

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS**

**IMPACTO DA URBANIZAÇÃO NAS CHEIAS URBANAS**

**NÉSTOR ALDO CAMPANA**

*Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental  
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como  
requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em  
Engenharia*

Porto Alegre, agosto de 1995

*Para Luciene e Pedro,  
minha família*

## APRESENTAÇÃO

Este Trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Prof. Ph.D. Carlos Eduardo Morelli Tucci da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e com o auxílio financeiro da Coordenadoria de Aperfeiçoamento do Pessoal de Ensino Superior - CAPES.

Agradeço particularmente aos colegas Adolfo Villanueva, Fernando Genz e Mario Mendiondo, pela inestimável colaboração e apoio recebido.

## RESUMO

O objetivo geral desta pesquisa é o de desenvolver instrumentos que auxiliem o planejamento da ocupação do solo de uma bacia urbana, levando em consideração seus efeitos sobre a macro-drenagem, com a finalidade de evitar os problemas crescentes de deterioração da qualidade de vida devido às enchentes. Especificamente: a) se caracterizou a urbanização, através de relações entre parâmetros hidrológicos e de planejamento urbano; b) se aprimorou o modelo IPH IV para a quantificação do impacto da urbanização sobre o escoamento, através da incorporação de técnicas de sensoriamento remoto e geoprocessamento; c) se avaliou um caso particular: o impacto da urbanização na bacia do arroio Dilúvio em Porto Alegre-RS.

A pesquisa fornece subsídios para que engenheiros, arquitetos, urbanistas e outros profissionais e entidades ligadas ao planejamento do crescimento urbano possam estabelecer critérios e/ou medidas preventivas para condicionar o processo de ocupação e expansão das cidades de forma harmônica com a capacidade do sistema de macro-drenagem. Mais uma contribuição significativa desta pesquisa, são os procedimentos propostos para a aquisição de dados sobre a cobertura e uso do solo da bacia a partir da tecnologia espacial. O sucesso desses procedimentos não se manifestou apenas na precisão, baixo custo e rapidez para se obterem as informações, mas também pela possibilidade que a tecnologia de sensoriamento remoto oferece para acompanhar a dinâmica da paisagem urbana. Finalmente, com relação à urbanização da bacia do arroio Dilúvio foi evidenciada uma situação crítica. Se os índices máximos de urbanização fixados pela legislação vigente fossem atingidos, a macro-drenagem da bacia não teria capacidade suficiente para escoar os excessos superficiais

Ainda que significativas as contribuições desta pesquisa para a hidrologia urbana, muitas avaliações deixaram de ser feitas, principalmente pela falta de dados hidrológicos. Assim o aprimoramento de qualquer técnica ou avaliação no âmbito de uma bacia urbana, está na dependência de se monitorarem bacias com estas características.

## ABSTRACT

This work presents some tools oriented to help the planning of land use in urban basins, following a major drainage network approach. This aims to prevent the increasing decay of life quality caused by urban floods. The main issues are: a) establishing relationships between hidrological parameters and urbanization characteristics; b) by introducing remote sensing and GIS tools, a new, improved version of the IPH4 model was developed, oriented to quantify the impact of urbanization over runoff; c) a case study, the Arroio Diluvio basin, in Porto Alegre, RS.

The results obtained are useful as guidelines for engineers, architects, urbanists and other persons or institutions, so they can establish rules and/or take preventive measures, ensuring that the urbanization process will be compatible with the major drainage network capacity. One of the most interesting achievements are the techniques proposed for land use and soil cover data acquisition, using satellite imagery. These tools are not only accurate, cheap and quick, but they are also capable to follow the dynamics of urban landscapes.

A critical situation was detected in the Diluvio basin. If the maximum urbanization allowed by law were attained, the discharge would overflow the channel capacity.

Even though many useful results were achieved, in some cases a more complete analysis was not possible, because of the lack of hidrological data. The improvement or development of criteria and tools depends on adequate measurements, carried along with the urbanization process.

<b>Sumário</b>	vi
<b>Lista de tabelas</b>	ix
<b>Lista de figuras</b>	x

## SUMÁRIO

<b>1 - INTRODUÇÃO</b>	1
1.1 - Objetivos e justificativa	2
1.2 - Desenvolvimento do estudo e conteúdo	3
<b>2 - IMPACTOS DO DESENVOLVIMENTO URBANO</b>	6
2.1 - Desenvolvimento urbano	6
2.2 - Modificação dos processos hidrológicos	9
2.2.1 - Alterações no escoamento	11
2.2.2 - Impactos ambientais	19
2.3 - Planejamento e controle do escoamento	21
<b>3 - MODELOS DE SIMULAÇÃO EM BACIAS URBANAS</b>	31
3.1 - Avaliação da urbanização	31
3.2 - Macro-drenagem	32
3.3 - Micro-drenagem	35
3.4 - Conclusões	39
<b>4 - MODELO TEÓRICO DESENVOLVIDO</b>	41
4.1 - Estrutura	41
4.2 - Modelo matemático de simulação	44
4.2.1 - Módulo hidrológico	45
4.2.1.1 - Algoritmo de perdas por evaporação e interceptação	45
4.2.1.2 - Algoritmo de separação de escoamento	46
4.2.1.3 - Algoritmo de propagação na sub-bacia	50
4.2.2 - Módulo hidrodinâmico	52
4.2.2.1 - Discretização do sistema	56
4.2.2.2 - Condições iniciais	56
4.2.2.3 - Condições de contorno	57
4.2.2.4 - Integração modelo IPH IV-SIG	58
4.3 - Sistema Proima	58
4.3.1 - Módulo SIG	59
4.3.2 - Módulo sensoriamento remoto	59

<b>5 - PARÂMETROS DE BACIAS URBANAS</b>	62
5.1 - Perdas iniciais	62
5.2 - Capacidade de infiltração	67
5.3 - Áreas impermeáveis	70
5.3.1 - Estimativa de áreas impermeáveis por meio de sensoramento remoto	71
5.3.1.1 - Modelo mistura	76
5.3.1.2 - Verificação do modelo	79
5.3.1.3 - Uso do modelo	82
5.3.2 - Relações entre área impermeável e densidade populacional	83
5.3.3 - Curva média área impermeável - densidade populacional	85
5.4 - Velocidade do escoamento na bacia	91
5.4.1 - Tempo de concentração num plano de escoamento	92
5.4.2 - Tempo de viagem do escoamento num canal	95
5.4.3 - Tempo de concentração de uma bacia	97
5.4.4 - Procedimento para estimar o tempo de concentração de uma bacia	97
5.4.5- Histograma tempo-área	103
<b>6 - BACIA DO ARROIO DILÚVIO</b>	106
6.1 - Descrição e histórico	106
6.2 - Desenvolvimento urbano e Plano Diretor	107
6.3 - Controle do uso e ocupação do solo urbano em Porto Alegre	111
6.4 - Plano Diretor e Macro drenagem	112
6.5 - Base de dados	113
6.5.1 - Dados hidrológicos	114
6.5.2 - Características das sub-bacias e do sistema fluvial	114
6.5.3 - Dados espaciais	114
<b>7 - AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA URBANIZAÇÃO SOBRE A MACRO DRENAGEM</b>	121
7.1 - Discretização da bacia	121
7.2 - Influência da urbanização no tempo de propagação do escoamento	124
7.3 - Ajuste do modelo hidrológico-hidrodinâmico	125
7.4 - Verificação do modelo hidrológico-hidrodinâmico	138
7.5 - Cenários de análise	141
7.5.1 - Risco	141
7.5.2 - Precipitação de projeto	142
7.5.2.1 - Período de retorno	143
7.5.2.2 - Duração	143

7.5.2.3 - Distribuição temporal	144
7.5.2.4 - Distribuição espacial	145
7.5.3 - Alternativas de desenvolvimento urbano	149
7.6 - Resultados	151
7.7 - Avaliação dos resultados	168
<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>	171
<b>REFERÊNCIAS</b>	174
<b>ANEXOS</b>	

## LISTA DE TABELAS

2.1	Sínteses do balanço hídrico em três áreas urbanas	13
5.1	Armazenamento em depressões do solo	63
5.2	Valores experimentais de infiltração em superfícies urbanas	68
5.3	Capacidade máxima de infiltração (Eq. de Horton)	69
5.4	Capacidade final de infiltração (Eq. de Horton)	69
5.5	Coefficiente de abatimento (Eq. de Horton)	70
5.6	Potencial de aplicação das imagens Landsat-TM	74
5.7	Potencial de aplicação das imagens Spot	75
5.8	Avaliação comparativa do modelo mistura	80
5.9	Área impermeável e densidade populacional para a região metropolitana de São Paulo-SP	83
5.10	Área impermeável e densidade populacional para a região metropolitana de Curitiba-PR	83
5.11	Valores do coeficiente de rugosidade " $n$ " de Manning	104
7.1	Estatística do ajuste do modelo hidrológico-hidrodinâmico	129
7.2	Parâmetros $I_0$ e $I_b$ ajustados para os eventos 1, 2 e 3	130
7.3	Parâmetros $h$ e $k_s$ ajustados para os eventos 1, 2 e 3	131
7.4	Parâmetros $K_{sub}$ e $R_{max}$ ajustados para os eventos 1, 2 e 3	132
7.5	Relação precipitação-vazão para o evento 1	133
7.6	Relação precipitação-vazão para o evento 2	134
7.7	Relação precipitação-vazão para o evento 3	135
7.8	Estatística da verificação do modelo hidrológico-hidrodinâmico	138
7.9	Precipitação de projeto	145
7.10	Fração de áreas impermeáveis para as diversas alternativas de desenvolvimento urbano	151
7.11	Resumo da simulação (Chuva de projeto de 2 anos de retorno)	158
7.12	Resumo da simulação (Chuva de projeto de 5 anos de retorno)	159
7.13	Resumo da simulação (Chuva de projeto de 10 anos de retorno)	160
7.14	Resumo da simulação (Chuva de projeto de 25 anos de retorno)	161
7.15	Taxas máximas de ocupação recomendáveis	169

## LISTA DE FIGURAS

2.1	Aumento da vazão pico devido à urbanização numa bacia de 1 km <sup>2</sup> com declividade: a) constante de 5%; b) constante de 10%; c) variável de jusante para montante.	18
2.2	Sistema experimental de drenagem	26
2.3	Boca de infiltração	27
2.4	Trincheira de infiltração	28
2.5	Traçado da rede de drenagem: a) convencional; b) alternativo	28
2.6	Meio-fio poroso	29
2.7	Dispositivo para controle do escoamento pluvial	29
4.1	Estrutura básica da pesquisa proposta	42
4.2	Esquema representativo dos planos de informação	43
4.3	Armazenamento da água no solo	46
4.4	Equações do algoritmo de Berthelot	47
5.1	Relação precipitação-escoamento	64
5.2	Esquema de perdas iniciais	65
5.3	Representação esquemática de uma imagem multiespectral	72
5.4	Representação esquemática do pixel mistura	73
5.5	Relação área-erro relativo	81
5.6	Relação fração área impermeável-erro relativo	81
5.7	Fração de áreas impermeáveis medida e calculada	82
5.8	Porto Alegre-RS, composição colorida com Landsat TM345	87
5.9	São Paulo-SP, composição colorida com Landsat TM345	88
5.10	Curitiba-PR, composição colorida com Landsat TM345	89
5.11	Relação população-fração de área impermeável para Porto Alegre, Curitiba e São Paulo	90
5.12	Tendência geral da relação população-fração de área impermeável	90
5.13	Discretização espacial de uma bacia hipotética	100
5.14	Esquema de orientações	100
5.15	Algoritmo de <i>Jenson &amp; Domingue (1988)</i> : a) Modelo digital de elevação do terreno; b) Direção do escoamento; c) Representação volumétrica da rede de drenagem	100
5.16	Percurso do escoamento numa bacia urbana	102
5.17	Relação percurso antes-após urbanização	103
6.1	Bacia do arroio Dilúvio, Porto Alegre-RS	107
6.2	Extensões do Plano Diretor de Porto Alegre	109

6.3	Características dos solos da bacia do arroio Dilúvio de acordo com a classificação do SCS	115
6.4	Modelo de elevação do terreno da bacia do arroio Dilúvio	116
6.5	Taxa máxima de ocupação, conforme I PDDU	118
6.6	Fração de áreas impermeáveis, em 1990	119
6.7	Distribuição espacial da chuva de projeto	120
7.1	Discretização da bacia do arroio Dilúvio	122
7.2	Seções principais de cálculo	123
7.3	Seção transversal do arroio Dilúvio, com e sem ponte	123
7.4	Mudanças no tempo de concentração das sub-bacias	125
7.5	Ajuste do modelo hidrológico na sub-bacia 5 (evento 1)	126
7.6	Ajuste do modelo hidrológico na sub-bacia 13 (evento 1)	126
7.7	Ajuste do modelo hidrológico na sub-bacia 9 (evento 1)	126
7.8	Ajuste do modelo hidrológico na sub-bacia 13 (evento 2)	127
7.9	Ajuste do modelo hidrológico na sub-bacia 23 (evento 2)	127
7.10	Ajuste do modelo hidrológico na sub-bacia 5 (evento 2)	127
7.11	Ajuste do modelo hidrológico na sub-bacia 13 (evento 3)	128
7.12	Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 1	136
7.13	Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 2	136
7.14	Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 3	136
7.15	Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 1	137
7.16	Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 2	137
7.17	Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 3	137
7.18	Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 4	139
7.19	Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 5	139
7.20	Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 6	139
7.21	Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 4	140
7.22	Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 5	140
7.23	Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 6	140
7.24	Duração da chuva de projeto	144
7.25	Isoietas para a precipitação total do evento 1	146
7.26	Isoietas para a precipitação total do evento 2	146
7.27	Isoietas para a precipitação total do evento 3	147
7.28	Isoietas para a precipitação total do evento 4	147
7.29	Isoietas para a precipitação total do evento 5	148
7.30	Isoietas para a precipitação total do evento 6	148
7.31	Isoietas para a precipitação total do evento crítico	149
7.32	Hidrogramas simulados, seção 11 - PUC (Tr=2 anos)	153
7.33	Hidrogramas simulados, seção 11 - PUC (Tr=5 anos)	153

7.34	Hidrogramas simulados, seção 11 - PUC (Tr=10 anos)	154
7.35	Hidrogramas simulados, seção 11 - PUC (Tr=25 anos)	154
7.36	Hidrogramas simulados, seção 17 - CPRM (Tr=2 anos)	154
7.37	Hidrogramas simulados, seção 17 - CPRM (Tr=5 anos)	155
7.38	Hidrogramas simulados, seção 17 - CPRM (Tr=10 anos)	155
7.39	Hidrogramas simulados, seção 17 - CPRM (Tr=25 anos)	155
7.40	Hidrogramas simulados, seção 25 - FOZ (Tr=2 anos)	156
7.41	Hidrogramas simulados, seção 25 - FOZ (Tr=5 anos)	156
7.42	Hidrogramas simulados, seção 25 - FOZ (Tr=10 anos)	156
7.43	Hidrogramas simulados, seção 25 - FOZ (Tr=25 anos)	157
7.44	Representação esquemática da área atingida pelo extravazamento do arroio Dilúvio, para a alternativa 3 (chuva de 25 anos de retorno)	162
7.45	Representação esquemática da área atingida pelo extravazamento do arroio Dilúvio, para a alternativa 4 (chuva de 25 anos de retorno)	162
7.46	Níveis máximos para a alternativa 1	164
7.47	Níveis máximos para a alternativa 2	165
7.48	Níveis máximos para a alternativa 3	166
7.49	Níveis máximos para a alternativa 4	167

## CAPÍTULO 1

# INTRODUÇÃO

O surgimento de grandes concentrações de pessoas morando em áreas relativamente pequenas é reconhecido como um inevitável processo histórico da urbanização. Entre as consequências negativas decorrentes do processo de urbanização estão as mudanças nas características físicas das bacias de drenagem e do ciclo hidrológico.

As alterações físicas mais importantes observadas na bacia de drenagem são: a substituição de superfícies permeáveis e rugosas por superfícies menos permeáveis ou impermeáveis e com rugosidades menores; a impermeabilização e retificação dos canais de drenagem naturais e a construção de sistemas de drenagem artificiais, seja na forma de tubulações fechadas ou como canais a céu aberto.

[O impacto da urbanização sobre o escoamento pode ser resumido assim: na bacia em seu estado natural, isto é, antes do processo de ocupação do solo, o escoamento gerado pela precipitação é retido pela vegetação, uma parte infiltra e o excedente esco sobre a superfície do terreno gerando um hidrograma de variação lenta e com picos de enchentes moderados. Com a urbanização, a introdução de superfícies impermeáveis na bacia inibe a infiltração, e acelera o escoamento. Assim, a fração da precipitação que esco superficialmente é maior. Também, com a retificação e impermeabilização dos canais naturais e a incorporação de superfícies impermeáveis e menos rugosas, a velocidade do escoamento tanto na bacia como nos canais aumenta, reduzindo o tempo de resposta da bacia.]

O resultado final das transformações das características físicas da bacia de drenagem é o aumento da vazão pico do hidrograma de escoamento superficial, aumento do volume escoado superficialmente, e redução no tempo de pico. Deste modo o sistema da macro-drenagem da bacia de drenagem é sobrecarregada pelo aumento do fluxo, o que se traduz num aumento da frequência das enchentes.

As consequências da urbanização não são somente as enchentes por elevação dos níveis, existem outros problemas como o aumento da produção de sedimentos e a degradação da qualidade das águas, que contribuem para a piora da qualidade de vida nos centros urbanos.

[Outra característica importante de salientar é que o processo de urbanização numa bacia, condicionado pelo relevo, tende a ocorrer no sentido de jusante para montante na sua macro-drenagem. Assim, o problema é causado pela população que ocupa a bacia por último, enquanto a população que ocupou a bacia originalmente sofre os prejuízos. É importante destacar que muitas vezes o crescimento de uma cidade não significa necessariamente expansão de seus limites geográficos, e sim, um adensamento das áreas já ocupadas.]

## **1.1 - OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA**

Em vista da taxa sempre crescente de urbanização e de seu dramático impacto sobre o escoamento superficial, é necessário desenvolver o planejamento do crescimento urbano dentro de um controle mais distribuído do impacto devido à urbanização.

O objetivo geral desta pesquisa é o de desenvolver instrumentos que auxiliem o planejamento da ocupação do solo de uma bacia urbana, levando em consideração seus efeitos sobre a macro-drenagem, com a finalidade de evitar os problemas crescentes de deterioração da qualidade de vida devido às enchentes. Em outras palavras, elaborar critérios de forma a condicionar o processo de expansão das cidades em harmonia com os interesses econômicos de seus habitantes e a qualidade da vida e do meio ambiente. Mais especificamente os objetivos são:

*- Caracterizar a urbanização, identificando relações entre parâmetros hidrológicos, físicos e de planejamento urbano, e incorporar novas técnicas que melhor se adaptem à realidade brasileira, isto é, próprias para o tratamento de dados escassos;*

*- Desenvolver e aprimorar modelos hidrológicos para a quantificação do impacto da urbanização sobre o escoamento, adicionando técnicas de sensoriamento remoto e os recursos do sistema de informações geográficas, para a obtenção de informações sobre a superfície da bacia, e para a manipulação das informações espacialmente referenciadas, respectivamente;*

*- Avaliar o impacto da urbanização na bacia do arroio Dilúvio em Porto Alegre-RS;*

A magnitude dos problemas decorrentes das freqüentes enchentes ocorridas nas principais cidades brasileiras revelam a necessidade de se desenvolver pesquisa em hidrologia urbana, com a premissa fundamental de identificar a relação entre o processo de crescimento das cidades e seus impactos desfavoráveis sobre o sistema de drenagem.

Deste modo a pesquisa fornece subsídios para que engenheiros, arquitetos, urbanistas e outros profissionais e entidades ligadas ao planejamento do crescimento urbano possam estabelecer critérios e/ou medidas preventivas para condicionar o processo de ocupação e expansão das cidades de forma harmônica com a capacidade do sistema de macro-drenagem. Também, esta pesquisa contribui com elementos que permitem definir medidas mitigadoras e/ou corretivas para serem implantadas em aqueles locais carentes de medidas preventivas ou donde elas resultam insuficiente. Finalmente, destaca-se como mais uma contribuição significativa desta pesquisa, os procedimentos propostos para a obtenção de dados sobre a cobertura e uso do solo da bacia a partir da tecnologia espacial.

## **1.2 - DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO E CONTEÚDO**

No próximo capítulo é discutido o processo de crescimento de uma cidade, apresentando alguns modelos tradicionais que tentam descrever a evolução e expansão das áreas urbanizadas. Contudo, este tema não é explorado com

intensidade por não constituir objetivo específico desse estudo. Também, neste capítulo é apresentada uma revisão sobre o estado da arte, com relação à avaliação da urbanização e seu impacto sobre o escoamento.]

O capítulo 3 concentra-se na descrição sucinta de diferentes modelos matemáticos de simulação, utilizados no processo de avaliação do impacto da urbanização sobre o escoamento. Aqui, é feita uma discriminação entre aqueles modelos próprios para uma abordagem a nível da micro-drenagem, e aqueles orientados para uma análise a nível da macro-drenagem urbana.

No capítulo 4 é apresentada a metodologia proposta, e desenvolvida ao longo desta pesquisa, para a avaliação dos efeitos da urbanização nas cheias. São especificados os modelos utilizados, as técnicas envolvidas e as diferentes fontes de informação consideradas.

[O capítulo 5 concentra-se fundamentalmente em dois aspectos: o primeiro, associado a um parâmetro físico que tem estreita relação com o grau de urbanização de uma bacia: a fração de áreas impermeáveis. Assim, é desenvolvida uma metodologia inovadora para a estimativa da fração de áreas impermeáveis e a sua distribuição espacial, a partir da classificação de imagens digitais, fornecidas por plataformas orbitais. Também, são apresentadas neste capítulo as relações identificadas entre a fração de áreas impermeáveis e parâmetros de planejamento urbano (densidade populacional). O segundo aspecto abordado neste capítulo diz respeito ao tempo de deslocamento da onda da cheia, onde é apresentada a metodologia desenvolvida para o cálculo, de forma distribuída, da velocidade do escoamento na bacia e no canal. Essa proposta metodológica integra técnicas de sensoriamento remoto, análise numérica do terreno e sistemas de informações geográfica.]

O capítulo 6 é dedicado à descrição da área sob estudo, constituída pela bacia do arroio Dilúvio localizada na região metropolitana de Porto Alegre-RS. Aqui, é feita uma breve descrição sobre a evolução da bacia; a estrutura concebida para a base de dados; e a disponibilidade de dados. [Também, são apresentados comentários sobre os instrumentos legais disponíveis para o controle do desenvolvimento urbano, mas especificamente o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre.]

O capítulo 7 refere-se á avaliação do impacto da urbanização, abrangendo aspectos tais como ajuste e verificação do modelo matemático de simulação, alternativas de desenvolvimento urbano, resultados e conclusões extraídas para a área em estudo.

Por último, são apresentadas as conclusões finais sobre a presente pesquisa e as correspondentes recomendações.

## CAPÍTULO 2

### IMPACTO DO DESENVOLVIMENTO URBANO NA DRENAGEM

#### 2.1 - DESENVOLVIMENTO URBANO

Prévia à avaliação propriamente dita do impacto da urbanização sobre a drenagem de uma bacia hidrográfica, é necessário explorar, embora sucintamente, o conceito de "urbano" e os diferentes aspetos que envolve o conceito "desenvolvimento urbano". Também, serão apresentados a seguir alguns dos modelos conceituais que tentam descrever e prever a evolução e expansão de uma cidade.

Diversos são os critérios usados para distinguir entre urbano e rural, de natureza quantitativa e qualitativa. Assim, um critério de "urbano" foi estabelecido por ONU (1970) segundo os pontos de vista demográfico e geográfico. Conforme a visão demográfica: "*considera urbano o agrupamento humano de população igual ou superior a 20000 habitantes*". Já do ponto de vista geográfico, fixa: "*a área é urbana se houver ocupação contínua do espaço por um certo número de habitantes, serviços públicos, instituições, etc.. Essa ocupação contínua, a que se refere o critério geográfico é reconhecida como essencial à caracterização da área urbana (cidade) em quase todas as definições que se conhecem*".

Seguindo um critério político-administrativo, no Brasil classifica-se como urbana a população recenseada nas cidades e vilas. São consideradas "cidades" as sedes municipais e "vilas" as sedes dos distritos. A evolução urbana no Brasil, isto é, a percentagem da população que reside em centros urbanos é a

seguinte: 26,40% (1940), 36,16% (1950), 45,08% (1960) e 55,98% (1970), conforme cita *Ferrari (1991)*.

*Ferrari (1991)* sugere, por razões didáticas, uma definição que englobe diferentes critérios, tais como geográfico, demográfico, produção de tecnologia, sistema económico, entre outros, e propõe: "*Cidade é o espaço contínuo ocupado por um aglomerado humano considerável, denso e permanente, cuja evolução e estrutura (física, social e económica) são determinadas pelo meio físico, pelo desenvolvimento tecnológico e pelo modo de produção do período histórico considerado e cujos habitantes tem 'status' urbano*".

São numerosas as definições encontradas na bibliografia, mas existem problemas de terminologia, uma vez que o mesmo termo é empregado de maneira diferente pelos diferentes autores. Contudo, é importante destacar, como aponta *Derycke (1976)* que o conceito de desenvolvimento ou crescimento urbano envolve três significados: demográfico, espacial e económico.

O conteúdo demográfico compreende quatro aspectos: aumento da população total urbana, aumento do número de cidades, a taxa de urbanização e o aumento da concentração demográfica de população.

O conteúdo espacial refere-se à extensão geográfica das cidades e sua evolução, dado que o desenvolvimento de uma cidade gera constante demanda de espaço para moradia, serviços, instalações, etc..

O aspecto económico está associado com o aumento de produção e da renda urbana. Este é seguramente, o aspecto mais difícil de ser analisado pela falta de dados sobre as economias das cidades. Porém, *Comune (1982)* diz que a abordagem económica do crescimento urbano não é menos importante que os aspectos demográficos e espaciais, e esforços devem ser feitos nessa direção.

Apesar dos três aspectos do crescimento urbano estarem vinculados, o mais frequente é encontrar modelos que tratem cada componente separadamente. Na literatura especializada são destacados diversos modelos para estudos do crescimento urbano, mas a seguir são apresentadas sinteticamente as principais abordagens para a elaboração de modelos de crescimento.

São três as teorias principais: o modelo de base econômica, o modelo dos lugares centrais e o modelo de crescimento por etapas. Os modelos baseados na teoria econômica, neoclássica, fundamentam-se na classificação das atividades da cidade em duas categorias: básicas e não-básicas. As primeiras são aquelas de exportação, consideradas como autônomas e determinadas principalmente pelos fatores externos à cidade. Já as atividades não-básicas são aquelas que dependem dos fatores internos.

A hipótese fundamental desta abordagem, segundo *Comune (1982)*, é que o setor que comanda o crescimento da cidade é o setor básico, porque é justamente ele que faz com que a cidade não se limite a satisfazer suas próprias necessidades, mas também leve em conta a demanda externa.

Ressalta-se que o desempenho deste tipo de modelos está fortemente condicionado pela dificuldade prática para a classificação das atividades básicas e não-básicas (ainda não foi possível identificar um critério consistente). Também, os modelos econômicos podem ser classificados conforme o enfoque em: micro-econômicos e macro-econômicos. Ambos, estão baseados na teoria neoclássica. Enquanto os modelos "*micro*s" orientam a análise para o agente individual, os modelos "*macro*s" preocupam-se com todo o sistema urbano, tratando de identificar os processos envolvidos na localização de uma atividade.

*Carrion (1981)* aponta que não existe inovação ao passar de uma decisão do âmbito individual para o da atividade, com relação aos principais fatores condicionantes da localização. A vantagem dos modelos "*macro*" está no fato que amplia-se o universo de análise, permitindo a sua utilização para efeitos de predição e planejamento físico-espacial das áreas urbanas.

Modelos como os de *Echenique (1994)* e *Landis (1994)* são enquadrados na categoria de modelos essencialmente econômicos.

A teoria dos lugares centrais foi desenvolvida com a idéia, originalmente, de explicar a hierarquia das cidades conforme o tamanho, o número e a distribuição espacial das cidades, mas também pode ser utilizada para explicar o crescimento individual de uma cidade. Segundo esta teoria, é a apropriação de bens e serviços para a região circundante que provoca o crescimento da

cidade. Conseqüentemente o crescimento é função da demanda de bens e serviços da população de seu interior.

O grau de "*centralidade*" é determinado pela classe de cidade. Assim, as cidades de classe elevada fornecem bens ("*superiores*") que a população estaria disposta a procurar a uma distância significativa e que são oferecidos por um número limitado de estabelecimentos. Normalmente são cidades de população considerável e com grandes periferias. Entretanto as cidades de classe inferior fornecem bens de primeira necessidade, e apresentam uma região circundante restrita.

*Brown (1974)*, citado por *Comune*, diz que a teoria de localização e a teoria de preços são partes integrantes da classe de qualquer bem e, dessa forma da ordem hierárquica dos lugares centrais. Entre os modelos baseados na teoria da centralidade urbana pode-se citar o proposto por *Krafta (1994)*.

Finalmente, a teoria de crescimento urbano por etapas trata de explicar o crescimento através da análise de suas diversas fases, como o modelo de *Thompson*, citado por *Comune*. Esse modelo considera quatro etapas no crescimento de uma cidade: a primeira é uma fase de especialização numa atividade de base; a segunda é uma fase de diversificação das atividades; a terceira é a fase de maturação, e a quarta fase é aquela na qual a cidade se torna metrópole.

Uma abordagem mais completa sobre modelos que tentam descrever o processo evolutivo de uma cidade está no trabalho de *Wegener (1994)*, que apresenta uma análise do estado atual da modelagem urbana, através de exposição de doze modelos elaborados nas duas últimas décadas.

## **2.2 - MODIFICAÇÕES DOS PROCESSOS HIDROLÓGICOS**

A urbanização de uma bacia se manifesta principalmente num acelerado processo de impermeabilização de sua superfície, consequência da construção de prédios, ruas pavimentadas, calçadas, estacionamentos, etc. Essas alterações na permeabilidade do solo da bacia reduz a infiltração aumentando o volume escoado superficialmente. Além desta diminuição da infiltração, em áreas urbanas existem outros aspectos que influenciam significativamente as

características "*naturais*" da infiltração tais como: presença de aterros, escavação, compactação, mistura de materiais de diferente granulometria, etc. A incorporação de superfícies semi-permeáveis e impermeáveis torna a superfície do terreno mais lisa, o que aumenta a velocidade do escoamento. Também, o armazenamento em depressões da superfície é reduzido, aumentando ainda mais o excedente da precipitação escoado superficialmente.

Além das causas citadas existem outras circunstâncias numa bacia urbana que podem provocar enchentes por elevação de nível, como por exemplo o estrangulamento da seção do rio ou canal devido à construção de pilares de pontes, represamentos ou remanso gerados por barragens ou rios de maior porte, entre outras.

Após o processo de ocupação do solo, a resposta da bacia aos diferentes tipos de chuva muda radicalmente. Nessas condições, a bacia é capaz de gerar escoamento para os eventos mais freqüentes (menos severos e mais intensos). A proporção no aumento da vazão superficial é significativamente maior nos eventos menos severos e de maior intensidade que nos eventos mais severos e menos intensos. Obviamente, estas novas características da bacia se refletem na distribuição estatística das enchentes: a enchente média anual aumenta, o coeficiente de variação da distribuição diminui e a declividade da curva vazão-tempo de retorno, também, tende a diminuir.

As perdas por interceptação e evaporação são desprezíveis na escala de tempo de um evento chuvoso numa bacia urbana, mas a evaporação tem efeito significativo na recuperação do solo entre eventos.

Outras alterações significativas decorrentes do processo de desenvolvimento urbano na bacia são as mudanças no sistema de drenagem, materializadas na construção de obras de micro-drenagem e modificações substanciais na macro-drenagem. Esta última pode ser sintetizada assim: aumenta a extensão dos canais artificiais, os arroios e córregos são retificados e sua superfície é freqüentemente revestida. Essas mudanças em geral aumentam a eficiência do escoamento antecipando-se o tempo ao pico do hidrograma de escoamento superficial.

Obviamente, existem situações em que a urbanização se apresenta com efeitos contrários aos mencionados, e não acontece um aumento na vazão pico e/ou

uma redução no tempo ao pico. Essas situações ocorrem quando falta manutenção da rede de drenagem, que provoca o assoreamento da mesma. Com isso a sua eficiência hidráulica diminui. O traçado inadequado de ruas e as construções que invadem o leito do rio geram alagamentos (armazenamentos) temporários, que reduzem a vazão pico e retardam o tempo ao pico.

Deve-se destacar como impacto negativo da urbanização de uma bacia hidrográfica não apenas as enchentes e o aumento do volume escoado superficialmente, mas também outros impactos ambientais como a piora na qualidade das águas dos córregos e arroios que atravessam a cidade; o aumento na produção de sedimentos; da contaminação dos aquíferos; além das enfermidades de vinculação hídrica.

Assim, pode-se concluir que do ponto de vista hidrológico são três os aspectos indesejáveis mais preocupantes derivados do fenômeno de ocupação do solo: aumento considerável no volume e velocidade do escoamento superficial; aumento na produção de sedimentos devido à erosão; e deterioração da qualidade das águas drenada pelos esgotos pluviais. Desses três aspectos, especial atenção é dada neste capítulo ao primeiro, isto é, as alterações no escoamento superficial.

A avaliação do impacto da urbanização sobre o escoamento superficial e conseqüentemente na macro-drenagem depende de inúmeros fatores e processos. Contudo, neste estudo serão levados em consideração apenas aqueles mais significativos e que permitam a sua caracterização com uma certa precisão.

### **2.2.1 - Alterações no escoamento**

Uma vez conhecidos os impactos da urbanização, se identificam duas alternativas viáveis para caracterizar as mudanças no comportamento hidrológico: (i) em termos de volume, isto é, na forma de um balanço hídrico através da quantificação dos diversos componentes do ciclo hidrológico (precipitação, evapotranspiração, percolação, escoamento direto, entre outros) e; (ii) analisando o hidrograma de escoamento superficial. Nesta última alternativa as avaliações são obtidas principalmente em termos da vazão pico e do tempo ao pico.

No âmbito da primeira alternativa de avaliação, *Davies & Hollis (1981)* realizaram um balanço hídrico em superfícies impermeabilizadas, as quais foram monitoradas durante três meses. Contrariamente ao que era lógico imaginar, revelaram perdas consideráveis, motivo pelo qual o escoamento registrado nesse tipo de superfícies era significativamente menor do que a chuva total. Verificaram que nos telhados as perdas representam em média 24 % da chuva total, enquanto nas ruas asfaltadas e calçadas de concreto as perdas eram de 83 %, em média. Essas perdas consideráveis foram atribuídas a evaporação e principalmente infiltração, já que as ruas e calçadas da área testada apresentavam muitas trincas, além da alta permeabilidade do subsolo da região. Infiltrações importantes foram detectadas nas ruas asfaltadas e nas juntas com o meio-fio.

*Ferguson & Suckling (1990)* realizaram uma análise estatística do processo de transformação chuva-vazão na bacia de Peachtree Creek, Atlanta, USA, para a qual existem dados registrados por um período de aproximadamente 30 anos (1958-1990). Desses dados foram extraídas duas séries. A primeira correspondente ao período inicial onde a bacia apresentava um baixo grau de urbanização, caracterizado por uma fração de áreas impermeáveis de 30 %. A segunda série corresponde ao período mais recente, estando a bacia fortemente urbanizada. Esse fato se manifesta na fração de áreas impermeáveis, que cresceu para 60 %, aproximadamente. Para esta bacia foram verificadas as transformações ordinárias decorrentes do processo de urbanização, isto é, aumento na vazão pico e diminuição da vazão de base. Essas alterações foram observadas tanto nos períodos "secos" como nos períodos considerados "chuvosos". Contudo, um comportamento diferenciado foi detectado para o volume total do escoamento, que manifestou uma redução nos períodos "secos". Os autores argumentam que essa diferença está dada pelo acréscimo da evapotranspiração nesses períodos, devido a que a vegetação em áreas urbanas fica exposta a advecção de calor das áreas vizinhas.

*Ven (1990)* desenvolveu um trabalho objetivando a identificação das transformações hidrológicas, originadas pelo fenômeno de urbanização, no qual apresenta um esquema geral do ciclo hidrológico em bacias urbanas, em termos qualitativos e quantitativos, e relata as variações ao longo do tempo dos diferentes processos hidrológicos. A importância do balanço hidrológico é manifestada, afirmando que esta metodologia é de fundamental importância na primeira etapa do processo de avaliação do escoamento em bacias urbanas,

uma vez que permite identificar os parâmetros hidrológicos mais significativos. Uma síntese do balanço hídrico realizado pelo autor em áreas urbanizadas da Holanda e Suécia é mostrada na tabela 2.1. Os resultados obtidos mostraram um grande desempenho dos pavimentos permeáveis, já que constituíram-se na principal fonte de recarga sub-superficial. Também, foi evidenciado que os aspectos mais críticos do balanço hídrico em regiões urbanizadas são a falta de um método apropriado para a estimativa da evapotranspiração, consequência dos micro-climas extremamente variáveis que se formam, e o desconhecimento do processo de evaporação de superfícies impermeáveis.

