.	.	*.0	.	.	.	.	.	.	.	II
4	2.490	2.495	.900	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
5	2.790	2.752	.800	+	+	+	+	+	*	+	+	+	+	+	II
6	3.200	3.353	2.500	.	.	.	.	.	0*	.	.	.	.	.	II
7	4.140	3.900	1.500	.	.	.	.	.	.	*	0	.	.	.	II
8	4.200	4.030	.700	.	.	.	.	.	.	*	0	.	.	.	II
9	3.870	3.850	.800	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	II
10	3.540	3.597	.600	+	+	+	+	+	+	*	+	+	+	+	II
11	3.210	3.171	.000	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
12	2.880	2.664	.000	.	.	.	.	*	0	.	.	.	.	.	II
13	2.550	2.205	.000	.	.	.	*	0	.	.	.	.	.	.	II
14	2.220	1.855	.000	.	.	.	*.0	.	.	.	.	.	.	.	II
15	1.900	1.586	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
16	1.570	1.387	.000	.	.	*	0	.	.	.	.	.	.	.	II
17	1.240	1.242	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
18	.940	1.139	.000	.	0	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
19	.800	1.066	.000	.	0	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	.780	1.016	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
21	.760	.983	.000	.	0*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
22	.740	.962	.000	.	0	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 25/08/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	1	2	3	5	6	7	8	10-	10	5	0
1	.660	.660	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	3.340	5.376	10.700	.	.	.	0	.	*	.	.	.	IIIIIIIIII	.	II
3	7.870	8.838	2.300	.	.	.	.	.	.	.	0	*	.	.	IIII
4	9.710	9.657	.500	.	.	.	.	.	.	.	.	*	.	.	II
5	8.770	7.760	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
6	6.870	6.186	.000	.	.	.	.	.	*	0	.	.	.	.	II
7	4.980	4.972	.000	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
8	3.420	3.635	.000	.	.	.	0*	.	.	.	.	.	.	.	II
9	2.640	2.777	.000	.	.	0*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
10	2.300	2.248	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
11	2.000	1.931	.000	.	*	0	.	.	.	.	.	.	.	.	II
12	1.770	1.748	.000	.	*	0	.	.	.	.	.	.	.	.	II
13	1.580	1.648	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
14	1.580	1.601	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
15	1.580	1.586	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
16	1.580	1.590	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 25/07/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	1	2	3	4	5	6	7	8-	4	2	0
1	1.260	1.260	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	1.260	1.259	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	1.320	1.316	.300	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	2.040	2.646	3.400	.	.	0	*	.	.	.	.	.	.	IIIIIIII	
5	3.350	3.847	1.500	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIIIII
6	4.570	4.827	1.900	.	.	.	.	0	*	.	.	.	.	.	IIIIII
7	5.710	5.396	1.900	.	.	.	.	.	*	0	.	.	.	.	IIIIII
8	6.480	5.397	.500	.	.	.	.	.	*	.	0	.	.	.	III
9	6.250	4.992	.500	.	.	.	.	.	*	.	0	.	.	.	III
10	5.380	4.496	.500	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	III
11	4.520	4.189	.600	.	.	.	.	*	0	.	.	.	.	.	III
12	3.930	3.990	.600	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	III
13	3.650	3.685	.100	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
14	3.400	3.307	.000	.	.	.	*.0	.	.	.	.	.	.	.	II
15	3.150	2.950	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
16	2.900	2.693	.000	.	.	*	0	.	.	.	.	.	.	.	II
17	2.640	2.513	.000	.	.	*	0	.	.	.	.	.	.	.	II
18	2.390	2.394	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
19	2.240	2.322	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	2.200	2.283	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
21	2.160	2.266	.000	.	.	0*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
22	2.120	2.264	.000	.	.	0*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
23	2.080	2.272	.000	.	.	0*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
24	2.040	2.285	.000	.	.	0*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
25	2.040	2.302	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
26	2.040	2.321	.000	.	.	0*	.	.	.	.	.	.	.	.	II

, BACIA ARROIO DILUVIO - 22/10/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	1	2	3	5	6	7	8	10-	4	2	0
1	.510	.510	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.510	.510	.300	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	.510	.509	.300	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	.510	.508	1.900	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIII
5	.890	.507	4.500	+	*O	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.IIIIIIIIII
6	2.100	1.219	3.600	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
7	3.660	2.810	3.500	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
8	4.780	4.522	3.000	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
9	5.560	5.992	3.200	.	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.IIIIIIIIII
10	6.340	6.846	2.300	+	+	+	+	+	+	O	-	+	+	+	.IIIIII
11	7.020	7.069	1.500	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.IIIII
12	7.020	6.866	1.300	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.IIII
13	6.420	6.375	.700	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.III
14	5.820	5.633	.100	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.II
15	5.220	4.821	.000	+	+	+	+	+	+	*O	+	+	+	+	.II
16	4.620	4.131	.000	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.II
17	4.030	3.624	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.II
18	3.430	3.266	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
19	2.830	3.027	.000	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.II
20	2.230	2.879	.000	+	+	O	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
21	1.840	2.795	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
22	1.750	2.757	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
23	1.750	2.750	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
24	1.750	2.764	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
25	1.750	2.793	.000	+	+	O	+	+	+	+	+	+	+	+	.II

, BACIA ARROIO DILUVIO - 20/07/80

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	3	7	11	15	18	22	26	30-	4	2	0
1	1.230	1.230	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	1.480	1.614	1.200	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
3	2.900	2.785	3.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
4	5.270	4.361	3.200	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
5	8.010	6.470	5.000	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	.IIIIIIIIIIII
6	12.050	8.215	3.700	.	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
7	16.580	9.721	4.200	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
8	18.040	11.052	4.600	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
9	16.830	12.502	4.400	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
10	16.580	14.056	3.900	+	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	.IIIIIIIIII
11	18.750	17.037	4.900	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
12	22.070	20.867	3.700	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
13	24.730	25.136	3.600	.	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.IIIIIIIIII
14	27.020	27.551	1.900	.	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.IIIII
15	27.290	27.891	.800	+	+	+	+	+	+	+	O	*	+	+	.III
16	24.670	26.425	.600	.	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.III
17	21.350	23.504	.000	.	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.II
18	18.560	20.293	.000	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.II
19	16.770	16.789	.000	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.II
20	15.660	14.115	.000	+	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	.II
21	14.540	12.154	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.II
22	13.430	10.733	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.II
23	12.400	9.714	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.II
24	11.580	8.993	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.II
25	10.890	8.493	.000	+	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	.II
26	10.210	8.153	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.II
27	9.520	7.932	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.II
28	8.830	7.796	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.II
29	8.140	7.722	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
30	7.640	7.692	.000	+	+	*	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
31	7.280	7.692	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
32	6.890	7.713	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
33	6.490	7.747	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
34	6.100	7.790	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
35	5.710	7.837	.000	+	+	O	*	+	+	+	+	+	+	+	.II
36	5.710	7.886	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
37	5.710	7.934	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
38	5.710	7.980	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
39	5.710	8.023	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
40	5.710	8.063	.000	+	+	O	*	+	+	+	+	+	+	+	.II