Tabela 2.1 - Sínteses do balanço hídrico em três áreas urbanas

Variáveis	Tipo das áreas urbanizadas		
	Residencial (Lund)	Residencial (Lelystad)	Estacionamento (Lelystad)
Área (km <sup>2</sup> )	19,00	0,02	0,076
Área impermeável (%)	0 a 4	< 0,5	< 0,5
Tipo de solo	areia/argila	argila	argila
Habitantes	60000	200	-
Precipitação (mm)	662	743	777
Evapotranspiração (mm)	298	312	138
Percolação (mm)	72	367	340
Escoamento direto (mm)	230	168	396
Abastecimento de água (mm)	427	529	-
Tratamento de esgoto (mm)	893	454	-

Fonte: Ven (1990)

*Stephenson (1994)* desenvolveu uma pesquisa, com base num balanço hídrico, para avaliar o efeito da urbanização sobre o escoamento. Para tanto foram monitoradas durante cinco anos duas bacias adjacentes de aproximadamente o mesmo tamanho (76 ha), forma e declividade. As bacias localizam-se nas proximidades da cidade de Johannesburg-South Africa.

Uma das bacias (Sunninghill) com uma declividade uniforme de 60 m/km no sentido leste-oeste sofreu um processo de urbanização que atingiu 70% da área de bacia, onde o tipo de ocupação predominante é o residencial. Esta bacia é

zoneada em unidades residenciais de 1500 m<sup>2</sup> cada uma. A fração de áreas impermeabilizadas estimada é de 25%. Contudo, a maior parte (70% desses 25%) é formada de áreas impermeáveis que não estão diretamente conectadas ao sistema de drenagem pluvial. Desta forma a impermeabilidade efetiva é bem menor. A segunda bacia (Winterval) também apresenta uma declividade uniforme de aproximadamente 63 m/km e ainda conserva a suas características naturais, isto é, pode ser considerada como uma bacia rural.

Assim, trabalhando com valores diários acumulados (para o período agosto/87 a fevereiro/91) os resultados da pesquisa mostraram que da precipitação total, 4 % escoava superficialmente, 29 % infiltrava e os 67 % restantes representavam perdas por evapotranspiração, para a bacia rural. Já na bacia urbanizada o escoamento superficial representava 15 %, a infiltração 18 % e as perdas por evapotranspiração somavam 67 % da precipitação total, como na bacia rural. O registro de valores de evapotranspiração iguais para ambas as bacias deve-se ao fato da bacia urbanizada ser ocupada principalmente por áreas residenciais, que possuem grandes jardins e áreas verdes. Assim, essas áreas geram perdas por evapotranspiração equivalentes às da bacia rural.

As maiores mudanças ocorrem no volume escoado superficialmente que é até quatro vezes superior ao das condições naturais. O autor atribui isso principalmente à impermeabilização do solo, mas também à canalização e redução dos tempos de concentração da bacia.

Outros pesquisadores desenvolveram seus trabalhos de quantificação do impacto negativo da urbanização na resposta de uma bacia seguindo a segunda alternativa de análise comentada anteriormente, a de analisar as alterações no hidrograma de escoamento superficial. Entre ele, *Motta (1982)* simulou a parte média da bacia do arroio Dilúvio (de aproximadamente 25 km<sup>2</sup>) em Porto Alegre-RS. Essa área foi discretizada em diversas sub-bacias, que contribuíam diretamente para o canal principal do arroio Dilúvio. As sub-bacias (transformação chuva-vazão) foram simuladas com o modelo do tipo concentrado IPH II, enquanto a propagação da onda da cheia no canal foi feita pelo modelo da onda cinemática. Como parâmetro representativo do grau de urbanização da bacia utilizou a fração de áreas impermeáveis.

O objetivo do trabalho não era apenas avaliar o comportamento da bacia conforme as condições de ocupação do solo da época, e sim, também inferir

sobre qual seria a resposta da bacia no futuro. Para tanto, o autor estabelece uma relação entre a densidade populacional e a fração de áreas impermeáveis, que é empregada para estimar as características do cenário urbano futuro, em termos de ocupação. É importante ressaltar que a fração de áreas impermeáveis, usadas no estabelecimento da relação citada, foi obtida por medição direta em fotografias aéreas em escala 1:5000. O autor concluiu que os efeitos da urbanização são significativos, confirmando as constatações de outros pesquisadores, isto é, aumento do volume escoado superficialmente, aumento da vazão pico e antecipação do tempo ao pico do hidrograma de escoamento superficial.

*Jesus & Eiger (1983)* estudaram o problema das enchentes urbanas, na bacia do ribeirão dos Meninos (de aproximadamente 100 km<sup>2</sup>) em São Paulo. Para tanto utilizaram um modelo baseado no método da onda cinemática. Embora na etapa de verificação, o modelo não se mostrou satisfatório, foi possível constatar que o hidrograma sob hipótese de pré-urbanização apresenta um amortecimento e um retardo no tempo ao pico, em relação ao hidrograma representativo da situação posterior à urbanização.

*Sanchez et al (1986)* deu continuidade ao trabalho de *Motta (1982)* na bacia do arroio Dilúvio, mas usando o modelo RORB. A diferença principal com o modelo de *Motta* é que o modelo RORB faz a propagação da cheia no canal pelo método do armazenamento não-linear. Os resultados obtidos evidenciaram um aumento de até 88% em média para a vazão pico, após a urbanização. Já as mudanças no tempo de deslocamento da onda não foram significativas, apenas em dois eventos simulados foi detectada uma antecipação do tempo ao pico do hidrograma superficial.

*Diaz (1987)* realizou uma regionalização de hidrograma unitário com base em informações de 19 bacias urbanas e suburbanas brasileiras. Deste modo obteve as expressões para os diferentes parâmetros que definem o hidrograma unitário em função das características físicas da bacia, tais como: área de drenagem, declividade e comprimento do canal principal, e fração de áreas impermeáveis. Mais uma vez a impermeabilização da bacia é usado como parâmetro indicador da urbanização, verificando que um acréscimo desta gera uma vazão pico maior, além de antecipar-se no tempo. Então, o resultado desta pesquisa é um instrumento que permite facilmente quantificar o escoamento superficial sob

diversos graus de urbanização da bacia, e também, fazer estimativas em bacias sem dados hidrológicos.

Embora os resultados de *Diaz* tenham sido amplamente satisfatórios, quando utilizada esta metodologia em bacias sem dados hidrológicos deve-se ter a precaução de verificar que as características da bacia de interesse sejam compatíveis com as das bacias utilizadas no estudo de regionalização.

As enchentes na bacia urbana do rio Belém, em Curitiba-PR, também foram objeto de estudo. Esses estudos se iniciaram com o trabalho de *Fendrich & Freitas (1987)* e continuaram com as pesquisas de *Gomes & Fendrich (1989)*, que complementou o trabalho anterior com dados mais atualizados. Em ambos os trabalhos foi usado o modelo hidrológico geral de *Ven Te Chow*. Apenas o volume foi simulado corretamente, mas o modelo não conseguiu representar satisfatoriamente a vazão pico, tempo ao pico e a forma geral do hidrograma.

Baseado no método da onda cinemática, *Wong & Chen (1989)* implementaram um modelo matemático para determinar a vazão pico a partir de uma bacia idealizada, composta de dois planos de escoamento e um canal de drenagem. Usando esse modelo avaliaram o impacto da forma da bacia sobre o aumento da vazão pico devido à urbanização. Para uma determinada forma representativa da bacia (*Chen & Wong, 1989*) verificaram que para uma condição inicial do solo caracterizada por uma cobertura de grama, após a ocupação do solo a vazão pico aumentava duas a três vezes. Mas, se a condição de referência era uma bacia com floresta, após a urbanização a vazão pico era até seis vezes a vazão pico sob a condição inicial.

*Silva & Porto (1991)* avaliaram as consequências do processo de ocupação intensivo do solo, sobre o escoamento em áreas urbanizadas localizadas em Lavínia e Mirandópolis, São Paulo. Os autores simularam diversos acréscimos no grau de urbanização, que se manifestaram nas conseqüentes elevações na vazão pico. Contudo, esses acréscimos na vazão pico foram considerados como poucos significativos frente à magnitude dos acréscimos no grau de urbanização adotados. O processo de transformação de chuva em vazão foi feito com um modelo do tipo distribuído, enquanto para a propagação do escoamento no canal foi usado um modelo hidrodinâmico.

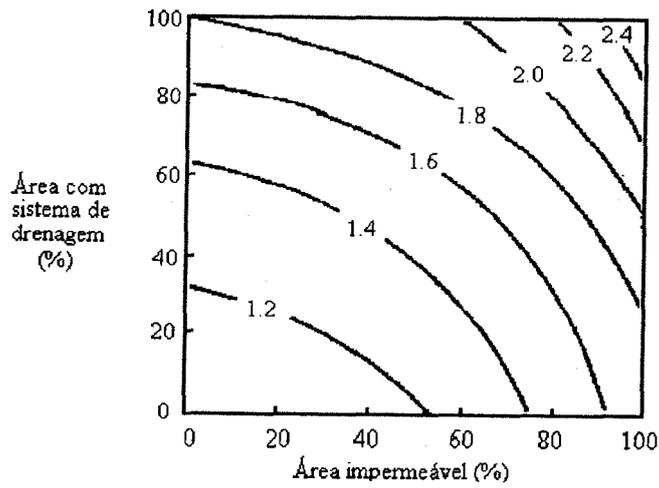
Em trabalho mais recente, *Wong & Chen (1993)* avaliaram os efeitos da urbanização sobre a vazão pico e tempo ao pico para bacias com declividade constante e para bacias com declividade variáveis, isto é, com declividade crescente no sentido de jusante para montante. O grau de urbanização da bacia foi representado em termos da percentagem de áreas impermeabilizadas e a percentagem da área da bacia dotada de sistema de drenagem. Os autores expressaram os resultados em termos da relação entre a vazão pico depois e antes da urbanização como uma função das percentagens de áreas impermeabilizadas e áreas dotadas de sistema de drenagem.

Os resultados obtidos são mostrados nas figuras 2.1 a, b e c. Pode perceber-se que para bacias com declividade constante a influência da percentagem de áreas impermeáveis é comparável com a influência da percentagem de área dotada de sistema de drenagem. Já no caso de bacias com declividade variável a configuração das curvas mostra uma influência preponderante da percentagem de áreas impermeáveis no aumento da vazão pico, sendo pouco significativa a participação da percentagem de área com sistema de drenagem, no incremento da vazão pico do escoamento superficial.

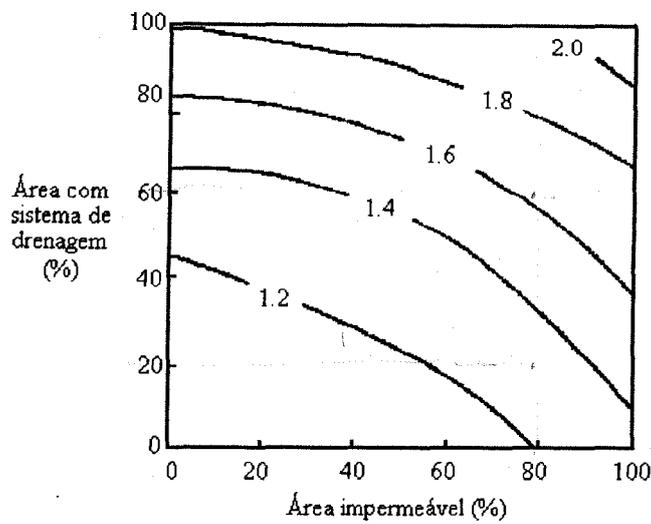
Para obter estes resultados os pesquisadores trabalharam com bacias com diferentes graus de urbanização, que compreendem bacias rurais até bacias totalmente urbanizadas. Essas bacias foram representadas como sendo formadas por planos retangulares de escoamento que aportam para um canal principal.

Para as simulações foi utilizado o algoritmo da onda cinemática, uma vez que permite levar em consideração as alterações nas características físicas da bacia, devido à urbanização.

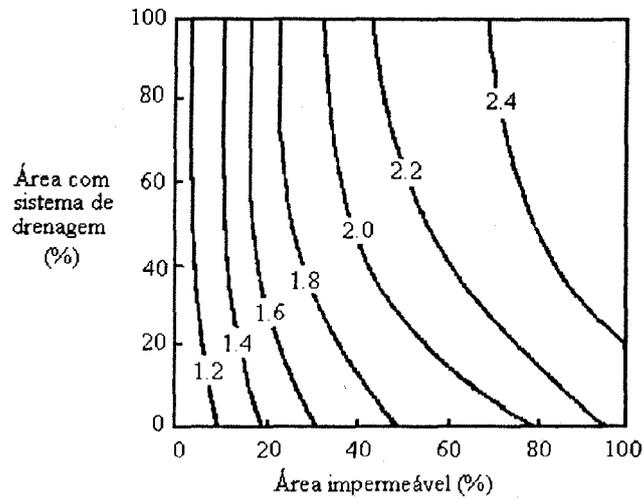
Quanto ao tempo de deslocamento da onda da cheia, os autores verificaram uma mesma tendência geral, tanto para bacias com declividade constante como para bacias com declividade variável. Esta tendência indicava a diminuição do tempo de deslocamento com o aumento do grau de urbanização.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.1 - Aumento da vazão pico devido à urbanização, numa bacia de 1 km<sup>2</sup> com declividade: a) constante de 0,5%; b) constante de 10%; c) variável de jusante para montante

Fonte: Wong (1993)

### 2.2.2 - Impactos ambientais

Além das consequências da urbanização sobre o escoamento, outros efeitos não menos importantes são a erosão e produção de sedimentos, e a piora da qualidade das águas pluviais.

Com relação à erosão hídrica, ela pode ser dividida em dois tipos principais: a erosão hídrica pluvial que é aquela provocada pelas águas de chuva, e a erosão hídrica fluvial, provocada pelas águas dos rios. São diversos os fatores que condicionam a magnitude da erosão e a conseqüente quantidade de sedimento produzidos, tais como: tipo do solo, cobertura vegetal, topografia, condições climáticas, etc..

*Lopes (1980)*, comenta que a cobertura vegetal influencia a taxa de escoamento superficial e a erosão mais do que qualquer outro fator físico individual. De forma sintética o efeito da vegetação sobre a erosão pode ser descrito assim: as raízes e principalmente as copas das árvores amortecem a queda das gotas de água, diminuindo o impacto sobre o solo; os troncos e raízes dificultam o movimento das águas na superfície do terreno, gerando uma infiltração e evitando o aumento da velocidade do escoamento superficial. Também, as raízes "*amarram*" a terra evitando e/ou dificultando sua soltura e posterior remoção. A intensidade da precipitação, o tipo de solo, sua declividade, sua condição de umidade e sua permeabilidade são também fatores importantes no processo erosivo.

Normalmente existe um processo erosivo na superfície do terreno, considerado como normal quando ocorre sob condições naturais. A erosão em decorrência de desequilíbrios no meio ambiente provocados pelas atividades humanas são: abertura de ruas em locais com declividades muito grandes e em sentido perpendicular as curvas de nível; execução de loteamentos sem as correspondentes obras de captação e drenagem e/ou em regiões muito íngremes; retirada da cobertura vegetal da superfície do terreno, etc. Esse processo erosivo se acelera provocando um drástico aumento na produção de sedimentos.

A incorporação de superfícies e estruturas impermeáveis entre o solo e a precipitação, se traduz numa mudança no regime do escoamento com

consequências sobre o processo erosivo maiores do que aquelas provocadas pelo desmatamento, conforme cita *Fendrich et al (1984)*.

Resumindo, os impactos mais evidentes do fenômeno de erosão urbana são dados nos imóveis, e principalmente na rede de drenagem constituída pelos sistemas de drenagem pluvial, canais e córregos que atravessam a cidade, os quais são assoreados ou erodidos devido à maior energia produzida pelo aumento da vazão e da velocidade. O assoreamento de canais provoca um aumento nos níveis das águas tornando as enchentes mais freqüentes. Também, são provocados danos em quase todas as obras de infra-estrutura restantes, representadas pelas redes de água, eletricidade, telefone, pavimentação, etc., muitas vezes totalmente inutilizados o que representa um desperdício dos recursos gastos para sua construção.

Finalmente, o crescimento das cidades, aliado ao crescimento industrial tem-se manifestado como fonte geradora dos mais diversos tipos de poluentes. Esses poluentes são então incorporados às águas pluviais durante uma precipitação contaminando-as, e por sua vez, transportados para os corpos receptores dessas águas pluviais.

Estudo desenvolvido por *Roesner (1974)*, citado por *De Luca & Ide (1983)*, evidencia que a contribuição mais significativa de poluentes no meio urbano deve-se à superfície do solo, particularmente as ruas, sarjetas e aquelas superfícies diretamente conectadas com a rede de drenagem. Quando os excessos de precipitação iniciam o escoamento superficial, incorporam e transportam os poluentes depositados nessas superfícies. O resultado da remoção desses materiais é a degradação da qualidade das águas de drenagem pluvial.

O depósito de materiais poluentes sobre a superfície da bacia ocorre de diferentes modos: entulhos abandonados ou espalhados por indivíduos, produtos de varreção de calçadas, entulhos e outros poluentes colocados ou lavados dos pátios cobertos ou não e conduzidos para a rua, esgoto e lixo de edifícios, resto de lixo doméstico abandonados durante a coleta ou espalhados por animais ou vento, produtos emitidos pelos veículos (óleo, graxa, fuligem de freio, borracha, etc) ou de fontes estacionárias (catalisadores da produção industrial e partículas precipitadas da poluição atmosférica).

São inúmeros os aspectos que condicionam as concentrações de poluentes, tais como: condições climáticas, topografia do terreno, cobertura da superfície do solo, densidade populacional, impermeabilização do solo, frequência de varreção de ruas e coleta de lixo, poluição do ar, vazão do escoamento, etc.

Uma medida da importância da poluição das águas pluviais é apresentada por *Sartor et al (1974)*, que avaliaram a poluição provocada pela drenagem das águas pluviais de uma cidade (de 100 mil habitantes e uma extensão aproximada de 57 km<sup>2</sup>), em comparação a outras fontes de poluição. Após a primeira hora de escoamento, gerado por uma precipitação de 127 mm/h de intensidade, as águas pluviais contribuíam com aproximadamente 50, 110, 50, 180, 870 e 4310 vezes mais a carga de DBO<sub>5</sub>, DQO, NTK, fosfato, coliformes totais e sólidos suspensos sedimentáveis do efluente da planta de tratamento secundário de esgoto da cidade no mesmo período.

*Gomes (1981)* analisou as águas da drenagem pluvial de duas bacias urbanas localizadas na cidade de São Carlos-SP, e obteve concentrações de sólidos totais, DBO<sub>5</sub>, DQO e coliformes totais comparáveis aos encontrados em bacias urbanizadas nos outros países.

Com relação à carga de óleo e graxa, *Pitt & Amy (1977)*, apud *De Luca & Ide (1983)*, encontraram valores de até 9,25 g/m de sarjeta/dia para áreas industriais, 1,38 g/m de sarjeta/dia para áreas comerciais e 5,24 g/m de sarjeta/dia para áreas residenciais. Significativas quantidades de metais pesados também foram encontrados nas superfícies das ruas, e representam uma carga de 10 a 100 vezes a concentração de metais nos esgotos sanitários domésticos.

### **2.3 - PLANEJAMENTO E CONTROLE DO ESCOAMENTO**

Um requisito essencial para o sucesso de qualquer plano de controle de enchentes em áreas urbanas é que ele se estenda à bacia hidrográfica como um todo e não se restrinja apenas aos limites administrativos do município. As diversas medidas de controle podem ser classificadas em duas categorias principais: medidas não-estruturais, e medidas estruturais.

Na categoria "*não-estrutural*", o zoneamento das áreas de inundação e o estabelecimento de sistemas de alertas são talvez as soluções mais difundidas. O zoneamento consiste em fazer um mapeamento das áreas de inundação em função do nível máximo correspondente a cheias de diferentes períodos de retorno. Nessas zonas, conforme o risco de alagamento, são fixados quais os uso e/ou ocupação permitidos. Este sistema de controle das enchentes pode constituir um documento único ou formar parte de outros instrumentos legais, como por exemplo os Planos Diretores de Desenvolvimento Urbano.

Obviamente, o zoneamento é válido para zonas que ainda não foram ocupadas, ou com ocupação rarefeita, onde um programa de transferência da população para locais mais seguros é viável. Para zonas já ocupadas, a opção mais efetiva é o estabelecimento de um sistema de alerta que permita prevenir com antecedência de curto prazo a ocorrência de uma cheia. Deste modo seria possível realizar a evacuação das áreas afetadas e assim evitar danos maiores.

Do ponto de vista econômico a conveniência é para as medidas não-estruturais. Contudo, a nível do Brasil não é prática generalizada o controle de enchentes urbanas por meio de medidas preventivas. Entre as exceções está a cidade de Estrela, no Rio Grande do Sul, que em seu Plano Diretor fixa zonas de uso, restringindo a ocupação de áreas com cotas menores às estabelecidas no zoneamento de inundação.

A prática mais freqüentemente observada no Brasil é a de evitar ou atenuar as enchentes urbanas através de medidas estruturais, tais como canalização de trechos críticos. A idéia implícita nesta opção de controle do escoamento é a de retirar os excessos superficiais tão rápido como seja possível. Porém, a experiência prática mostrou que na maioria das situações o efeito deste tipo de obras é apenas o de transferir o problema para jusante.

É pelas razões expostas que atualmente, particularmente nos Estados Unidos e no Japão, está se consolidando uma nova abordagem para o controle do escoamento em áreas urbanizadas, que tem por objetivo favorecer a detenção superficial e a infiltração, muitas vezes combinada com processos de armazenamento temporário. Seguindo esta tendência, as soluções mais difundidas são: bacias de detenção (ou retenção); dispositivos de infiltração (valas e trincheiras infiltração, bacias de percolação, entre outros); uso de pavimentos permeáveis, etc.

As bacias de retenção são reservatórios que permitem o armazenamento temporário dos excessos superficiais. Elas podem ser implementadas de forma centralizada, isto é, uma única bacia de retenção de grandes dimensões e localizada preferencialmente em espaços públicos, ou de forma descentralizada. Neste último caso, as bacias de retenção estão constituídas por pequenas cisternas, implementadas a nível de lote urbano. As estruturas centralizadas tem por finalidade o controle do escoamento a nível da macro-drenagem da bacia, enquanto dispositivos descentralizados fazem o controle a nível da micro-drenagem, ou seja, atendendo a determinados locais dentro da bacia.

A diferença entre bacias de retenção e bacias de retenção está no critério de dimensionamento. As primeiras, são projetadas para manterem uma lâmina permanente de água, enquanto as últimas secam após seu uso durante uma tormenta severa, e podem ser utilizadas para outras finalidades.

Inicialmente, o critério para o dimensionamento das bacias de retenção era baseado num único objetivo, como por exemplo o controle da vazão pico. Com o tempo os pesquisadores perceberam a conveniência de se utilizar critérios multi-objetivos. Assim, por exemplo, foram incorporados critérios baseados no volume e tempo de retenção, já que o aumento no tempo de retenção conduziria a uma melhora na qualidade das águas (por decantação de sedimentos em suspensão), e também, favoreceria a recarga de aquíferos.

*Moglem & McCuen (1990)* realizaram uma pesquisa que tinha como meta o controle de enchentes e a melhora da qualidade das águas pluviais através do uso de bacias de retenção. Concluíram que os benefícios obtidos com o controle de sedimentos eram insignificantes frente aos benefícios gerados pelo controle das enchentes. Além disso, verificaram que as estruturas centralizadas são mais eficientes no controle da qualidade da águas que pequenas bacias de retenção distribuídas. Neste último caso o tempo de retenção é muito pequeno, resultando ineficiente para a decantação dos sedimentos em suspensão.

Com relação aos dispositivos de infiltração e percolação, o que se pretende é a criação de espaços que facilitem a infiltração da água no solo, de modo que o armazenamento e o fluxo subterrâneos possam ser aproveitados para retardar o escoamento superficial. *Urbanas e Stahre (1993)* citam como vantagens deste tipo de dispositivo a possibilidade de reduzir a carga poluente transportada para os rios; reduzir a vazão pico para jusante; favorecer a recarga de

aquíferos, entre outras. Entre as desvantagens, destacam a possibilidade de impermeabilização dos solos; o aumento do nível freático que pode atingir os sub-solos das construções, etc.

Alguns pesquisadores restringem a utilização dos dispositivos de infiltração e percolação apenas a nível de lote urbano e espaços verdes, vetando a sua utilização principalmente em ruas e áreas com tráfego de carros. O motivo argumentado é que nessas áreas existe depositada na superfície uma quantidade muito grande de materiais tais como graxas, óleos, e outros resíduos produzidos pelos veículos que poderiam ser removidos e infiltrado no solo contaminando o lençol freático.

*Sieker (1984)* apresenta quatro alternativas de infiltração, como opções de gerenciamento das águas pluviais. A primeira refere-se aos planos de infiltração materializados por pavimentos permeáveis, simples superfícies de material granular, pavimentos tipo pedregulho e superfícies cobertas por vegetação. A característica comum dos planos de infiltração é a falta de detenção e/ou armazenamento. Portanto para ser eficiente deve ter uma capacidade de infiltração igual ou maior à intensidade do evento chuvoso. *Sieker* recomenda desenhar os planos de infiltração para uma precipitação de 10 a 15 minutos de duração e um tempo de recorrência de 5 anos.

A segunda alternativa de infiltração está constituída pelas bacias de infiltração, que são uma forma combinada de detenção em superfície e infiltração. Essas bacias de detenção geralmente localizam-se lateralmente às áreas impermeáveis, das quais recebem os aportes. São de pouca profundidade, 0,1 a 0,3 m, e cobertas por vegetação. É freqüente dimensionar estas bacias supondo que os aportes e a infiltração permaneçam constante durante o evento chuvoso. Assim, a capacidade da bacia de infiltração será igual aos aportes menos a infiltração.

A terceira alternativa de infiltração são as bocas ou fossas de infiltração, recomendável principalmente se o subsolo do local é de material granular ou areia de espessura considerável e o nível freático não fica próximo (menos de 3 a 4 m) da superfície do terreno.

Apesar da eficiência comprovada destas estruturas de infiltração, existem alguns problemas associados, como o da manutenção. Pois com o tempo,

podem sofrer entupimentos pelos sólidos em suspensão na água ou pelo material assentado sobre as estruturas. Um outro inconveniente é que estas obras artificiais de infiltração aumentam o potencial de poluição do subsolo e do lençol freático.

Foi citado anteriormente, como terceira alternativa de controle de escoamento, o uso de pavimentos permeáveis. Este tipo de pavimento se diferencia do convencional pela sua composição, carente de materiais finos. Contudo o processo construtivo é semelhante. *Urbonas e Stahre (1993)* apresentam mais detalhes sobre a composição e processo construtivo dos pavimentos porosos. Este tipo de material, é usado preferencialmente em ruas de trânsito limitado ou restringido a veículos leves; em estacionamentos; em passeios, etc.

*Diniz (1975)* pesquisou o desempenho dos pavimentos porosos em áreas urbanizadas, e menciona como benefícios mais significativos os seguintes: a) redução considerável da vazão e do volume escoado sobre a superfície pavimentada; b) possibilidade de serem utilizados em áreas já urbanizadas; c) menor custo de construção, devido à eliminação de sarjetas e bocas de lobo; d) diminuição da dimensão do sistema de drenagem pluvial; e) segurança no trânsito quanto à hidroplanagem; f) melhoria da visibilidade com relação aos pavimentos tradicionais.

*Jacobsen et al (1981)* avaliaram a redução do volume do escoamento superficial de uma pequena área dotada de pavimento poroso, em relação à hipótese de pavimento impermeável. A área sob estudo, um estacionamento de carros de 682 m<sup>2</sup> e 1,4% de declividade, tinha uma cobertura porosa constituída por uma mistura de 72% de pedras de granito e 28% de areia. Após cinco meses de monitoramento contínuo, determinaram que a percentagem de escoamento para o pavimento poroso era de 9%. Já sob a hipótese de pavimento impermeável, essas percentagens atingiram valores próximos a 80%.

*Ichikawa (1984)* também se interessou pela utilização de cobertura permeáveis em áreas urbanizadas. Assim, experimentou uma superfície constituída por quatro camadas: uma superior artificial de turfa, logo uma de pavimento permeável, uma terceira de material poroso e finalmente uma base de areia. Foram construídas dez parcelas com esta cobertura, sendo que algumas delas tinham também na base uma camada impermeável e drenos. Verificou em todas as parcelas coeficientes de escoamento menores do que 6%. Embora esses

resultados indiquem um bom desempenho da cobertura permeável, devem ser tomados apenas como indicativos pois a avaliação limitou-se a um único evento de 3.5 mm e 40 minutos de duração.

Um sistema de drenagem experimental, que integra as diversas alternativas de controle de escoamento apresentadas, foi implementado numa área de 296 ha densamente urbanizada em Tokyo, e apresentado em *Fujita (1984)*. Os componentes desse sistema experimental são: a) pavimentos permeáveis, b) bocas de infiltração, c) trincheiras de infiltração, d) mudança no traçado do sistema de drenagem, e) armazenamento em reservatórios subterrâneos, e f) meio-fio porosos.

Esta estratégia de controle das enchentes urbanas consiste numa combinação de operações de infiltração e armazenamento da água. Contrariamente às experiências mais frequentes que tentam eliminar as águas tão rápido como seja possível, aqui a ideia é retardar ao máximo o escoamento. A figura 2.2 mostra um esquema conceitual deste sistema de drenagem experimental.

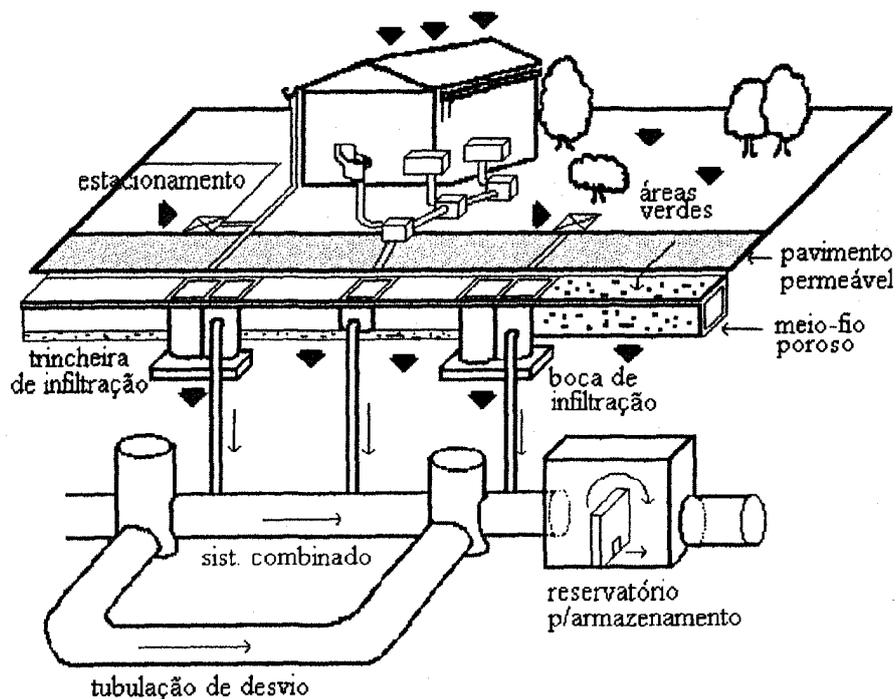


Figura 2.2 - Sistema experimental de drenagem

Fonte: Fujita (1984)

O pavimento permeável é recomendado para ser usado em calçadas, ruas secundárias de até 5 m de largura e em estacionamentos. A limitação no uso deste tipo de material está no fato de não suportar grandes cargas, já que deforma facilmente.

O segundo elemento deste sistema de drenagem experimental é a boca de infiltração onde o escoamento infiltra através de uma camada de material granular colocado no fundo, e freqüentemente conectado às trincheiras de infiltração.

Neste sistema, as trincheiras permitem a infiltração dos excessos da precipitação no solo, e são construídas de materiais porosos colocados dentro de filtros de material granular. As figuras 2.3 e 2.4 mostram em detalhe a boca de infiltração e a trincheira de infiltração, respectivamente.

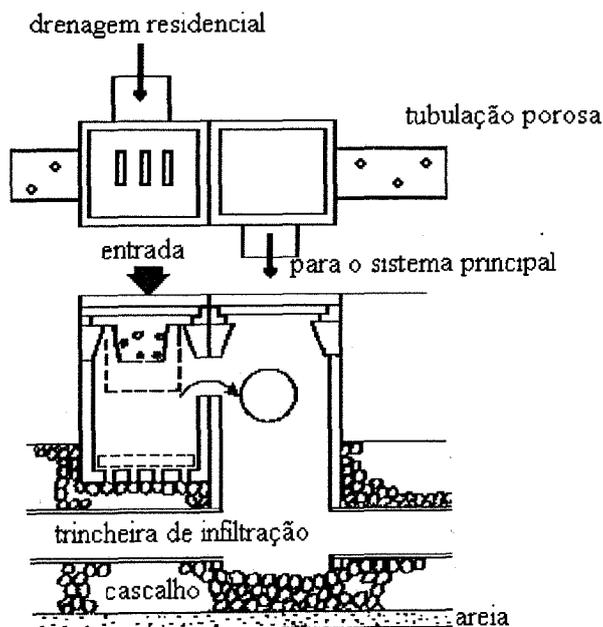


Figura 2.3 - Boca de infiltração  
Fonte: Fujita (1984)

Já as mudanças no traçado do sistema de drenagem, como esquematizado na figura 2.5, tem por objetivo prolongar o tempo de viagem do escoamento. Com este tipo de solução, o tempo de viagem do escoamento pode até duplicar.

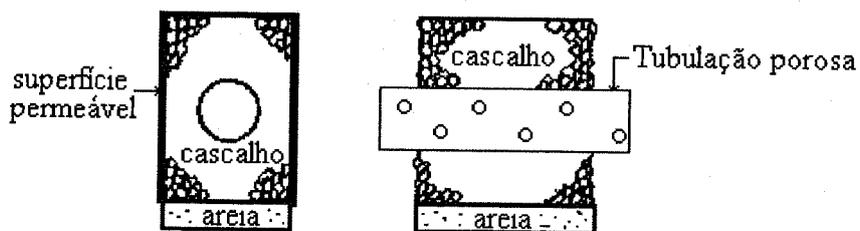


Figura 2.4 - Trincheira de infiltração

Fonte: Fujita (1984)

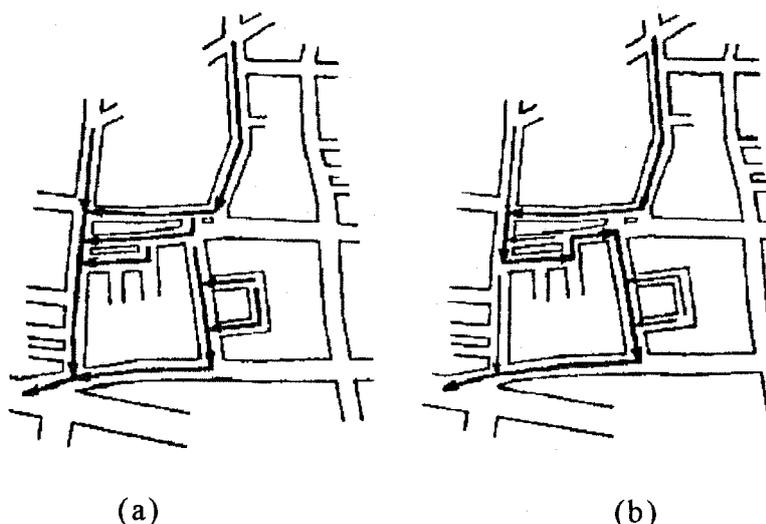


Figura 2.5 - Traçado da rede de drenagem: a) convencional; b) alternativo

Fonte: Fujita (1984)

Outro dispositivo integrante do sistema experimental de drenagem são os armazenamentos subterrâneos, cujo funcionamento é o seguinte: em dias secos, onde o escoamento é mínimo, esta estrutura não altera significativamente o escoamento, mas em dias chuvosos o aumento do volume escoado supera a capacidade de descarga do orifício de fundo, então a água é armazenada provocando um retardo do escoamento. Por último, na figura 2.6 é apresentada a estrutura construtiva do meio-fio poroso.

Com relação ao custo deste sistema, é aproximadamente 20 % superior ao sistema convencional de drenagem pluvial. Apesar do aumento significativo desse custo, o mesmo pode ser considerado razoável frente aos benefícios obtidos com o controle das enchentes urbanas.

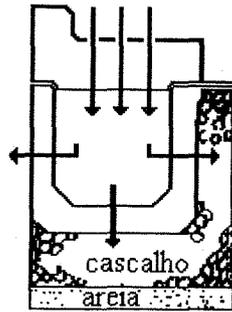


Figura 2.6 - Meio-fio poroso

Fonte: Fujita (1984)

Após uma década, *Fujita (1993)* avaliou novamente o desempenho do sistema de drenagem experimental, verificando a mesma eficiência apresentada em 1984. Também, cita que no mesmo período não foram evidenciados problemas de poluição das águas subterrâneas. *Fujita*, apresenta ainda outro dispositivo para diminuir os efeitos dos excessos superficiais. Tal dispositivo, apresentado na figura 2.7, é um reservatório permeável no fundo, para permitir a infiltração. Além da infiltração, a água armazenada pode ser utilizada para outros fins, como irrigação de espaços verdes, lavagem de carros, etc.