, BACIA ARROIO DILUVIO - 17/08/80

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	4	8	13	17	21	26	30	35-	10	5	0
1	.670	.670	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.660	.670	4.300	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
3	5.840	7.612	10.900	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII
4	20.160	20.258	10.200	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII
5	31.370	28.790	2.800	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	IIII
6	30.640	28.808	.600	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	II
7	25.030	23.253	.100	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	II
8	19.420	19.355	.000	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
9	13.810	15.282	.000	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II
10	8.200	9.232	.000	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	II
11	5.150	5.852	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
12	4.950	3.994	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
13	5.040	2.991	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
14	5.000	2.463	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
15	4.780	2.200	.000	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	II
16	4.560	2.081	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
17	4.360	2.043	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
18	4.140	2.047	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
19	3.920	2.074	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	3.700	2.113	.000	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	II
21	3.480	2.156	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
22	3.260	2.201	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
23	3.040	2.246	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
24	2.820	2.290	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
25	2.600	2.332	.000	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	II
26	2.380	2.372	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
27	2.160	2.410	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
28	2.000	2.446	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
29	1.910	2.480	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
30	1.840	2.512	.000	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	II
31	1.770	2.542	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
32	1.700	2.569	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
33	1.630	2.595	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
34	1.570	2.620	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
35	1.570	2.642	.000	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	II
36	1.570	2.663	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
37	1.570	2.682	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
38	1.570	2.700	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
39	1.570	2.716	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
40	1.570	2.731	.000	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	II
41	1.570	2.745	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
42	1.570	2.757	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
43	1.570	2.768	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
44	1.570	2.778	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II

, BACIA ARROIO DILUVIO - 16/02/80

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	3	7	11	15	18	22	26	30-	24	12	0
1	.650	.650	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	2.140	.649	.000	* O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	12.500	14.602	23.600	.	.	.	.O	*	.	.	.	.	IIIIIIIIII	.	II
4	27.200	25.858	4.500	.	.	.	.	.	.	.	*.O	.	.	.	III
5	28.790	28.862	1.900	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
6	20.330	23.441	3.800	.	.	.	.	.	.O	*	.	.	.	.	III
7	14.140	21.270	2.900	.	.	.	.	O	.	*	.	.	.	.	III
8	11.530	19.118	1.100	.	.	.	O	.	*	.	.	.	.	.	II
9	10.230	10.874	.500	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
10	8.930	6.644	.300	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
11	7.630	4.457	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
12	6.330	3.322	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
13	5.030	2.798	.000	.	*.O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
14	3.730	2.645	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
15	2.920	2.647	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
16	2.640	2.717	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
17	2.420	2.817	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
18	2.310	2.924	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
19	2.350	3.029	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	2.350	3.131	.000	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
21	2.350	3.228	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
22	2.350	3.319	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
23	2.350	3.404	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
24	2.350	3.485	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
25	2.350	3.560	.000	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
26	2.350	3.630	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
27	2.350	3.696	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
28	2.350	3.757	.000	.	O *	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II







,BACIA ARROIO DILUVIO - 09/05/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	2	5	7	10	13	15	18	21-	8	4	0
1	1.180	1.180	.000	. *	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	1.180	1.180	.100	. *	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	1.180	1.179	.200	. *	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	1.060	1.178	.500	. *	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	.940	1.177	.600	+O*											II
6	1.530	1.176	.400	. *	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
7	3.630	1.174	1.000	. *	.O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
8	6.530	4.511	8.300	.	.	* .	O	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII
9	9.440	9.137	6.000	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII
10	12.350	14.037	5.400						O*						IIIIIIIIII
11	15.250	17.773	4.300	.	.	.	.	.	.	O.	*	.	.	.	IIIIIIII
12	18.160	20.497	3.200	.	.	.	.	.	.	.	O.	*	.	.	.IIIIII
13	21.070	21.981	2.800	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIII
14	20.690	21.542	1.200	.	.	.	.	.	.	.	.	.	O.	.	III
15	16.890	19.807	.600									O*			II
16	14.140	16.798	.600	.	.	.	.	.	.	O.	*	.	.	.	II
17	12.570	13.820	.500	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	II
18	11.000	11.249	.400	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
19	9.420	8.864	.400	.	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	II
20	7.850	7.073	.000												II
21	6.820	5.743	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
22	6.490	4.784	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
23	6.320	4.140	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
24	6.150	3.709	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
25	5.980	3.430	.000												II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 09/01/80

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	3	6	9	12	15	18	21	25-	19	9	0
1	1.660	1.660	.000	. *	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	1.630	1.659	.000	. *	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	1.450	1.658	.000	. *	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	2.480	1.656	1.900	. *O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	11.960	13.005	15.900												IIIIIIIIII
6	22.330	21.622	2.400	.	.	.	.	.	.	.	.	*	O	.	III
7	22.470	23.620	.400	.	.	.	.	.	.	.	.	O	*	.	II
8	18.540	17.620	.400	.	.	.	.	.	.	*O.	.	.	.	.	II
9	14.600	14.286	.000	.	.	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	II
10	10.660	12.435	.000												II
11	6.730	6.800	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
12	3.970	4.263	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
13	2.990	3.136	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
14	2.600	2.651	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
15	2.600	2.458	.000												II
16	2.210	2.394	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
17	1.850	2.387	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
18	1.850	2.404	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
19	1.850	2.431	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	1.850	2.460	.000												II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 07/07/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	1	3	5	7	9	11	13	15-	9	4	0
1	.670	.670	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.660	.669	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	.790	.827	.200	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	1.060	1.405	.700	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	1.370	1.921	.600	+--O*	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	II
6	1.670	2.479	.900	.	O.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
7	1.970	3.280	1.400	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	III
8	2.280	3.805	1.100	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	III
9	2.700	3.882	.900	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
10	4.360	4.001	1.200	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	III
11	7.110	7.011	4.700	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	IIIIII
12	9.290	9.974	4.100	.	.	.	.	.	O.*	.	.	.	.	.	IIIIII
13	10.490	10.351	2.000	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	IIII
14	10.830	8.959	1.600	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	III
15	10.220	7.872	1.700	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	III
16	9.140	6.705	.700	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II
17	8.060	5.149	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
18	6.980	3.881	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
19	5.900	3.254	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
20	4.820	3.056	.000	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	II
21	3.900	3.268	.300	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
22	3.690	3.772	.500	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
23	4.020	4.912	1.300	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	III
24	4.360	5.685	.900	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
25	4.670	6.125	.900	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	II
26	4.740	5.745	.200	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
27	4.580	5.227	.100	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
28	4.420	4.743	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
29	4.870	4.602	.100	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
30	6.980	6.124	2.000	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	IIII
31	10.150	9.304	3.700	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	IIIIII
32	11.950	11.016	2.100	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	IIII
33	11.490	10.740	1.200	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	III
34	10.160	8.887	.000	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II
35	8.740	7.350	.000	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	II
36	7.370	6.402	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
37	6.030	6.038	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
38	5.290	5.919	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
39	5.080	5.939	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
40	4.990	6.023	.000	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 07/02/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	2	5	7	10	12	15	17	20-	19	9	0
1	.280	.280	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.290	.280	.100	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	2.300	.280	1.500	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	7.660	6.920	20.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIIIII
5	14.350	13.900	5.300	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	IIII
6	16.310	16.365	.400	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	II
7	13.520	13.565	.200	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
8	10.730	10.879	.000	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
9	7.940	9.030	.000	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II
10	5.150	5.785	.000	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	II
11	3.250	3.763	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
12	2.460	2.537	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
13	1.890	1.800	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
14	1.390	1.364	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
15	1.090	1.109	.000	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	II
16	.900	.964	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
17	.710	.885	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
18	.520	.847	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
19	.000	.832	.000	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	.000	.832	.000	O*	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	+--	II