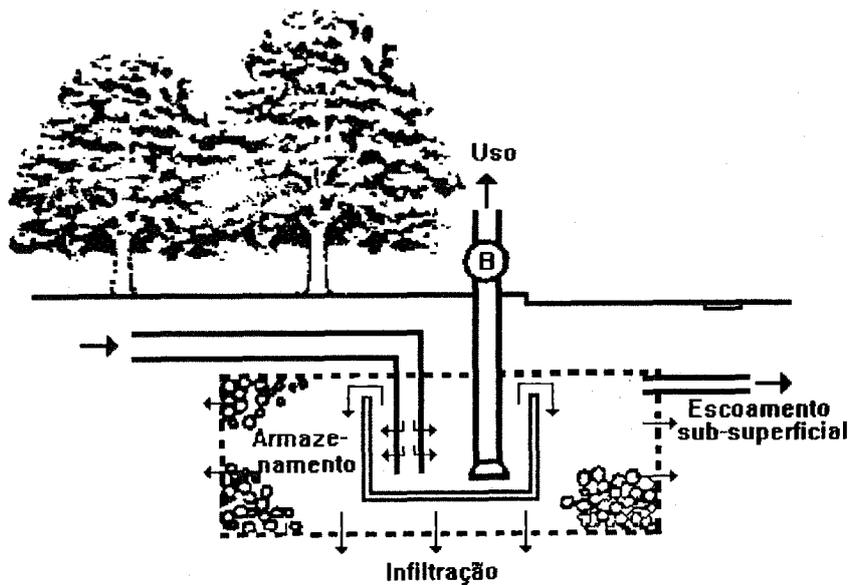


Figura 2.7 - Dispositivo para controle do escoamento pluvial

Fujita (1993)

Diante da eficiência comprovada do sistema experimental de drenagem, o governo de Tokyo iniciou em 1992 um programa de incentivo aos cidadãos, para implementarem nas suas propriedades superfícies permeáveis. Ainda a nível de todo o Japão, foi disposto que novos loteamentos, maiores do que 1000 m<sup>2</sup>, devem adotar estruturas de infiltração e/ou retenção para diminuir o escoamento pluvial.

## CAPÍTULO 3

# MODELOS DE QUANTIFICAÇÃO DO ESCOAMENTO NUMA BACIA URBANA

### 3.1 - AVALIAÇÃO DA URBANIZAÇÃO

A adoção de qualquer medida preventiva e/ou corretiva do impacto da urbanização exige a quantificação prévia do escoamento. Essa quantificação pode ser abordada segundo dois níveis principais, como cita *IPH (1993)*: macro-drenagem e micro-drenagem. Contudo nem sempre é possível diferenciar com precisão as duas situações.

A macro-drenagem é entendida como o escoamento nos fundos dos vales que normalmente são bem definidos, mesmo não correspondendo a um curso de água perene. Esta alternativa de avaliação é utilizada em bacias em expansão onde os espaços não estão delimitados. Normalmente é a situação onde se dispõe da tendência de ocupação urbana com seus vetores de expansão, e representa o planejamento de médio e longo prazo da drenagem urbana. Neste caso são utilizados modelos concentrados que avaliam de forma mais global os processos.

A micro-drenagem refere-se a aquelas situações onde o escoamento é determinado pela ocupação do solo. Numa área urbana a micro-drenagem é essencialmente definida pelo traçado das ruas. Assim, esta alternativa é utilizada quando os espaços estão bem definidos, ou seja se conhece a distribuição de ruas, drenagem específica de bueiros e projeto pluvial (existente ou projetado). Normalmente são utilizados modelos como o método racional para dimensionamento e distribuídos que detalham a bacia e os

condutos para avaliar o escoamento crítico para vazões superiores que a de projeto.

### 3.2 - MACRO ANÁLISE

Nesta abordagem identificam-se duas maneiras de estimar vazões extremas através de: a) análise de probabilidade das enchentes; b) cálculo das vazões com base na série de precipitações e pelo uso de modelos hidrológicos, baseados principalmente no conceito de hidrograma unitário.

Na análise de probabilidade, é necessário dispor de uma série representativa e estacionária, o que é difícil numa bacia urbana, particularmente no Brasil onde o desenvolvimento urbano foi acelerado a partir da década de 70 e praticamente não existem dados de bacias urbanas. Esta metodologia combina a vazão máxima da curva de probabilidade com a taxa de áreas impermeáveis e o grau de melhoria do canal principal (*Putman, 1972*).

Os modelos hidrológicos tentam descrever o processo de transformação de chuva em vazão, e para tanto destacam apenas as principais redes de drenagem da bacia urbana e realizam propagações considerando a drenagem convergindo para o curso do rio. Necessita de dados que são encontrados com relativa facilidade na prática, mas apresenta uma estimativa menos precisa e sem um detalhamento específico da micro-drenagem urbana. Estes modelos, também, utilizam como parâmetros a taxa de áreas impermeáveis e a eficiência do escoamento superficial. Sua estrutura básica é: algoritmo de perdas por depressão, perda por infiltração, escoamento superficial em toda a bacia e o escoamento a superfície livre em canais.

Para estes modelos são assumidas as seguintes simplificações: as características de cada sub-bacia são uniformes; não é considerada a propagação em condutos, e sim a propagação geral da sub-bacia; a separação do escoamento é realizada por índices de acordo com o tipo de ocupação do solo da bacia; entre as mais importantes.

É grande a variedade de modelos hidrológicos disponíveis para simular o hidrograma numa bacia urbana. *Tucci et al. (1982)* desenvolveram o modelo IPH II de transformação da precipitação em vazão para pequenas bacias, rurais

ou urbanas. O modelo é composto por três algoritmos, o primeiro dos quais considera as perdas por interceptação e evaporação através de uma relação entre evaporação potencial e umidade do solo. Em outro algoritmo é feita a separação do escoamento, sendo aplicada a equação de continuidade à parcela correspondente à camada superior do solo. A infiltração é determinada pela equação de Horton e a percolação é estimada através de outra relação empírica. Em cada intervalo de tempo a intensidade da chuva é comparada com a taxa de infiltração, sendo observada a restrição da lei de *Horton* e, finalmente, são obtidos os volumes percolado e escoado superficialmente. O terceiro algoritmo faz a propagação superficial e subterrânea utilizando o método de *Clark*, que se baseia no histograma tempo-área e no modelo do reservatório linear simples.

Outro modelo é o IPH IV descrito por *Tucci et al. (1989)*, que para simular o processo de transformação de precipitação em vazão subdivide o sistema em duas partes: bacia hidrográfica, e canais principais. O componente hidrológico do modelo simula o escoamento na bacia; este componente está baseado na estrutura do IPH II. O componente hidrodinâmico simula o escoamento nos canais principais tendo como contribuição lateral as vazões das sub-bacias determinadas pelo modelo hidrológico, com base na precipitação. A parcela hidrodinâmica simula o escoamento através das equações de continuidade e dinâmica, discretizadas segundo um esquema em diferenças finitas. Este modelo permite representar escoamentos sujeitos a remansos, alterações do leito e considerar obras hidráulicas tais como açudes.

O *Hydrologic Engineering Center (1985)* desenvolveu o modelo HEC-1, que subdivide a bacia em sub-bacias consideradas como planos de escoamento, os quais estão interligados por uma rede de canais. A simulação do escoamento na bacia é feita pelo método da onda cinemática, e nos canais, também, utiliza o método da onda cinemática para a propagação dos hidrogramas. O modelo assume uniformidade espacial nas sub-bacias e nos canais.

*Berry & Sailor (1987)* apresentaram um modelo para predição do escoamento numa pequena bacia urbana, no qual utilizaram os recursos do sistema de informações geográficas para discretizar a bacia, e assim poder considerar as variações espaciais nas características do solo e da precipitação. O modelo utiliza o método do *Soil Conservation Service (SCS)* para calcular o volume escoado e o tempo de concentração. Os autores verificaram que com uma

grande discretização espacial e para qualquer precipitação de entrada, existia uma tendência de superestimação do volume escoado. Também verificaram que quanto maior era a discretização do tempo de concentração, maior era a vazão pico, para igual volume escoado.

*Fendrich & Freitas (1987)* implementaram o modelo hidrológico geral de Ven te Chow, para o estudo de enchentes urbanas na bacia do rio Belém, na cidade de Curitiba-PR. Os resultados foram considerados aceitáveis, devendo-se destacar que o modelo foi ajustado apenas com um evento e verificado com um outro evento. Posteriormente, *Gomes & Fendrich (1989)* utilizaram o mesmo modelo, trabalhando com cinco eventos na fase de ajuste e seis eventos na fase de verificação. Os resultados não foram muitos relevantes, uma vez que somente o volume do escoamento foi representado com precisão, não acontecendo o mesmo com a forma do hidrograma. A maioria dos trabalhos encontrados na bibliografia especializada, revelam a existência de uma relação entre a fração de áreas impermeáveis e o aumento do escoamento superficial. Porém, os autores citam que não identificaram nenhuma relação específica entre a fração de áreas impermeáveis e o escoamento.

Recentemente, *Porto et al. (1993)* implementaram o modelo ABC, que consiste de um conjunto de algoritmos hidrológicos clássicos, funcionando de maneira interligada. Além disso possui recursos de interface de diálogo com o usuário, gráficos e um bando de dados de relações de intensidade-duração-frequência de todo o Brasil. O modelo é aplicado em bacias urbanas, em estudos orientados para uma visão de macro-drenagem, podendo ser utilizados em bacias pequenas e de grande porte. Neste último caso a bacia é subdividida em sub-bacias com a finalidade de considerar a não uniformidade na distribuição espacial da precipitação e ocupação do solo.

O modelo tem sete componentes principais:

a) Bacia: neste módulo, o usuário define as características da bacia em estudo. O modelo calcula o tempo de concentração.

b) Chuvas: módulo para a escolha da chuva de projeto. O usuário pode definir o hietograma ou o modelo calcula o mesmo a partir de uma das 114 curvas de intensidade-duração-frequência disponíveis.

c) Infiltração: este módulo estima a chuva excedente a partir de três processos alternativos de análise da infiltração: *Horton*, *SCS* e índice  $\Phi$ .

d) Geração de hidrograma: este módulo gera um hidrograma de escoamento superficial direto para a bacia, por três processos alternativos de hidrograma unitário: método de *Clark*, método de Sta. Bárbara e o método do SCS.

e) Amortecimento de ondas de cheia em reservatórios: calcula o hidrograma efluente de um reservatório, a partir do conhecimento de um hidrograma afluente e das características das equações das curvas cota-volume do reservatório e da curva de descarga do vertedor.

f) Amortecimento de ondas de cheia em canais: calcula o hidrograma transladado e amortecido em um trecho de canal, pelo método de Muskingum.

g) Composição de hidrogramas: permite somar hidrogramas de diferentes sub-bacias.

*Zhang & Cundy (1989)* propõem um modelo hidrodinâmico bi-dimensional para simular o escoamento superficial numa bacia. A equação hidrodinâmica é resolvida utilizando o esquema explícito em diferenças finitas de segunda ordem de *MacCormack*. A precisão do modelo foi testada comparando os resultados, com os obtidos usando o método das características e dados de campo. Os autores citam que os resultados obtidos evidenciam bom comportamento quanto à estabilidade e precisão da solução numérica.

Este modelo considera três fatores como mais importantes: infiltração, rugosidade da superfície e micro-topografia. As simulações mostraram que a micro-topografia é o fator dominante sobre a variabilidade espacial da lâmina, velocidade e direção do escoamento na superfície.

### 3.3 - MICRO ANÁLISE

Neste tipo de análise são utilizados modelos do tipo distribuído, para a simulação de áreas de pequenas bacias onde são detalhadas cada quadra, o escoamento na superfície, sarjeta, entrada nos bueiros e a rede pluvial. São modelos suficientemente detalhados para estudar a capacidade de escoamento da rede e verificar condições de projeto.

O escoamento na bacia é simulado geralmente pelos mesmos modelos hidrológicos usados numa análise a nível "*macro*", mas a propagação

superficial é realizada por sarjetas até os bueiros. A parcela de escoamento em pluviais passa a ter um peso significativo.

O critério básico normalmente usado no projeto de uma rede de drenagem urbana, conforme cita *IPH (1993)*, é que a vazão de pico provocada por uma tormenta de projeto deve escoar pela rede a superfície livre, ou sob pressão com uma pequena carga. O limite superior aceitável da linha piezométrica é o greide das ruas. Na propagação da vazão nos condutos da rede de drenagem é freqüente supor regime permanente, introduzindo eventualmente correções por armazenamento. Então, o tempo de traslado das vazões é estimado somando o tempo de chegada da água á boca de lobo e o tempo de viagem dentro da rede. Os modelos deste tipo mais difundidos são o método racional, o TRRL e o ILLUDAS.

Na maioria dos casos é adotado para o evento de projeto um tempo de recorrência entre 2 a 10 anos (tempo de retorno da precipitação). Posteriormente, a rede é verificada com uma tormenta de uma recorrência bem maior (50 ou 100 anos). Um aspecto que merece especial atenção é a sua escolha, particularmente em projetos de drenagem urbana onde existe uma relação direta com o porte das obras, seus custos e interferências no ambiente urbano. As interferências envolvem aspectos tais como a relocação de populações, desapropriação de imóveis, interrupções de tráfego, etc.. Obviamente, essas interferências se traduzem em custos adicionais, além de implicações políticas de difícil tratamento.

As dificuldades apontadas tornam inviável uma escolha objetiva do tempo de recorrência, portanto opta-se na maioria dos casos por determinados valores aceitos no meio técnico, como os recomendados por *DAEE/CETESB (1980)*.

Os modelos do tipo armazenamento utilizam a equação de continuidade e a equação de armazenamento para representar o escoamento não-permanente. Exemplos deste tipo de modelo são o método de Muskingum e o Muskingum-Cunge (*Cunge, 1969*)

Em trabalho recente *La Barbera et al. (1993)* apresentaram um sistema de informações geográficas orientado para simulação hidrológica. Além das facilidades características dos sistemas de geoprocessamento, isto é, a capacidade de manipular informações espacialmente referenciadas, o sistema

incorpora um modelo precipitação-vazão onde a propagação do escoamento na rede é feita pelo método de Muskingum-Cunge.

Outra característica é que as informações referentes ao tipo e uso do solo são extraídas por técnicas de sensoriamento remoto, baseadas no processamento de imagens digitais. Com relação à precipitação, ela pode ser obtida diretamente de sistemas de aquisição que integram satélites de sensores remotos com radares meteorológicos e estações pluviográficas em campo.

Outro tipo de modelo são os denominados "*de simulação*", com capacidade para realizar uma simulação mais rigorosa do escoamento na rede de drenagem. Contudo, podem ser divididos em dois tipos conforme a sua capacidade de simulação hidráulica. Num primeiro grupo estão aqueles que adotam algum tipo de modificação, como por exemplo o método da onda cinemática para fluxo a superfície livre ou análise grosseira do fluxo sob pressão. Exemplos deste tipo de modelos são os modelos SWMM (Storm Water Management Model), MIT e o ISS (Illinois Storm Water System Simulation Model). O modelo SWMM, apresentado por *Humbert (1983)*, utiliza a onda cinemática resolvida mediante um esquema em diferenças finitas. Mas se a vazão que escoar sob pressão excede a capacidade do conduto, o modelo não tem a capacidade de propagar esses excessos superficialmente. O modelo MIT é similar ao anterior, mas oferece recursos para propagar na superfície a vazão que excede a capacidade de condução do conduto cheio, ou transformar essa vazão em volume armazenado na superfície. Com relação ao modelo ISS, propaga o escoamento em condutos usando as equações completas de Saint Venant, porém, não pode representar fluxo sob pressão. Algumas experiências com o uso deste tipo de modelos são apresentadas a seguir.

*Machado & Righetto (1981)* elaboraram um modelo do tipo distribuído para simulação do escoamento em bacias urbanas, com capacidade para representar os seguintes fenômenos: retenção superficial (assume uma função com decaimento exponencial), infiltração (algoritmo de Horton), geração e propagação de escoamento. A bacia é discretizada considerando cada quarteirão como uma sub-bacia. A propagação do escoamento nas sub-bacias é feita pelo modelo da onda cinemática, sendo que o coeficiente de rugosidade (Manning) é obtido ponderando o coeficiente correspondente às áreas impermeáveis e o correspondente às áreas permeáveis da sub-bacia. A contribuição de cada sub-bacia é propagada pelas ruas através das sarjetas ou

sarjetas e galerias. Também, para esta propagação é utilizado o método da onda cinemática. O modelo considera a distribuição espacial da precipitação.

Os autores citam que testes realizados na bacia urbana do córrego do Gregório na cidade de São Carlos-SP, de 15,6 km<sup>2</sup>, evidenciaram um bom desempenho do modelo, principalmente no que diz respeito à vazão pico, tempo ao pico e volume total do escoamento (os erros não ultrapassaram os 10 %). Além disso o modelo consegue representar satisfatoriamente a forma do hidrograma. Um aspecto importante comentado neste trabalho é a falta de dados sobre retenção superficial e infiltração, que impossibilitaram o ajustes dos respectivos algoritmos de perdas. Isso obrigou os pesquisadores a adotar valores recomendados pela bibliografia especializada.

*Meyer et al. (1993)* inovaram a utilização do modelo SWMM incorporando técnicas de geoprocessamento para a organização e preparação dos dados de entrada. Para tanto adotaram o sistema IDRISI, descrito em *Eastman (1990)*.

*Smith (1993)* desenvolveu um modelo de simulação para bacias urbanas, no contexto de um sistema de informações geográficas. A bacia é representada como uma cascata de células, cujo tamanho pode ser definido pelo usuário. Um procedimento preliminar inclui a determinação das direções do escoamento em cada célula e a conectividade entre elas. Posteriormente, a infiltração é estimada usando a equação de *Green-Amp*, enquanto as taxas de escoamento superficial são calculadas usando uma junção da equação de continuidade e a equação de *Manning* para escoamento turbulento. O modelo é capaz de simular o fluxo nas ruas e oferece a possibilidade de predição do movimento a jusante pelo esgoto pluvial.

Foi mencionado que os modelos "macro" avaliam o escoamento nos rios e canais principais da bacia em expansão, onde a ocupação do espaço não está bem definida. É freqüente que a rede principal de escoamento seja delimitada automaticamente a partir do modelo numérico do terreno da bacia, utilizando para tanto algoritmos como os proposto por *Jenson & Domingue (1988)* e *Mark et al. (1984)*. Em princípio, essas técnicas baseadas na topografia da bacia não poderiam ser usadas para derivar a rede de drenagem a ser utilizada numa análise "micro" que considera a ocupação dos espaços bem definida. Essa ocupação, constituída pelos prédios, casa, etc., altera significativamente a drenagem natural.

Contudo, *Grandjean & Zech (1991)*, citado por *Smith (1993)*, abordaram o problema de modelação de bacias parcialmente urbanizadas usando um modelo numérico do terreno suficientemente detalhado e elementos fictícios para representar o escoamento em zonas construídas e pluviais. A variante adotada em zonas construídas consiste em alterar o modelo numérico do terreno fazendo com que os prédios, casas e outras construções representem incrementos artificiais da cota da superfície do terreno. Deste modo o escoamento é forçado a passar ao redor dessas construções. O modelo foi aplicado numa bacia de 16 ha, com resultados satisfatórios.

O segundo tipo de modelos de simulação corresponde a aqueles que utilizam as equações completas de fluxo não-permanente e representam as diversas situações de fluxo com o mínimo de simplificações. Em geral, podem representar redes malhadas e contemplam os efeitos de remanso. As equações de fluxo (continuidade e dinâmica) são resolvidas através de esquemas implícitos de diferenças finitas, dispondo de algum método orientado para trabalhar com matrizes esparsas. As diferentes estruturas que compõem uma rede são representadas, algumas com certo grau de simplificação, mas considerando os efeitos preponderantes que elas provocam. Alguns exemplos deste tipo de modelos são citados a seguir.

*Cunge & Mazaudou. (1984)*, descrevem o modelo CAREDAS no qual as equações de fluxo são resolvidas usando o esquema de *Preissmann* e um algoritmo de eliminação local. O modelo pode operar qualquer configuração de rede, assim como as distintas situações de fluxo e pontos singulares que normalmente ocorrem nas redes de drenagem. Um modelo para escoamento em condutos pluviais sob pressão, com características similares, foi implementado por *Villanueva (1990)*.

### 3.4 - CONCLUSÕES

A revisão da literatura especializada permitiu constatar que de um modo geral, os modelos de simulação matemática usados para quantificar o escoamento em áreas urbanas, incluem na sua estrutura o parâmetro "*fração de áreas impermeáveis*", e assim separam o escoamento em superfícies permeáveis e superfícies impermeáveis. Isto é um fato destacável por que permite, através desse parâmetro, caracterizar o grau de desenvolvimento urbano de uma bacia.

Porém nota-se, que pela carência de dados, essa potencialidade dos modelos não pode ser aproveitada, e a fração de áreas impermeáveis acaba-se transformando em mais um parâmetro de ajuste. Esta situação, confirma a necessidade de se orientar esforços no sentido de identificar novas metodologias que permitam a quantificação precisa desse parâmetro. A tecnologia espacial de sensoriamento remoto oferece um grande potencial ao respeito.

Outro aspecto tratado precariamente por muito dos modelos pesquisados é o que diz respeito à caracterização da eficiência do escoamento em função do estado de urbanização da bacia. Na maioria das situações são assumidas condições de homogeneidade, assumindo valores médios para toda a bacia. Para avaliações mais rigorosas, torna-se necessário quantificar a eficiência do escoamento de forma distribuída, levando em consideração a heterogeneidade espacial do processo de desenvolvimento urbano futuro de uma bacia.

## **CAPÍTULO 4**

### **MODELO TEÓRICO DESENVOLVIDO**

Neste capítulo é apresentado modelo teórico utilizado para o desenvolvimento desta pesquisa. O modelo, apresenta-se inovador uma vez que associa modelação hidrológica e planejamento urbano, além de incorporar tecnologia de ponta, especificamente, técnicas de sensoriamento remoto e os recursos do sistema de informações geográficas.

#### **4.1 - ESTRUTURA**

A estrutura básica na qual se baseia a metodologia de planejamento da bacia urbana proposta neste estudo é apresentada na figura 4.1. Nessa estrutura podem diferenciar-se três níveis principais: o primeiro nível refere-se às fontes de informação e às técnicas de coleta de dados; o segundo nível corresponde à base de dados, materializada num sistema de informações geográficas. O terceiro nível corresponde ao modelo matemático de simulação do escoamento numa bacia urbana.

Neste modelo teórico proposto, e desenvolvido ao longo desta pesquisa, uma atenção especial deve ser dada ao sistema de informações geográficas, uma vez que se comporta como o elemento integrador. Esse sistema oferece suporte para a implantação da base de dados, e também, possibilita a junção dessa base de dados com o modelo matemático de simulação, além de gerenciar os resultados. Para tanto, foi desenvolvido o sistema Proima, descrito no item 4.3.

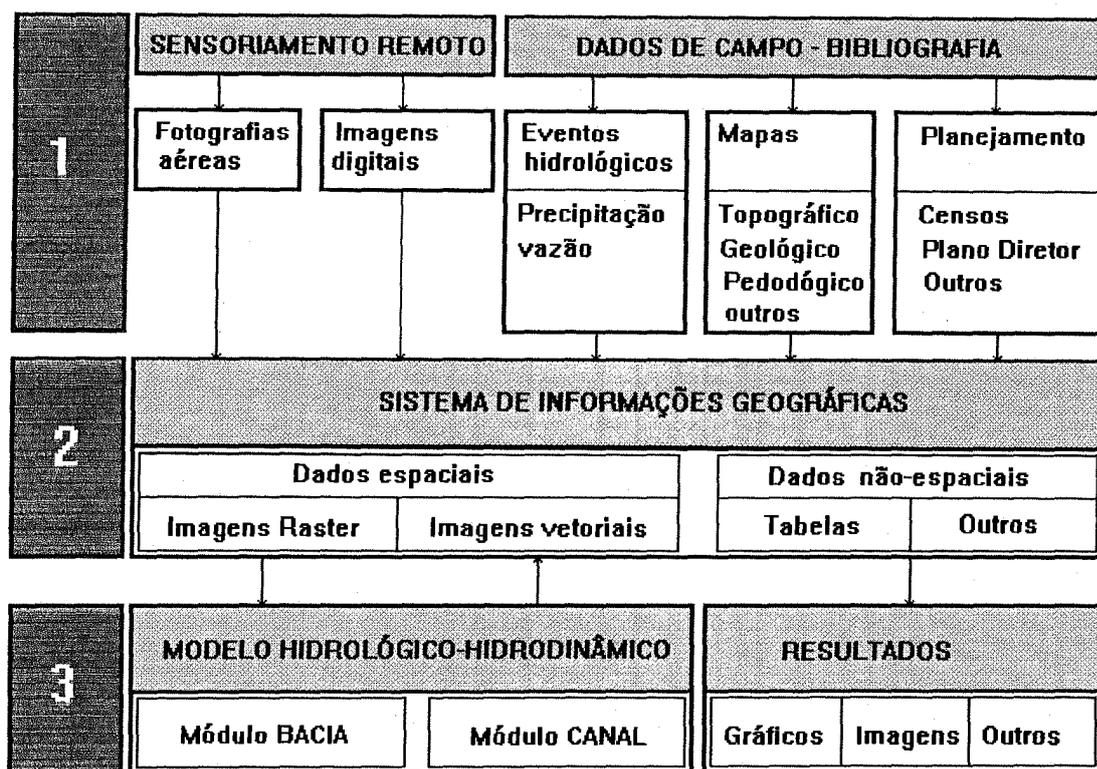


Figura 4.1 - Estrutura básica da pesquisa proposta

A implantação da base de dados exige a compatibilização dos formatos dos dados provenientes de diversas fontes, o armazenamento dos mesmos, e a manipulação e/ou processamento das informações originais para obter outros produtos secundários, exigidos pelo modelo matemático.

As informações que constituirão a base de dados serão obtidas de três fontes principais: coleta de campo, pesquisa bibliográfica, e por meio da utilização de tecnologia espacial. Especial ênfase é dada à coleta de dados através de técnicas de sensoriamento remoto, pela expectativa de atender satisfatoriamente a dinâmica da paisagem urbana.

Como consequência do alto índice de crescimento dos grandes centros urbanos brasileiros, são contínuas as transformações que sofre o solo urbano, particularmente em termos de uso/ocupação. Por isso, é difícil encontrar, nos acervos de dados, informações atualizadas sobre o uso e a cobertura do solo. Com o intuito de atender a essa deficiência, é que se pretende utilizar a tecnologia de sensoriamento remoto, em vista do potencial que oferece para a avaliação das transformações do espaço urbano. Potencial que se manifesta na

periodicidade temporal que oferece para a captura de imagens, e pela possibilidade de mapear simultaneamente todo o espaço de interesse.

A base de dados foi concebida de modo abrangente incluindo dados de naturezas diversas, relativos a o seguinte: meio físico (topografia, cobertura do solo, tipo de solo, hidrografia, etc.); eventos hidrológicos (registros de precipitação e vazão) e ; crescimento/planejamento urbano (legislação, índices de crescimento urbano, censos demográficos, etc.).

Essas informações foram agrupadas por afinidade, constituindo os denominados "*planos de informação*", como exemplificado no esquema da figura 4.2. Para os diferentes planos de informação, associados a dados espaciais, foi adotado o formato raster, com idêntica resolução. Para compatibilizar essas informações com as imagens digitais Landsat, optou-se por uma resolução espacial de 30x30 m, na representação raster. A descrição minuciosa da base de dados é feita no capítulo 6.

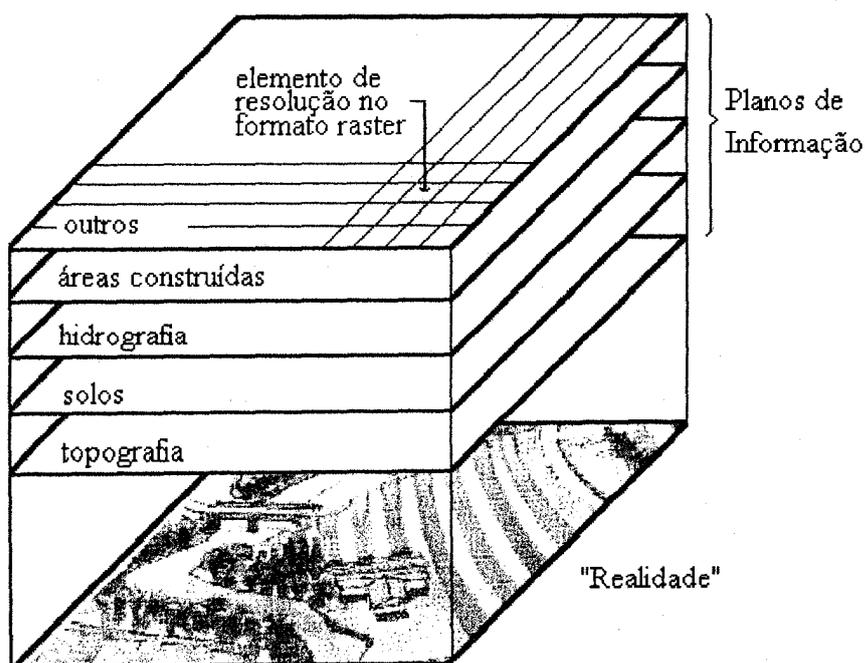


Figura 4.2 - Esquema representativo dos planos de informação

Para atender aos objetivos traçados não basta, apenas, simular o escoamento superficial na bacia para as condições atuais de ocupação do solo, mas

também, fazer previsões sobre o desempenho da macro-drenagem urbana no futuro. Para tanto será preciso criar os cenários, que representarão as condições futuras de ocupação do solo.

A criação dos cenários fictícios será feita com base nos zoneamentos e índices de ocupação do solo urbano, estabelecidos na legislação vigente (especificamente, o Primeiro Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre), utilizando para tanto os recursos do sistema de informações geográficas.

A principal contribuição desta avaliação dinâmica, isto é, a inclusão de cenários referentes a diferentes tempos, é a identificação da tendência de evolução do desempenho da macro-drenagem.

Da análise dessa tendência espera-se elaborar critérios com a finalidade de auxiliar aos planejadores na tomada de decisões. Assim, existirão elementos para os planejadores aceitarem as disposições vigentes, caso se verifique que a macro-drenagem suportará o aumento dos excessos superficiais decorrentes do processo de urbanização, ou em caso contrário, induzi-los a propor alterações na regulamentação para evitar a ocorrência de enchentes urbanas no futuro. Obviamente, além das medidas não-estruturais, poderá surgir a conveniência de implementar alguma solução estrutural (ex.: bacias de retenção, trincheira de infiltração, etc.).

Embora, a escolha da bacia do arroio Dilúvio como área de pesquisa, para algumas atividades específicas (ex.: quantificação de certos parâmetros, identificação de tendências de crescimento, e/ou para avaliação de técnicas desenvolvidas), os estudos foram estendidos a outras áreas urbanas. Essas situações são expressamente indicadas ao longo do texto.

#### **4.2 - MODELO MATEMÁTICO DE SIMULAÇÃO**

Um modelo hidrológico-hidrodinâmico de simulação do escoamento, a nível da macro-drenagem urbana da bacia, se aprimorou visando sua aplicação em estudos de planejamento urbano. Para tanto foi utilizada a estrutura básica do modelo IPH IV (*Tucci et al., 1989*), que possui duas componentes principais: o

módulo hidrológico, que simula o processo de transformação chuva-vazão; e o módulo hidrodinâmico, para a propagação do escoamento em rios e canais.

#### 4.2.1 - Módulo hidrológico

Este módulo é composto por três algoritmos, que simulam os principais processos envolvidos na transformação precipitação-vazão, e são: a) algoritmo de perdas por evaporação e intercepção; b) algoritmo de separação de escoamento; e c) algoritmo de propagação do escoamento na sub-bacia.

##### 4.2.1.1 - Algoritmo de perdas por evaporação e intercepção

Numa situação em que a precipitação for inferior à evaporação, esta é satisfeita parcialmente e a demanda restante é atendida pela água retida na cobertura vegetal e nas depressões do terreno. Essa armazenagem de água na vegetação e nas depressões, é definido como "*reservatório de intercepção*". Uma vez esgotado este reservatório, o déficit de evaporação potencial passa a ser atendido pela água retida no solo, através de seguinte relação linear:

$$ES_t = \frac{EP_t \cdot S_t}{S_{max}} \quad (4.1)$$

onde  $ES_t$  é a evaporação do solo no tempo  $t$ ;  $EP_t$  é a evaporação potencial no tempo  $t$ ;  $S_t$  é a umidade do solo no tempo  $t$ ; e  $S_{max}$  é o teor máximo de umidade do solo.

Numa segunda hipótese, se a precipitação é maior que a evaporação potencial, a diferença é retida por intercepção até atingir a sua capacidade máxima ( $R_{max}$ ), conforme ilustra a figura 4.3. A precipitação excedente é tratada pelo algoritmo de separação dos escoamentos, para quantificar os volumes superficial e percolado.

**Influência das áreas impermeáveis:** uma parcela da precipitação pode atingir o solo ou a cobertura dos prédios, e assim poderá escoar diretamente para o sistema de drenagem e/ou poderá, também, infiltrar-se no solo até que este permita a ocorrência de escoamento.

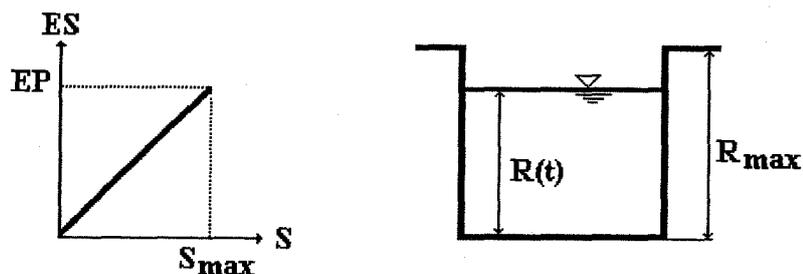


Figura 4.3 - Armazenamento de água no solo

Para identificar a parcela da precipitação que escoará diretamente sem infiltrar-se é utilizada a fração de áreas impermeáveis (AIMP). Assim, o produto da precipitação pela grandeza AIMP, constitui parte do volume que escoará superficialmente. A outra parcela deste escoamento será dada pela separação do escoamento das superfícies sujeitas a infiltração.

#### 4.2.1.2 - Algoritmo de separação de escoamento

Para representar o processo de infiltração, o modelo utiliza a equação de Horton (1939), que supõe capacidade de infiltração decrescente em função do tempo:

$$\frac{dI}{dt} = -k \cdot (I - I_b) \quad (4.2)$$

onde:  $I$  é a capacidade de infiltração;  $I_b$  é a capacidade mínima de infiltração;  $k$  é uma constante que depende do tipo de solo; e  $t$  é o tempo. Esta equação é válida apenas quando a precipitação for maior que a capacidade de infiltração do solo.

Da integração da equação anterior no intervalo  $[t_0, t]$  (figura 4.4), obtém-se:

$$I(t) = I_b + (I_0 - I_b) \cdot h^{(t-t_0)} \quad (4.3)$$

$$h = e^{-k} \quad (4.4)$$

onde:  $I_0$  é a capacidade de infiltração quando o solo está com armazenamento correspondente à capacidade de campo;  $k$  é um parâmetro empírico, relacionado ao tipo de solo;  $e$  é a base dos logaritmos neperianos.

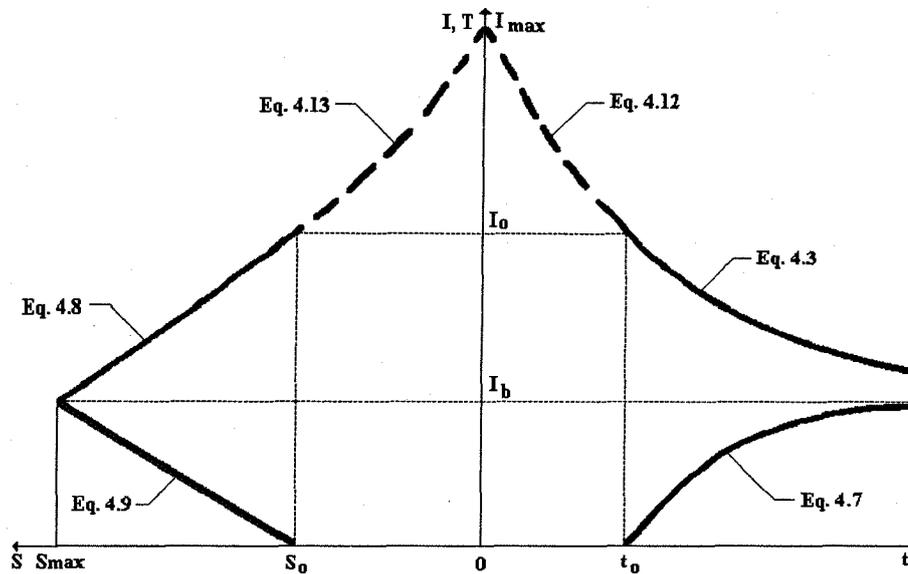


Figura 4.4 - Equações do algoritmo de Berthelot

A equação de continuidade na camada superior do solo é dada por:

$$\frac{dS}{dt} = I - T \quad (4.5)$$

onde;  $S$  é o armazenamento na camada superior do solo;  $T$  é a percolação, considerada como o escoamento na zona superior do solo.

Para a percolação é utilizada a equação proposta por Berthelot (1970):

$$\frac{dT}{dt} = k \cdot I_b \cdot e^{-k \cdot t} \quad (4.6)$$

que integrando no intervalo  $[t_0, t]$  resulta em:

$$T(t) = I_b \cdot [I(t) - h^{(t-t_0)}] \quad (4.7)$$

Finalmente, seguindo uma série de integrações e substituições apresentadas por Berthelot, obtém-se as relações entre armazenamento, infiltração e percolação:

$$S(t) = \frac{-(I_0)^2}{\ln(h) \cdot (I_0 - I_b)} + \frac{I_0}{\ln(h) \cdot (I_0 - I_b)} \cdot I(t) \quad (4.8)$$

$$S(t) = S_0 + \frac{-I_0}{\ln(h) \cdot I_b \cdot T(t)} \quad (4.9)$$

O armazenamento máximo ocorre quando  $I=I_b$  e  $T=I_b$ . Neste caso as expressões 4.8 e 4.9 fornecem o mesmo resultado:

$$S_{max} = S_0 - \frac{I_0}{\ln h} \quad (4.10)$$

Não havendo percolação, a equação da continuidade 4.5 fica reduzida a:

$$\frac{dS}{dt} = I \quad (4.11)$$

No intervalo  $0 \leq t \leq t_0$  a equação de Horton é válida, e pode ser escrita como:

$$I = I_b + (I_{max} - I_b) \cdot h^t \quad (4.12)$$

onde  $I_{max}$  é a capacidade de infiltração para solo seco, e admite-se que ocorre no instante  $t=t_0$

Substituindo 4.12 em 4.11 e integrando entre  $t=0$  e  $t=t_0$ , obtém-se a expressão para o armazenamento:

$$S = \frac{1}{\ln h} \cdot [I_b \cdot \ln\left(\frac{I - I_b}{I_{max} - I_b}\right) + I - I_{max}] \quad (4.13)$$

Para o cálculo do volume escoado superficialmente e do volume percolado, a precipitação  $P(t)$  é considerada uniforme no intervalo de tempo  $\Delta t$ . As diferentes situações que podem ocorrer são:

1-  $P(t) \geq I(t)$ : neste caso a infiltração para o instante  $t+\Delta t$  é calculada com a equação de Horton:

$$I(t+1) = i_b + [I(t) - I_b] \cdot h^{\Delta t} \quad (4.14)$$

1.a -  $S(t) \geq S_0$  o armazenamento no instante t+1  $S(t+1)$  é calculado pela equação 4.8. Após, determina-se  $T(t+1)$  pela equação 4.9, utilizando o valor do armazenamento  $S(t+1)$ . Assim a lâmina infiltrada entre t e t+1 é calculada pela integração da equação de Horton, que resulta em:

$$V_i = I_b \cdot \Delta t + \frac{[I(t) - I_b]}{\ln h} \quad (4.15)$$

A lâmina que escoará superficialmente no intervalo  $\Delta t$  será:

$$V_e = P(t) \cdot \Delta t - V_i \quad (4.16)$$

Finalmente, a lâmina percolada é estimada por:

$$V_p = V_i - S(t+1) + S(t) \quad (4.17)$$

1.b - Se  $S(t) < S_0$  e  $I(t+1) > I_0$ , a percolação no final do intervalo  $\Delta t$  será nula.  $S(t+1)$  deve ser calculado pela equação 4.13. Se  $S(t) < S_0$  e  $I(t+1) < I_0$  os valores de  $S(t+1)$ ,  $T(t+1)$ ,  $V_i$  e  $V_e$  são obtidos como no caso 1.a, e o volume percolado é estimado com a equação 4.17.

2 -  $P(t) < I(t)$ : admite-se que toda a precipitação se infiltra no intervalo  $\Delta t$ . Duas situações podem ocorrer, segundo o valor do armazenamento:

2.a -  $S(t) \geq S_0$

O armazenamento no final do intervalo  $\Delta t$  é calculado como:

$$S(t+1) = S(t) + P(t) \cdot \Delta t - \frac{T(t+1) - T(t)}{2} \cdot \Delta t \quad (4.18)$$

Se a capacidade de infiltração no final do intervalo  $I(t+1)$ , calculada com 4.8, for maior que a precipitação  $P(t)$ , então a hipótese inicial que toda a precipitação se infiltrou é satisfeita. Nesse caso, a percolação calcula-se com 4.9, o volume percolado com 4.16 e o escoamento superficial no intervalo é nulo. Se  $I(t+1)$  for menor do que  $P(t)$  deve ser calculado o instante em que a capacidade de infiltração iguala à precipitação (ver figura 4.5). Para tanto o

armazenamento  $S(t)_x$  e a percolação  $T(t)_x$  são calculados pelas equações 4.8 e 4.9, respectivamente. Após, esses valores são introduzidos na equação da continuidade obtendo-se:

$$\Delta t_x = \frac{2b_T \cdot [S(t)_x - S(t)]}{2P(T) \cdot b_T + 2a_T - S(t)_x} - S(t) \quad (4.19)$$

Os valores das variáveis no final do intervalo  $\Delta t$  são calculados como no caso 1.a, mas substituindo  $\Delta t$  por  $\Delta t - \Delta t_x$ . Para obter os volumes correspondentes ao intervalo somam-se os volumes parciais obtidos para cada subintervalo.

2.b -  $S(t) < S_0$ : nesta situação o armazenamento no final do intervalo é determinado como:

$$S(t+1) = S(t) + P(t) \cdot \Delta t \quad (4.20)$$

A capacidade de infiltração  $I(t+1)$  é calculada com 4.13. Se  $I(t+1) > P(t)$  os volumes superficial e percolado são nulos. Se  $I(t+1) < P(t)$  existe um instante em que a precipitação iguala a capacidade de infiltração do solo, que pode ser determinado a partir da equação 4.20:

$$\Delta t_x = \frac{S(t)_x - S(t)}{P(t)} \quad (4.21)$$

#### 4.2.1.3 - Algoritmo de propagação na sub-bacia

A propagação do volume superficial é feita pelo método de Clark. Este método representa os efeitos de translação do escoamento pelo método do histograma tempo-área, e para levar em consideração o efeito de armazenamento o histograma resultante da aplicação do histograma tempo-área é simulado através do método do reservatório linear simples.

O modelo hidrológico apresentado corresponde à versão original do modelo IPH IV, mas nesta pesquisa foram introduzidas as mudanças propostas por *Tucci & Campana (1993)*, a fim de levar em conta a variabilidade espacial da precipitação e da distribuição de áreas impermeáveis.

Essa reformulação pode ser resumida assim: considere-se uma sub-bacia subdividida em isócronas, as ordenadas do histograma tempo-área são calculadas como:

$$f_i = \frac{A_i}{A_t} \quad (4.22)$$

onde  $f_i$  é a ordenada do histograma tempo-área;  $A_i$  é a área de contribuição correspondente a duas isócronas adjacentes com tempo médio  $t_i$ ; e  $A_t$  é a área total da bacia.

O histograma tempo-área foi obtido com base nas características da precipitação e no tempo de deslocamento das diferentes partes de bacia urbana, conforme o procedimento apresentado no próximo capítulo.

Considerando a parcela urbanizada podemos definir a seguinte variável:

$$\alpha = \frac{a_i}{A_i} \quad (4.23)$$

onde  $\alpha$  representa a parcela urbanizada entre duas isócronas adjacentes.

A precipitação pode atingir dois tipos de superfícies: impermeável, onde a precipitação escoar para os condutos gerando escoamento superficial; e permeáveis onde pode ocorrer infiltração. O algoritmo de separação do escoamento utiliza-se unicamente na parcela permeável. Assim a altura total de água que escoar superficialmente é:

$$V(t) = \sum_{i=r}^t V_s(t-i+1) \cdot f_p(i) + \sum_{i=r}^t P(t-i+1) \cdot f_m(i) \quad (4.24)$$

onde  $V_s(t)$  é a lâmina de água escoada superficialmente determinada pelo algoritmo de separação do escoamento;  $P(t)$  é a altura de água que escoar superficialmente e gerada pelas superfícies impermeáveis; onde  $r=1$  para  $t \leq n$ , sendo  $n$  o número de ordenadas do histograma tempo-área,  $r=t-n+1$  para  $t > n$ ;  $f_p(i)$  é um fator de ponderação do volume de escoamento superficial da parcela permeável, estimado como:

$$f_p(i) = f(i) \cdot (1 - \alpha) \quad (4.25)$$

e,  $f_m(i)$  é o fator de ponderação do volume de escoamento superficial da parcela impermeável, estimado com:

$$f_m(i) = \alpha_i \cdot f(i) \quad (4.26)$$

sendo  $f(i)$  a ordenada do histograma tempo-área.

Para introduzir a variabilidade espacial da precipitação, também, estima-se um fator de correção das ordenadas do histograma tempo-área. A precipitação média na bacia é obtida com a expressão:

$$P_m = \sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i \quad (4.27)$$

sendo  $P_i$  a precipitação entre duas isócronas adjacentes e correspondente a ordenada  $f(i)$  do histograma tempo-área.

O fator de correção é calculado como:

$$\beta_i = \frac{P_i}{P_m} \quad (4.28)$$

deste modo as ordenadas corrigidas do histograma tempo-área são calculadas assim:

$$f(i)^c = f(i) \cdot \beta_i \quad (4.29)$$

Fica evidente que a modificação do histograma não é única, e sim uma para cada evento.

#### 4.2.2 - Módulo hidrodinâmico

O segundo componente principal do modelo IPH IV, para a propagação do escoamento em rios e canais, é o módulo hidrodinâmico, que permite levar em conta efeitos de jusante, como represamento. Esta situação é observada em determinadas oportunidades na desembocadura do arroio Dilúvio no rio Guaíba. Também, o modelo hidrodinâmico permite simular escoamentos sujeitos a inversão de fluxo, alterações no leito, entre outros.

Deste modo o escoamento não-permanente e gradualmente variado é descrito pelas equações completas de Saint Venant: a equação de continuidade, que conserva a massa do escoamento; e a equação dinâmica, que trata da conservação da quantidade de movimento. Contudo, algumas simplificações serão assumidas, a saber:

a) As velocidades vertical e transversal são pequenas comparadas com a velocidade no sentido longitudinal, e a superfície de água na seção é considerada horizontal;

b) A pressão na vertical é hidrostática;

c) a declividade de linha de fricção é aproximada por uma equação de movimento uniforme permanente.

A equação de continuidade é:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_l \quad (4.30)$$

sendo  $Q$  a vazão;  $A$  a área da seção transversal;  $x$  a distância na direção longitudinal;  $t$  o tempo; e  $q_l$  a contribuição lateral.

A equação dinâmica é:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial V \cdot Q}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = g \cdot A \cdot (S_0 - S_f) \quad (4.31)$$

onde  $V$  é a velocidade média do escoamento;  $g$  é a aceleração da gravidade;  $y$  é a profundidade;  $S_0$  é a declividade do fundo; e  $S_f$  é a declividade da linha de energia.

A declividade da linha de energia será aproximada pela equação de Manning:

$$S_f = \frac{Q \cdot |Q| \cdot n^2}{R^{4/3} \cdot A^2} \quad (4.32)$$

$n$  é o coeficiente de Manning; e  $R$  é o raio hidráulico.

Com relação à contribuição lateral, a mesma poderá ser distribuída ao longo do trecho (como a vazão superficial e subterrânea proveniente da bacia), ou pontual (como a contribuição de um afluente). Este valor é dado pelo módulo hidrológico.

Como as equações diferenciais para escoamento não-permanente são não-lineares, a sua solução analítica é possível somente após muitas simplificações, mas tornam os resultados pouco precisos. Assim, as equações foram resolvidas numericamente utilizando um esquema implícito de diferenças finitas. O esquema em diferenças usado é o seguinte:

$$f_{i+1/2}^t = \frac{f_i^t + f_{i+1}^t}{2} \quad (4.33)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{f_{i+1}^{t+1} - f_i^{t+1}}{\Delta x} \quad (4.34)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{f_i^{t+1} - f_i^t + (f_{i+1}^{t+1} - f_{i+1}^t)}{2 \cdot \Delta t} \quad (4.35)$$

onde  $f$  representa uma função genérica;  $x$  é a dimensão espacial;  $t$  é a dimensão temporal;  $\Delta x$  e  $\Delta t$  são os incrementos espaciais e temporais, respectivamente.

Aplicando o esquema anterior à equação da continuidade, obtém-se uma expressão do tipo:

$$C_1 \cdot Q_i^{t+1} + C_2 \cdot Y_i^{t+1} + C_3 \cdot Q_{i+1}^{t+1} + C_4 \cdot Y_{i+1}^{t+1} = C_5 \quad (4.36)$$

**Analogamente, trabalhando com a equação dinâmica tem-se:**

$$C_6 \cdot Q_i^{t+1} + C_7 \cdot Y_i^{t+1} + C_8 \cdot Q_{i+1}^{t+1} + C_9 \cdot Y_{i+1}^{t+1} = C_{10} \quad (4.37)$$

Os coeficientes das equações 4.36 e 4.37 são apresentados no anexo III. Estas duas equações são resolvidas para cada intervalo de tempo e para cada seção em que foi discretizado o canal. Para tanto torna-se necessário o conhecimento das condições iniciais, isto é, especificar as vazões e os níveis em todas as seções no tempo inicial; e as condições de contorno, uma a montante e outra no extremo de jusante.

Escolhe-se métodos implícitos porque são numericamente estáveis, para escoamento gradual, devendo observar apenas algumas limitações para garantir a precisão da solução numérica dentro de valores toleráveis. As condições de precisão se traduzem em critérios para determinar a discretização espacial e temporal do esquema numérico. Os erros numéricos da solução podem ser quantificados pela diferença de: a) amplitude entre a onda obtida numericamente e a solução verdadeira (efeito de "amortecimento"); b) velocidade de propagação da solução numérica e a verdadeira. Este efeito é denominado de "dispersão". Fread (1974) obteve dois fatores para avaliar os efeitos de amortecimento e dispersão:  $R_1$ , definido como a relação entre o amortecimento numérico e o analítico; e  $R_2$  que representa a relação entre a velocidade numérica e a velocidade analítica. As expressões para esses fatores são:

$$R_1 = \frac{\sqrt{\frac{1+(2\theta-2)^2 \cdot a + (\theta-1) \cdot b}{1+4\theta^2 + \theta \cdot b}}}{e^{-k\Delta t/2}} \quad (4.38)$$

$$R_2 = \frac{\arctg\left\{\frac{\sqrt{16a-b^2}}{2+8\theta(\theta-1) \cdot a + 2 \cdot (\theta-1) \cdot b}\right\}}{\sigma \cdot \Delta t \cdot \sqrt{g \cdot Y_0 - \left(\frac{k}{2 \cdot \sigma}\right)^2}} \quad (4.39)$$

com:

$$k = \frac{g \cdot V_0 \cdot n^2}{Y_0^{4/3}} \quad (4.40)$$

$$a = g \cdot Y_0 \cdot \left(\frac{\Delta t}{\Delta x}\right)^2 \cdot \tan^2(\sigma \cdot \Delta x / 2) \quad (4.41)$$

$$b = k \cdot \Delta t \quad (4.42)$$

$$\sigma = 2 \cdot \pi \cdot L \quad (4.43)$$

onde  $V_0$  e  $Y_0$  são os valores médios de velocidade e tirante, respectivamente;  $L$  é o comprimento da onda da cheia;  $g$  é a aceleração da gravidade;  $n$  é o coeficiente de rugosidade de Manning;  $\theta$  é um fator de ponderação.

O autor plotou os fatores  $R_1$  e  $R_2$  em função de diversos valores das relações:  $L/\Delta t$ ,  $\Delta t \cdot c/\Delta x$  e  $k \cdot \Delta t$ . Assim, aos efeitos da discretização adota-se um valor para  $R_1$  e  $R_2$  (o valor ótimo é 1) e com base nos gráficos citados obtém-se os correspondentes valores para os incrementos espaciais e temporais. Nas relações de acima  $c$  é a celeridade do escoamento.

#### 4.2.2.1 - Discretização do sistema

Para a utilização do modelo se torna necessário a discretização da bacia e o canal principal do curso d'água. A bacia é discretizada em sub-bacias, e em cada uma delas é simulado o processo de transformação chuva-vazão usando o módulo hidrológico. Como resultado se terão os hidrogramas de escoamento superficial para cada sub-bacia. Esses hidrogramas são as entradas ao módulo hidrodinâmico, isto é, os hidrogramas das diferentes sub-bacias são propagados pelo curso d'água até jusante por meio do módulo hidrodinâmico.

Para resolver numericamente as equações de Saint Venant (módulo hidrodinâmico) é necessário discretizar o curso d'água em trechos. Assim, o rio será representado por seções transversais distribuídas ao longo do mesmo. A localização das seções de cálculo deve ser escolhida procurando representar a morfologia do rio, e sempre que houver mudanças significativas na uniformidade do rio, deve-se definir uma seção que represente essas alterações. O espaçamento das seções não deve ser necessariamente constante. Quando existem condições internas que afetam o escoamento como barragens, pilares de pontes, confluências, entre outras, deve-se discretizar o trecho para levar em conta essas condições. *Tucci (1986)*, descreve as equações especiais que devem ser utilizadas para retratar o escoamento quando existem variações bruscas na morfologia do rio ou modificações feitas pelo homem.

#### 4.2.2.2 - Condições iniciais

A resolução numérica das equações diferenciais de escoamento gradual exige sejam dadas as condições iniciais, além das condições de contorno. Então é necessário especificar os níveis e as vazões em todas as seções de cálculo no tempo inicial. Na maioria das situações esses dados são desconhecidos, o que é necessário estimar. *Tucci (1986)* apresenta algumas possibilidades:

- Se a condição inicial no curso d'água é a de escoamento permanente, os valores podem ser estimados por meio do cálculo de remanso do trecho em estudo;
- Conhecendo as condições nos limites de montante e jusante, os valores intermediários podem ser estimados por interpolação; ou podem ser obtidos por simulação mantendo constantes as condições nos limites. Após alguns intervalos de tempo, função da onda e do comprimento do trecho, os valores convergem para uma solução de escoamento permanente que pode ser usada como condição inicial.

#### 4.2.2.3 - Condições de contorno

Quando o regime a ser simulado é subcrítico, os efeitos se propagam segundo duas linhas características, uma positiva e outra negativa, o que exige a especificação das condições do escoamento nos extremos de montante e jusante. Para regime supercrítico, deve ser dada apenas uma condição de contorno, a montante.

No extremo de montante pode-se usar uma função do tipo  $Y(0,t) = Y_1(t)$  ou  $Q(0,t) = Q_1(t)$ , onde  $Y$  e  $Q$  indicam nível e vazão, respectivamente. Essas funções podem ser obtidas de registros históricos ou da operação de obras hidráulicas localizadas a montante do trecho em estudo.

Para o extremo de jusante podem adotar-se funções similares às do extremo de montante, isto é,  $Y(n.\Delta x,t) = Y_2(t)$  ou  $Q(n.\Delta x,t) = Q_2(t)$ , onde  $n$  e  $\Delta x$  são a quantidade de seções do trecho, e seu espaçamento, respectivamente. Também, pode ser usada a curva-chave, mas somente quando os efeitos a jusante são pequenos e a laçada da relação entre  $Y$  e  $Q$  pode ser aproximada por uma linha reta ou curva. Além disso, *Tucci (1986)* cita que a solução no limite de montante está em conflito com a solução próxima a este limite, o que pode gerar resultados errôneos. Outra condição de contorno freqüente a jusante é uma barragem. Neste caso usa-se uma função  $Q = f(Y)$  para representar o escoamento pelo vertedouro ou comporta da barragem.

#### 4.2.2.4 - Integração Modelo IPH IV - SIG

Um aspecto de interesse é o que diz respeito à avaliação de tipo "*distribuída*" dos efeitos da urbanização sobre as cheias. Da análise da estrutura do modelo de simulação, percebe-se que é necessário o conhecimento da distribuição espacial da entrada ao módulo hidrológico, isto é, a precipitação, e também a distribuição espacial dos diferentes tipos de cobertura do solo da bacia, especificamente a localização das áreas impermeáveis. Para o tratamento dessas informações espacialmente referenciadas foram utilizados recursos de geoprocessamento.

A propagação do escoamento na bacia é feita com base no histograma tempo-área. A metodologia desenvolvida para a determinação da velocidade de propagação do escoamento e conseqüentemente do histograma tempo-área, apresentada no capítulo 5, requer informação detalhada sobre a topografia do terreno. Assim, foi elaborado o modelo digital do terreno da bacia, dentro do ambiente do sistema de informações geográficas.

As informações espaciais requeridas pelo modelo de simulação foram armazenadas na forma de "*planos de informação*" dentro de um sistema de informações geográficas. Para isso foi desenvolvido o sistema Proima, com capacidade para processamento de imagens de sensoriamento remoto, além de recursos para manipulação de informações georeferenciadas. A descrição detalhada do conteúdo e metodologia de elaboração desses planos de informação é apresentada no capítulo 6. Para todos os planos de informação adotou-se uma resolução espacial de 30x30 m, coincidente com a resolução espacial das imagens Landsat-TM usadas. Obviamente, os diversos planos de informação foram referenciados a uma única base cartográfica.

#### 4.3 - SISTEMA PROIMA

Difícilmente são encontrados no mercado, sistemas de informações geográficas com todos os recursos requeridos para uma aplicação em particular, neste caso, a modelação matemática do escoamento numa bacia urbana. É por isso que foi desenvolvido este sistema, particularmente orientado a estudos de bacias urbanas. Um outro aspecto que incentivou o desenvolvimento do sistema

Proima, foi o de contar com um instrumento capaz de operar num equipamento computacional de baixo custo, isto é, um micro computador pessoal.

O Proima versão 1.0 é um sistema computacional com capacidades para o armazenamento, processamento e transformação de dados espaciais. Além disso, possui recursos para processamento digital de imagens fornecidas por satélites de observação da terra, isto é, sensores imageadores do tipo passivo. Mais especificamente, imagens digitais dos satélites Landsat (sensores MSS e TM) e Spot (multiespectral e pancromática).

Este software foi implementado em linguagem C++ e os requerimentos de equipamentos computacionais resumem-se num micro computador da linha PC-AT/386 ou 486 com 4 Mbyte de memória RAM, e dotado de monitor colorido padrão VGA ou SVGA. Este sistema foi desenvolvido dentro do ambiente operacional MS-DOS.

A estrutura básica deste sistema foi concebida a partir de dois módulos principais: no primeiro módulo estão reunidas as diferentes rotinas de geoprocessamento, enquanto no segundo módulo agrupam-se as rotinas destinadas ao tratamento das imagens digitais.

#### **4.3.1 - Módulo SIG**

As rotinas contidas aqui, destinam-se ao tratamento da informação espacial, e permitem operações tais como: importação de dados digitais no formato raster e no formato vetorial; conversão do formato vetorial para o formato raster; registro de imagens digitais com mapas cartográficos; combinação de planos de informação; visualização de planos de informação, em qualquer formato (vetorial ou raster); processamento de modelos numérico do terreno (cálculo de declividade, orientação, etc.).

#### **4.3.2 - Módulo sensoriamento remoto**

Os recursos disponíveis neste módulo estão agrupados em quatro conjuntos diferenciados: o primeiro envolve a rotinas de visualização; o segundo conjunto corresponde as opções de classificação; no terceiro conjunto

agrupam-se diferentes algoritmos de processamento; enquanto no último conjunto estão diversos utilitários de uso geral. Contudo, trata-se de uma estrutura "*flexível*", que permite facilmente a incorporação de novas rotinas e/ou conjuntos.

**a) Visualizar:** São três as alternativas oferecidas para a visualização das imagens digitais na tela do computador: composição colorida, tons de cinza e imagens temáticas coloridas.

A composição colorida é obtida através da adição de uma cor primária (azul, verde ou vermelha) a outra cor primária. O resultado deste processo aditivo de formação de cores é o amarelo, o magenta e o cian. A utilização das composições coloridas está no fato que o olho humano discrimina mais facilmente as cores do que tons de cinza.

Para tanto, é preciso dispor de uma imagem digital com no mínimo três bandas espectrais. Assim, a cada banda espectral é assinalada uma cor primária (vermelho, azul e verde), isto é, os distintos valores do número digital (variando entre 0 e 255) de cada uma das três bandas espectrais são discretizados em diferentes intensidades de vermelho, azul e verde, para logo determinar a cor resultante, segundo o cubo elementar de cores. Este esquema de cores é conhecido como sistema RGB.

Também é possível visualizar uma imagem (uma banda espectral individual) numa escala de tons de cinza, variando entre a cor preta e a cor branca. A terceira opção é visualizar imagens temáticas, onde cada tema será mostrado numa cor diferente.

**b) Classificação:** o sistema Proima possui duas rotinas de classificação supervisionada (o algoritmo da máxima verosimilhança e o algoritmo mistura, baseado nos conceitos da matemática "*fuzzy*") e um algoritmo de classificação não-supervisionada (agrupamento).

**c) Processamento:** neste conjunto estão reunidas diferentes rotinas que permitem dar à imagem uma aparência mais adequada para determinadas finalidades. Entre as opções oferecidas estão: ampliação linear de contraste, determinação do histograma, diferentes alternativas de filtragem de frequências espaciais, e mudanças na paleta de cores.

**d) Utilitários:** estão reunidas neste conjunto, diversas rotinas de uso geral, que permitem: identificar as coordenadas e o atributo de um pixel de uma imagem visualizada no monitor; colocar legendas numa imagem; gravar imagens em disco; desenhar linhas; aproximar ("zoom in") ou afastar ("zoom out") uma imagem no monitor; etc.

Informações minuciosas sobre os recursos disponíveis e a utilização do sistema Proima podem ser encontradas em *Campana (1994)*.

## **CAPÍTULO 5**

### **PARÂMETROS DAS BACIAS URBANAS**

Os principais parâmetros que necessitam ser estimados em bacias urbanas são: perdas iniciais, capacidade de infiltração, áreas impermeáveis e tempo de deslocamento do escoamento superficial. A seguir, são apresentadas duas metodologias alternativas desenvolvidas nesta pesquisa para a determinação das áreas impermeáveis e o tempo de deslocamento do escoamento (caracterizado pelo tempo de concentração da bacia), respectivamente. Com relação as perdas iniciais e a capacidade de infiltração, são apresentadas sínteses de estudos experimentais conduzidos por diferentes autores.

#### **5.1 - PERDAS INICIAIS**

Estas perdas, são aquelas ocasionadas principalmente pela interceptação da vegetação e o armazenamento nas depressões do solo. As perdas por interceptação vegetal são condicionadas fundamentalmente pelas condições climáticas (em especial o vento); pelas características da precipitação e; pela densidade folhar das espécies vegetais. Entre as constatações mais significativas, obtidas por diferentes pesquisadores, pode-se mencionar que estas perdas diminuem com o aumento da intensidade da chuva, para a mesma lâmina precipitada. Também, o vento aumenta as perdas para eventos longos, entretanto para eventos menores o efeito é o de diminuir as perdas por interceptação vegetal.

A grandeza do armazenamento nas depressões superficiais é influenciada pela cobertura do solo (permeável ou impermeável), tipo de solo, micro topografia,

etc. Na tabela 5.1 são dados alguns valores recomendados do armazenamento para diversos tipos de superfícies.

Tabela 5.1 - Armazenamento em depressões do solo

Tipo de superfície	Armazenamento (mm).
Impermeável muito lisa	0,2 - 0,4
Impermeável lisa	0,5 - 0,7
Impermeável	1,0 - 2,0
Permeável em áreas urbanas	3,0 - 6,0
Permeável	5,0
Solo com boa pastagem	5,0
Solo com abundante vegetação	2,4 - 4,0
Solo gramado	0,6 - 2,5
Solo cultivado	0,5 - 1,3
Solo com floresta espalhada	8,0
Solo nú	0,6 - 2,5
Argila	2,5

Fonte: Wong (1993)

De uma forma geral, as perdas são menos importantes em superfícies impermeáveis e mais significativas em áreas permeáveis. Isso é lógico admitir uma vez que uma superfície impermeabilizada torna-se mais lisa do que a superfície original, então as depressões no terreno diminuem apreciavelmente, e em consequências as perdas. Também nas áreas fortemente impermeabilizadas, a presença de vegetação é notadamente menor, diminuindo assim as potenciais perdas por interceptação vegetal. Alguns estudos experimentais, como os de *Melane & Laukkanen (1981)*; *Pratt et al (1984)*; *Jensen (1990)*, confirmam a importância maior das perdas em superfícies permeáveis, se comparadas com as impermeáveis.

Vale mencionar, que a predição do escoamento em superfícies permeáveis está fortemente condicionada pelo tipo de cobertura do solo, condição de umidade antecedente e pela intensidade e duração da precipitação. Contrariamente, em superfícies impermeáveis a influência dos fatos citados não é muito expressiva. No entanto aparecem outros como: superfície aquecida (aumenta a evaporação); retenção em áreas sem retorno, etc.

Uma abordagem, utilizada com frequência, para a quantificação das perdas iniciais é o estudo da relação existente entre a precipitação total e o escoamento superficial. Entre as contribuições a esta abordagem, estão os trabalhos de *Miller (1978)*, *Jacobsen & Harremoes (1981)* e *Bufill & Boyd (1992)*.

*Miller (1978)* mostrou que sob condições ideais, a curva que representa a relação entre a precipitação total e o escoamento superficial pode ser esquematizada como na figura 5.1. Nessa relação o escoamento é expressado em termos da lâmina média escoada, isto é, o volume escoado superficialmente dividido pela área da bacia.

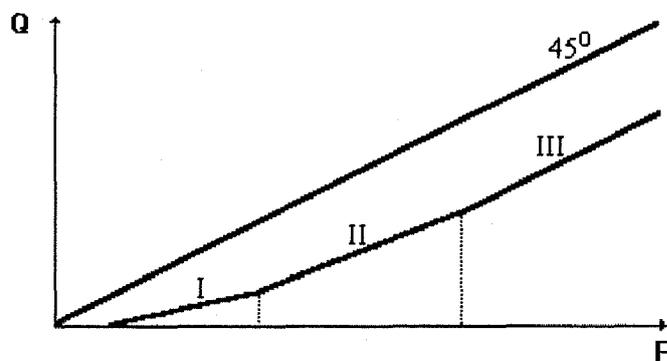


Figura 5.1 - Relação precipitação-escoamento

Fonte: Boyd et al (1993)

*Boyd et al (1993)* descreveram as características dos três segmentos que formam a curva da figura 5.1, diferenciando-se pela declividade de cada segmento. Essa declividade indica a fração da bacia que está contribuindo para o escoamento. Assim, para um evento chuvoso, a primeira fração do escoamento é originada pela precipitação que cai nas superfícies impermeáveis diretamente conectadas à rede de drenagem. Então, a declividade deste primeiro segmento será  $A_{ic}/A$ , sendo  $A_{ic}$  a área impermeável diretamente conectada à rede de drenagem e  $A$  a área total da bacia. No segundo segmento, se todas as superfícies impermeáveis estão contribuindo, sua declividade será  $A_i/A$ , onde  $A_i$  é a área impermeável total. Finalmente o terceiro segmento da curva representa a contribuição de todas as superfícies impermeáveis mais a parcela das superfícies permeáveis que está contribuindo ( $A_{pc}$ ). A declividade

deste segmento é  $(A_i + A_{pc})/A$ . Obviamente, se todas as áreas permeáveis ( $A_p$ ) estão contribuindo, a declividade será  $(A_i/A_p)/A$ , ou seja, uma reta a 45 graus, já que todo o que precipita esco.

Evidentemente, o escoamento nos diversos tipos de superfícies inicia-se quando a precipitação excede as perdas iniciais das correspondentes superfícies, como ilustrado esquematicamente na figura 5.2.

Os dois primeiros segmentos da curva da figura 5.1 não se alteram significativamente de um evento para outro. O mesmo não ocorre com o terceiro segmento, que pode sofrer grandes alterações, dependendo da condição de umidade antecedente de cada evento e das características do evento (intensidade e duração).

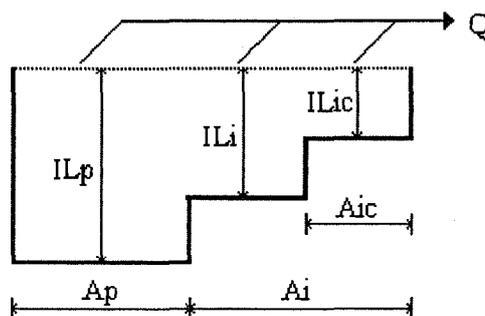


Figura 5.2 - Esquema de perdas iniciais  
Fonte: Boyd et al (1993)

Boyd et al (1993) analisaram 763 eventos, correspondentes a 26 bacias localizadas em 12 países, através da representação gráfica da precipitação total versus o escoamento superficial. Contrariamente à teoria proposta, os autores citam que não foram encontradas evidências nítidas da existência de mais de um segmento de reta. Então, por meio de regressão linear, foi ajustada para cada bacia uma equação do tipo:

$$Q = a - b.P = (P - IL_i).F_i \quad (5.1)$$

onde Q é a vazão total; P é a precipitação total; a e b são coeficientes da regressão;  $IL_i$  representa as perdas iniciais; o coeficiente  $F_i$  representa a

proporcionalidade entre a vazão e a precipitação, e é definido pelos autores como "*impermeabilidade efetiva*".

Os valores encontrados para as perdas iniciais ( $IL_i$ ) foram compatíveis aos apresentados por outros pesquisadores. Com relação aos valores de  $F_i$ , foram correlacionados com a fração de área impermeável total  $A_i/A$  e com a fração de área impermeável diretamente conectada à rede de drenagem  $A_{ic}/A$ . As relações obtidas foram:

$$F_i = \alpha \cdot \frac{A_i}{A} \quad (5.2)$$

$$F_i = \beta \cdot \frac{A_{ic}}{A} \quad (5.3)$$

com  $\alpha=0,75$  e  $\beta=0,86$ . O coeficiente de correlação foi de 0,83 para ambas as regressões. As áreas impermeáveis  $A_i$  e  $A_{ic}$  foram extraídas de mapas.

*Boyd et al (1993)* combinaram seus resultados com os obtidos por *Melane & Laukkanen (1981)* trabalhando com sete bacias na Finlândia e com os de *Jensen (1990)*, que pesquisou seis bacias na Dinamarca. Nestes dois últimos trabalhos, os coeficientes obtidos foram  $\alpha=0,75$  e  $\beta=0,90$ . Assim, com a junção dos dados, as relações entre o coeficiente  $F_i$  e a relação entre e as frações de área impermeável total e a fração de áreas impermeáveis conectadas resultam  $\alpha=0,75$  e  $\beta=0,87$ . Deste modo, o ajuste das relações foi melhor, sendo de 0,86 e 0,87 o coeficiente de correlação para as equações com esses coeficientes.

Como conclusões mais significativas, os autores comentam que foram detectadas evidências consistentes de que a fração de impermeabilidade efetiva independe do tamanho da tormenta. Além disso, para bacias pequenas (menores de 25 ha) e com eventos chuvosos pequenos a médios, as contribuições ao escoamento mais significativas eram as das superfícies impermeáveis. Já em bacias grandes e com eventos importantes, tanto as contribuições das superfícies permeáveis com as das superfícies impermeáveis eram expressivas.

## 5.2 - CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO

A infiltração é processo de penetração da água, da superfície para o interior do solo. O fatores condicionantes deste processo, mais relevantes, são as propriedades físicas do solo ( permeabilidade, condutividade hidráulica) e a condição do solo (solto, compactado, etc); o tipo de cobertura da superfície do terreno; o conteúdo inicial de umidade do solo; e a disponibilidade de água. A infiltração é talvez a quantidade mais significativa em termos de abstração da precipitação, particularmente para superfícies permeáveis e precipitações de baixa intensidade. Contudo, em ambientes urbanos, as mudanças na cobertura do solo, isto é, impermeabilização do solo pelas construções, inibem a passagem da água para o interior do solo, diminuindo as perdas por infiltração.

A seguir é apresentada uma síntese dos trabalhos mais recentes, orientados à determinação experimental da taxa de infiltração para diferentes tipos de superfícies "urbanas".

*Dam & Ven (1984)* determinaram a taxa de infiltração final, pelo método do infiltrómetro, num estacionamento de 0,7 ha, pavimentado com dois tipos de materiais: tijolos (quadrado e retangular) e blocos de concreto. Para os 20 ensaios realizados obtiveram valores da taxa de infiltração final variando entre 6 mm/h e 29 mm/h, sendo de 13 mm/h o valor médio para todos os experimentos. Os autores , também, ajustaram diferentes equações empíricas aos dados experimentais. O melhor ajuste foi obtido com a equação de Hillel & Gardner (eq. 5.6), seguida pela equação de Philip (eq. 5.5):

$$I_{ac}(t) = (a.t + b)^{1/2} - c \quad (5.4)$$

$$I_{ac}(t) = a.t^{1/2} + b.t \quad (5.5)$$

onde  $I_{ac}(t)$  é a infiltração acumulada;  $t$  é o tempo;  $a$ ,  $b$  e  $c$  são parâmetros de ajuste dos modelos.

*Ando et al (1993)* determinaram a taxa de infiltração final para dois tipos de superfícies na cidade de Tóquio, Japão: jardins e áreas esportivas. Usaram um simulador de chuva, com intensidades variando entre 10 e 100 mm/h, numa parcela experimental de 1m<sup>2</sup>. A taxa infiltração final foi de 11,3 mm/h e 3,8 mm/h para o jardim e área esportiva, respectivamente.

Oka (1993) também executou ensaios de infiltração em lotes urbanos, tentando quantificar, também, a influência dos macro poros na taxa de infiltração. Verificou, que a taxa de infiltração era muito maior do que o valor da condutividade hidráulica na camada superficial do solo, devido à presença dos macro poros. Desprezando os efeitos da existência de macro poros, os valores da taxa de infiltração final variavam na faixa de 1 a 10 mm/h.

No Brasil, Genz (1994) desenvolveu um estudo experimental para a determinação da curva de infiltração característica de diferentes superfícies urbanas. Para tanto utilizou um simulador de chuva, numa parcela experimental de 1 m<sup>2</sup>. Foram simuladas sete tipo de superfícies: duas parcelas na grama com declividades de 1% e 11%; duas parcelas de rua antiga pavimentadas com pedras regulares de granito, conhecidos como paralelepípedos, com declividades de 2% e 9%; uma parcela de chão batido com 1,3% de declividade; e duas parcelas em protótipos de rua recém pavimentada, uma revestida com paralelepípedos com 4% de declividade, e a outra revestida com pedras de concreto industrializadas tipo "pavi S". A equação empírica de Philip (eq. 5.5) foi ajustada aos dados experimentais. A tabela 5.2 mostra o resumo dos experimentos.

Tabela 5.2 - Valores experimentais de infiltração em superfícies urbanas.