, BACIA ARROIO DILUVIO - 06/12/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	0	1	2	3	3	4	5	6-	3	1	0
1	.660	.660	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	1.660	2.522	7.300	.	.	.O	*	.	.	.	.	.IIIIIIIIIIIIIIIIIIII	.	.	II
3	3.700	4.086	1.900	.	.	.	.	.	.O	*	.	.	.	.	IIIIII
4	5.280	4.650	.300	.	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	II
5	5.490	4.354	.600	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	III
6	4.850	3.961	.200	.	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	II
7	4.210	3.491	.000	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	II
8	3.570	2.986	.000	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II
9	2.930	2.564	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
10	2.290	2.229	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
11	1.650	1.965	.000	.	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
12	1.160	1.760	.000	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
13	.940	1.603	.000	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
14	.850	1.484	.000	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
15	.760	1.394	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
16	.900	2.080	2.800	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII
17	1.800	3.211	2.800	.	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII
18	3.230	4.380	2.600	.	.	.	.	.O	.	*	.	.	.	.	IIIIIIIIII
19	4.660	4.739	.500	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	III
20	5.370	4.487	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
21	5.100	3.965	.000	.	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	II
22	4.600	3.478	.000	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	II
23	4.050	3.060	.000	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II
24	3.530	2.717	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
25	3.010	2.451	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
26	2.480	2.248	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
27	1.980	2.094	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
28	1.670	1.979	.000	.	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
29	1.670	1.893	.000	.	.	.O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
30	1.670	1.831	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II

, BACIA ARROIO DILUVIO - 06/11/81

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	3	6	9	13	16	19	22	26-	4	2	0
1	.670	.670	.800	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
2	.690	.893	1.300	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIII
3	1.040	1.205	.600	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
4	1.710	1.512	.600	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
5	2.390	1.706	.500	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	III
6	3.060	2.201	1.600	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
7	3.730	2.970	2.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
8	4.400	4.027	2.700	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIII
9	5.080	5.028	2.600	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIII
10	5.750	5.647	1.900	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.IIII
11	6.420	6.275	2.900	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIII
12	7.090	6.823	2.600	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIII
13	7.770	7.033	1.800	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
14	8.440	12.350	8.400	.	.	.O	*	.	.	.	.	.IIIIIIIIIIIIIIIIIIII	.	.	IIII
15	13.560	18.362	1.200	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIII
16	23.040	22.193	.300	.	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	II
17	25.600	20.705	.000	.	.	.	.	.	.	*	.	O	.	.	II
18	21.320	19.412	.000	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	II
19	17.050	18.384	.000	.	.	.	.	.	.O	*	.	.	.	.	II
20	12.780	13.876	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
21	8.520	10.555	.000	.	.	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	II
22	5.830	8.116	.000	.	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
23	5.540	6.329	.000	.	.	.O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
24	5.670	5.021	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
25	5.930	4.065	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 04/04/79

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	2	4	6	8	10	12	14	17-	19	9	0
1	.500	.500	.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.510	.499	.100	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	.540	.499	.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	.570	.498	.700	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	.610	.497	1.900	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	II
6	.640	1.051	3.400	.O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
7	1.360	1.635	.800	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
8	2.830	2.144	.900	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
9	4.390	3.024	2.300	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	III
10	5.940	4.772	3.900	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	III
11	7.490	7.435	5.600	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	IIII
12	9.040	9.607	4.200	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	IIII
13	10.600	10.836	3.500	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	III
14	11.430	10.731	1.800	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	II
15	10.730	9.544	.300	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	II
16	9.210	8.026	.300	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II
17	7.670	6.701	.200	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II
18	6.170	5.752	.200	.	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	II
19	5.030	5.053	.100	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
20	4.390	4.705	.400	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	II
21	3.840	4.514	.200	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
22	3.290	4.623	.700	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
23	2.750	4.873	.700	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
24	2.490	5.067	.400	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
25	2.490	5.165	.400	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 03/03/80

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	4	8	13	17	21	26	30	35-	9	4	0
1	.520	.520	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.520	.519	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	5.740	4.072	4.700	.	*.O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIIIII
4	19.790	15.921	9.500	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII
5	27.620	20.797	3.500	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IIIIII
6	28.240	26.487	7.300	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	IIIIIIIIII
7	27.250	24.519	3.400	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	IIIIII
8	29.120	34.275	7.900	.	.	.	.	.	.	.	O	.	*	.	IIIIIIIIII
9	31.300	37.352	3.400	.	.	.	.	.	.	.	O	.	.	.	IIIIII
10	26.610	32.656	1.000	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	III
11	21.570	22.384	1.000	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	III
12	17.200	16.043	.100	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II
13	13.890	14.049	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
14	10.970	6.022	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
15	8.050	4.454	.000	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	II
16	6.680	4.276	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
17	6.960	4.408	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
18	7.360	4.615	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
19	7.600	4.829	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	7.430	5.034	.000	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	II
21	7.010	5.226	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
22	6.590	5.405	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
23	6.170	5.573	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
24	5.740	5.729	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
25	5.320	5.874	.000	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	II
26	4.940	6.008	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
27	4.940	6.132	.000	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
28	4.940	6.247	.000	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
29	4.940	6.352	.000	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
30	4.940	6.448	.000	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	II
31	4.940	6.536	.000	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
32	4.940	6.615	.000	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
33	4.940	6.687	.000	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
34	4.940	6.751	.000	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
35	4.940	6.808	.000	+*	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	II

, BACIA ARROIO DILUVIO - 31/01/80

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	3	7	11	15	18	22	26	30-	19	9	0
1	.400	.400	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.400	.400	.300	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	.400	.400	1.400	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	2.390	4.978	15.500	.	o	*	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII	
5	7.900	7.891	.600	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	II
6	9.940	8.612	.200	.	.	.	* o	.	.	.	.	.	.	.	II
7	7.680	7.199	.600	.	.	.	* o	.	.	.	.	.	.	.	II
8	6.110	6.164	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
9	4.530	5.578	.900	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	II
10	3.080	4.807	1.200	+	-	+	o*	+	-	+	-	+	-	+	II
11	4.610	5.577	3.700	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	IIII
12	8.540	7.134	4.100	.	.	.	* o	.	.	.	.	.	.	.	IIII
13	10.520	7.827	1.700	.	.	.	*	o	.	.	.	.	.	.	II
14	10.800	10.463	6.500	.	.	.	.	* o	.	.	.	.	.	.	IIIIII
15	12.310	12.578	2.600	+	-	+	+	+	-	+	-	+	-	+	IIII
16	13.230	14.461	4.100	.	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	IIII
17	12.710	13.823	1.500	.	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	II
18	11.820	12.635	.800	.	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	II
19	9.970	11.145	.800	.	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	II
20	8.110	8.985	.500	+	-	+	o*	+	-	+	-	+	-	+	II
21	6.250	7.287	.200	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	II
22	4.860	5.857	.000	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	II
23	4.090	4.803	.000	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	II
24	3.490	4.078	.000	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	II
25	2.890	3.608	.000	+	-	+	o*	+	-	+	-	+	-	+	II
26	2.510	3.314	.000	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	II
27	2.410	3.143	.000	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	II
28	2.340	3.056	.000	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	II
29	2.280	3.023	.000	.	.	.	o*	.	.	.	.	.	.	.	II
30	2.220	3.026	.000	+	-	+	+	+	-	+	-	+	-	+	II
31	2.160	3.052	.000	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	.	II
32	2.090	3.092	.000	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	.	II
33	2.090	3.141	.000	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	.	II
34	2.090	3.194	.000	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	.	II
35	2.090	3.249	.000	+	-	+	+	+	-	+	-	+	-	+	II
36	2.090	3.305	.000	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	.	II
37	2.090	3.360	.000	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	.	II
38	2.090	3.414	.000	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	.	II
39	2.090	3.465	.000	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	.	II
40	2.090	3.515	.000	+	-	+	+	+	-	+	-	+	-	+	II
41	2.090	3.562	.000	.	.	.	o *	.	.	.	.	.	.	.	II

VERIFICAÇÃO IPH II 1979/1982

,BACIA ARROIO DILUVIO - 30/11/80 - VERIFICAÇÃO COM PARÂMETROS MÉDIOS

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	2	5	7	10	13	15	18	21-	9	4	0
1	.720	.720	.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.700	.720	.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	.690	.719	.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	.670	.719	.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	1.180	.718	.300	+*O-											II
6	2.710	.717	4.300	.*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
7	4.760	2.464	4.700	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
8	5.820	3.682	1.000	.	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	III
9	5.930	4.051	.500	.	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	II
10	14.340	8.876	9.700	+-----+*											II
11	20.350	13.324	1.300	.	.	.	.	.	*	.	.	.	O	.	III
12	15.730	15.392	.300	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	II
13	11.110	13.601	.100	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	II
14	6.860	12.175	.000	.	.	.	O	.	*	.	.	.	.	.	II
15	4.510	11.031	.000	+-----+O-											II
16	3.670	8.146	.000	.	O	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
17	2.860	6.132	.000	.	O	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
18	2.440	4.735	.000	.	O.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
19	2.370	3.773	.000	.	O.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
20	2.290	3.115	.000	+-----+O*											II
21	2.220	2.667	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
22	2.140	2.367	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
23	2.070	2.169	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
24	1.990	2.042	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
25	1.920	1.964	.000	+-----+*											II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 26/07/80 - VERIFICAÇÃO COM PARÂMETROS MÉDIOS

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	0	1	2	3	4	5	6	7-	4	2	0
1	1.030	1.030	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	1.030	1.029	.200	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	1.030	1.028	.500	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
4	1.470	1.027	2.100	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	2.910	2.538	4.300	+-----+*+O-											II
6	4.920	4.119	2.300	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	II
7	5.870	4.569	.000	.	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	II
8	5.430	4.045	.000	.	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	II
9	4.660	3.398	.000	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	II
10	3.900	2.898	.000	+-----+*+O-											II
11	3.130	2.481	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
12	2.360	2.174	.000	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	II
13	1.860	1.962	.000	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
14	1.750	1.818	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
15	1.750	1.721	.000	+-----+*O-											II
16	1.750	1.658	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
17	1.750	1.619	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
18	1.750	1.597	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
19	1.750	1.586	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
20	1.750	1.584	.000	+-----+*O-											II
21	1.750	1.586	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II

, BACIA ARROIO DILUVIO - 03/02/82 - VERIFICAÇÃO COM PARÂMETROS MÉDIOS

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	5	11	16	22	28	33	39	45-	19	9	0
1	.400	.400	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	.400	.400	.400	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	1.810	.438	6.600	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIII
4	4.050	.523	.900	* O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	4.600	.650	1.100	*-O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
6	4.040	.797	1.100	* O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
7	3.480	.920	.500	* O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
8	2.920	1.001	.200	* O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
9	2.360	1.144	1.700	.*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
10	2.530	1.345	1.600	+*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
11	3.560	1.616	2.200	.* O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
12	4.690	1.956	2.800	.* O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
13	5.830	3.156	10.300	.* O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIIII
14	16.540	6.637	17.400	.	*	.	O.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
15	36.420	11.682	9.200	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.IIIIII
16	44.050	16.778	6.200	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	O.	.IIIII
17	39.830	20.667	4.800	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	O	.IIIII
18	35.620	23.840	1.300	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
19	32.000	26.046	1.100	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
20	27.180	26.467	.600	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	II
21	22.960	26.247	.000	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	II
22	18.750	25.694	.000	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	II
23	14.530	24.940	.000	.	.	.	O	.	*	.	.	.	.	.	II
24	10.310	24.215	.000	.	.	.	O.	.	*	.	.	.	.	.	II
25	6.500	23.516	.000	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
26	4.730	22.846	.000	.	O.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
27	4.600	22.204	.000	.	O.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
28	4.460	21.587	.000	.	O	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
29	4.320	20.996	.000	.	O	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II
30	4.190	20.429	.000	.	O	.	.	.	*	.	.	.	.	.	II

**AJUSTES IPH II 1995/1997**

, BACIA ARROIO DILUVIO - 27/08/96

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	2	5	8	11	13	16	19	22-	4	2	0
1	7.530	7.529	2.800	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIII
2	7.410	7.525	.800	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	III
3	7.950	7.518	.400	.	.	.	*O.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	12.030	8.602	2.600	.	.	.	*	.	O.	.	.	.	.	.	IIIIIII
5	17.070	13.593	1.800	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIIIIII
6	17.090	17.837	1.600	.	.	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	.IIIIII
7	14.630	16.865	.400	.	.	.	.	.	.	O.	*	.	.	.	II
8	12.560	14.858	.300	.	.	.	.	.	O.	*	.	.	.	.	II
9	10.760	12.678	.100	.	.	.	.	O.	*	.	.	.	.	.	II
10	12.770	12.245	.700	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	III
11	14.930	15.162	1.500	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.IIIIII
12	16.420	18.508	1.700	.	.	.	.	.	.	O.	*	.	.	.	.IIIIII
13	15.050	16.925	.200	.	.	.	.	.	.	O.	*	.	.	.	II
14	12.810	14.194	.200	.	.	.	.	.	O.	*	.	.	.	.	II
15	11.420	13.648	.600	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	III
16	10.760	12.112	.200	.	.	.	.	O.	*	.	.	.	.	.	II
17	10.270	10.640	.100	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
18	9.870	10.744	.400	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
19	9.460	10.495	.200	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
20	9.010	10.376	.300	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
21	8.380	9.795	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
22	7.760	8.939	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
23	7.190	8.515	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
24	6.630	8.149	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	II
25	6.330	7.990	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
26	6.030	7.920	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
27	5.770	7.887	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
28	5.580	7.868	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
29	5.390	7.855	.000	.	.	O.	*	.	.	.	.	.	.	.	II
30	5.200	7.842	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II