Tipo de superfície	Decliv. (%)	Precipitação simulada (mm/h)	Coefficiente de escoamento	Taxa final de infiltração (*) (mm/h)	Parâmetros equação de Philip
Gramado	1 e 9	110 a 142	0,54 a 0,68	19 a 23	a=7, b=16
Chão batido	1,3	110 a 120	0,92 a 0,95	*****	a=-38, b=11
Paralelep. antigo	2 e 11	103 a 128	0,88 a 0,95	*****	a=-27, b=10
Paralelep. novo	4	114 a 124	0,58 a 0,63	18 a 23	a=-10, b=22
Pedra de concreto	2	116 a 127	0,83 a 0,85	10 a 14	a=3, b=6

Fonte: Genz (1994). (\*) O autor faz a seguinte observação: "A chuva simulada é de alta intensidade e curta duração, é por isso que a taxa final de infiltração obtida corresponde a uma taxa final de experimentação e não a taxa final de infiltração da superfície, que deve ocorrer somente com a saturação do solo pela frente de umidade".

Outra equação empírica de infiltração muito difundida é a equação de Horton (eq. 4.3). Diferentes pesquisadores tem ajustado dita equação a dados experimentais, e um resumo dos resultados obtidos é mostrado nas tabelas 5.3 a 5.5.

Tabela 5.3 - Capacidade máxima de infiltração (Eq. de Horton)

Tipo de superfície	$I_0$ (mm/h)
Argilas sem vegetação (1)	36
Solo com muita baixa taxa de infiltração (3)	76
Solo com baixa taxa de infiltração (3)	127
Solo com moderada taxa de infiltração (3)	197
Solo com alta taxa de infiltração (3)	254
Areia fina descoberta (2)	210
Areia fina gramada (2)	670
Solo arenoso com vegetação densa (1)	108
Solo destinado a agricultura, descoberto (2)	280
Área arborizada e gramada (1)	117

(1) Geiger et al (1987)

(2) Wilson (1983)

(3) Maksimovic & Radojkovic (1986)

Tabela 5.4 - Capacidade final de infiltração (Eq. de Horton)

Tipo de superfície	$I_b$ (mm/h)
Espaços abertos e campos de esporte (1)	< 7 *
Solo descoberto (2)	< 10 *
Solo descoberto (4)	13,2
Campos de esporte (4)	3,8
Solo gramado, cobertura pobre (3)	3,6
Solo gramado, cobertura pobre (3)	28,2 *
Solo gramado, boa cobertura (3)	28,7
Solo gramado, boa cobertura (3)	59,7 *
Jardim residencial (4)	11,3

(\*) Obtidos usando infiltrômetros; os restantes usando simulador de chuva

(1) Ando et al (1986)

(2) Rahman (1989)

(3) Musgrave & Holtan (1964)

(4) Ando & Suzuki (1990)

Da análise das experiências citadas na bibliografia especializada, pode-se concluir que a determinação experimental da taxa de infiltração apresenta melhores resultados quando se usa simulador de chuva, do que usando infiltrômetros.

Tabela 5.5 - Coeficiente de abatimento (Eq. de Horton)

Tipo de superfície	k
Todo tipo de solo (1)	0.0012
Solo destinado a agricultura, com vegetação (2)	0.0133
Solo destinado a agricultura, descoberto (2)	0.0267
Areia fina-argilosa, gramada (2)	0.0233
Areia fina-argilosa, descoberta (2)	0.0333

(1) Geiger et al (1987)

(2) Wilson (1983)

### 5.3 - ÁREAS IMPERMEÁVEIS

O conhecimento das contribuições das superfícies permeáveis e das superfícies impermeáveis para o escoamento total, constitui um tema de vital importância no planejamento e dimensionamento da macro-drenagem de uma bacia urbana.

Numa bacia urbana, tanto as superfícies impermeabilizadas como as superfícies permeáveis contribuem para a geração de escoamento superficial. Mas a participação de cada tipo de superfície no escoamento total é diferente para cada classe de superfície. Assim, é possível diferenciar três tipos de superfícies:

a) Áreas impermeáveis que estão diretamente ligadas com o sistema de drenagem. Estas superfícies estão constituídas geralmente por ruas pavimentadas, estacionamentos para carros e alguns tipos de telhados.

b) Áreas impermeáveis que não estão diretamente conectadas à rede de drenagem. Assim, os excessos de precipitação gerados nestas superfícies escoam primeiro sobre outras superfícies para logo atingir o sistema de drenagem.

c) Superfícies permeáveis ou semi-permeáveis, tais como áreas de solo nu, parques, gramados, etc.

Obviamente, para os três tipos de superfície, o escoamento é gerado depois de satisfeitas as perdas por interceptação e armazenamento em depressões.

### 5.3.1 - Estimativa de áreas impermeáveis por sensoriamento remoto

Sensoriamento remoto pode ser definido como a ciência e a técnica que visa obter informações a respeito de objetos (alvos) a partir de medições feitas à distância, sem entrar em contato direto com o objeto. A metodologia mais utilizada é aquela baseada na análise da energia ou radiação eletromagnética refletida e/ou emitida pelos alvos. Como exemplos de alvos naturais, podem-se citar: corpos de água, vegetação, solo exposto, entre outros.

A radiação eletromagnética é toda forma de energia que se move à velocidade da luz, e possui uma natureza física peculiar: apresenta simultaneamente aspectos de carácter ondulatório e corpuscular. Ela não necessita de um meio material para se propagar e possui duas componentes, uma elétrica e uma magnética, orientadas perpendicularmente na direção da propagação.

Dois são os tipos de fontes de radiação eletromagnética: natural (radiação solar) e artificial (radiação emitida por um radar, por exemplo). A energia refletida ou emitida pelos alvos em diversas regiões do espectro electromagnético é medida por sensores montados em satélites de observação da terra, e armazenada na forma de imagens digitais. Quando a fonte de energia utilizada é natural o sensor é dito ser do tipo "*passivo*", caso a fonte de energia seja artificial o sensor é chamado "*ativo*".

As imagens digitais fornecidas pelos satélites de observação da terra são formadas por um arranjo regular de células elementares, denominadas de pixel (picture element) organizadas em formato raster (matricial) e gravadas em fitas magnéticas denominadas de CCT (Computer Compatible Tape). Esses pixels se correspondem com uma determinada área no terreno. Uma imagem multiespectral (figura 5.3) é formada por um conjunto de imagens obtidas simultaneamente da mesma região ou cena, e em bandas distintas dos espectro electromagnético. Nessas imagens, a cada célula ou pixel está associado um valor numérico ("*número digital*") que representa a radiância refletida ou emitida pela correspondente parcela da superfície da terra na correspondente banda espectral. Esse número digital varia no intervalo 0-255.

Através de imagens digitais obtidas simultaneamente em diferentes bandas espectrais, é possível identificar as características físicas dos alvos, sua distribuição espacial e, quando se dispõe de imagens obtidas em datas distintas, as variações que ocorrem ao longo do tempo.

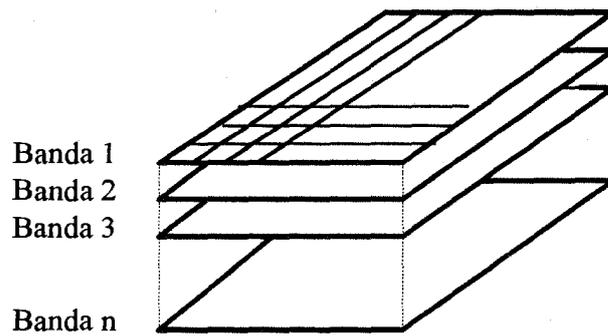


Figura 5.3 - Representação esquemática de uma imagem multiespectral

A classificação é um método, através do qual, rótulos são ligados aos pixels em função de suas características espectrais (Richards, 1986). Esses rótulos são chamados classes espectrais ou simplesmente classes.

Existem dois tipos principais de classificação: supervisionada e não-supervisionada. A classificação supervisionada onde é essencial a definição prévia das classes e a caracterização destas através de atributos que lhe são representativos.

A classificação de uma imagem digital é feita analisando a forma como os diferentes alvos ou materiais refletem a radiação solar. Por causa da composição extremamente complexa dos espaços urbanos, constituídos por alvos de diferentes materiais, além de dimensões e espaçamentos reduzidos, as técnicas convencionais de classificação de imagens digitais como o método da máxima verossimilhança, apresentam resultados inadequados.

Com o método da máxima verossimilhança é possível fazer uma classificação a nível somente de pixel, isto é, cada pixel é atribuído inteiramente a uma das classes pré-definidas ou permanece como não classificado. Dessa forma não é possível levar em consideração pixels "mistura".

Pixel mistura (figura 5.4) é aquele no qual mais de uma classe está presente. O problema do pixel mistura está relacionado com: a) o tamanho do pixel, quanto maior for o pixel maior é a probabilidade de que mais de uma classe ocorra no mesmo pixel; b) o efeito de borda, isto é, o pixel cai sobre os limites entre duas ou mais classes presentes no terreno.

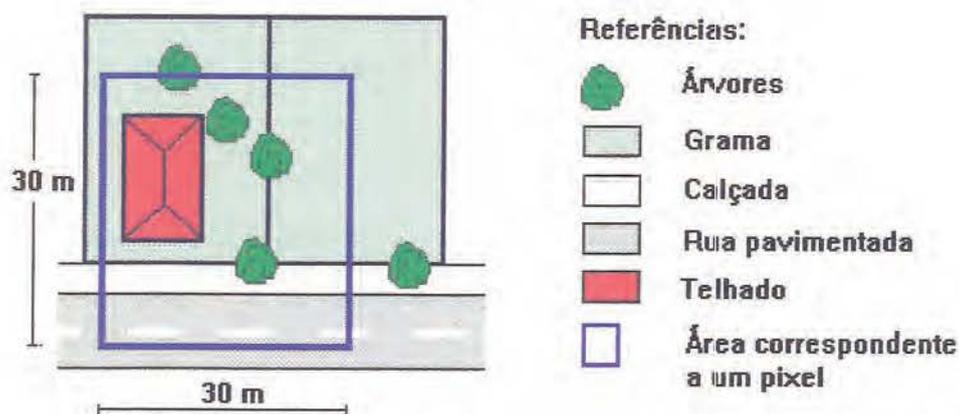


Figura 5.4 - Representação esquemática do pixel mistura

Pelas características das áreas urbanas, a presença de pixels mistura é muito significativa. Por essa razão foi desenvolvido um modelo de classificação de imagens digitais baseado no conceito de pixel mistura.

Um aspecto da maior importância quando se trabalha com sensoriamento remoto é o que diz respeito à escolha do tipo de imagem a ser utilizada. As tabelas 5.6 e 5.7 mostram o potencial de uso das imagens Landsat-TM e Spot, respectivamente. Vistas as características peculiares das áreas urbanas, caracterizada por uma grande diversidade de alvos de diferentes materiais, pequenas dimensões e reduzido espaçamento (o que se traduz numa presença significativa de pixels mistura), seria recomendável privilegiar a resolução espacial da imagem digital a ser usada.

[Assim, a escolha seria em favor das imagens Spot que apresentam uma resolução espacial de 20m x 20m no modo multiespectral. Contudo, as bandas 1 e 2 desse satélite estão altamente correlacionadas, isso significa que apenas duas bandas espectrais fornecem informações para a discriminação dos diversos alvos presentes na cena. Para áreas urbanas, essa limitação no número de bandas utilizáveis é insuficiente para se obterem bom resultados. Conseqüentemente, optou-se por trabalhar com imagens Landsat, embora sua resolução espacial de 30m x 30m seja inferior à resolução das imagens Spot.]

Tabela 5.6- Potencial de aplicação das imagens Landsat-TM

Banda	Intervalo espectral ( $\mu\text{m}$ )	Principais características e aplicações
TM1	0,45-0,52	Estudos batimétricos em regiões litorâneas de água limpa, até profundidades de 20 a 30 m; mapeamento de superfície de água e análise de materiais em suspensão. Diferenciação solo/vegetação. Sensibilidade à concentração de clorofila e carotenos.
TM2	0,52-0,60	Mapeamento de vegetação sadia pela reflectância verde, cujo pico se situa em 0,55 $\mu\text{m}$ .
TM3	0,63-0,69	Banda de absorção da clorofila, significativa na diferenciação de espécies vegetais.
TM4	0,76-0,90	Estudos de volume de biomassa, delineamento de corpos de água e aplicações em estudos geomorfológicos.
TM5	1,55-1,75	Estresse de vegetação por desequilíbrio de água na cobertura folhar. Expectativa na identificação de mineralização superficial, sobretudo com os dados da divisão da banda 5 pela banda 1. Avaliação do uso do solo.
TM6	10,4-12,5	Propriedades térmicas do solo, rocha, vegetação e água. Estudos de contraste térmico entre litologias de rochas silicáticas.
TM7	2,08-2,35	Esta é considerada estritamente uma banda geológica, selecionada para identificar minerais com íons hidroxila. Potencialmente favorável à discriminação de produtos de alteração hidrotermal. Neste intervalo estão presentes algumas importantes bandas de absorção de rochas carbonáticas.

Fonte: NASA (1982)

Tabela 5.7 - Potencial de aplicação das imagens Spot

Banda	Intervalo espectral ( $\mu\text{m}$ )	Principais características e aplicações
P	0,51-0,73	Esse modo espectral produz imagens com uma única banda espectral que é restituída sempre em preto e branco. Ela privilegia a fineza geométrica da imagem e permite discriminar detalhes finos, do tamanho do pixel que é de 10x10 m. É o modo mais aconselhável para trabalhar em estereoscopia para topografia, pois assim consegue-se maior precisão altimétrica.
XS1	0,50-0,59	Apresenta sensibilidade à presença de sedimentos em suspensão, possibilitando sua análise em termos de qualidade e quantidade. Boa penetração em corpos de água.
XS2	0,61-0,68	A vegetação verde, densa e uniforme, apresenta grande absorção, ficando escura, permitindo bom contraste entre áreas ocupadas com vegetação e aquelas sem vegetação (ex.: solo exposto, estradas e áreas urbanas). Permite a análise da variação litológica em regiões com pouca cobertura vegetal. Permite o mapeamento da drenagem através da visualização da mata galeria dos cursos dos rios em regiões com pouca cobertura vegetal. É a banda mais utilizada para delimitar a mancha urbana, incluindo identificação de novos loteamentos. Permite a identificação de áreas agrícolas.
XS3	0,79-0,89	Os corpos de água absorvem muita energia nesta banda e ficam escuros, permitindo o mapeamento da rede de drenagem e delineamento de corpos de água. A vegetação verde, densa e uniforme, reflete muita energia nesta banda, aparecendo bem claras nas imagens. Apresenta sensibilidade à morfologia do terreno, permitindo a obtenção de informações sobre geomorfologia, solos e geologia. Serve para análise e mapeamento de feições geológicas e estruturais, e para mapear áreas ocupadas com vegetação que foram queimadas. Permite a visualização de áreas ocupadas com macrófitas aquáticas (ex.: aguapé), e a identificação de áreas agrícolas.

Fonte: INPE (1990)

### 5.3.1.1 - Modelo Mistura

*Campana (1992)* apresentou uma metodologia para classificação a nível de sub-pixel de imagens digitais de sensoriamento remoto. Esse algoritmo de classificação foi utilizado neste estudo, para estimar as áreas impermeáveis com base em imagens de satélites. O algoritmo é baseado em conceitos da matemática fuzzy.

A teoria de conjuntos fuzzy surgiu com o objetivo de proporcionar novos conceitos e técnicas que permitam lidar com fontes de incerteza e imprecisão de natureza não-estatística. É preciso reconhecer a diferença que existe entre conjuntos fuzzy e teoria de probabilidade. Seja a seguinte definição:  $x$  é um número pequeno, onde a categoria "número pequeno" está representando um conjunto de números reais positivos. Essa definição está indicando uma distribuição de possibilidades ao invés de uma distribuição de probabilidade de  $x$ . A definição anterior não contém qualquer informação sobre a distribuição de probabilidade de  $x$ , de modo que a incerteza nela contida é de natureza não-estatística. Uma abordagem ampla da teoria de possibilidades pode ser encontrada em *Kandel (1986)*.

Obviamente, embora existam situações "puras" que podem ser resolvidas exclusivamente pela teoria de probabilidade ou pela teoria de possibilidade, a generalidade das situações práticas que envolve tomada de decisão sob incertezas, exige que ambas as teorias sejam utilizadas conjuntamente.

No método da máxima verossimilhança de classificação de imagens digitais cada classe é caracterizada por uma função que assume os valores um ou zero, se o pixel pertence ou não à classe, respectivamente. Desta forma todos os pixel são considerados pixels "puros", ou seja, que pertencem a uma única classe.

Na abordagem fuzzy, uma imagem pode ser considerada como uma matriz de números fuzzy, cuja função pertinência expressa os graus de associação de cada número fuzzy (pixel) em particular às classes de informação existentes. Essa função pertinência assume valores no intervalo  $[0,1]$ : quando a função assume o valor zero significa que o pixel não pertence à classe, e se for igual a um o pixel pertence totalmente à classe, ou seja, trata-se de um pixel "puro". Valores da função pertinência entre zero e um indicam que  $x$  é um pixel

mistura, isto é, mais de uma classe está presente nele. Segundo Wang (1990), o valor que assume a função pertinência indica a proporção conforme a qual a classe está presente no pixel.

No método da máxima verossimilhança, os limites entre as classes são bem definidos e recebem o nome de superfícies de decisão. Já na abordagem fuzzy, não existem limites precisos entre as classes permitindo assim a possibilidade de que um pixel pertença a mais de uma classe.

Uma parte essencial na abordagem fuzzy é a identificação da forma da função pertinência, pois com base nela é que será feita a classificação da imagem digital. Embora a natureza não-estatística desta abordagem, na definição da função pertinência podem ou não estar incluídos elementos de natureza estatística. Wang (1990.a) propõe para a função de pertinência a seguinte expressão:

$$f_i(x) = \frac{P_i(x)}{\sum_{i=1}^n P_i(x)} \quad (5.6)$$

onde  $P_i(x)$  tem a forma da função de densidade de probabilidade normal Gausseana e  $x$  denota um pixel genérico. A única diferença é que deve-se substituir na expressão de  $P_i(x)$  a média e variância normal, pela média e variância fuzzy, calculadas assim:

media:

$$\mu = \frac{\sum_{j=1}^m x_j \cdot f_i(x)}{\sum_{i=1}^n f_i(x)} \quad (5.7)$$

variância:

$$\sigma_i = \frac{\sum_{j=1}^m (x_j - \mu_i) \cdot (x_j - \mu_i) \cdot f_i(x)}{\sum_{i=1}^n f_i(x)} \quad (5.8)$$

O termo  $[\sum_{i=1}^n P_i(x)]^{-1}$  na equação 5.6 serve como fator normalizador, isto é, limita os valores da função pertinência no intervalo [0,1].

A função pertinência está sujeita às seguintes restrições:

$$0 \leq f_i(x) \leq 1 \quad (5.9)$$

$$\sum_{i=1}^n f_i(x) = 1 \quad (5.10)$$

onde  $n$  é o número de classes puras.

Uma discussão mais detalhada sobre a abordagem fuzzy pode ser encontrada em *Wang (1990.a e 1990.b)* e *Fisher & Pathirana (1990)*.

O valor associado a cada pixel das imagens digitais em formato CCT, como as utilizadas neste trabalho, é o contador digital. Mas o modelo de mistura desenvolvido utiliza valores de reflectância, portanto, é preciso fazer uma transformação de contador digital para reflectância. Autores tais como *Markham e Barker (1986)*, *Shimabukuro (1987)* apresentam as equações de transformação. Resumidamente, o procedimento consiste em calcular primeiro a radiância a partir do contador digital, com a equação:

$$L_\lambda = L_{\min} + (L_{\max} - L_{\min}) \cdot Q_{\text{cal}} / Q_{\text{calmax}} \quad (5.11)$$

onde  $L_\lambda$  é a radiância espectral,  $Q_{\text{cal}}$  é o contador digital do pixel em questão,  $Q_{\text{calmax}}$  é o valor máximo do contador digital (255 para o sistema Landsat-TM),  $L_{\max}$  é a radiância espectral para  $Q_{\text{cal}} = Q_{\text{calmax}}$ , e  $L_{\min}$  é a radiância espectral para  $Q_{\text{cal}}=0$ .

A seguir estima-se a reflectância a partir da radiância:

$$R = \pi \cdot L_\lambda \cdot d^2 / (ESUN_\lambda \cdot \cos\alpha) \quad (5.12)$$

onde  $R$  é a reflectância média no topo da atmosfera,  $d$  é a distância terra-sol medida em unidades astronômicas,  $ESUN_{\lambda}$  é a irradiância solar média no topo da atmosfera em  $[mW.cm^{-2}.\mu m^{-1}]$  e  $\alpha$  é a distância zenital do sol.

### 5.3.1.2 - Verificação do modelo

Para verificar a metodologia desenvolvida foi escolhida como área teste a cidade de Porto Alegre, no estado de Rio Grande do Sul. A área é abrangida pela imagem Landsat-TM referente à órbita 221/81/B. Neste trabalho foram utilizados dados Landsat-TM bandas 3, 4 e 5 sob a forma CCT relativos às passagens de 20/12/84 e 16/09/90.

Dentro do perímetro urbano da cidade de Porto Alegre foi delimitada uma área de 390 x 400 pixels, com uma superfície de 140 km<sup>2</sup> aproximadamente. Para a classificação da imagem digital foram definidas quatro classes primárias ou classes "*puras*": vegetação, água, área construída (ruas pavimentadas, edifícios, estacionamentos, etc) e solo exposto (no topo dos morros e na forma de ruas não-pavimentadas). Estas quatro classes são as predominantes na cena em questão.

É importante salientar que a grande variedade de alvos (materiais) presentes em cenas urbanas é uma situação que se pode traduzir em erros no processo de classificação. Além desse fato, existem materiais que apresentam aproximadamente o mesmo comportamento espectral, o que dificulta, também, o processo de classificação.

Com relação ao grau de impermeabilidade das diferentes classes, somente a classe área construída foi considerada como totalmente impermeável. Isso significa que para a determinação da fração de áreas impermeáveis foram considerados os pixels ou fração deles classificados como "*área construída*".

[Para avaliar o desempenho do modelo, comparou-se os valores da fração de áreas impermeáveis obtidos da classificação da imagem digital (16/09/90) com os valores da fração de áreas impermeáveis obtidos por medição direta em ortofotos (tomadas em 1990) em escala 1:5000, considerados como os valores verdadeiros.] Para essa finalidade foram selecionadas vinte e cinco áreas localizadas em diferentes bairros da cidade, que correspondem a regiões com

muito alto, alto, médio e baixo grau de urbanização. Essas áreas, possuem tamanhos de 0,81 a 4,41 km<sup>2</sup>. Os valores comparativos são mostrados na tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Avaliação comparativa do modelo mistura

Área (km <sup>2</sup> )	Fração áreas impermeab. Imagem Landsat-TM (%)	Fração áreas impermeab. Fotografia aérea (%)	Erro (%)
0,81	56,3	73,6	23,5
0,81	23,6	28,0	15,7
0,81	49,3	41,5	-18,8
0,81	52,1	65,3	20,2
0,81	69,7	66,4	-5,0
1,44	34,8	27,0	-28,9
1,44	55,3	46,6	-18,7
1,44	52,1	65,3	20,2
1,44	39,0	48,6	19,8
1,44	59,2	77,4	23,5
2,25	69,4	77,8	10,8
2,25	48,3	43,2	-11,8
2,25	23,3	26,6	12,4
2,25	51,4	56,3	8,7
2,25	52,6	45,5	-15,6
3,24	60,1	52,6	-14,3
3,24	35,4	41,3	14,3
3,24	63,4	70,8	10,5
3,24	66,4	60,5	-9,8
3,24	18,0	16,0	-12,5
4,41	50,0	57,6	13,2
4,41	43,3	46,8	7,5
4,41	57,5	51,3	-12,1
4,41	28,3	30,2	6,3
4,41	17,3	19,5	11,3

Na figura 5.5 é apresentado graficamente a relação entre o erro envolvido e o tamanho da bacia. Pode-se observar que existe tendência de reduzir o erro a medida que aumenta a área, no entanto não existe tendenciosidade de subestimar ou superestimar. Na figura 5.6 é apresentada a relação entre o erro e área impermeável, pode-se observar uma distribuição sem tendenciosidade até cerca de 70% de área impermeável, quando todos os pontos encontram-se na parte superior da curva.

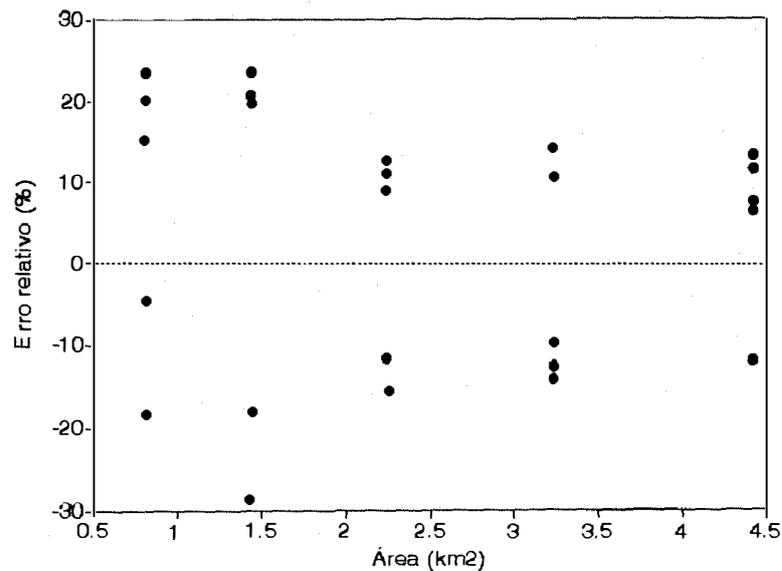


Figura 5.5 - Relação área-erro relativo

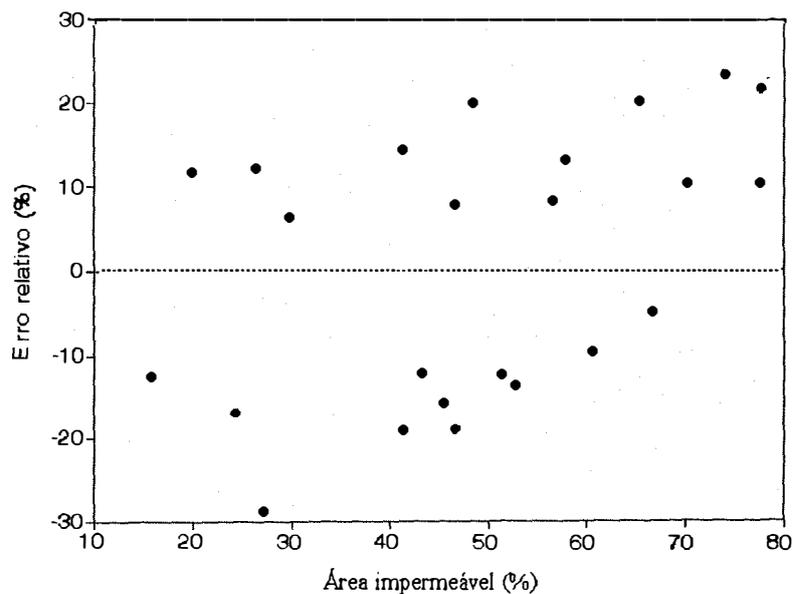


Figura 5.6 - Relação fração área impermeável-erro relativo

Na figura 5.7 são apresentados os valores de área impermeável estimado pelo modelo e o obtido pelas ortofotos, indicando a mesma tendência observada no gráfico anterior.

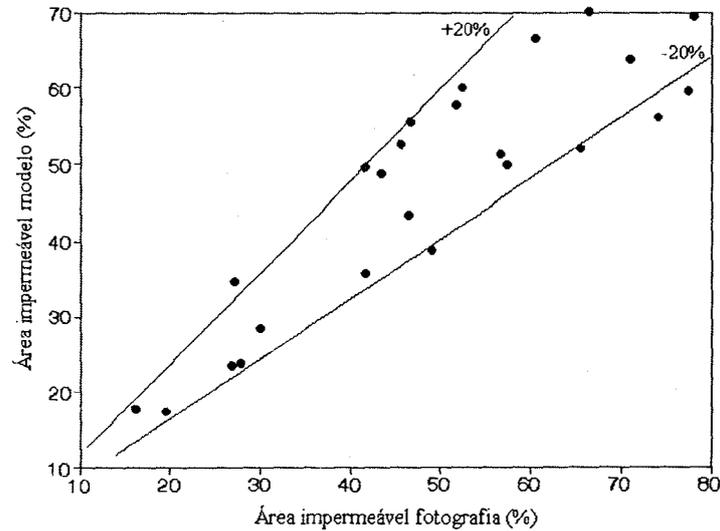


Figura 5.7 - Fração de área impermeável medida e calculada

### 5.3.1.3 - Uso do modelo

Após a verificação do desempenho do modelo proposto, foram estimadas as taxas de área impermeável para diferentes áreas de região metropolitana de São Paulo e Curitiba. Para São Paulo utilizou-se uma imagem Landsat-TM do 16/06/84, enquanto a imagem de Curitiba correspondia ao dia 16/05/85. Os resultados obtidos são apresentados na tabela 5.9 e 5.10.

Com relação ao desempenho do modelo proposto para a estimativa das áreas impermeáveis, os resultados obtidos revelam que para bacias abaixo de 2 km<sup>2</sup> os erros encontram-se distribuídos dentro da faixa de 25%, enquanto que para bacias maiores o erro tende a ficar dentro da faixa de 15% e convergindo para 10 % em bacias acima de 4 km<sup>2</sup>. Estes valores no entanto dependem do taxa de áreas impermeáveis.

Tabela 5.9 - Área impermeável e densidade populacional para a Região Metropolitana de São Paulo-SP

Localização da área (bairro)	Fração áreas impermeab. (%)	Densid. de população (*) (hab/ha)
Santo André	37,8	71,4
V. Floresta	45,0	88,1
Planalto	27,4	58,3
Jordanópolis	24,4	44,9
R. Ramos	44,6	82,3
Baeta Neves	58,9	110,5
Assunção	41,7	82,2
São Caetano	64,7	141,8
Diadema	30,0	62,5
Vila Alice	61,5	124,5
Piraporinha	59,6	117,3

(\*) Fonte: EMPLASA (1986)

Tabela 5.10 - Área impermeável e densidade populacional para a Região Metropolitana de Curitiba-PR

Localização da área (bairro)	Fração áreas impermeab. (%)	Densid. de população (*) (hab/ha)
Água Verde	46,3	> 90
Centro	57,9	> 90
Rebouças	36,4	70-90
Prado Velho	22,0	35-50
J. Américas	24,3	35-50
Bairro Alto	21,7	35-50
Xaxim	32,6	50-70
C. Comprido	5,3	10-20
Uberaba	14,0	20-35
Boqueirão	23,6	50-70

(\*) Fonte: IPPUC-IPARDES (1991)

A variação dos erros em função das áreas impermeáveis é uniforme até cerca de 70%. Acima de 70% os resultados podem ser tendenciosos. Para estudos de macro-drenagem urbana, que não requer levantamentos muito detalhados das condições de ocupação e uso do solo, a utilização da metodologia proposta torna-se viável. Mas, recomenda-se a sua aplicação em áreas com tamanho não inferior a 2 km<sup>2</sup>.

### 5.3.2 - Relações entre área impermeável e densidade habitacional

*Stankowski (1972)* propôs o uso da relação entre densidade habitacional e área impermeável para regiões urbanas e vizinhanças de New Jersey. Na análise do efeito de cenários futuros sobre o comportamento hidrológico de uma bacia, *McCuen (1975)* sugere que os dados dos modelos hidrológicos devem estar associados aos parâmetros de planejamento, como por exemplo a densidade populacional. Assim, no seu estudo determina a fração de áreas impermeáveis com base na densidade populacional e na distância das diferentes áreas amostradas ao centro comercial. Os resultados mostraram-se alentadores, dado pelo alto valor do coeficiente de correlação ( $r^2=0.907$ ), o que induz a aceitar a metodologia.

*Mota e Tucci (1984)* estabeleceram duas relações para caracterizar a relação da densidade habitacional com as áreas impermeáveis com base em dados medidos em ortofotos da bacia do arroio Dilúvio em Porto Alegre. Essas relações indicavam dois tipos de bacias, uma com acentuado relevo e outra com relevo suave e habitação mista de edifícios e residências.

*Tucci et al (1989)* utilizaram os dados de 11 bacias urbanas na região Metropolitana de São Paulo e ajustaram uma equação de regressão múltipla entre área impermeável e parcelas da bacia com diferentes tipos de densidade. A equação é a seguinte

$$I = 4D_1 + 4,57D_2 + 4,7D_3 - 405,7 \quad (5.13)$$

onde  $I$  = taxa de áreas impermeáveis;  $D_1$  = parcela da bacia com densidade habitacional  $< 50$  hab/ha, em %;  $D_2$  = parcela da bacia com densidade habitacional entre 50 e 100 hab/ha;  $D_3$  = parcela da bacia com densidade superior a 100 hab/ha. Essa equação foi obtida com coeficiente de determinação de 0,96 e desvio padrão de 3,6 %. Esses resultados são bons mas deve-se ter em conta que o número de sub-bacias é pequeno, o que pode criar tendenciosidade no resultado. Aplicando a equação 5.13 numa bacia totalmente rural ou com densidade menor que 50 hab/ha, o valor de  $I$  é negativo, portanto irreal. De outro lado, pode-se observar que a taxa de área impermeável máxima é de 64,3 %, quando  $D_3$  é igual a 100%.

Nesse mesmo estudo foram comparados os resultados da curva de Porto Alegre com os valores de São Paulo, verificando-se que as tendências obtidas com os dados de Porto Alegre se aproximam muito dos resultados obtidos com os valores de São Paulo. A equação que ajustou esses pontos é a seguinte:

$$I = 0,54D - 4,936 \quad (5.14)$$

onde  $D$  = densidade média da bacia. O coeficiente de determinação obtido foi de 0,944. Essa equação pode ser utilizada para São Paulo quando a equação 5.11 não puder ser utilizada.

Deve-se ter muito cuidado na utilização dessas expressões a nível de micro-escala, pois estas equações podem apresentar tendenciosidades. [A utilização das mesmas devem se restringir a grandes bacias urbanas sem que haja distorções maiores de um tipo específico de relevo ou ocupação. Por exemplo em áreas onde existem muito morros a tendência é de ter uma relação diferente, pois a população tende a ocupar o espaço com menor declividade.]

#### 5.3.4 - Curva média área impermeável - densidade populacional

[Devido a que a maioria dos modelos hidrológicos que tratam da macro-drenagem necessitam de conhecer a área impermeável e considerando que a densidade habitacional é o parâmetro utilizado pelo planejamento urbano para caracterizar uma futura ocupação numa determinada região em função de diferentes tipos de usos, é apresentada a seguir uma curva média para macro-bacias urbanas brasileiras que relaciona [densidade habitacional e área impermeável.]

Os valores da fração de áreas impermeáveis obtidos para Porto Alegre, São Paulo e Curitiba foram relacionados com os correspondentes valores de densidade populacional. É importante salientar que para Porto Alegre, os valores de densidade populacional de 1980 foram correlacionados aos valores da fração de áreas impermeáveis obtidos da imagem Landsat de 20/12/84, enquanto os valores de densidade populacional de 1991 foram relacionados às taxas de áreas impermeáveis obtidas com a imagem Landsat de 16/09/90. Para São Paulo, os valores da fração de áreas impermeáveis obtidos da imagem Landsat de 16/04/84 foram associados aos valores de densidade populacional

do censo de 1980 (*EMPLASA, 1986*). Já, para Curitiba, as frações de áreas impermeáveis estimadas com base na classificação da imagem Landsat de 16/06/85 foram relacionadas à densidade populacional estimada para 1988 (*IPPUC-IPARDES, 1991*). As figuras 5.8 a 5.10 mostram uma composição colorida das imagens Landsat de Porto Alegre, São Paulo e Curitiba, respectivamente.

Na figura 5.11 são apresentadas as tendências obtidas para cada cidade. Da análise dessa figura verifica-se que o comportamento geral é uniforme, existe tendência da curvatura tender para um valor uniforme para densidades maiores do que 120 hab/ha. A tendência mostra que a fração de áreas impermeáveis é assíntota no intervalo entre 60 e 70 % ( $\approx 65\%$ ).

Em estudos anteriores (*Tucci et al, 1989*) foi apresentada uma tendência média desta curva com base em algumas bacias de Porto Alegre e de São Paulo, para valores do censo de 1970. Na figura 5.12 são apresentados os pontos obtidos com base na metodologia agora proposta. Pode-se observar que os resultados se aproximam dentro de uma mesma tendência.

Os resultados apresentados devem ser considerados com o devido cuidado, pois a densidade de ocupação pode ser muito diferente para uma mesma taxa de área impermeável, basta que a ocupação seja, por exemplo, de edifícios apartamentos, indústrias ou residências térreas. Esta diferença é mais séria numa micro escala. Esta relação não deve ser usada em áreas com excessiva concentração de indústrias e comércios, que distorçam a densidade média da região. Em geral, como os censos utilizados consideraram que a população é "*constituída pelas pessoas que tinham o domicílio como local de residência habitual.*" (*IBGE, 1991*), a ocupação industrial e comercial que possui índices altos de urbanização criam distorções na curva. Como no censo não existe a área efetiva ocupada pela indústria e comércio, mas a parcela econômica destas atividades não foi possível detalhar mais esta relação.



Figura 5.8 - Porto Alegre-RS, composição colorida com Lansat TM345. Cores verdes, vermelhos e azuis correspondem a vegetação, malha urbana e superfícies de água, respectivamente



Figura 5.8 - São Paulo-SP, composição colorida com Landsat TM345  
Cores verdes, vermelhos e azuis correspondem a vegetação, malha urbana  
e superfícies de água, respectivamente.



Figura 5.9 - Curitiba-PR, composição colorida com Landsat TM345  
Cores verdes, vermelhos e azuis correspondem a vegetação, malha urbana  
e superfícies de água, respectivamente.

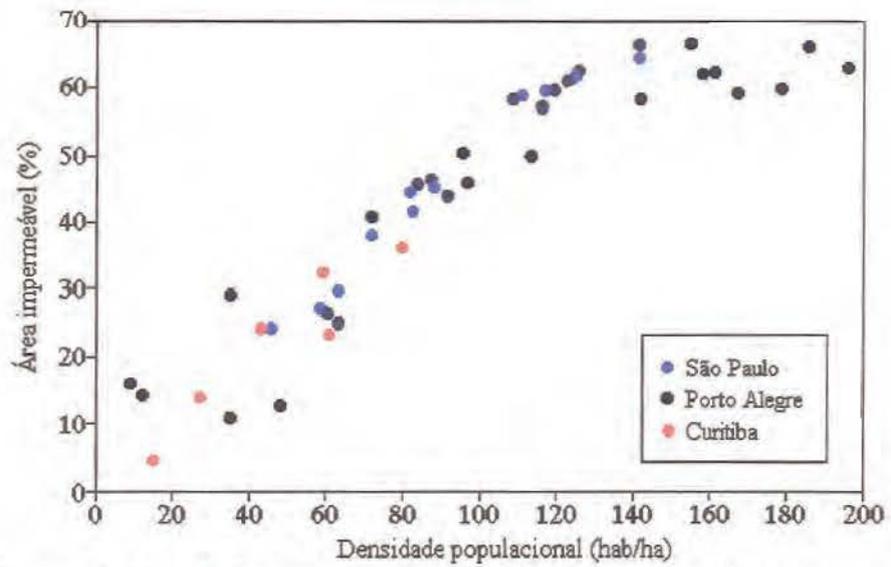


Figura 5.11 - Relação população-fração de área impermeável para Porto Alegre-RS, Curitiba-PR e São Paulo-SP

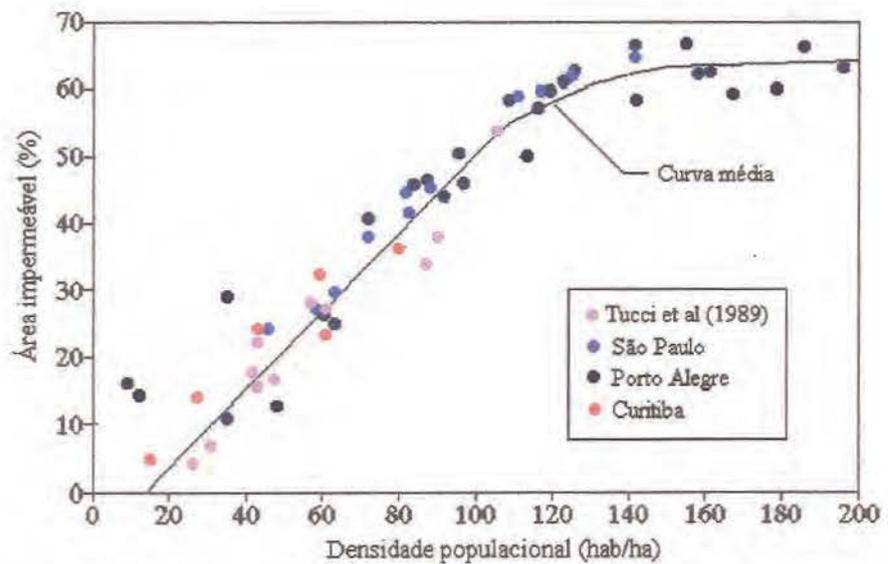


Figura 5.12 - Tendência geral da relação população-fração de área impermeável

#### 5.4 - VELOCIDADE DO ESCOAMENTO NA BACIA

A velocidade do escoamento numa bacia e em consequência o tempo de deslocamento da onda da cheia na mesma, são retratados frequentemente pelo tempo de concentração da bacia. Fisicamente, o tempo de concentração é definido como o tempo requerido para que o fluxo se desloque do ponto hidráulicamente mais remoto até chegar à saída da bacia. Do ponto de vista de projeto, o tempo de concentração é considerado como o tempo requerido para que toda a bacia esteja contribuindo na saída da mesma.

São duas as abordagens principais para estimar o tempo de concentração de uma bacia. A bacia pode ser idealizada, como sendo formada por planos e canais de escoamento, predominando o escoamento nos planos. Numa primeira abordagem, as duas componentes do escoamento são avaliadas separadamente, então o tempo de concentração será a soma do tempo de viagem no plano mais o tempo de viagem no canal. Essa abordagem é dita do tipo "*segmentada*". Na segunda alternativa, conhecida como "*abordagem composta*", não é feita a distinção entre os diferentes componentes do escoamento, e o tempo de concentração é estimado com uma única equação, para o plano e o canal.

Diferentes pesquisas, mostraram melhor desempenho da abordagem *segmentada*. Embora os componentes do escoamento, isto é, escoamento no plano e escoamento no canal, sejam calculados separadamente, eles constituem um sistema seqüencial.

Na bibliografia especializada, são apresentadas numerosas equações para estimar o tempo de concentração, muitas das quais retratam apenas a dependência do tempo de concentração, das características físicas da bacia. Entretanto, a equação baseada no modelo da onda cinemática, apresenta algumas vantagens, uma vez que relaciona o tempo de concentração com as características físicas da bacia e, também, com as características da precipitação (duração e intensidade).

Pelo exposto anteriormente, nesta pesquisa optou-se pelo método da onda cinemática para determinar o tempo de concentração, através do critério da abordagem "*segmentada*".

### 5.4.1 - Tempo de concentração num plano de escoamento

O método da onda cinemática representa o escoamento na superfície de uma bacia por meio das equações da continuidade e dinâmica simplificada, isto é, considerando apenas os termos de gravidade e fricção:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = p \quad (5.15)$$

$$S_0 = S_f \quad (5.16)$$

onde  $q$  é a vazão por unidade de largura;  $y$  é o nível de água sobre o plano;  $p$  é a precipitação;  $x$  é o espaço;  $t$  é o tempo; e  $S_0$  e  $S_f$  são as declividade do plano de escoamento e da linha de fricção, respectivamente.

Com as simplificações assumidas na equação dinâmica, é válido aceitar que existe uma relação biunívoca entre a vazão e o nível da água, que matematicamente pode ser expressa como:

$$q = a \cdot y^b \quad (5.17)$$

Derivando a equação 5.16 com relação a  $x$ , e substituindo na equação 5.15, resulta:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + a \cdot b \cdot y^{b-1} \frac{\partial y}{\partial x} = p \quad (5.18)$$

O nível da água  $y$  varia no espaço e no tempo. Assim, a diferencial total de  $y$  é, por definição:

$$dy = \frac{\partial y}{\partial t} dt + \frac{\partial y}{\partial x} dx \quad (5.19)$$

As equações 5.17 e 5.18, constituem um sistema não-linear, que na forma matricial pode ser escrito como:

$$\begin{vmatrix} a \cdot b \cdot y^{b-1} & 1 \\ dx & dt \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \frac{\partial y}{\partial x} \\ \frac{\partial y}{\partial t} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} p \\ dy \end{vmatrix} \quad (5.20)$$

Esse sistema pode ser resolvido pelo método das linhas características, que são as linhas ao longo das quais se propagam os efeitos de montante para jusante. É importante lembrar que a equação da onda cinemática é uma equação diferencial com apenas uma linha característica positiva. A equação da linha característica é obtida quando existe um gradiente indeterminado, isto é,  $\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{0}{0}$ . Portanto, o determinante da matriz de coeficientes e o determinante da matriz que forma o numerador da solução devem ser nulas. Desta condição, obtém-se as seguintes equações:

$$\frac{dx}{dt} = a.b.y^{b-1} \quad (5.21)$$

$$\frac{dy}{dt} = \frac{dq}{dx} = p \quad (5.22)$$

*Li et al (1975)* apresentam a solução das equações anteriores, como sendo:

$$x = x_0 + a.b. \int_{t_0}^t y^{b-1}.d\tau \quad (5.23)$$

$$y = y_0 + \int_{t_0}^t p(\tau).d\tau \quad (5.24)$$

onde  $x_0$  representa uma distância inicial de referência;  $y_0$  o nível inicial;  $t_0$  o tempo inicial.

Substituindo a equação 5.24 em 5.23 tem-se a solução da linha característica:

$$x = x_0 + a.b. \int_{t_0}^t \left\{ y_0 + \int_{t_0}^t p(\tau).d\tau \right\}^{b-1}.d\tau \quad (5.25)$$

Para estimar o tempo de concentração basta considerar a linha característica correspondente ao ponto mais a montante desse plano. Dessa forma, o tempo que essa linha gasta em atingir o limite a jusante do plano é o tempo de concentração. Assumindo  $y_0=0$  e  $t_0=0$ , por simplicidade, e considerando que  $x-x_0$  representa o comprimento (L) do plano de escoamento, resulta:

$$L = a.b \int_0^{t_c} \left\{ \int_0^{\tau} p(\tau) d\tau \right\}^{b-1} d\tau \quad (5.26)$$

integrando a equação 5.26 :

$$L = a.p^{b-1}.t_c^b \quad (5.27)$$

ou

$$t_c = \left\{ \frac{L}{a.p^{b-1}} \right\}^{1/b} \quad (5.28)$$

A equação 5.28 é válida quando a duração da precipitação for pelo menos igual ao tempo de concentração. Para o caso de uma precipitação de duração menor do que o tempo de concentração, a integral da equação 5.26 é dividida em duas partes:

$$L = a.b \left[ \int_0^{t_r} \left\{ \int_0^{\tau} p(\tau) d\tau \right\}^{b-1} d\tau + \int_{t_r}^{t_c} \left\{ \int_0^{\tau} p(\tau) d\tau \right\}^{b-1} d\tau \right] \quad (5.29)$$

Integrando a equação 5.29, obtém-se:

$$L = a.b \left[ p^{b-1} \frac{t_r^b}{b} + p^{b-1} t_r^{b-1} (t_c - t_r) \right] \quad (5.30)$$

ou

$$t_c = t_r + \frac{\frac{L}{a} - (p.t_r)^b}{b.(p.t_r)^b} \quad (5.31)$$

**Estimativa dos coeficientes "a" e "b":** é prática comum utilizar a equação de Manning para representar a relação vazão-nível, como a definida pela equação 5.17. Contudo, a validade desta equação limita-se a escoamento turbulento ou muito próximo desta situação, conforme aponta *Yen (1975)*. Mas, o escoamento na superfície de uma bacia se caracteriza por pequenas velocidades e níveis, sendo assim, um escoamento com baixos números de Reynolds dificilmente atingiria o regime turbulento. Para escoamento em regime laminar ou transição a fórmula de Darcy-Weisbach tem sido utilizada com sucesso. Essas equações, também, foram deduzidas para regime uniforme e permanente, contudo são utilizadas em outros regimes.

Se a equação de Manning for utilizada para representar a relação do tipo da equação 5.17, os coeficientes do modelo da onda cinemática são:

$$a = \frac{\sqrt{S_0}}{n} \quad b = \frac{5}{3} \quad (5.32)$$

onde  $S_0$  é a declividade do plano de escoamento e  $n$  o coeficiente de rugosidade.

Usando a equação de Darcy-Weisbach, os coeficientes "a" e "b" são estimados por:

$$a = \left( \frac{8 \cdot g \cdot S_0}{c \cdot (2 \cdot \nu)^k} \right)^{1/(2-k)} \quad b = \frac{3}{2-k} \quad (5.33)$$

onde  $c$  e  $k$  são constantes;  $\nu$  é a viscosidade cinemática da água;  $g$  é a aceleração da gravidade e  $S_0$  é a declividade do plano.

*Chow & Yen (1976)*, mostraram que  $k=1$  para escoamento laminar,  $k=0$  para regime turbulento, e  $0 < k < 1$  para fluxos em transição. Assim, usando os coeficientes dados pela equação 5.33 na equação 5.31, esta última pode ser utilizada para regimes variando de laminar até turbulento.

Verifica-se que usando a fórmula de Darcy-Weisbach, o tempo de concentração é dependente das características físicas da bacia e da precipitação e, também, da viscosidade cinemática do fluido. Sendo que a viscosidade cinemática de um fluido é função da temperatura do mesmo, conseqüentemente o tempo de concentração também o será. *Wong (1993)*, cita que para escoamento laminar o tempo de concentração é 18% maior para água a 10° c do que para água a 30° c. O efeito da temperatura no tempo de concentração é menor para escoamento em transição e nulo para escoamento turbulento.

#### 5.4.2 - Tempo de viagem num canal

As equações do modelo da onda cinemática, que governam o escoamento num canal são as equações da continuidade e a equação da quantidade de movimento escrita como segue:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5.34)$$

$$Q = \alpha \cdot A^\beta \quad (5.35)$$

onde A é a seção transversal do canal; Q é a vazão no canal; x é o espaço; t é o tempo; q é a vazão por unidade de largura; e  $\alpha$  e  $\beta$  são parâmetros.

A contribuição lateral (q) é estimada a partir da precipitação e do comprimento do plano que escoar para o canal (L):

$$q = i \cdot L \quad (5.36)$$

Procedendo de maneira análoga ao caso do escoamento num plano, o tempo de viagem do escoamento no canal ( $t_v$ ) é:

$$t_v = \left\{ \frac{L_c}{\alpha \cdot (2 \cdot q)^{\beta-1}} \right\}^{1/\beta} \quad (5.37)$$

sendo  $L_c$  o comprimento do canal.

**Estimativa dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ :** usando a fórmula de Manning para representar a relação entre a vazão e área transversal (eq. 5.33), os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , assumindo canal de seção retangular, são estimados por:

$$\alpha \approx \frac{S^{1/2}}{n \cdot b} \quad \beta = \frac{5}{3} \quad (5.38)$$

onde b, S e n são a largura, declividade e rugosidade do canal.

Para escoamento livre em condutos de seção circular os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$  são determinados com as seguintes fórmulas:

$$\alpha \approx \frac{0.54}{n} \cdot S^{1/2} \cdot D^{1/6} \quad \beta = 1.25 \quad (5.39)$$

sendo S a declividade do canal; D o diâmetro da seção circular; e n o coeficiente de rugosidade de Manning.

Para um canal de seção trapezoidal, não é possível obter formas explícitas para os coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , em função das características geométricas do canal.

Neste caso os coeficientes são estimados ajustando a equação de Manning num canal trapezoidal:

$$Q = \frac{S^{1/2} \cdot A^{5/2}}{n} \left[ \frac{1}{b + 2y \cdot \sqrt{(1+z^2)}} \right]^{2/3} \quad (5.40)$$

sendo  $b$  a largura da base do canal;  $y$  o nível da água no canal e  $z$  a declividade das laterais do canal.

#### 5.4.3 - Tempo de concentração de uma bacia

Dado que as duas componentes do escoamento, isto é, escoamento na superfície da bacia e escoamento no canal, formam um sistema seqüencial, o tempo de concentração de uma bacia ( $t_{cb}$ ) é a soma do tempo de concentração do plano ( $t_c$ ) mais o tempo de viagem no canal ( $t_v$ ):

$$t_{cb} = t_c + t_v \quad (5.41)$$

#### 5.4.4 - Procedimento para o cálculo da velocidade do escoamento numa bacia

O cálculo da velocidade de propagação do escoamento superficial na bacia se torna necessário, para a posterior estimação do tempo de concentração, tenha-se em vista que este parâmetro forma parte da estrutura da maioria dos modelos de simulação, inclusive o utilizado neste estudo. A seguir é apresentada a metodologia desenvolvida para o cálculo do tempo de deslocamento do escoamento.

Determinar o tempo de concentração de uma bacia significa conhecer, para cada ponto da sua área de drenagem, o tempo que o escoamento levaria até atingir a saída da bacia. Então, o maior tempo de viagem do escoamento na bacia representa o tempo de concentração da mesma.

A metodologia aqui desenvolvida, foi concebida no contexto da abordagem "segmentada", e baseia-se no modelo da onda cinemática. É conveniente lembrar que este modelo relaciona a velocidade do escoamento com as

características físicas do caminho seguido pela água na bacia (percurso, declividade e rugosidade), além das características da precipitação (intensidade e duração).

Uma das particularidades do meio ambiente, especialmente do meio urbano, é a grande variabilidade espacial de suas propriedades. Portanto, uma representação "*realística*" do meio ambiente exige que sejam consideradas informações espacialmente referenciadas. Ferramentas como Sensoriamento Remoto e Sistemas de Informações Geográficas (SIG) se inserem como instrumentos que ajudam a obter, armazenar, manipular e processar estes dados espacialmente distribuídos.

Pelas razões expostas acima, optou-se por uma metodologia que considera a variabilidade espacial do escoamento. Para tanto, foram incorporadas técnicas de sensoriamento remoto e sistema de informações geográfica

Um sistema de informações geográficas é um conjunto de ferramentas para a obtenção, armazenamento, manipulação, transformação e edição de dados espacialmente distribuídos. Este sistema tem a capacidade de integrar dados de diferentes fontes (imagens de satélites, mapas topográficos, mapas pedológicos, etc) e em diferentes escalas. Uma outra característica, é a possibilidade de combinar (cruzar) informações (dados) seguindo um modelo definido pelo usuário.

A definição de sistema de informações geográficas não implica que alguma das funções possam ser realizadas separadamente por software diferenciado, pois a tecnologia do SIG não se limita a um definido sistema de software.

O percurso da água na bacia, sua extensão e a sua declividade foram obtidos da análise do modelo de elevação digital da superfície do terreno. Entretanto, a rugosidade da superfície desse percurso foi estimada em função do tipo de cobertura. A cobertura da bacia obteve-se da interpretação de imagens digitais de satélites de observação da terra, especificamente o satélite Landsat-TM.

O modelo digital do terreno consiste numa representação numérica das variações do relevo ao longo de uma área, ou seja, o modelo digital do terreno descreve as variações de altitude sobre uma superfície bi-dimensional. Dos diferentes métodos de representação que podem ser usados num modelo digital

do terreno, optou-se pelo modelo de pontos ou formato "raster" (varredura), que consiste de uma matriz de altitudes ou malha retangular regular que é obtida através de medições por estereoscopia em fotografias aéreas ou, alternativamente a matriz de altitude pode ser produzida por interpolação de dados pontuais regular ou irregularmente espaçados (esta foi a alternativa usada).

A principal vantagem deste modelo de representação é a facilidade de manipulação e processamento, permitindo a superposição direta com as imagens Landsat, uma vez que estas também são armazenadas no formato raster. As desvantagens mais importantes deste modelo consiste numa grande quantidade de dados redundantes em áreas de relevo plano, e na impossibilidade de modificar o tamanho da malha em áreas de relevo mais acidentado.

**Percurso da água:** para identificar o caminho da água foi implementado o algoritmo proposto por *Jenson & Domingue (1988)*, que opera sobre o modelo digital de elevação do terreno. Isto exige que a bacia seja representada por uma malha de células quadradas, como ilustra esquematicamente a figura 5.13. Para determinar as linhas ou canais de drenagem, o algoritmo requer a posição de saída da rede de drenagem e a localização de uma célula de partida. Para cada célula exceto a da saída, é determinada a declividade em relação aos oito vizinhos mais próximos dentro de uma janela de 3x3 células (figura 5.14). Logo a célula central da janela é movida para o vizinho que apresentar maior declividade, o qual é marcado, e o acumulo de água, expresso como uma função do número de células atravessadas é atribuído à célula. O processo é repetido até que todas as células que compõem a bacia tenham sido marcadas. As linhas de drenagem podem ser codificadas de acordo ao "volume" de água que passe sobre elas. A figura 5.15 exemplifica uma aplicação do método.

É importante salientar que a fidelidade da representação do canal principal do escoamento depende diretamente da resolução do modelo digital de elevação do terreno. Neste trabalho, a bacia foi discretizada em células quadradas de 30 m x 30 m de resolução.

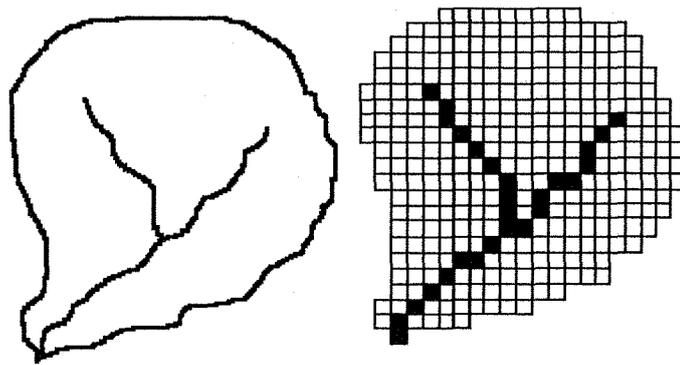


Figura 5.13 - Discretização espacial de uma bacia hipotética

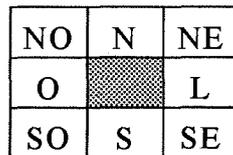


Figura 5.14 - Esquema de orientações

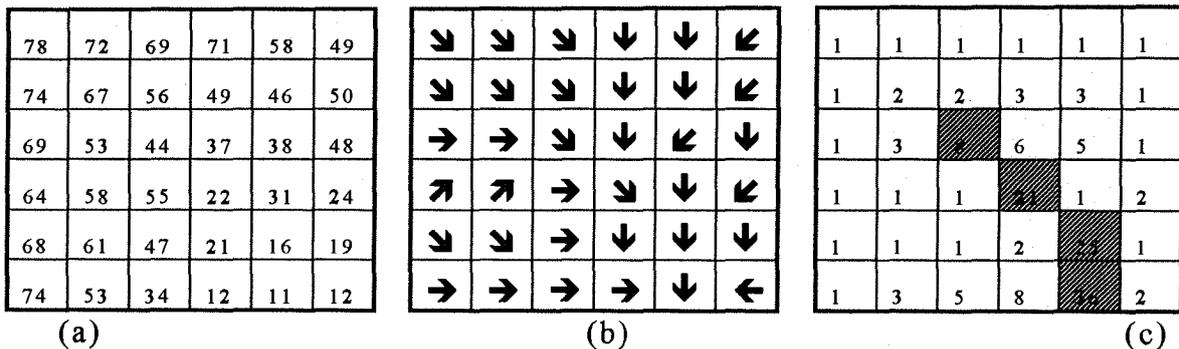


Figura 5.15 - Algoritmo de *Jenson & Domingue (1988)*: a) Modelo digital de elevação do terreno; b) Direção do escoamento; c) Representação volumétrica da rede de drenagem (células hachuradas indicam o canal principal).

Obviamente, após a determinação do traçado do canal principal do escoamento, é possível calcular a distância percorrida pelo escoamento na superfície da bacia e a distância transitada no canal e na rede pluvial. A hipótese básica é que a água segue sempre o caminho da maior declividade. É preciso ressaltar que esta metodologia, simplificada, não leva em consideração nenhum aspecto morfológico.

O caminho da água determinado da forma apresentada aqui, isto é, com base na topografia exclusivamente, é válida unicamente para bacias que conservam a

suas características originais, isto é, bacias rurais. Nas bacias urbanizadas, devido ao traçado das ruas, a água não segue mais o caminho da máxima declividade. Ela escoar principalmente pelas ruas, até encontrar um bueiro, e aí pelos coletores pluviais.

Mais uma simplificação adotada para o cálculo do percurso da água é: foi assumido que o traçado da rede pluviais segue o traçado das ruas, o que nem sempre acontece. Além disso, considerou-se que os coletores pluviais tem a capacidade suficiente para transportar os excessos, sem necessidade de trabalhar sob pressão.

Sob as hipóteses adotadas, analisando o percursos da águas numa bacia antes e depois de processo de urbanização foi verificado que a influência do traçado das ruas se manifesta num acréscimo do percurso do escoamento. No esquema da figura 5.16, podem-se ver os percursos do escoamento, conforme a topografia do terreno e seguindo o traçado das ruas, respectivamente. A figura 5.17 mostra os dados experimentais, e a curva ajustada para:

$$d_{urb} = 1,071.d_{ant} + 5,21 \quad (5.42)$$

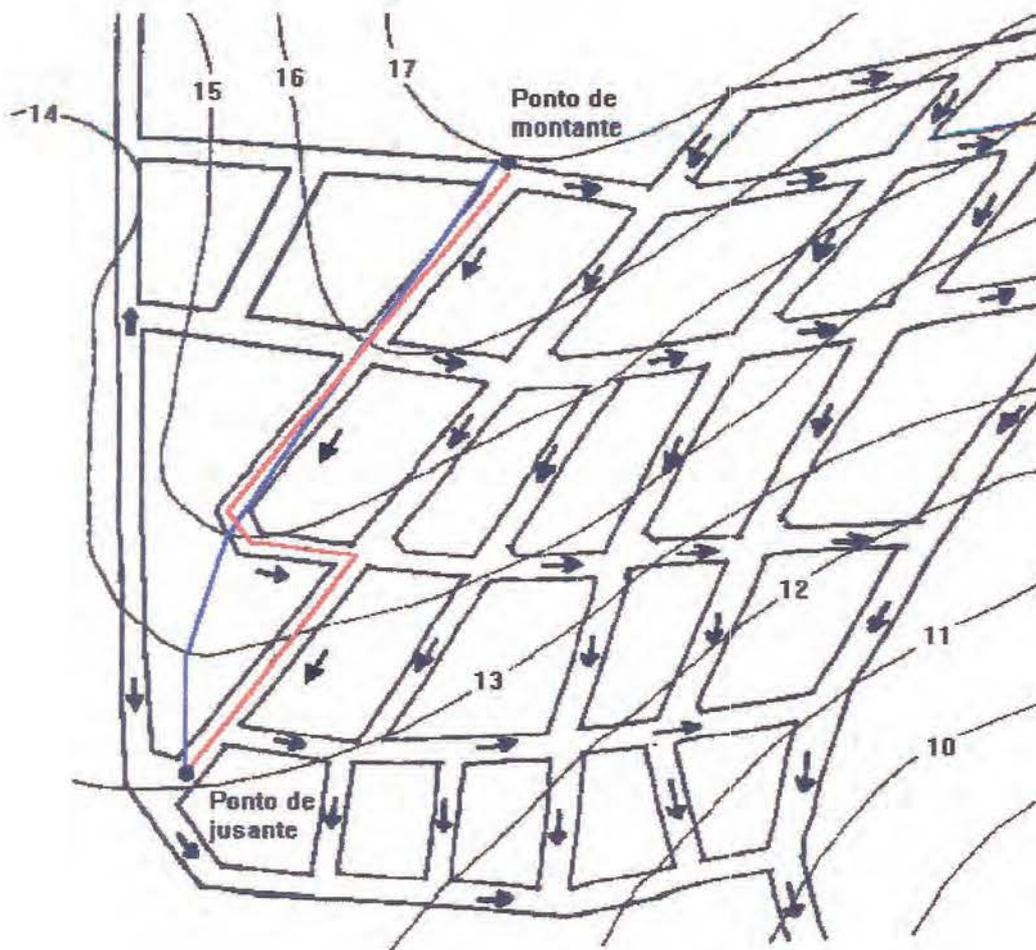
onde  $d_{urb}$  é a distância percorrida pelo escoamento, após a urbanização, em metros; e  $d_{ant}$  é a distância seguindo o caminho da máxima declividade, antes da urbanização da bacia, em metros.

Deste modo, o caminho da água na bacia, determinado exclusivamente com base na topografia, foi corrigido conforme a relação definida pela equação 5.42

Alerte-se que a relação anterior foi obtida com base em dados experimentais coletados em regiões onde predominava um traçado de ruas do tipo "*quadrangular*". Mas numa cidade existem outros tipos de traçado de ruas, como por exemplo na forma de anéis concêntricos, ou totalmente irregulares. Não foram coletados dados em regiões com essas características, por isso a validade da curva dada pela equação 5.42 se restringe apenas a zonas com características semelhantes às utilizadas na sua determinação.

O outro dado requerido pelo modelo da onda cinemática é o coeficiente de rugosidade (na tabela 5.11 estão os valores deste coeficiente para diferentes tipos de superfícies). Este coeficiente é estimado em função do tipo de

cobertura, para isso, tornou-se imprescindível fazer uma superposição entre o plano de informação que contém o percurso da água na bacia e o plano de informação com a distribuição espacial dos diferentes tipos de cobertura. Este último plano de informação é obtido da classificação automática via computador de imagens Landsat, usando o algoritmo apresentado no item 5.3.1.



**REFERÊNCIAS:**

- Percurso do escoamento seguindo a máxima declividade
- Percurso do escoamento seguindo o traçado das ruas
- 12- Curvas de nível
- Direção do escoamento nas ruas

Figura 5.16 - Percurso do escoamento numa bacia urbana

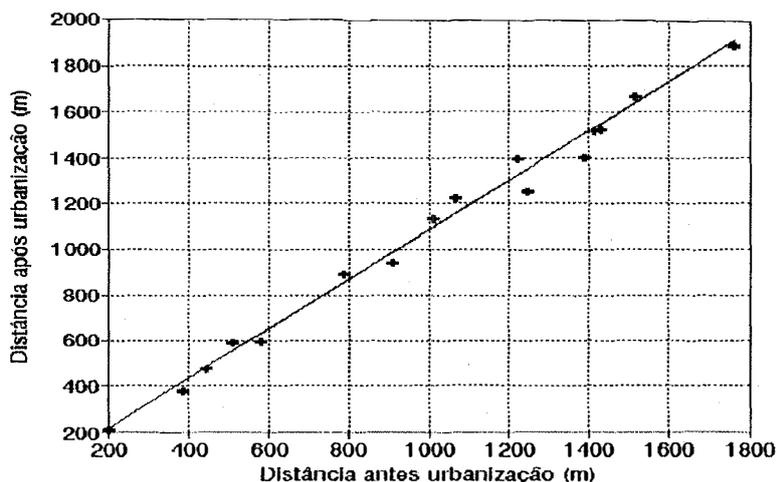


Figura 5.17 - Relação percurso antes-após urbanização

Finalmente, identificado o caminho da água e a rugosidade desse caminho, são utilizadas as equações 5.28 (ou 5.31) e 5.37 para determinar o tempo de viagem no plano e no canal, respectivamente, para cada célula que compõe a bacia. O maior desses tempos foi assumido como sendo o tempo de concentração. O tempo de concentração foi determinado para as principais sub-bacias da bacia do arroio Dilúvio. No capítulo 7 são apresentados os resultados obtidos com a aplicação da metodologia proposta.

#### 5.4.5 - Histograma Tempo-Área

Uma vantagem adicional da metodologia proposta para o cálculo de tempo de concentração, de forma distribuída, e que permite a determinação do histograma tempo-área (que forma parte da estrutura do módulo hidrológico do modelo matemático de simulação utilizado nesta pesquisa). Para tanto, devem ser definidas zonas, onde a zona 1 é formada pelas células cujo tempo de viagem (até a saída da bacia) está no intervalo  $0 < t < \Delta t$ ; para a zona 2 o tempo de viagem está no intervalo  $\Delta t < t < 2\Delta t$ , e assim respectivamente. A linha que divide duas zonas representa a curva isócrona (a isócrona da maior valor corresponde ao tempo de concentração da bacia).

Tabela 5.11 - Valores do coeficiente de rugosidade "n" de Manning

Tipo de superfície	Coef. de rugosidade Manning
Gramma de jardim (1)	0,200
Rua de paralelepípedo antigo (1)	0,015
Rua de paralelepípedo novo (1)	0,015
Rua de blocos de concreto (1)	0,018
Ruas de chão batido (1)	0,015
Pavimento asfáltico (2)	0,012
Pavimento de piche e areia (2)	0,016
Pavimento de concreto (2)	0,014
Gramma cortada bem rasa (2)	0,200
Gramma densa (2)	0,300
Canal de alvenaria de pedra (2)	0,033
Canal de terra limpo, retilíneo e uniforme (2)	0,030
Arroios c/ meandros, bancos e pouco profundos (2)	0,045
Arroios c/margenes espraçadas, pouca vegetação (2)	0,070
Arroios c/ margenes espraçadas, muita vegetação (2)	0,125
Área arborizada (3)	0,100
Área gramada (3)	0,200
Área urbanizada (3)	0,400
Canal de concreto linearizado (4)	0,013
Canal de terra (4)	0,030
Argila compactada (5)	0,030
Pouca vegetação (5)	0,200
Vegetação densa (5)	0,350
Vegetação densa e floresta (5)	0,400

(1) Genz (1994)

(2) Chow (1959)

(3) Wong (1993)

(4) Yen (1978)

(5) Crawford & Linsley (1966)

Definindo como  $A_i$  a área entre isócronas, determina-se o diagrama incremental de áreas. Desse diagrama, é derivada a curva acumulativa de áreas, usando a expressão:

$$A(i\Delta t) = \sum_{k=1}^n A_k \quad (5.43)$$

É importante notar que a curva tempo-área incremental é uma função discreta no tempo, enquanto a curva cumulativa é uma função contínua. Desta forma se a malha de tempos de viagens é discretizada em diferentes intervalos de tempo,

a aparência da primeira curva pode mudar, mas a forma da curva cumulativa permanece invariante.

## CAPÍTULO 6

# BACIA DO ARROIO DILÚVIO

### 6.1 - DESCRIÇÃO E HISTÓRICO

A bacia do arroio Dilúvio está localizada na região metropolitana de Porto Alegre-RS e tem uma área de aproximadamente 80 km<sup>2</sup>, com um relevo caracterizado por cadeias de morros com alturas de até 300 m. Sua extensão geográfica, extrapola os limites do município de Porto Alegre, abrangendo parte do município de Viamão-RS. Tal situação é ilustrada na figura 6.1.

O curso principal desta bacia, isto é, o arroio Dilúvio tem uma extensão de 12,0 km. Seus aportes estão constituídos pelas águas de suas nascentes, localizadas no município de Viamão, a montante da bacia; pelos aportes da barragem Mãe D' água, os arroios Marianos, Beco do Salso e São Vicente, pela margem direita; e pelos arroios Mato Grosso, Agronomia, Moinhos e Cascatinha, pela margem esquerda. A desembocadura se dá no rio Guaíba. Também, a montante existe a barragem Lomba do Sabão, abastecida pelas águas da nascente do arroio Dilúvio, mais os aportes dos arroios Sem Nome, Casa Velha, Pequeno, Taquara e Vitorino.

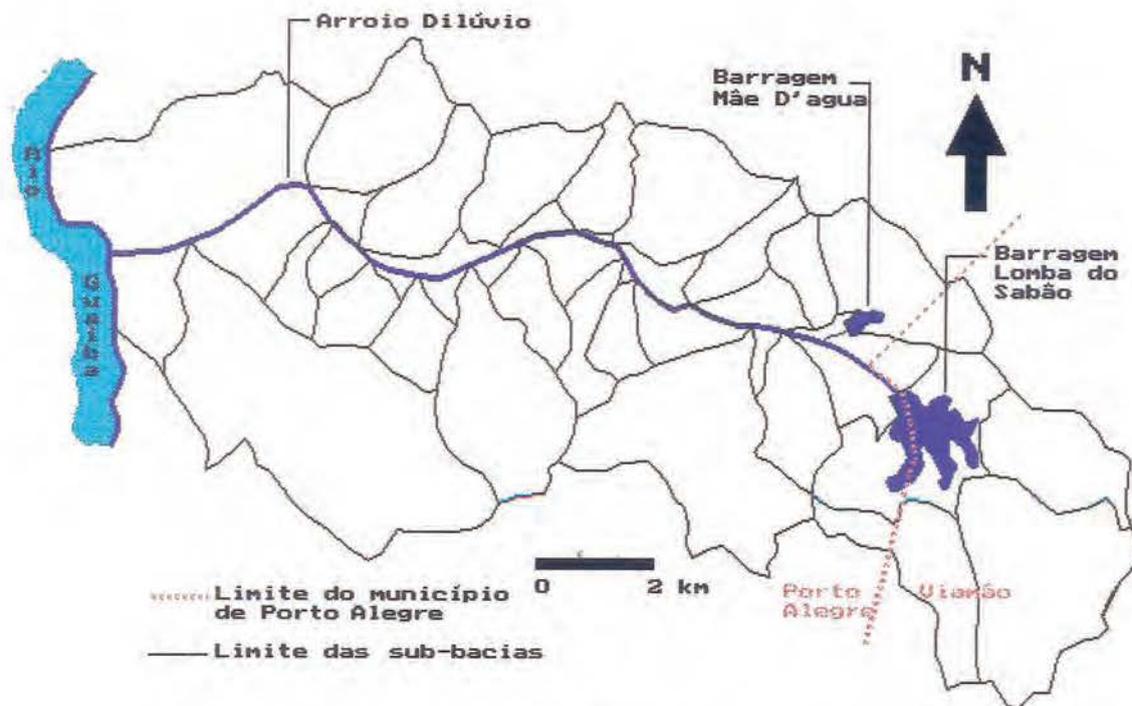


Figura 6.1 - Bacia do arroio Dilúvio, Porto Alegre-RS

O desenvolvimento urbano da bacia aconteceu inicialmente na região de jusante, na atualidade densamente ocupada, e continuo 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 antrópica aparecem bem marcados no arroio Dilúvio, particularmente devido a cerca de 50 mil m<sup>3</sup> 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 abandonado pelos habitantes. Atualmente existe um plano de recuperação do Dilúvio, cujos detalhes são relatados em *PMPA (1994)*.