, BACIA ARROIO DILUVIO - 03/08/97

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	5	10	15	20	25	30	35	40	7	3	0
1	2.730	2.797	1.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
2	2.590	3.202	.200	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	14.000	15.398	6.200	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII	
4	25.820	24.109	3.000	.	.	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	IIIIII
5	22.510	21.678	.200	+	+	+	+	+	*O	+	+	+	+	+	II
6	15.680	18.794	.400	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II
7	10.050	15.481	.600	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
8	10.050	12.602	.600	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	II
9	13.150	10.270	.200	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
10	21.830	8.874	.400	+	+	*	+	+	O	+	+	+	+	+	II
11	20.900	12.479	2.600	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	.	IIIIII
12	16.990	13.404	.600	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
13	13.470	12.577	.800	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	III
14	14.710	14.713	1.800	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	IIII
15	13.640	14.506	.800	+	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	III
16	16.530	13.921	1.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	III
17	21.720	22.166	4.600	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	IIIIIIII	
18	28.360	26.381	1.600	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	IIII
19	34.950	26.764	1.600	.	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	IIII
20	34.810	31.411	3.600	+	+	+	+	+	+	*O	+	+	+	+	IIIIII
21	23.630	29.074	.400	.	.	.	.	O	.	*	.	.	.	.	II
22	19.750	24.390	.200	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	II
23	17.860	20.227	.400	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II
24	16.440	15.391	.400	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	II
25	15.080	12.120	.200	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II
26	13.830	11.206	.800	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	III
27	12.710	9.835	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
28	11.630	8.907	.400	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
29	11.000	9.704	.800	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	III
30	10.580	8.918	.000	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II
31	10.170	7.961	.100	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
32	9.770	7.300	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
33	9.370	6.483	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
34	8.990	6.035	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
35	8.650	5.746	.000	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II
36	8.340	5.595	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
37	8.040	5.524	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
38	7.740	5.500	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
39	7.440	5.502	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
40	7.140	5.519	.000	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II
41	6.860	5.543	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
42	6.650	5.571	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
43	6.470	5.599	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
44	6.290	5.626	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
45	6.120	5.652	.000	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II
46	5.950	5.676	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
47	5.780	5.698	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
48	5.610	5.718	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
49	5.450	5.735	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
50	5.290	5.750	.000	+	+	*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
51	4.800	5.763	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
52	4.780	5.773	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
53	4.750	5.782	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
54	4.730	5.789	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
55	4.710	5.793	.000	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
56	4.680	5.796	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
57	4.660	5.797	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
58	4.640	5.797	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
59	4.610	5.795	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
60	4.590	5.791	.000	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
61	4.570	5.786	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
62	4.550	5.779	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
63	4.520	5.771	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
64	4.470	5.761	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
65	4.420	5.751	.000	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
66	4.370	5.739	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
67	4.320	5.726	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
68	4.270	5.712	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
69	4.220	5.697	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
70	4.170	5.681	.000	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
71	4.130	5.664	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II

72	4.080	5.646	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
73	4.030	5.627	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
74	3.980	5.607	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
75	.000	5.587	.000	O	*	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 07/08/97

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	2	5	8	11	13	16	19	22-	4	2	0	
1	2.740	2.740	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	3.070	2.845	.100	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	3.530	2.996	.100	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	3.970	3.021	.000	.	* O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	3.970	3.316	.300	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	II
6	3.970	4.701	1.200	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIII
7	8.310	8.995	3.600	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIIII
8	13.450	11.656	1.200	.	.	.	.	.	*	O.	.	.	.	.	.	IIII
9	12.990	12.467	1.000	.	.	.	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	IIII
10	11.770	12.543	.400	+	+	+	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	II
11	10.610	11.592	.400	.	.	.	.	O.*	.	.	.	.	.	.	.	II
12	9.650	10.400	.100	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	II
13	9.650	9.128	.100	.	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	II
14	9.240	7.992	.000	.	.	.	*.O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
15	8.490	6.972	.000	+	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II
16	7.760	6.168	.000	.	.	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	II
17	7.110	5.522	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
18	6.500	5.024	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
19	5.910	4.640	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
20	5.360	4.344	.000	+	+	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 08/08/96

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	3	6	9	12	15	18	21	25-	9	4	0
1	1.280	1.280	.200	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	1.280	1.280	.200	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	1.290	1.279	.200	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	1.310	1.279	.400	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	1.390	1.278	.600	+	*	-	+	+	+	+	+	+	+	+	II
6	1.590	1.278	.600	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
7	1.850	1.277	.800	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
8	2.140	1.276	1.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
9	2.310	1.275	.200	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
10	2.310	1.274	.400	+	*O	-	+	+	+	+	+	+	+	+	II
11	2.310	1.273	.600	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
12	2.850	1.903	1.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
13	3.480	3.599	1.100	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
14	4.160	4.390	.300	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
15	4.360	5.075	.700	+	+	O*	-	+	+	+	+	+	+	+	II
16	6.420	5.018	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
17	8.320	9.277	3.800	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	IIIIII
18	13.370	13.210	2.000	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	IIII
19	22.840	17.441	3.800	.	.	.	.	.	*	.	.	O	.	.	IIIIII
20	20.090	18.860	.800	+	+	+	+	+	+	*O	-	+	+	+	II
21	16.300	20.063	3.000	.	.	.	.	.	O	.	*	.	.	.	IIIIII
22	13.760	18.801	.000	.	.	.	.	O	.	*	.	.	.	.	II
23	11.640	14.848	.000	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II
24	9.910	12.080	.000	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II
25	8.420	9.180	.000	+	+	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	II
26	7.180	7.088	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
27	6.450	5.579	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
28	5.580	4.492	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
29	4.380	3.711	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
30	3.790	3.151	.000	+	+	*O	-	+	+	+	+	+	+	+	II
31	3.460	2.751	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
32	3.160	2.466	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
33	2.950	2.264	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
34	2.830	2.123	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
35	2.720	2.025	.000	+	+	*O	-	+	+	+	+	+	+	+	II
36	2.600	1.958	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
37	2.490	1.913	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
38	2.370	1.884	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
39	2.290	1.867	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
40	2.220	1.858	.000	+	+	*O	-	+	+	+	+	+	+	+	II
41	2.150	1.855	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
42	2.090	1.855	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
43	2.050	1.858	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
44	2.010	1.863	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
45	1.920	1.869	.000	+	+	*O	-	+	+	+	+	+	+	+	II
46	1.820	1.876	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
47	1.770	1.883	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
48	1.730	1.890	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
49	1.690	1.897	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
50	1.660	1.904	.000	+	+	O*	-	+	+	+	+	+	+	+	II
51	1.630	1.911	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
52	1.610	1.918	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
53	1.580	1.924	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
54	1.550	1.930	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
55	1.550	1.935	.000	+	+	O*	-	+	+	+	+	+	+	+	II
56	1.550	1.940	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
57	1.550	1.945	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
58	1.530	1.949	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
59	1.510	1.954	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
60	1.490	1.957	.000	+	+	O*	-	+	+	+	+	+	+	+	II
61	1.470	1.961	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
62	1.480	1.964	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
63	1.490	1.966	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
64	1.460	1.969	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
65	1.430	1.971	.000	+	+	O*	-	+	+	+	+	+	+	+	II
66	1.410	1.973	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
67	1.390	1.974	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
68	1.370	1.975	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 14/06/97