## 6.2 - DESENVOLVIMENTO URBANO E PLANO DIRETOR

Relatos da época mostram que já desde o início do século Porto Alegre era uma cidade cheia de problemas, como por exemplo nos dias de chuva quando as ladeiras dos morros transformavam-se em locais de enxurradas, provocando alagamentos nas zonas mais baixas da cidade. Assim, em 1914 surge a idéia de um plano geral para Porto Alegre, que se concretizaria 10 anos mais tarde na administração do Otávio Rocha (1924-1928). Nessa época o discurso teórico

elaborado tinha por base a identidade de três conceitos relacionados entre si, conforme cita *Souza & Damasio (1993)*: urbanização (vista fundamentalmente pelo ângulo da circulação), higienização e embelezamento. Na concepção teórica do plano geral, o entrosamento desses três conceitos formava um todo indissociável. Esse plano geral foi realizado pelo engenheiro-arquiteto Moreira Maciel, chamado de "*Plano Geral de Melhoramentos*".

Apesar dos três conceitos definidos, o plano era predominantemente viário, e limitava-se exclusivamente à zona central da cidade. Surge então em 1951, inspirado na metodologia de planejamento urbano ensinada no Uruguai, um Pré-Plano de Desenvolvimento de Porto Alegre, elaborado pelos urbanistas Eduardo Paiva e Demétrio Ribeiro. Baseado em ampla pesquisa urbana, abrange aspectos históricos regionais e locais, questões de caráter demográfico e econômico, uso do solo, meio físico, condições sanitárias, inclusive reavalia os planos, projetos e normas já existentes. Esse pré-plano de desenvolvimento da cidade adota o princípio de zoneamento de uso do solo urbano com áreas residenciais, comerciais e áreas destinadas a atividades industriais, além de um esquema viário radioconcêntrico (constituído por avenidas perimetrais e radiais).

*Pinho Salenque & Marques (1993)* citam que em 1954 a reestruturação e Divisão de Urbanismo do município vigoriza o desenvolvimento do plano. O modelo urbanístico adotado mantém as características do precedente, isto é, o zoneamento em área comercial, industrial e residencial, esta última organizada em unidades de habitação limitadas pela vias de tráfego geral. Este modelo urbanístico, também, tenta dar as condições para a criação de centros de bairros, define regras de zoneamento de uso do solo, de aproveitamento e percentagem máxima de ocupação dos lotes e das alturas das edificações.

Finalmente em 1959, o plano é aprovado, mas fica limitado às zonas intensamente edificadas do território municipal, por injunções técnico-administrativas. Contudo, o próprio instrumento legal atribuía ao Conselho do Plano Diretor e ao Poder Executivo as decisões sobre a ampliação da área abrangida pelo plano e a correção ou atualização do traçado urbanístico. De fato isso acontece no período de 1961 a 1979, onde são incorporadas quatro extensões ao Plano Diretor (ver figura 6.2).

É a partir da segunda metade da década de 70 que os esforços são concentrados com o objetivo de aprimorar a metodologia de planejamento urbano em Porto Alegre, o qual ganha interdisciplinaridade. Em 1979 é aprovado o Primeiro Plano de Desenvolvimento Urbano - I PDDU (PMPA, 1979).

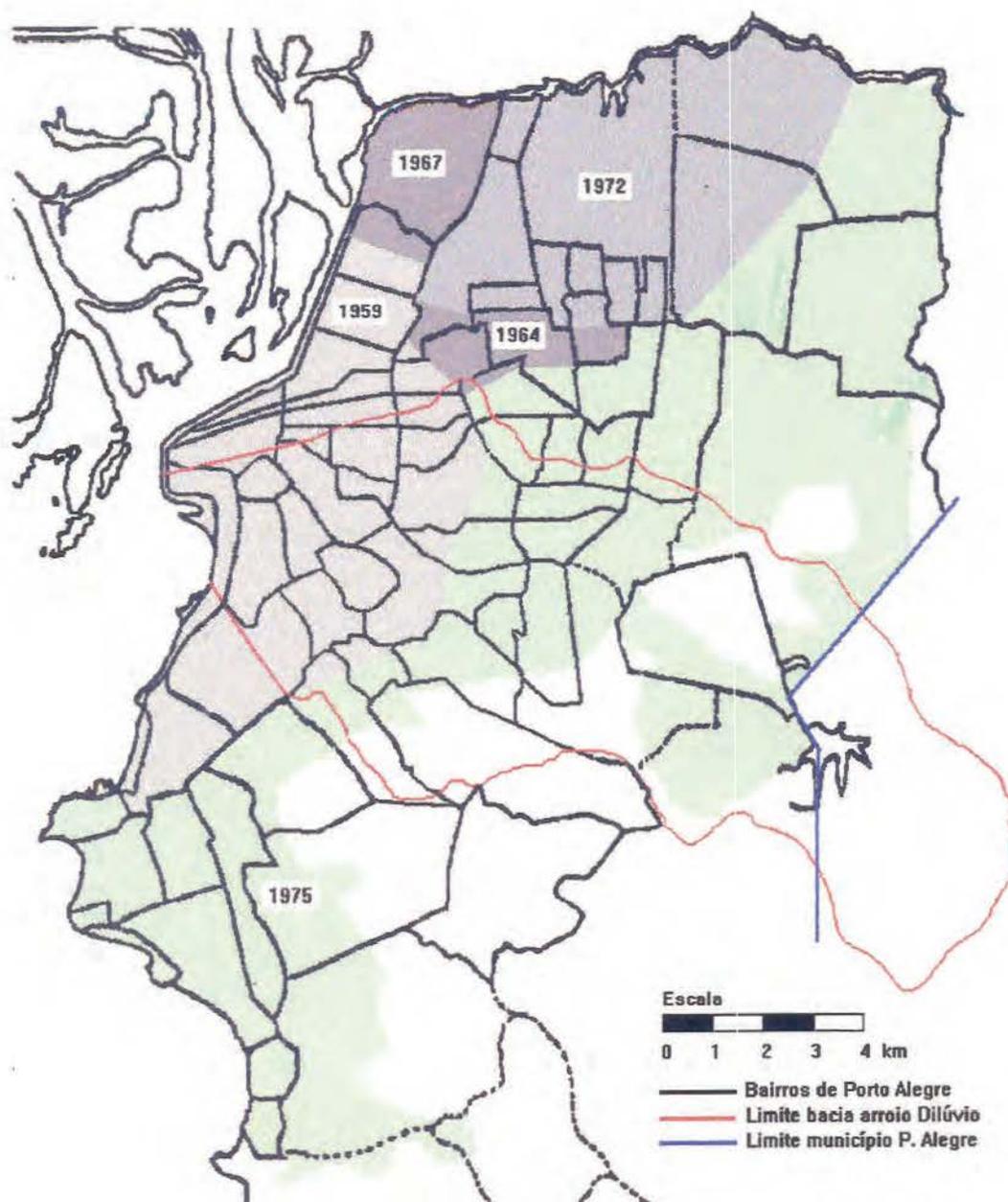


Figura 6.2 - Extensões do Plano Diretor de Porto Alegre  
Adaptado de Pinho Salenque & Marques (1993)

*Pinho Salenque & Marques (1993)* destacam como principais características do I PDDU, as seguintes:

*a) A natureza interdisciplinar e multi setorial do plano, esta última materializada nas diretrizes que referem-se a: infra-estrutura urbana, economia e função da cidade, sociologia, geografia, lazer, cultura e paisagem urbana, circulação urbana e uso do solo, habitação, legislação urbana, sistematização dos dados e do planejamento.*

*b) O caráter permanente conferido à atividade de planejamento urbano e a sua organização sob a forma de sistema. A ideia de "plano acabado" foi deixada de lado, assumindo a de um processo contínuo e permanente de planejamento, no qual a forma de formulação de planos e programas de ações constitui etapa sempre renovada.*

*c) A base jurídica-instrumental consolidada num único texto legal, coerente nos seus dispositivos e compatibilizado nos seus conceitos.*

*d) A criação de mecanismos de consulta e participação da comunidade no processo de planejamento. O plano prevê a participação da sociedade através de suas associações representativas, sobre as necessidades e prioridades locais e investimento programados.*

*e) O modelo urbanístico contextualizado no município e na região é conformado fisicamente por critérios de densidade populacional, zoneamento de uso do solo, multi polarização de serviços e equipamentos, funcionalidade e hierarquização de vias.*

Em 1987 acontece a reformulação do I PDDU, segundo *Liedke & Ferretti (1993)*, dentro de um contexto marcado pela iniciativa da indústria da construção civil, significando particularmente a elevação dos índices de aproveitamento e a quebra da especialização funcional prevista (áreas de uso). Isto veio favorecer a expansão da utilização de áreas para fins comerciais e de serviços, provocando crescimento negativo.

### **6.3 - CONTROLE DO USO E OCUPAÇÃO DO SOLO URBANO EM PORTO ALEGRE**

A seguir são apresentados de forma sucinta os critérios fixados na legislação vigente quanto ao uso e ocupação projetados para as diferentes regiões do território municipal, e os instrumentos disponíveis para o controle do crescimento da cidade de Porto Alegre.

Para fins administrativos o I PDDU e a Lei Complementar nro. 43 de 21/07/79 dividem o território municipal em zona urbana e zona rural. Mais uma divisão é praticada na zona urbana, onde se distinguem zona urbana de ocupação intensiva e zona urbana de ocupação extensiva. A área urbana de ocupação intensiva é aquela prioritária para fins de urbanização, enquanto a zona de ocupação extensiva é a de urbanização rarefeita, e destina-se principalmente à preservação do patrimônio ambiental municipal. Esta última região está enquadrada um regime de proteção ecológica e paisagística.

O I PDDU prevê que diante a eventual criação de novos núcleos urbanos em função de atividades de lazer e turísticas, ou de programa de implantação de equipamentos urbanos, áreas da zona rural e/ou da zona urbana de ocupação extensiva sejam incorporadas à categoria urbana de ocupação intensiva.

Do ponto de vista do planejamento do desenvolvimento urbano, o território municipal é dividido em Unidades Territoriais de Planejamento (UTP) e em Unidades Territoriais Secionais (UTS). A característica principal das UTPs é que servem de referência para quantificar um determinado espaço em termos de população, uso permitido, equipamentos urbanos e relacionamento com o meio ambiente. As UTSs reúnem UTPs, cujos limites forem transcendidos pela irradiação da influência dos equipamentos urbanos instalados nas suas áreas.

Como instrumento de controle do desenvolvimento urbano o I PDDU define os seguintes elementos: índice de aproveitamento; taxa de ocupação; altura das edificações; e recuos para ajardinamento.

O índice de aproveitamento é definido como a relação entre as áreas máximas de construção permitida e as áreas dos terrenos sobre os quais são implantadas. O objetivo principal deste índice é o controle das densidades populacionais e das atividades permitidas nas diversas zonas de uso.

A taxa de ocupação é a relação entre as projeções horizontais máximas de construção permitidas e as áreas dos terrenos sobre os quais acedem as construções. As funções predominantes deste indicador é a de incentivar e preservar áreas livres, em função de seus aspectos visuais, da composição da paisagem urbana; estabelecer espaços entre as construções de modo a garantir melhores condições de aeração e insolação.

Com relação às alturas das edificações são critérios para o dimensionamento volumétrico das construções, atendendo a restrições de caracter visual, de insolação, geológica, etc.

Os recuos para ajardinamento são áreas destinadas a garantir uma proporção significativa de elementos naturais (ex. vegetação) sobre as construções, promovendo a valorização da paisagem urbana nas áreas residenciais; e também reservando espaços para a circulação de pedestres em áreas comerciais e corredores de serviços.

#### **6.4 - PLANO DIRETOR E MACRO-DRENAGEM**

Da leitura do I PDDU percebe-se que o mesmo tenta controlar ou conduzir o crescimento da cidade, de forma ordenada, atendendo principalmente a aspectos viários e de infra-estrutura, além de algum critério de embelezamento da paisagem urbana. Mas o I PDDU não avalia o efeito do desenvolvimento da cidade, materializado por uma intensiva ocupação do solo, sobre a macro-drenagem urbana.

O I PDDU estabelece taxa máxima de ocupação (percentagem máxima da área do lote que pode ser construída) e a obrigatoriedade de recuos para ajardinamento (frontal, laterais e de fundo). Tudo isso é previsto com o objetivo de favorecer uma melhor insolação, além de atender a necessidades primárias dos moradores (ar, luz, etc). Indiretamente, do ponto de vista hidrológico, essas áreas "*livres*" contribuiriam para diminuir o impacto do crescimento urbano sobre o escoamento, já que permitiria a infiltração dos excessos (ou parte deles) da precipitação. Mas muitas vezes essas áreas livres, principalmente os recuos laterais e de fundo, tornam-se áreas impermeabilizadas, geralmente pela construção de garagens nos fundos e a utilização do recuo lateral como acesso aos mesmos.

*Turkienicz (1993) cita: "o artigo 81 da lei 2330/72 tinha a intenção de consagrar 1/10 da área de cada lote residencial em recuo de fundos. Porém a permissão para a construção de edículas (como garagens) neste recuo, tirou do artigo a força que podia ter como instrumento de preservação de superfícies permeáveis no miolo do quarteirão. O PDDU em vigor (L.C. 43/90) aboliu esta intenção".*

Contudo, existe uma alternativa para a correção das deficiências do I PDDU de Porto Alegre em relação à macro-drenagem e a prevenção das enchentes urbanas. Tal alternativa tem por base o Plano Diretor de Meio Ambiente e Saneamento (PMPA, 1992), em fase de elaboração. Especificamente no tocante aos recursos hídricos, destaca-se entre as diretrizes desse plano o fato de considerar a bacia hidrográfica como unidade de planejamento. Além disso estabelece, que as obras de micro-drenagem devem ser dimensionadas para chuva de projeto de 5 anos de tempo de recorrência, e para a macro-drenagem não é fixado o tempo de recorrência da chuva de projeto, podendo variar de uma bacia (ou sub-bacia) para outra, conforme as especificidades das mesmas. Também, incentivará a utilização de pavimento permeáveis, tanto em espaços públicos como privados, e prevê uma redução dos índices de ocupação dos lotes.

Um aspecto da maior relevância é que por não constituírem um documento único, o Plano de Meio Ambiente e Saneamento deverá ser compatibilizado com o I PDDU, preferencialmente acompanhando o processo de revisão deste último.

## **6.5 - BASE DE DADOS**

As informações disponíveis que compõem a base de dados são de dois tipos: dados espaciais e dados não-espaciais. Na categoria de informações espaciais estão aqueles dados obtidos do monitoramento e coleta de uma determinada propriedade ou variável de forma distribuída no espaço. Isto é, a informação é composta de dois elementos: o valor ou atributo, e a sua correspondente localização espacial. Já as informações não-espaciais envolvem os dados sobre variáveis ou propriedades obtidos por coleta pontual (num único ponto do espaço geográfico).

### **6.5.1 - Dados hidrológicos**

Estes dados correspondem à categoria de dados não-espaciais, e consiste de registros pluviográficos e fluviográficos. No Instituto de Pesquisas Hidráulicas - IPH existem arquivos com eventos hidrológicos registrados em diferentes postos pluviográficos e fluviográficos da bacia do arroio Dilúvio no período 1978-81. Desses arquivos foram selecionados 7 eventos, três foram utilizados na fase de ajuste do modelo hidrológico-hidrodinâmico, outros três na validação do ajuste do modelo, e o evento restante (com recorrência estimada em 50 anos) serviu de base para a determinação espacial da chuva de projeto. Esses eventos estão no anexo I.

### **6.5.2 - Característica das sub-bacias e do sistema fluvial**

Estas informações, também, estão na categoria de dados não-espaciais, e referem-se a diversas grandezas que caracterizam as sub-bacias e às particularidades do perfil longitudinal e das seções transversais do canal principal do arroio Dilúvio.

O canal do arroio Dilúvio foi dividido em três trechos principais, conforme a uniformidade da seção transversal. Discussão complementar sobre esta discretização será apresentada no capítulo seguinte. Nas tabelas do Anexo II são apresentados os dados disponíveis.

### **6.5.3 - Dados espaciais**

Para o armazenamento e manipulação das informações espaciais foram utilizados os recursos do sistema de informações geográficas (sistema Proima). A estrutura de armazenamento do sistema utilizado é do tipo raster.

Os dados, espaciais, foram organizados em planos de informação, numa escala compatível com o nível de detalhamento exigido pela pesquisa. Essa escala de trabalho foi 1:40.000. Também, os dados foram todos referenciados a um mapa cartográfico. Os planos de informação apresentam níveis idênticos de detalhamentos, o que viabiliza o cruzamento e/ou combinação entre eles, de modo eficiente e preciso.

Esses planos de informação contém informações tais como: tipo de solo, cobertura do solo, topografia, ocupação projetada do solo, distribuição espacial da chuva de projeto, entre outros. A seguir são relacionados os diversos planos de informação que compõem a base de dados, descrevendo as suas três características mais importantes: seu conteúdo, a metodologia para sua obtenção, e a sua relevância no estudo.

**- Tipo de solo:**

*Conteúdo:* estão resumidas neste plano de informação a distribuição espacial dos diversos tipos hidrológicos de solo (figura 6.3). As categorias definidas para representar os diversos tipos de solos da bacia do arroio Dilúvio correspondem à capacidade de geração de escoamento superficial desses solos.

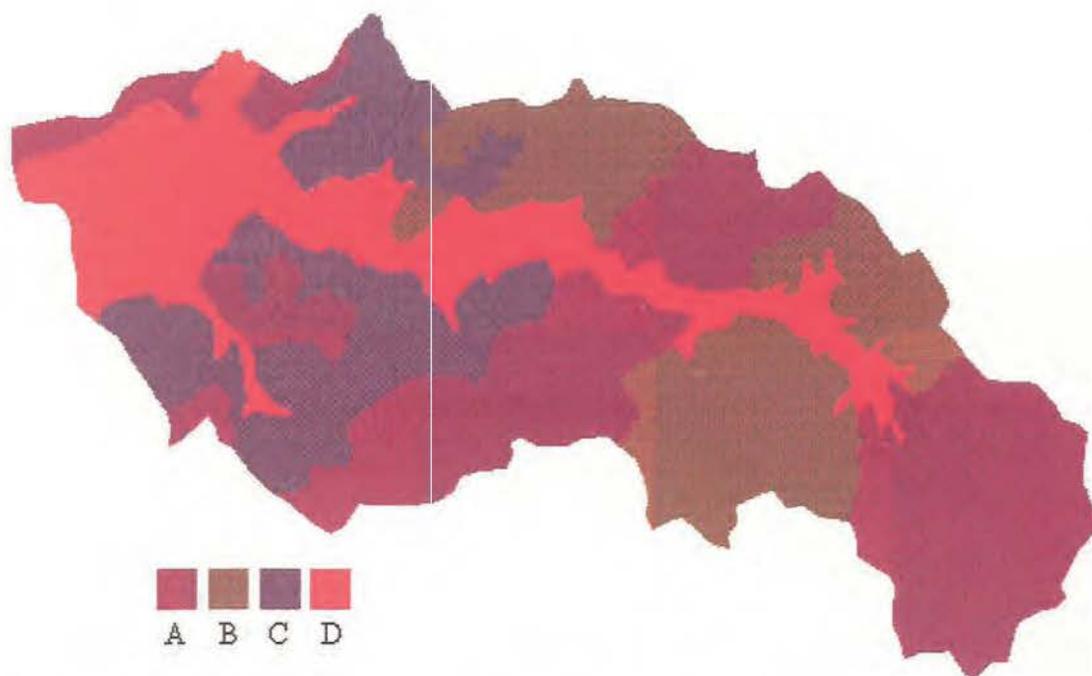


Figura 6.3 - Características dos solos da bacia do arroio Dilúvio de acordo com a classificação do Soil Conservation Service.

Fonte: Campana & Mendiolo (1994)

*Metodologia:* o mapa de solos utilizado neste trabalho é o apresentado por Campana & Mendiolo (1994), obtido da interpretação de mapas geológicos contendo informações sobre as rochas, minerais, estratigrafia e estruturas. Além de esta interpretação, o estudo foi complementado com análise de

imagens digitais de sensoriamento remoto e com correlações com dados obtidos em visitas a campo. Os autores realizaram o mapeamento dos distintos tipos de solos em função de seu potencial de escoamento, definido como a capacidade natural de produzir excessos superficiais durante um evento chuvoso. Para tanto adotaram a classificação proposta pelo Soil Conservation Service que define quatro categorias: a categoria A que corresponde ao menor potencial, até a categoria D que representa o máximo potencial de escoamento.

*Relevância:* auxilia a identificação dos valores mais apropriados para certos parâmetros do módulo hidrológico, tais como: capacidade de armazenamento de água no solo, capacidade de infiltração, etc. Ainda que não forme parte dos objetivos desta pesquisa, o mapa com os diversos tipos de solo pode ser utilizado como apoio em estudos de erosão.

#### **- Topografia:**

*Conteúdo:* está armazenado neste plano de informações o modelo digital do terreno da bacia do arroio Dilúvio. Este modelo foi representado na forma de mapas bi-dimensionais, por meio de uma codificação numa escala de cores, como mostra a figura 6.4.

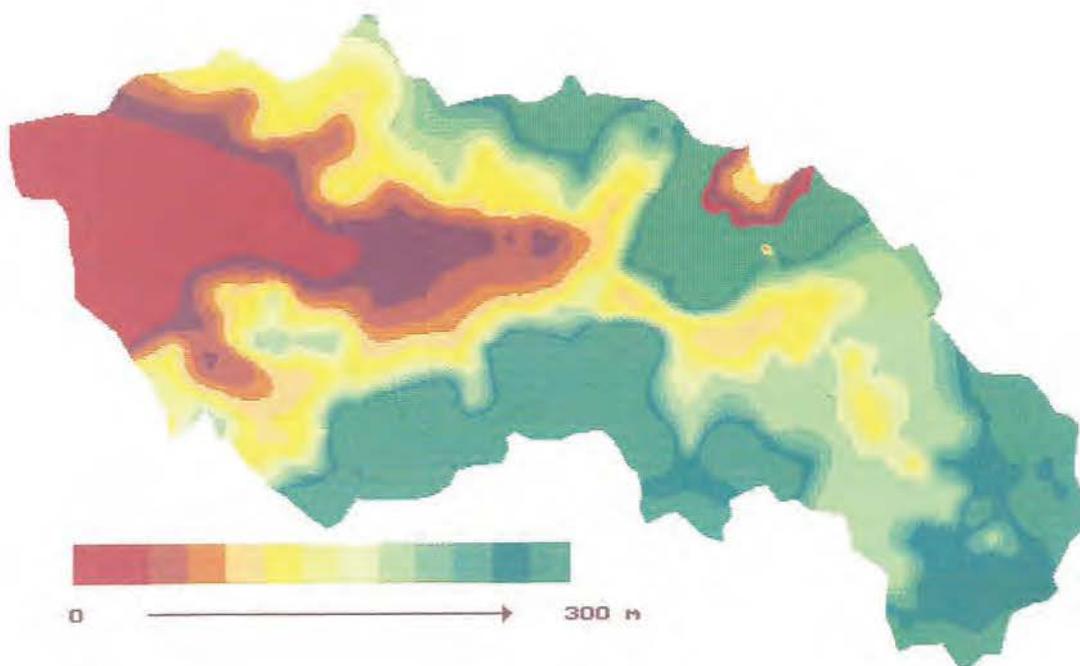


Figura 6.4 - Modelo de elevação do terreno da bacia do arroio Dilúvio

*Metodologia:* é elaborado a partir da digitalização de cartas topográficas em escala 1:40.000 e com uma equidistância de 5 m. O resultado desta digitalização é um conjunto de pontos (x,y,z) irregularmente distribuídos no espaço geográfico, que após um processo de interpolação permite a obtenção do modelo numérico do terreno. Este modelo numérico do terreno é concebido na forma de uma grade regular, onde para cada ponto se conhece a sua posição geográfica e a altitude correspondente. A resolução espacial do modelo numérico do terreno é de 30 m.

*Relevância:* permite a quantificação de algumas grandezas associadas às características físicas da bacia (ex. declividade do curso de água, declividade da bacia, desenho de perfis, etc), requeridos pelos modelos de simulação; dá suporte à representação espacial dos demais planos de informação; auxilia no estabelecimento de zoneamento diversos (ex. risco de deslizamentos, áreas com potencial de erosão e/ou impróprias para o assentamento de pessoas, etc.); de sua interpretação são deduzidas as redes de drenagem e os divisores de água; entre as aplicações mais usuais.

#### **- Ocupação projetada:**

*Conteúdo:* o conjunto de informações armazenadas neste plano, referem-se à distribuição espacial da taxa total máxima de ocupação para a bacia do arroio Dilúvio, conforme os limites estabelecidos na I PDDU e na Lei Complementar Nro. 43. Aqui, taxa total de ocupação deve ser entendida como fração de área impermeabilizada. Este plano de informação é mostrado na figura 6.5.

*Metodologia:* de conformidade com o disposto na legislação vigente, foi construído um mapa temático, onde cada tema corresponde a uma determinada taxa máxima de ocupação. Essa taxa de ocupação refere-se ao lote. Então a taxa máxima total de ocupação (entenda-se impermeabilização) para uma determinada região foi obtida por ponderação, considerando que o 25% dessa região é ocupada pelo sistema viário e os 75% restantes pelos lotes. Entretanto assumiu-se a condição mais desfavorável, isto é, todas as ruas foram consideradas como sendo pavimentadas.

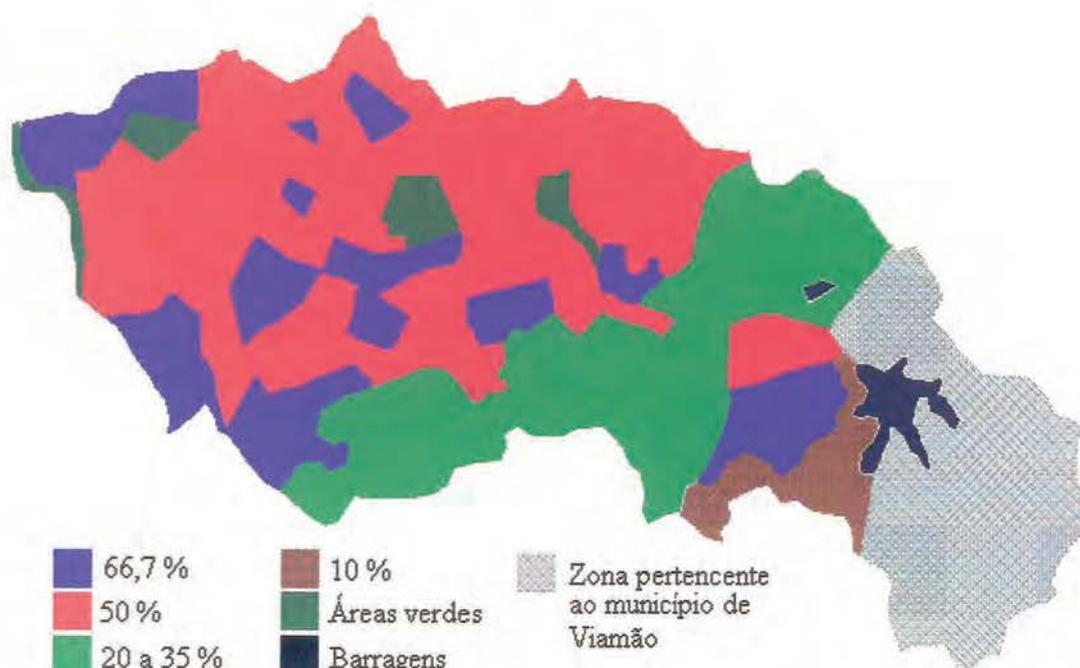


Figura 6.5 - Taxa máxima total de ocupação, conforme o I PDDU

A proporção de 25% adotada para o sistema viário foi fixada em função dos resultados de estudos de rendimentos em loteamentos do Estado de São Paulo, apresentados por *Mascaró (1994)*.

*Relevância:* ao incluir na base de dados informações sobre o uso projetado, é possível criar um referencial de confronto, e com isso, avaliar o impacto do crescimento urbano sobre o comportamento hidrológico da bacia conforme a situação atual e em relação à situação prevista para o futuro. Dessa análise temporal do cenário urbano, pretende-se identificar tendências do desempenho da macro-drenagem, que poderão indicar a compatibilidade entre a ocupação do solo projetada e a capacidade do meio físico; ou pelo contrario evidenciar a necessidade de reformulação dos critérios atuais de ocupação.

#### - Áreas impermeáveis:

*Conteúdo:* a fração de áreas impermeáveis e a sua distribuição espacial (figura 6.6). Como fração de áreas impermeáveis entende-se aquelas que impedem a infiltração da água no solo, tais como: ruas pavimentadas, calçadas, prédios, etc.. É importante frisar que se trata de um plano de informação "*dinâmico*",

uma vez que varia ao longo do tempo, conforme a expansão da cidade e/ou a densificação das áreas já ocupadas.

*Metodologia:* este tópico foi abordado amplamente no capítulo 5, contudo, vale reiterar que a fração de áreas impermeáveis e sua distribuição espacial foi estimada a partir da classificação de imagens Landsat-TM, utilizando um algoritmo baseado em conceitos da matemática fuzzy e que possibilita a classificação a nível de sub-pixel. Isto para o cenário atual. Para cenários futuros a partir das relações estabelecidas e conforme a legislação vigente.

*Relevância:* as áreas impermeáveis é um parâmetro que está intimamente ligado à capacidade do solo de gerar excessos superficiais, e por isso aparece na maioria dos modelos matemáticos de simulação. O modelo hidrológico-hidrodinâmico, utilizado nesta pesquisa, não foge a essa regra. Em modelos do tipo "*distribuído*", tão importante como a fração de áreas impermeáveis é a sua distribuição espacial. Daí a necessidade de se dispor destas informações.

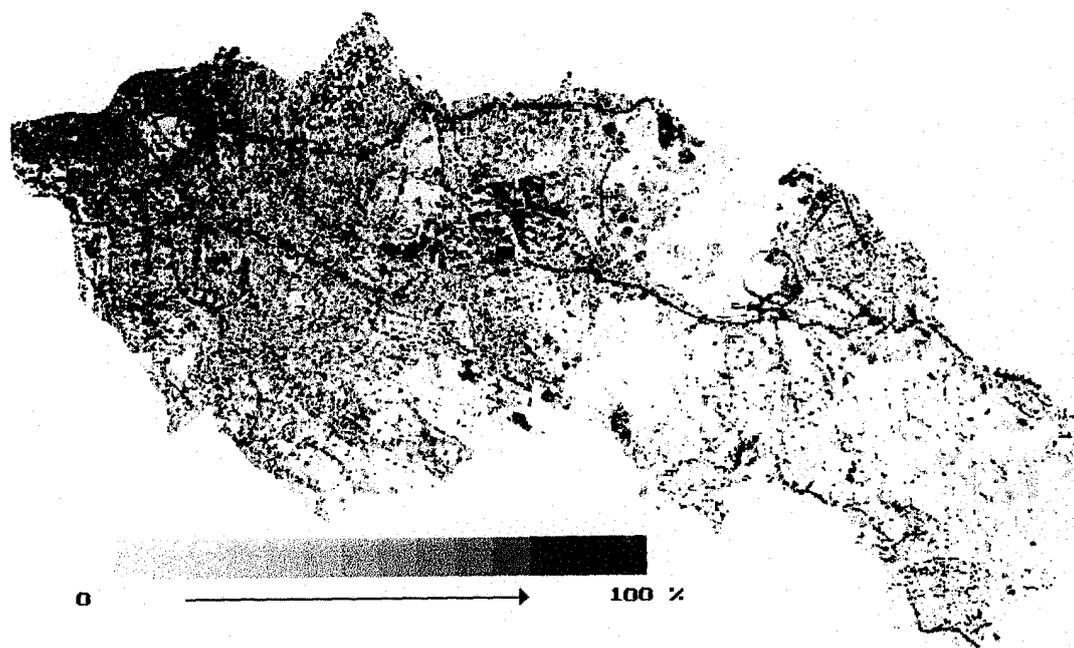


Figura 6.6 - Fração de áreas impermeáveis, em 1990

### - Distribuição espacial de chuva de projeto:

*Conteúdo:* as particularidades da distribuição espacial da precipitação são apresentadas na forma de um mapa temático (figura 6.7), onde cada tema ou classe representa áreas homogêneas em termos de lâmina total precipitada.

*Metodologia:* as diversas regiões indicando áreas com precipitação homogênea foram delimitadas a partir do traçado das isoietas adimensionais. Por outro lado, as isoietas adimensionais foram obtidas com base nas isoietas de precipitação total correspondente ao evento crítico registrado em 13/02/81 na bacia do arroio Dilúvio, adimensionalizada pela precipitação máxima observada na bacia. É preciso ressaltar que para os sete eventos escolhidos, constata-se aproximadamente o mesmo padrão de distribuição das isoietas. Avaliações adicionais sobre a distribuição espacial da precipitação na bacia do arroio Dilúvio serão conduzidas no capítulo seguinte.

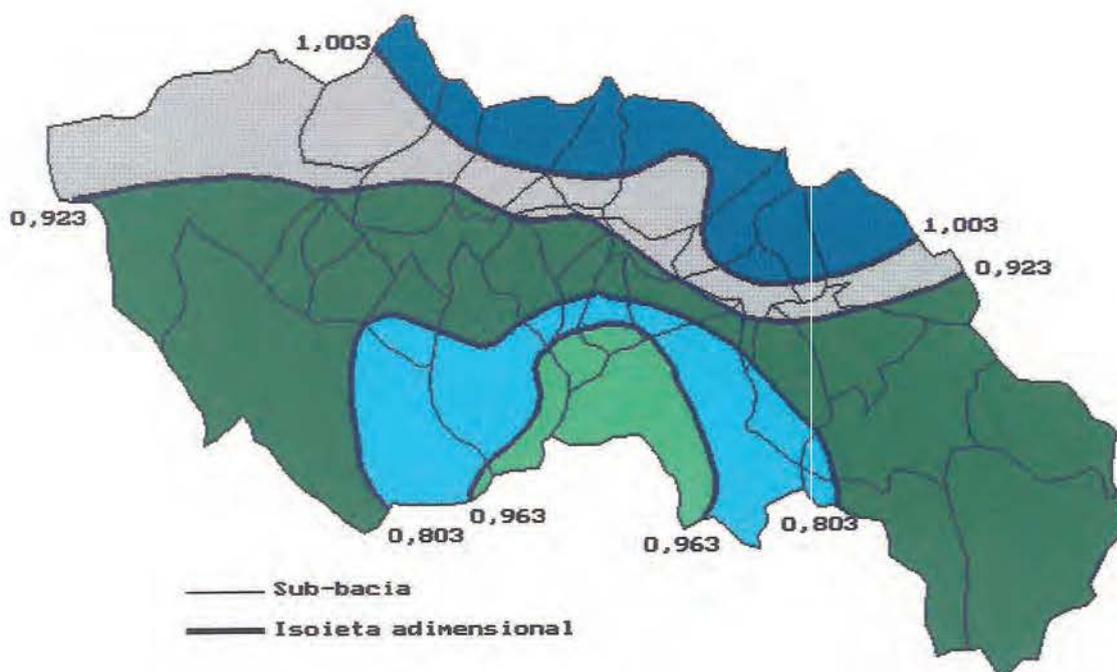


Figura 6.7 - Distribuição espacial da chuva de projeto

*Relevância:* pelas características do relevo da bacia e a sua influência sobre o fluxo dos ventos que condicionam fortemente o gradiente vertical da precipitação, torna-se indispensável o conhecimento da distribuição espacial da precipitação. Sendo assim, a representação do comportamento da bacia resulta mais próximo da realidade.

## **CAPÍTULO 7**

# **AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA URBANIZAÇÃO SOBRE A MACRO DRENAGEM**

### **7.1 - DISCRETIZAÇÃO DA BACIA**

O modelo IPH IV foi utilizado para simular o processo de transformação chuva-vazão na bacia do arroio Dilúvio, discretizada em 28 sub-bacias, conforme o esquema da figura 7.1. A barragem Lomba do Sabão, localizada na cabeceira da bacia, recebe os aportes das sub-bacias A, B, C e D, e não permite o extravazamento das águas uma vez que cede a totalidade da água captada para o sistema de abastecimento de água da cidade de Porto Alegre. Conseqüentemente, as sub-bacias A, B, C e D não foram consideradas na simulação matemática.

A identificação dos divisores de água das diversas sub-bacias foi feita exclusivamente com base na topografia do terreno. Ainda que este critério seja válido pelo nível de detalhamento do estudo, deve-se ter consciência que uma das conseqüências do processo de urbanização é a construção de redes e galerias de drenagem pluvial, que eventualmente podem transferir água de uma sub-bacia para outra. Pelo exposto acima, fica entendido que nesta pesquisa é assumida a hipótese de que essas transferências de vazão não existem, ou são desprezíveis.

No canal principal do arroio Dilúvio, de aproximadamente 10,5 km de extensão, foram definidas 25 seções principais de cálculo. Com base na uniformidade da seção transversal, distinguem-se três trechos principais limitados pelas seções: 1 a 6; 7 a 9; 10 a 25. Até a seção 6, o arroio permanece em seu estado original, já a partir da seção 7 o canal do arroio foi retificado e impermeabilizadas as suas laterais com lajotas de

concreto. Nas tabela do anexo II aparecem as grandezas das seções típicas para cada trecho.

Ao longo de seu percurso, o arroio Dilúvio é atravessado por diversas pontes, principalmente no trecho mais perto da foz (ver figura 7.2). Na presença de pontes ocorrem perdas de carga singulares, devidas à contração e expansão da seção de escoamento; à influência dos pilares da ponte; e como consequência do escoamento atingir a longarina da ponte.