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	6	12	18	25	31	37	43	50-	9	4	0
1	1.110	1.110	4.800	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIIIII	
2	1.150	1.110	3.200	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIIIII	
3	1.190	15.570	8.000	O	.	.	*	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII	
4	1.660	22.843	2.000	.O	.	.	.	*	.	.	.	.	.	IIII	
5	16.820	24.665	3.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
6	47.160	27.480	2.400	.	.	.	.	*	.	.	.	O	.	IIII	
7	32.400	25.333	2.000	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	IIII	
8	22.940	23.055	1.600	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	III	
9	19.620	26.471	4.000	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	IIIIII	
10	20.320	29.788	3.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
11	22.940	26.858	1.000	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	III	
12	26.290	23.678	1.400	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.	III	
13	27.070	19.028	.600	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II	
14	21.570	16.529	1.600	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	III	
15	18.370	17.785	2.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
16	15.420	20.019	2.000	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	IIII	
17	14.980	20.064	.800	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	II	
18	17.330	16.678	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II	
19	17.950	12.081	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II	
20	15.010	8.069	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
21	12.380	5.480	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II	
22	10.530	4.068	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II	
23	8.810	3.307	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II	
24	7.250	2.908	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II	
25	6.660	2.708	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
26	6.190	2.618	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II	
27	5.740	2.588	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II	
28	5.300	2.591	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II	
29	4.490	2.611	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II	
30	4.100	2.639	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
31	3.710	2.672	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II	
32	3.340	2.705	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II	
33	3.000	2.739	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II	

,BACIA ARROIO DILUVIO - 14/08/96

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	3	6	9	12	15	18	21	25-	3	1	0
1	4.810	4.809	3.400	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII	
2	10.140	11.141	3.400	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	IIIIIIIIII	
3	19.630	20.749	4.000	.	.	.	.	.	.	O	*	.	.	IIIIIIIIII	
4	22.230	21.454	.200	.	.	.	.	.	.	.	*	O	.	II	
5	18.660	18.660	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
6	13.500	15.456	.000	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	II	
7	10.900	11.435	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	II	
8	10.230	8.919	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	II	
9	9.790	7.401	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II	
10	9.150	6.487	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
11	7.800	5.938	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II	
12	6.550	5.611	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II	
13	5.900	5.417	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II	
14	5.230	5.303	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	II	
15	4.460	5.237	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
16	4.100	5.200	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II	
17	3.800	5.179	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II	
18	3.560	5.167	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II	
19	3.410	5.160	.000	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II	
20	3.280	5.156	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

,BACIA ARROIO DILUVIO - 16/08/97

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	6	13	20	27	34	41	48	55-	9	4	0
1	1.800	1.800	.400	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	2.020	1.800	1.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
3	2.760	1.799	.800	.*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	5.060	3.911	3.200	.*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIII
5	7.100	8.938	2.000	+---O*+---											IIIII
6	7.610	12.550	1.600	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	III
7	7.480	16.065	2.200	.	O	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
8	7.810	18.764	2.000	.	O	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
9	14.080	20.790	2.400	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
10	21.020	19.414	1.000	+---*O+---											III
11	19.120	28.716	5.000	.	.	.	O	.	*	.	.	.	.	.	.IIIIIII
12	36.370	41.300	4.000	.	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.IIIIII
13	51.540	49.540	3.200	.	.	.	.	.	.	.	.	.	*O	.	.IIIIII
14	38.900	46.412	.300	.	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	II
15	28.060	34.312	.000	+---+---+---				O	*						II
16	19.390	22.078	.000	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II
17	17.390	12.546	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
18	14.890	7.508	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
19	12.580	4.935	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
20	10.590	3.628	.000	+---*O+---											II
21	9.270	2.969	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
22	8.030	2.643	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
23	6.870	2.487	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
24	5.980	2.417	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
25	5.570	2.392	.000	+---*O+---											II
26	5.160	2.389	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
27	4.390	2.397	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
28	4.130	2.410	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
29	3.950	2.425	.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 18/07/97

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	3	6	9	12	15	18	21	25-	9	4	0
1	1.630	1.630	.600	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	1.930	1.629	.400	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	1.990	1.627	.200	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	2.050	1.625	.800	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
5	2.110	1.622	.400	+---*O+---											II
6	2.230	1.619	1.000	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
7	3.220	1.615	2.200	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
8	7.370	10.060	9.200	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.IIIIIIIIII
9	20.740	19.117	4.000	.	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	.IIIIII
10	21.940	21.297	1.600	+---*O+---								*O			III
11	17.620	20.352	.600	.	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	II
12	13.760	17.073	.200	.	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	II
13	10.360	14.358	.800	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	II
14	9.870	13.051	1.000	.	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	III
15	9.680	10.811	.000	+---+---+---				O	*						II
16	9.480	8.573	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
17	9.290	6.938	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	II
18	8.530	5.505	.000	.	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	II
19	7.720	4.565	.000	.	*	.	.	O	.	.	.	.	.	.	II
20	6.940	3.953	.000	+---*+---+---				O							II
21	6.200	3.561	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
22	5.910	3.315	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
23	6.160	3.165	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
24	6.420	3.079	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
25	5.780	3.034	.000	+---*+---+---				O							II
26	4.730	3.017	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
27	4.110	3.017	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
28	3.900	3.027	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
29	3.820	3.044	.000	.	*	.	O	.	.	.	.	.	.	.	II
30	3.730	3.064	.000	+---*O+---											II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 24/06/96

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	10	20	30	40	50	60	70	80-	11	5	0
1	2.260	2.260	4.000	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIIII
2	3.200	2.258	2.700	.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
3	4.240	2.256	1.150	.*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
4	8.150	2.254	2.200	.*	O.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.III
5	12.140	10.160	8.600	+.*O	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	.IIIIIIII
6	55.550	54.509	9.000	.	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.IIIIIIII
7	39.450	73.586	6.800	.	.	.	.	O.	.	.	.	.	*	.	.IIIIII
8	72.780	64.883	4.200	.	.	.	.	.	.	.	*	.	O.	.	.IIIII
9	35.680	56.381	3.600	.	.	.	.	O.	.	*	.	.	.	.	.IIIII
10	22.370	41.466	3.100	+.*	+O	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	.IIII
11	15.870	34.527	3.000	.	.	O.	.	*	.	.	.	.	.	.	.IIII
12	12.140	30.320	2.300	.	.	O.	.	*	.	.	.	.	.	.	.III
13	10.050	21.654	1.000	.	.	O.	*	.	.	.	.	.	.	.	.II
14	8.890	13.917	.400	.	.	O.*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
15	8.150	9.715	.300	+.*	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	.II
16	8.150	6.272	.000	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
17	6.430	4.775	.000	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
18	6.110	4.609	.000	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
19	5.490	4.434	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
20	5.490	4.575	.000	+.*	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	.II
21	5.200	4.711	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
22	4.830	4.838	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
23	4.830	4.959	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
24	4.550	5.072	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
25	4.240	5.179	.000	+.*	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	+.	.II
26	4.240	5.279	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
27	4.000	5.373	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 24/10/96

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	2	5	8	11	13	16	19	22-	4	2	0
1	3.080	3.079	3.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIIII
2	3.460	5.571	3.000	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	.	IIIIIIII
3	6.320	8.553	1.400	.	.	.O	*	.	.	.	.	.	.	.	.IIII
4	8.670	11.055	1.600	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.IIII
5	9.360	12.560	1.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIII
6	9.390	12.357	.600	.	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	.III
7	10.330	13.013	1.400	.	.	.	O	.	*	.	.	.	.	.	.IIII
8	10.510	16.457	3.000	.	.	.	.	O.	.	*	.	.	.	.	IIIIIIII
9	12.520	19.849	2.600	.	.	.	.	O	.	.	.	*	.	.	IIIIIIII
10	17.050	19.338	.600	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	III
11	21.850	16.884	.200	.	.	.	.	.	.	*	.	.	O.	.	.II
12	18.570	14.571	.400	.	.	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.II
13	15.560	13.676	1.200	.	.	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.IIII
14	12.800	13.492	1.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.IIII
15	14.410	14.998	2.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	IIIIIIII
16	13.940	14.195	.000	.	.	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.II
17	12.450	11.843	.000	.	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.II
18	11.250	10.175	.000	.	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.II
19	10.100	8.367	.000	.	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.II
20	9.010	7.160	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
21	8.370	6.360	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.II
22	8.010	5.836	.000	.	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	.II
23	7.660	5.497	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.II
24	7.320	5.283	.000	.	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	.II
25	7.100	5.152	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
26	6.880	5.077	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.II
27	6.670	5.038	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.II
28	6.500	5.023	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.II
29	6.350	5.022	.000	.	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	.II
30	6.190	5.031	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
31	6.030	5.045	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
32	5.960	5.061	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
33	5.900	5.078	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
34	5.830	5.094	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
35	5.770	5.110	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
36	5.690	5.123	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
37	5.600	5.135	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
38	5.510	5.145	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
39	5.490	5.152	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
40	5.490	5.158	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
41	5.580	5.161	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
42	5.840	5.162	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
43	6.130	5.161	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
44	6.250	5.158	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
45	6.220	5.154	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
46	6.040	5.147	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
47	5.870	5.139	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
48	5.710	5.129	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
49	5.550	5.117	.000	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
50	5.400	5.104	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
51	5.300	5.089	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
52	5.200	5.073	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
53	4.720	5.056	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
54	4.620	5.037	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
55	4.530	5.018	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
56	4.490	4.997	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
57	4.490	4.975	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
58	4.490	4.952	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
59	4.490	4.928	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
60	4.440	4.903	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
61	4.400	4.878	.000	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
62	4.350	4.851	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
63	4.250	4.824	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
64	4.150	4.796	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
65	4.060	4.767	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II
66	4.010	4.738	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
67	3.980	4.708	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
68	3.960	4.678	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
69	3.980	4.647	.000	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	.II
70	3.910	4.616	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	.II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 01/09/96

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	2	4	6	8	10	12	14	16-	9	4	0
1	5.210	5.209	2.800	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	.	. IIII
2	6.400	5.206	.600	.	.	.	* .O	.	.	.	.	.	.	.	. II
3	7.720	5.201	2.000	.	.	.	* .	O.	.	.	.	.	.	.	. IIII
4	9.310	5.751	1.200	.	.	.	*	.	O .	.	.	.	.	.	. III
5	10.730	6.184	.200	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
6	10.630	6.189	.000	.	.	.	*	.	O .	.	.	.	.	.	. II
7	11.310	11.885	6.000	.	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	. IIIIIIII
8	12.490	15.123	.600	.	.	.	.	.	.	O .	*	.	.	.	. II
9	14.450	15.183	.400	.	.	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	. II
10	14.110	15.159	.100	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
11	12.670	13.831	.300	.	.	.	.	.	.	O .	*	.	.	.	. II
12	10.500	12.616	.100	.	.	.	.	.	O .	*	.	.	.	.	. II
13	9.510	11.854	.500	.	.	.	.	.	O .	*	.	.	.	.	. II
14	9.600	12.892	2.000	.	.	.	.	.	O .	*	.	.	.	.	. IIII
15	11.530	14.656	2.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
16	14.860	15.088	.600	.	.	.	.	.	.	.	.	*	.	.	. II
17	15.340	15.116	.800	.	.	.	.	.	.	.	.	*O .	.	.	. II
18	15.650	14.901	.600	.	.	.	.	.	.	.	.	* O .	.	.	. II
19	13.840	14.170	.400	.	.	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	. II
20	13.960	13.207	.100	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
21	12.540	12.097	.000	.	.	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	. II
22	11.630	11.065	.000	.	.	.	.	.	.	* O .	.	.	.	.	. II
23	11.110	10.160	.000	.	.	.	.	.	.	* O .	.	.	.	.	. II
24	10.700	9.412	.000	.	.	.	.	.	*	O .	.	.	.	.	. II
25	10.390	8.812	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
26	9.760	8.330	.000	.	.	.	.	*	O .	.	.	.	.	.	. II
27	8.950	7.943	.000	.	.	.	.	* .	O .	.	.	.	.	.	. II
28	8.290	7.632	.000	.	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	. II
29	7.860	7.382	.000	.	.	.	.	*O .	.	.	.	.	.	.	. II
30	7.420	7.181	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
31	6.970	7.019	.000	.	.	.	.	* .	.	.	.	.	.	.	. II
32	6.620	6.888	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	. II
33	6.300	6.782	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	. II
34	6.030	6.694	.000	.	.	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	. II
35	5.820	6.623	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
36	5.630	6.562	.000	.	.	.	.	O .	*	.	.	.	.	.	. II
37	5.440	6.512	.000	.	.	.	.	O .	*	.	.	.	.	.	. II
38	5.250	6.468	.000	.	.	.	.	O .	*	.	.	.	.	.	. II
39	4.750	6.429	.000	.	.	.	.	O .	*	.	.	.	.	.	. II
40	4.670	6.395	.000	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

VERIFICAÇÃO IPH II 1995/1997

,BACIA ARROIO DILUVIO - 15/11/96 - VERIFICAÇÃO COM PARÂMETROS MÉDIOS

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	3	6	9	12	15	18	21	25-14	7	0
1	2.600	2.600	1.500	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	III
2	3.230	2.598	.900	.	*O	.	.	.	.	.	.	.	.	II
3	4.480	2.596	2.400	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	III
4	8.840	19.532	10.600	.	.	.	O.	.	.	*	.	.	IIIIIIIII	O.
5	16.440	29.182	.800	+	+	+	+	+	+	O	+	+	+	II
6	22.340	30.833	1.200	.	.	.	.	.	.	.	O	.	.	II
7	15.010	29.602	.200	.	.	.	.	.	O.	.	.	.	.	II
8	9.660	23.582	.800	.	.	.	O	.	.	.	*	.	.	II
9	7.670	18.970	.200	.	.	O	.	.	.	*	.	.	.	II
10	7.080	14.700	.000	+	+	O	+	+	*	+	+	+	+	II
11	6.680	11.586	.000	.	.	O	.	*	.	.	.	.	.	II
12	6.060	9.167	.000	.	.	O.	*	.	.	.	.	.	.	II
13	5.570	7.974	.400	.	.	O	*	.	.	.	.	.	.	II
14	8.190	8.080	.800	.	.	.	*O	.	.	.	.	.	.	II
15	14.610	8.902	1.000	+	+	+	+	+	O	+	+	+	+	II
16	20.030	8.613	.100	.	.	.	*	.	.	.	O	.	.	II
17	16.170	7.627	.000	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	II
18	12.410	6.732	.000	.	.	*	.	O.	.	.	.	.	.	II
19	9.120	5.801	.000	.	.	*	O.	.	.	.	.	.	.	II
20	6.290	5.122	.000	+	+	*O	+	+	+	+	+	+	+	II
21	4.710	4.651	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
22	4.180	4.327	.000	.	*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
23	3.690	4.105	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
24	3.330	3.955	.000	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	.	II
25	3.060	3.856	.000	+	O*	+	+	+	+	+	+	+	+	II
26	2.920	3.791	.000	.	O.*	.	.	.	.	.	.	.	.	II

,BACIA ARROIO DILUVIO - 22/06/97 - VERIFICAÇÃO COM PARÂMETROS MÉDIOS

AT	OBSER	CALC	PRECIP	0	8	17	26	35	43	52	61	70-10	5	0
1	1.240	1.240	.000	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
2	1.280	1.239	1.400	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
3	1.330	1.239	.100	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	II
4	1.370	1.238	3.200	*	.	.	.	.	.	.	.	.	.	IIII
5	7.000	1.237	.800	*	O	+	+	+	+	+	+	+	+	II
6	8.230	1.235	1.800	*	O.	.	.	.	.	.	.	.	.	III
7	11.530	5.701	2.400	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	IIII
8	14.110	12.830	2.600	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	IIII
9	15.360	17.225	2.200	.	.	O*	.	.	.	.	.	.	.	IIII
10	21.680	46.013	10.600	+	+	+	O	+	+	*	+	+	+	IIIIIIIIIII
11	33.020	51.278	.200	.	.	.	.	O	.	*	.	.	.	II
12	53.990	44.669	1.400	.	.	.	.	.	*	O	.	.	.	III
13	67.440	44.674	3.800	.	.	.	.	.	*	.	.	O	.	IIII
14	46.580	30.903	.800	.	.	.	*	.	O	.	.	.	.	II
15	28.620	29.292	4.000	+	+	+	*	+	+	+	+	+	+	IIII
16	24.410	24.003	.000	.	.	.	*	.	.	.	.	.	.	II
17	20.550	14.756	.100	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
18	17.770	10.594	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
19	15.180	6.417	.100	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
20	12.900	5.930	.600	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II
21	11.640	5.012	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
22	10.440	3.875	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
23	9.300	3.440	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
24	8.340	2.924	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
25	7.730	2.711	.000	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II
26	7.130	2.641	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
27	6.550	2.637	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
28	6.000	2.663	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
29	5.470	2.702	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
30	4.730	2.745	.000	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II
31	4.570	2.789	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
32	4.410	2.833	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
33	4.250	2.875	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
34	4.090	2.914	.000	.	*	O	.	.	.	.	.	.	.	II
35	3.940	2.952	.000	+	*	O	+	+	+	+	+	+	+	II

**ANEXO 2**

Observações:

1. As saídas anexadas são os resultados da *última* otimização, portanto somente aparecem os valores dos parâmetros da otimização Rosenbrock dos parâmetros do IPH II que se conservaram sem fixação, quando aparecem;
2. A ordem indicada é a do parâmetro do modelo IPH II: 1, I<sub>o</sub>; 2, I<sub>b</sub>; 3, h; 4, K<sub>sup</sub>; 5, K<sub>sub</sub>; e 6, K<sub>sub</sub>;
3. IQ é o indicador: 1, houve otimização; 0, não houve otimização;
4. Espaçamento é o passo de cada parâmetro em cada tentativa;
5. MAXK é número máximo de tentativas;
6. MKAT é o número máximo de ciclos;
7. MCYC é o número máximo de falhas e acertos da otimização;
8. ALPHA é o coeficiente de aceleração;
9. BETA é o coeficiente de redução;
10. NSTEP é um indicador: 1, conserva o valor inicial; 2, assume o valor final do último ciclo;
11. EPSY é a precisão.

PARÂMETROS ROSENBROCK 1979/1982

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 01/05/80

ORDEM	IQ	ESPAÇAMENTO
1	1	.250
2	1	.050
3	0	.010
4	1	.100

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 29/04/79

ORDEM	IQ	ESPAÇAMENTO
1	0	.250
2	1	.010
3	0	.010

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
50	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 28/09/79

ORDEM	IQ	ESPAÇAMENTO
1	0	.050
2	1	.010
3	0	.010

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
200	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 11/06/79

ORDEM	IQ	ESPAÇAMENTO
1	1	.050
2	1	.010
3	0	.010
4	1	.100

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
200	5	3	1.00	.60	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 25/08/79

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO				
1	0	.050				
2	1	.010				
3	0	.010				

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO				25/07/79	
1	0	.250					
2	1	.010					

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 22/10/79

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO				
1	0	.250				

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
50	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO				20/07/80	
1	0	.250					
2	1	.050					

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 17/08/80

ORDEM IQ ESPACAMENTO

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 16/02/80

ORDEM IQ ESPACAMENTO

1	0	.250
2	1	.050

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 14/12/79

ORDEM IQ ESPACAMENTO

1	0	.250
2	1	.010
3	0	.010

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 12/12/79

ORDEM IQ ESPACAMENTO

1	0	.250
---	---	------

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 12/09/81

ORDEM IQ ESPACAMENTO

1 0 .250  
2 1 .010

MAXK MKAT MCYC ALPHA BETA NSTEP EPSY  
200 5 3 1.20 .80 2 .00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 12/02/79

ORDEM IQ ESPACAMENTO

1 0 .250  
2 0 .010

MAXK MKAT MCYC ALPHA BETA NSTEP EPSY  
100 5 3 1.20 .80 2 .00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 11/06/79

ORDEM IQ ESPACAMENTO

1 1 .050  
2 1 .010  
3 0 .010  
4 1 .100

MAXK MKAT MCYC ALPHA BETA NSTEP EPSY  
200 5 3 1.00 .60 2 .00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 09/05/79

ORDEM IQ ESPACAMENTO

MAXK MKAT MCYC ALPHA BETA NSTEP EPSY  
100 5 3 1.20 .80 2 .00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 09/01/80

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
1	0	.250
2	1	.010
3	0	.010

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
------	------	------	-------	------	-------	------

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 07/07/80

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
-------	----	-------------

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
50	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 07/02/79

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
-------	----	-------------

1	0	.250
2	1	.010

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
200	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 06/12/79

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
-------	----	-------------

1	0	.050
2	1	.010
3	0	.010

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 06/11/81

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
1	0	.250
2	1	.010
3	0	.010

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 04/04/79

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
1	0	.250

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 03/03/80

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
1	0	.250
2	0	.050

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 31/01/80

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
1	0	.250

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARÂMETROS ROSENBRICK 1995/1997

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 27/08/96

ORDEM IQ ESPACAMENTO

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
50	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 03/08/97

ORDEM IQ ESPACAMENTO

1	0	.250
2	1	.050

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 07/08/97

ORDEM IQ ESPACAMENTO

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 08/08/96

ORDEM IQ ESPACAMENTO

1	0	.250
2	1	.050
3	0	.010

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 14/06/97

ORDEM IQ ESPACAMENTO

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
300	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 14/08/96

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
1	0	.250
2	1	.050

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 16/08/97

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
-------	----	-------------

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 18/07/97

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
-------	----	-------------

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 24/06/96

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
-------	----	-------------

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
50	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO 24/10/96

ORDEM	IQ	ESPACAMENTO
-------	----	-------------

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00

PARAMETROS DA OTIMIZACAO

01/09/96

ORDEM IQ ESPACAMENTO

MAXK	MKAT	MCYC	ALPHA	BETA	NSTEP	EPSY
100	5	3	1.20	.80	2	.00