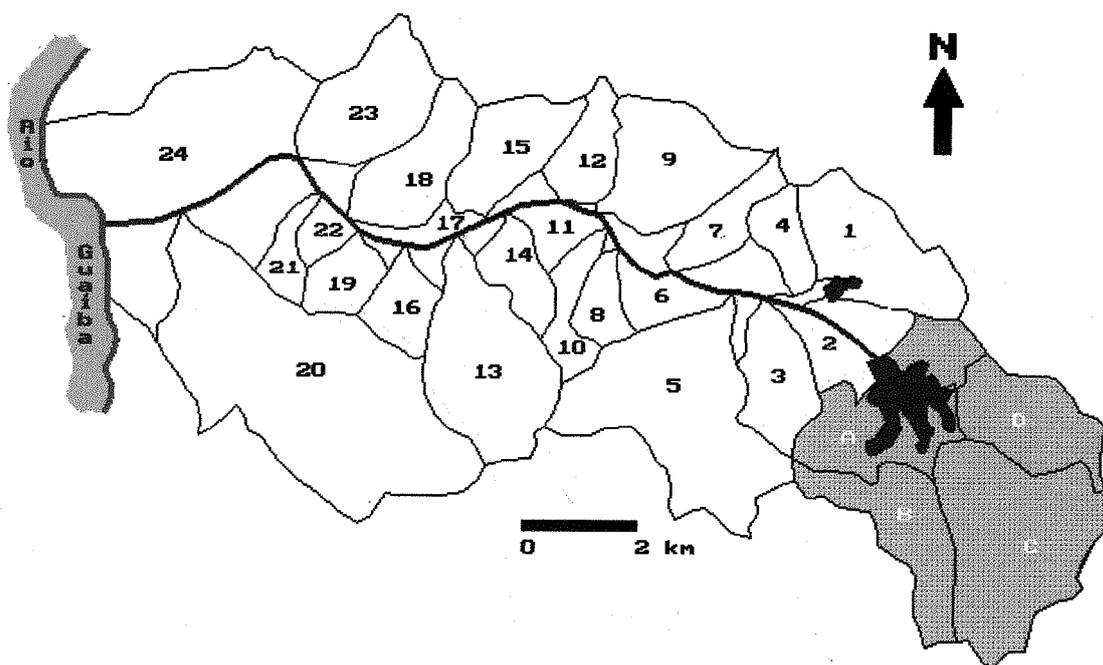


Figura 7.1 - Discretização da bacia do arroio Dilúvio

A alternativa adotada para contornar o problema da presença das pontes, consistiu em definir duas seções auxiliares próximas (separadas uma distância de 40 metros entre si, escolhida arbitrariamente), uma a montante e outra a jusante da ponte. Assim, na seção coincidente com a localização da ponte a seção transversal do canal foi diminuída conforme a dimensão da ponte. A figura 7.3 mostra esquematicamente as duas situações, isto é, uma seção característica do arroio Dilúvio sem ponte, e uma outra com a presença de uma ponte. Também, por simplicidade, considerou-se que as perdas de carga nas proximidades das pontes eram pouco significativas.

A adoção desta hipótese simplificada justifica-se pelo objetivo desta pesquisa, isto é, avaliar globalmente o comportamento da macro-drenagem da bacia do arroio Dilúvio.

Contudo, para estudos mais detalhados ou de problemas localizados torna-se imprescindível a realização de estudos hidráulicos mais rigorosos nas proximidades das obras de arte.

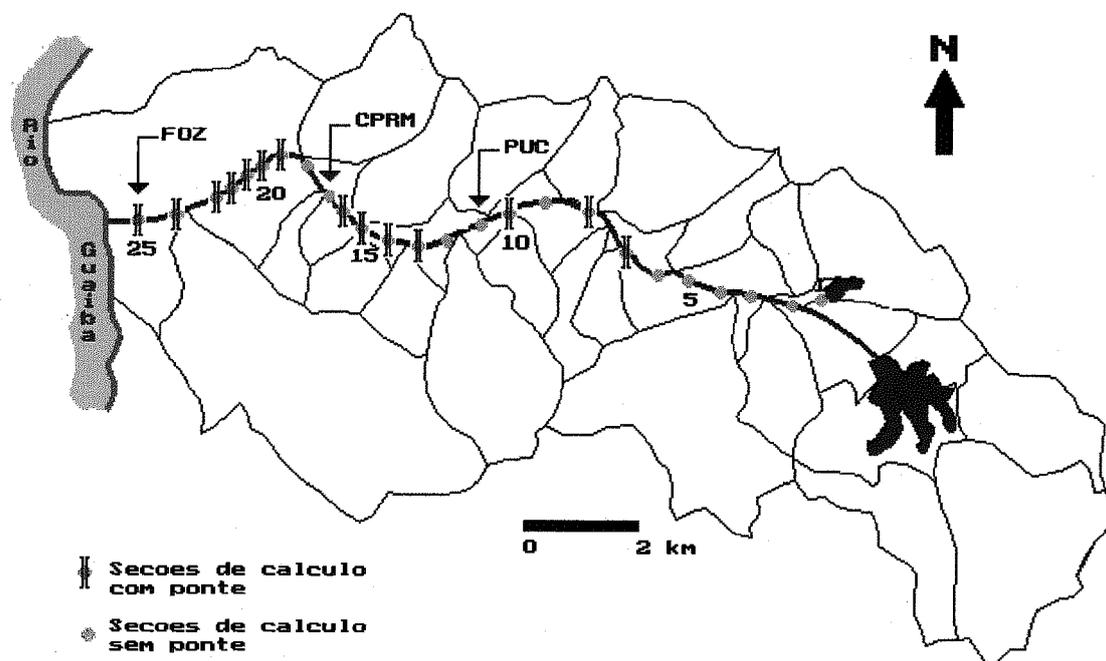


Figura 7.2 - Seções principais de cálculo

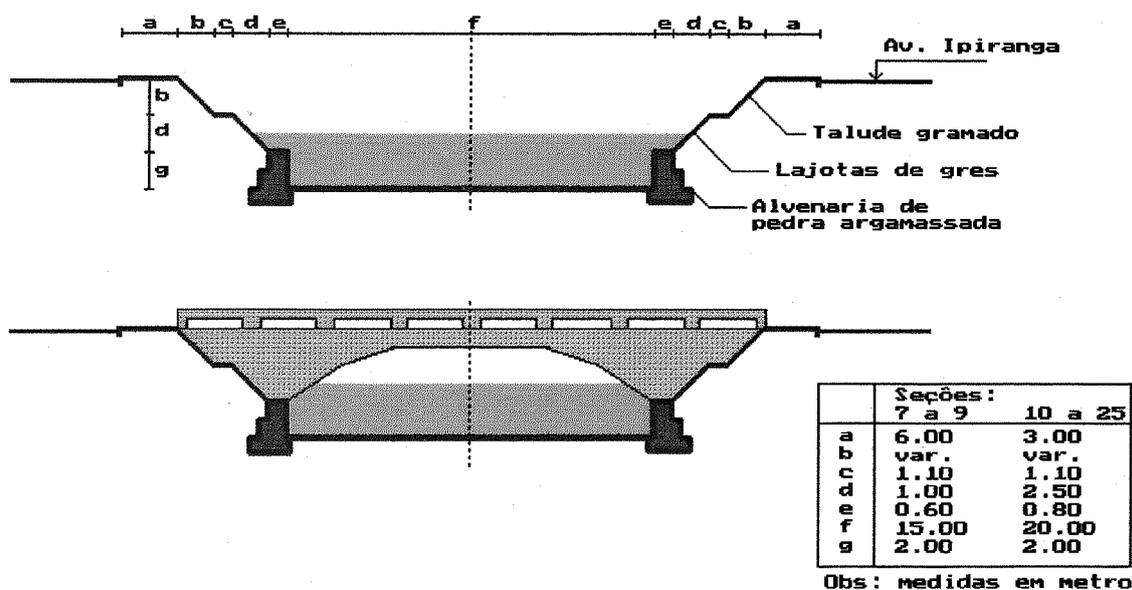


Figura 7.3 - Seção transversal do arroio Dilúvio, com e sem ponte

## 7.2 - INFLUÊNCIA DA URBANIZAÇÃO NO TEMPO DE PROPAGAÇÃO DO ESCOAMENTO

O aumento na velocidade do escoamento, e a conseqüente redução do tempo de concentração, foi avaliado para diferentes intensidades de precipitação. Para cada sub-bacia, foram consideradas três alternativas de urbanização: duas condições hipotéticas extremas, que correspondem à bacia totalmente rural, e à bacia totalmente urbanizada conforme os índices máximos fixados no I PDDU de Porto Alegre; e uma terceira alternativa que reproduz as condições da urbanização observadas em 1990.

Nesta avaliação foi utilizada a metodologia proposta no capítulo 5. Entre as informações requeridas pelo algoritmo, está o coeficiente de rugosidade de Manning, que é estimado da classificação de imagens Landsat, conforme as características da cobertura do solo. Com base nas particularidades da imagem digital correspondente à bacia do arroio Dilúvio, foram definidas inicialmente cinco tipos de superfícies: água; solo nú; vegetação de pequeno porte (áreas gramadas); vegetação de porte maior (áreas arborizadas); e áreas impermeabilizadas. Para a estimativa do coeficiente  $n$  de Manning, a classe "água" foi desconsiderada. Adotaram-se os seguintes valores para o coeficiente de rugosidade: 0,20; 0,40 e 0,10 para áreas gramadas, áreas arborizadas e áreas urbanizadas (nesta classe foram agrupadas as superfícies com solo exposto e as áreas impermeabilizadas), respectivamente. Entretanto foram adotados 0,016; 0,030 e 0,020 para o canal impermeabilizado, em seu estado natural, e para os condutos de drenagem pluvial, respectivamente.

Nas figuras do anexo IV são apresentadas as modificações do tempo de concentração das diferentes sub-bacias, em função do grau de urbanização e das características da precipitação. Percebe-se que para as sub-bacias localizadas mais a jusante o aumento na velocidade do escoamento é muito mais significativo, se comparado com as sub-bacias da parte de montante, que ainda conservam características de bacia rural. Entretanto, na figura 7.4 é apresentado um resumo sobre a alteração do tempo de concentração de cada sub-bacia, respeito à variação máxima possível, isto é, a diferença no tempo de concentração para a bacia sob a condição rural e a bacia sob a condição de urbanização máxima, permitida pelo I PDDU.

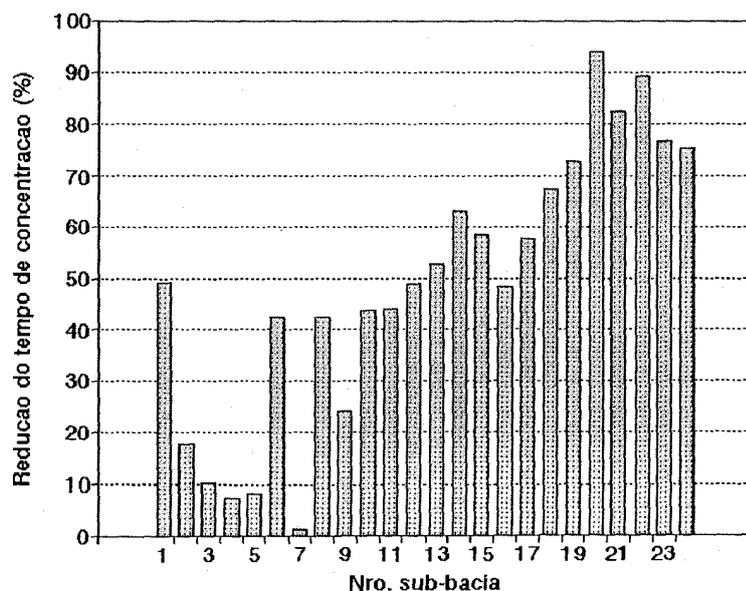


Figura 7.4 - Mudanças no tempo de concentração das sub-bacias

### 7.3 - AJUSTE DO MODELO HIDROLÓGICO-HIDRODINÂMICO

O ajuste do modelo matemático de simulação foi conduzido com base em três eventos selecionados, observados no período de 15/04/79 a 24/09/79. Esses dados hidrológicos são apresentados no anexo I, e identificados como sendo os eventos 1, 2 e 3. Para o ajuste do modelo optou-se pelo método de "tentativa e erro". Inicialmente, se ajustou o módulo hidrológico nas sub-bacias que possuíam registros fluviométricos. Os resultados obtidos são mostrados nas figuras 7.5 a 7.11. Posteriormente, com base nos valores dos parâmetros obtidos para estas sub-bacias, e considerando a semelhança nas características e no comportamento, foram estimados os parâmetros das sub-bacias restantes. Os parâmetros assim obtidos constituíram a primeira estimativa neste processo iterativo.

A etapa seguinte foi ajustar o modelo hidrológico-hidrodinâmico completo, entrando em cena mais um parâmetro: o coeficiente de rugosidade ( $n$  de Manning) de cada trecho em que foi segmentado o canal principal de arroio Dilúvio. Ainda que o coeficiente de rugosidade seja um parâmetro de ajuste do modelo, procurou-se verificar se os valores assumidos por esse parâmetro eram representativos da condição do canal em cada trecho. Para o trecho de montante que ainda conserva suas características originais adotou-se  $n=0.030$ ; entretanto no trecho canalizado se trabalhou com  $n=0.016$ .

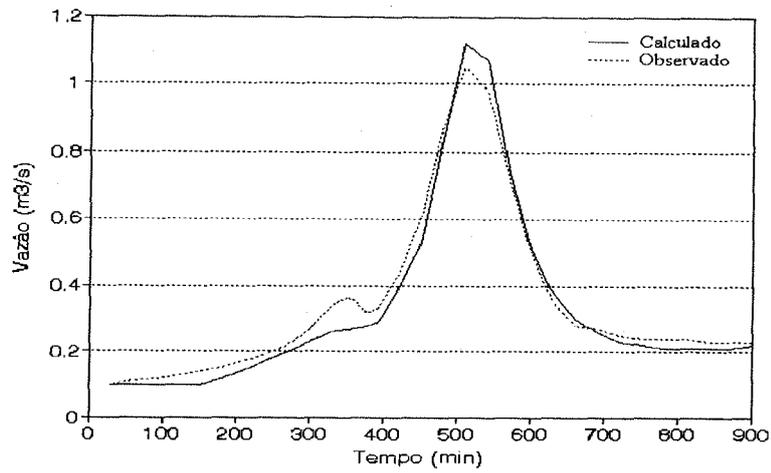


Figura 7.5 - Ajuste do módulo hidrológico na sub-bacia 5 (evento 1)

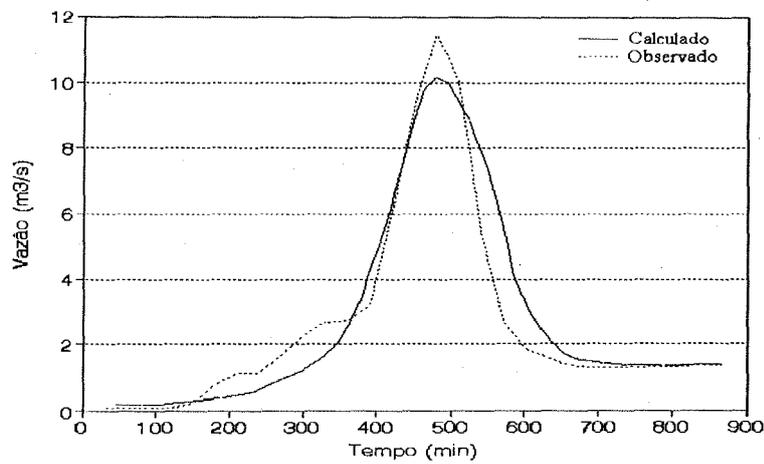


Figura 7.6 - Ajuste do módulo hidrológico na sub-bacia 13 (evento 1)

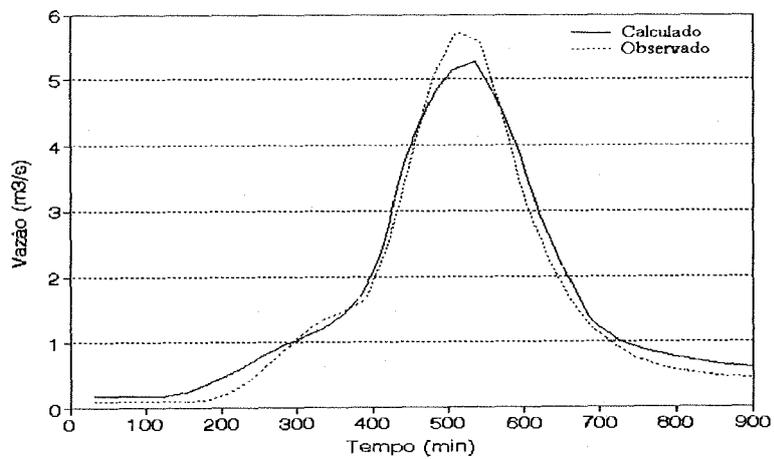


Figura 7.7 - Ajuste do módulo hidrológico na sub-bacia 9 (evento 1)

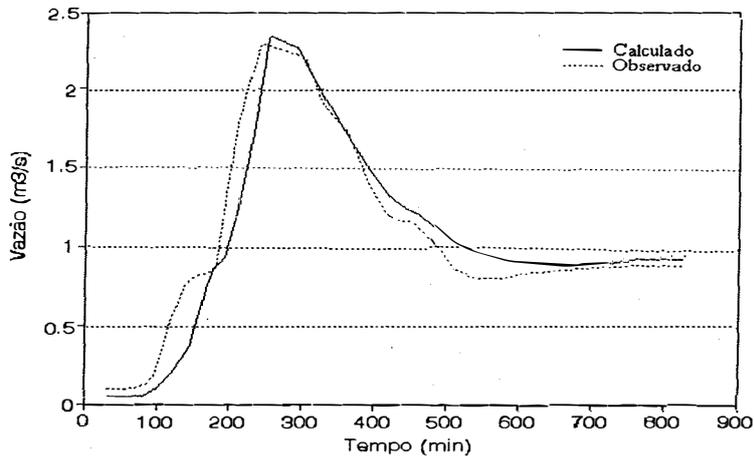


Figura 7.8 - Ajuste módulo hidrológico na sub-bacia 13 (evento 2)

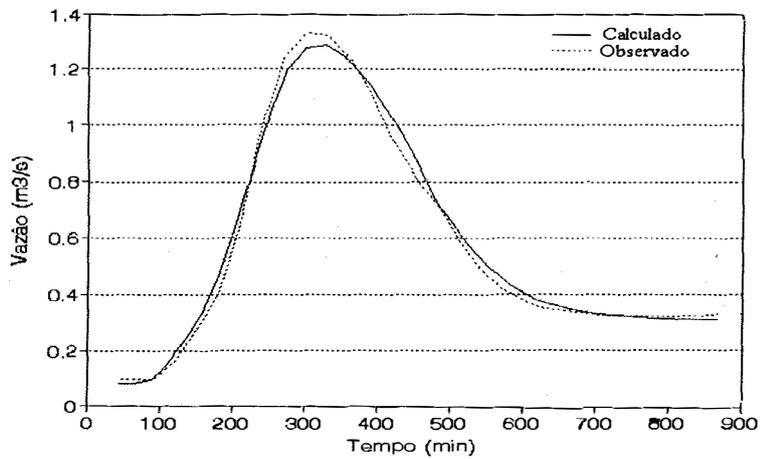


Figura 7.9 - Ajuste módulo hidrológico na sub-bacia 23 (evento 2)

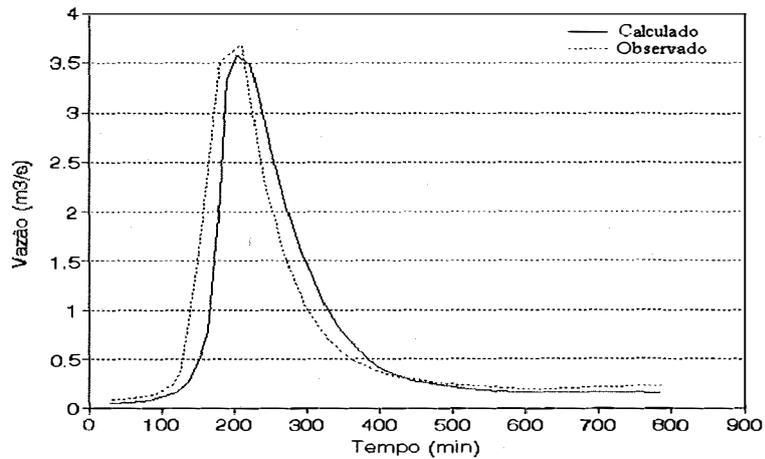


Figura 7.10 - Ajuste módulo hidrológico na sub-bacia 5 (evento 3)

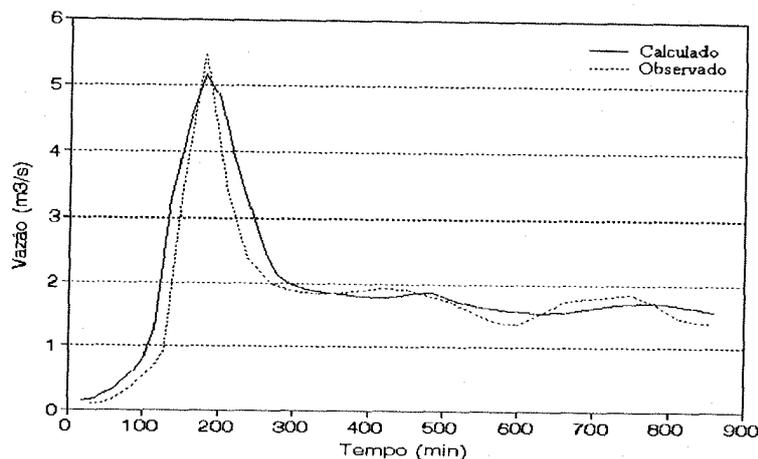


Figura 7.11 - Ajuste módulo hidrológico na sub-bacia 13 (evento 3)

O critério adotado para aceitar, ou não, o ajuste do modelo foi a comparação dos hidrogramas observado e calculado em duas seções do arroio Dilúvio: as seções número 11 e 17, correspondentes aos postos fluviográficos PUC e CPRM, respectivamente. A comparação se deu em termos da vazão pico, tempo ao pico, volume total escoado e forma do hidrograma. Além da avaliação mencionada, foi realizado um controle adicional de volume em três seções, isto é, verificou-se que o volume total das sub-bacias que aportam no trecho definido pelas seções 1 e 11 fosse igual ao volume registrado no posto PUC. Controle análogo foi implementado na seção 17 e na seção 25, na foz do arroio Dilúvio.

É preciso destacar que a fração de áreas impermeáveis e o tempo de concentração de cada sub-bacia não foram considerados como parâmetros de ajuste. Para a fração de áreas impermeáveis foram utilizados os valores apresentados por *Alvarez & Sanchez (1979)*, obtidos por medição direta em fotografias aéreas. Entretanto, o tempo de concentração foi calculado com base no procedimento desenvolvido no capítulo 5 e cujos resultados foram resumidos na seção anterior. Como o intervalo de simulação foi de 30 minutos, os valores calculados para o tempo de concentração das diversas sub-bacias foi aproximado ao valor inteiro (múltiplo de 30 minutos) mais próximo.

Especial atenção foi dada à determinação da precipitação média em cada sub-bacia. O objetivo era o de utilizar um método simples, porém que possibilite a obtenção de resultados precisos. Inicialmente, determinou-se para o evento 1 a precipitação média em cada sub-bacia com base na técnica dos polígonos de

Thiessen e; seguindo o critério de inversa da distância. Quando comparados com os valores médios estimados a partir da análise das isoietas, considerados mais "*realistas*", se observaram diferenças significativas (de até 18%), as que podiam comprometer o ajuste do modelo. Por isso, optou-se por empregar o métodos das isoietas, embora ele demande maior esforço.

O modelo hidrodinâmico exige sejam dadas duas condições de contorno: uma montante a outra a jusante; além das condições iniciais. A condição de contorno adotada a montante foi o hidrograma gerado pela sub-bacia número 1, entretanto a jusante a condição de contorno usada foi o cotagrama observado na seção número 25, na foz do arroio Dilúvio. Para as condições iniciais, utilizou-se uma condição de regime permanente. Com relação ao intervalo de tempo de simulação, foi adotado 30 minutos. Para este valor, a solução numérica não apresenta problemas de estabilidade ou precisão.

O ajuste foi considerado satisfatório. As estatísticas do mesmo são apresentadas na tabela 7.1.

Tabela 7.1 - Estatística do ajuste do modelo hidrológico-hidrodinâmico

Evento	Seção de controle	Erro na Vazão pico (%)	Erro no tempo ao pico (%)	Erro no volume escoado (%)	Desvio padrão (m <sup>3</sup> /s)	Coefic. determin. R <sup>2</sup>
1	PUC	4,20	0,00	1,51	1,088	0,979
	CPRM	5,02	0,00	8,79	1,686	0,980
2	PUC	3,36	0,00	5,03	0,423	0,957
	CPRM	5,16	0,00	-9,08	0,330	0,992
3	PUC	1,31	0,00	2,00	1,390	0,903
	CPRM	2,76	0,00	-4,95	0,944	0,975

As tabelas 7.2 a 7.7 mostram os valores dos parâmetros ajustados para as diversas sub-bacias e os diferentes eventos escolhidos. Nessas tabelas também, são apresentadas as relações precipitação-vazão identificadas para cada sub-bacia. Entretanto, as figuras 7.12 a 7.17 ilustram os hidrogramas observado e calculado nas duas seções de controle e para os três eventos ajustados. O ajuste foi considerado satisfatório.

O passo seguinte ao ajuste do modelo hidrológico-hidrodinâmico foi a determinação dos valores característicos dos diferentes parâmetros, estimados como simplesmente a média aritmética dos valores obtidos para os três eventos ajustados. Foram esses valores médios, os utilizados na fase de verificação do modelo. Destaca-se que os valores assumidos pelos diversos parâmetros não apresentaram variações muito significativas de um evento para outro. As maiores diferenças foram detectadas no parâmetro  $I_0$ .

Tabela 7.2 - Parâmetros  $I_0$  e  $I_b$  ajustados para os eventos 1, 2 e 3

Sub bacia	$I_0$ (mm/h)				$I_b$ (mm/h)			
	Evento 1	Evento 2	Evento 3	Valor médio	Evento 1	Evento 2	Evento 3	Valor médio
1	11,5	11,0	12,0	11,5	0,40	0,40	0,40	0,4
2	11,5	11,0	12,0	11,5	0,40	0,40	0,40	0,4
3	10,5	10,0	10,0	10,1	0,20	0,20	0,20	0,2
4	11,5	11,0	11,0	11,2	0,40	0,40	0,40	0,4
5	10,5	10,0	11,0	10,5	0,30	0,30	0,30	0,3
6	11,5	11,0	11,0	11,2	0,30	0,30	0,30	0,3
7	10,5	10,0	11,0	10,5	0,30	0,30	0,30	0,3
8	11,5	10,0	11,0	10,8	0,30	0,30	0,30	0,3
9	12,0	11,6	11,6	11,7	0,35	0,35	0,35	0,35
10	11,4	11,0	11,0	11,1	0,30	0,30	0,30	0,30
11	13,5	13,0	13,0	13,2	0,36	0,36	0,36	0,36
12	13,2	13,0	13,0	13,1	0,36	0,36	0,36	0,36
13	10,5	13,0	12,7	12,1	0,40	1,00	1,00	0,8
14	13,5	13,0	13,0	13,2	0,36	0,36	0,36	0,36
15	12,3	12,0	12,5	12,3	0,30	0,30	0,30	0,30
16	11,6	13,0	13,2	12,6	0,25	0,25	0,29	0,26
17	11,4	13,5	13,0	12,6	0,25	0,30	0,30	0,28
18	12,0	13,2	13,2	11,8	0,27	0,33	0,29	0,30
19	12,4	13,0	13,5	13,0	0,28	0,29	0,29	0,25
20	13,5	13,0	13,4	13,3	0,30	0,30	0,30	0,30
21	13,5	13,0	13,0	13,2	0,36	0,36	0,36	0,36
22	13,5	13,0	13,0	13,2	0,36	0,36	0,36	0,36
23	13,5	13,5	13,0	13,3	0,27	0,30	0,28	0,28
24	13,5	13,0	13,0	13,2	0,26	0,28	0,27	0,27

Tabela 7.3 - Parâmetros h e Ks ajustados para os eventos 1, 2 e 3

Sub bacia	h				Ks			
	Evento 1	Evento 2	Evento 3	Valor médio	Evento 1	Evento 2	Evento 3	Valor médio
1	0,77	0,77	0,77	0,77	2,0	2,0	2,0	2,0
2	0,77	0,77	0,77	0,77	1,0	1,0	1,0	1,0
3	0,90	0,90	0,90	0,90	2,0	2,0	2,0	2,0
4	0,77	0,77	0,77	0,77	2,2	2,2	2,2	2,2
5	0,90	0,90	0,90	0,90	2,0	2,0	2,0	2,0
6	0,80	0,80	0,80	0,80	1,0	1,0	1,0	1,0
7	0,80	0,80	0,80	0,80	1,5	1,5	1,0	1,3
8	0,80	0,80	0,80	0,80	1,5	1,5	1,0	1,3
9	0,78	0,78	0,78	0,78	2,5	2,5	2,5	2,5
10	0,80	0,80	0,80	0,80	1,5	1,5	1,5	1,5
11	0,79	0,79	0,79	0,79	0,3	0,5	0,5	0,4
12	0,79	0,79	0,79	0,79	0,3	0,5	0,5	0,4
13	0,75	0,75	0,75	0,75	1,0	1,0	1,0	1,0
14	0,79	0,79	0,79	0,79	0,5	0,5	0,5	0,5
15	0,80	0,80	0,80	0,8	1,5	1,5	1,5	1,5
16	0,80	0,80	0,80	0,8	1,0	1,5	1,5	1,3
17	0,80	0,80	0,80	0,8	1,3	1,5	1,5	1,4
18	0,80	0,80	0,80	0,8	1,5	1,5	1,5	1,5
19	0,80	0,80	0,80	0,8	1,5	1,5	1,0	4,3
20	0,75	0,75	0,75	0,75	1,2	1,5	1,5	1,4
21	0,79	0,79	0,79	0,79	0,8	0,5	0,5	0,6
22	0,79	0,79	0,79	0,79	0,5	0,5	0,5	0,5
23	0,85	0,85	0,85	0,85	0,5	0,5	0,5	0,5
24	0,80	0,85	0,85	0,80	0,5	0,5	0,5	0,5

Tabela 7.4 - Parâmetros Ksub e Rmax ajustados para os eventos 1, 2 e 3

Sub bacia	Ksub				Rmax (mm)			
	Evento 1	Evento 2	Evento 3	Valor médio	Evento 1	Evento 2	Evento 3	Valor médio
1	20,0	25,0	20,0	21,7	6,0	6,0	6,0	6,0
2	20,0	25,0	20,0	21,7	5,0	5,0	5,0	5,0
3	20,0	25,0	30,0	25,0	3,0	3,0	5,0	3,7
4	20,0	25,0	25,0	23,3	4,0	4,0	4,0	4,0
5	22,0	20,0	25,0	22,3	4,0	4,0	4,0	4,0
6	15,0	15,0	15,0	15,0	4,0	4,0	4,0	4,0
7	15,0	15,0	15,0	15,0	5,0	5,0	5,0	5,0
8	15,0	15,0	15,0	15,0	5,0	5,0	5,0	5,0
9	14,0	14,0	15,0	14,3	6,0	6,0	6,0	6,0
10	15,0	15,0	15,0	15,0	5,0	5,0	5,0	5,0
11	15,0	11,0	15,0	13,7	6,0	6,0	6,0	6,0
12	15,0	15,0	15,0	15,0	5,0	5,0	5,0	5,0
13	10,0	10,0	10,0	10,0	3,0	5,0	5,0	4,3
14	15,0	15,0	15,0	15,0	6,0	6,0	6,0	6,0
15	15,0	15,0	15,0	15,0	4,0	4,0	4,0	4,0
16	20,0	20,0	20,0	20,0	5,0	5,0	5,0	5,0
17	20,0	20,0	20,0	20,0	5,0	5,0	5,0	5,0
18	20,0	20,0	20,0	20,0	5,0	6,0	5,0	5,3
19	20,0	20,0	20,0	20,0	5,0	5,0	5,0	5,0
20	13,0	15,0	15,0	14,3	5,0	5,0	5,0	5,0
21	15,0	15,0	15,0	15,0	5,0	5,0	5,0	5,0
22	15,0	15,0	15,0	15,0	5,0	5,0	5,0	5,0
23	20,0	14,0	20,0	18,0	4,0	5,0	5,0	4,7
24	20,0	20,0	20,0	20,0	6,0	6,0	6,0	6,0

Tabela 7.5 - Relação precipitação-vazão para o evento 1

Bacia	Precipitação total (mm)	Precipitação máxima no intervalo (mm)	Lâmina escoada superfic. (mm)	Vazão máxima no intervalo (m <sup>3</sup> /s)	Coefficiente escoamento
1	41,2	6,1	9,47	2,10	0,23
2	39,3	7,1	10,6	3,00	0,27
3	45,2	6,3	11,3	1,71	0,25
4	45,6	4,4	15,9	1,32	0,35
5	61,6	7,0	14,8	1,02	0,24
6	52,7	5,9	15,3	4,39	0,29
7	50,1	4,2	18,0	1,80	0,36
8	62,2	7,8	25,5	2,62	0,41
9	60,9	5,6	24,4	5,60	0,40
10	60,8	7,9	16,4	4,56	0,27
11	57,3	8,5	24,6	4,61	0,43
12	55,3	5,2	24,3	2,45	0,44
13	61,3	7,3	26,4	11,31	0,43
14	59,7	8,6	25,7	3,61	0,43
15	59,5	8,9	26,2	4,89	0,44
16	59,7	7,8	31,6	4,00	0,51
17	59,6	9,5	38,7	4,12	0,65
18	57,7	7,7	26,5	5,30	0,46
19	50,9	7,3	20,9	3,68	0,41
20	63,8	6,5	29,3	21,32	0,46
21	50,0	7,0	22,0	3,00	0,44
22	52,3	6,5	28,2	3,13	0,54
23	55,9	6,0	29,6	7,47	0,53
24	57,2	6,7	29,2	14,69	0,51

Tabela 7.6 - Relação precipitação-vazão para o evento 2

Bacia	Precipitação total (mm)	Precipitação máxima no intervalo (mm)	Lâmina escoada superfic. (mm)	Vazão máxima no intervalo (m <sup>3</sup> /s)	Coefficiente escoamento
1	30,7	5,8	6,4	0,40	0,21
2	30,3	5,9	7,9	0,37	0,26
3	36,2	5,1	8,3	1,00	0,23
4	39,0	5,0	10,9	0,75	0,28
5	37,0	5,0	8,1	0,15	0,22
6	36,4	5,0	9,1	0,57	0,25
7	33,0	4,3	9,6	0,67	0,29
8	35,9	5,0	17,6	1,26	0,49
9	33,5	4,0	9,0	1,23	0,27
10	34,2	5,0	8,6	0,13	0,25
11	30,1	4,1	8,1	1,09	0,27
12	30,4	4,0	8,8	1,49	0,29
13	31,0	4,3	9,3	2,19	0,30
14	31,8	4,0	8,3	1,10	0,26
15	31,8	4,0	7,6	1,02	0,24
16	30,1	3,7	12,6	2,01	0,42
17	30,0	3,7	8,7	1,01	0,29
8	36,0	4,0	13,0	1,88	0,36
19	30,9	3,9	11,4	1,42	0,37
20	39,0	6,2	10,5	5,86	0,27
21	39,7	5,7	12,7	1,45	0,32
22	36,7	6,0	16,9	1,77	0,46
23	27,0	5,0	13,0	6,09	0,48
24	37,0	5,1	16,7	13,10	0,45

Tabela 7.7 - Relação precipitação-vazão para o evento 3

Bacia	Precipitação total (mm)	Precipitação máxima no intervalo (mm)	Lâmina escoada superfic. (mm)	Vazão máxima no intervalo (m <sup>3</sup> /s)	Coefficiente escoamento
1	46,7	2,9	14,9	2,39	0,32
2	32,0	6,0	9,3	3,01	0,29
3	48,5	9,6	18,9	2,08	0,39
4	49,3	11,0	19,7	1,63	0,40
5	54,1	10,0	16,8	3,41	0,31
6	52,6	9,6	16,8	5,00	0,32
7	46,3	8,6	19,0	2,57	0,41
8	43,0	9,5	18,5	2,00	0,43
9	51,7	9,1	18,6	2,39	0,36
10	43,9	8,6	16,7	1,10	0,38
11	44,0	9,0	19,4	3,89	0,44
12	45,0	13,2	18,9	4,75	0,42
13	43,4	9,0	16,1	5,40	0,37
14	40,0	8,6	15,6	4,50	0,39
15	44,2	14,6	18,6	2,00	0,42
16	42,0	13,0	20,2	3,21	0,48
17	43,0	16,0	21,9	2,73	0,51
18	46,1	12,0	24,4	4,45	0,53
19	40,4	13,2	19,8	4,12	0,49
20	41,6	8,5	17,9	10,60	0,43
21	40,3	9,2	18,5	4,00	0,46
22	40,0	8,7	20,4	4,76	0,51
23	41,0	10,0	23,0	13,50	0,56
24	40,2	9,4	23,3	18,60	0,58

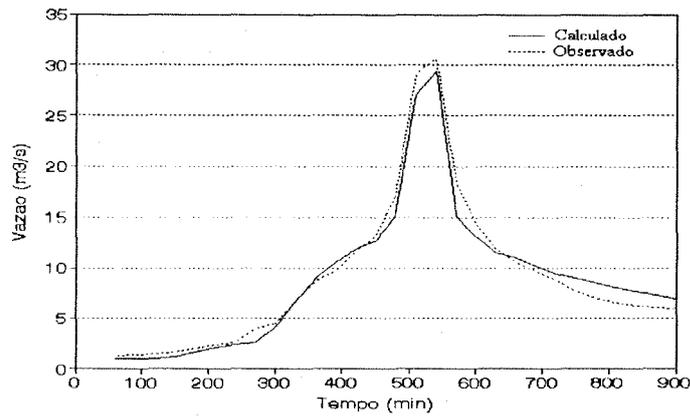


Figura 7.12 - Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 1

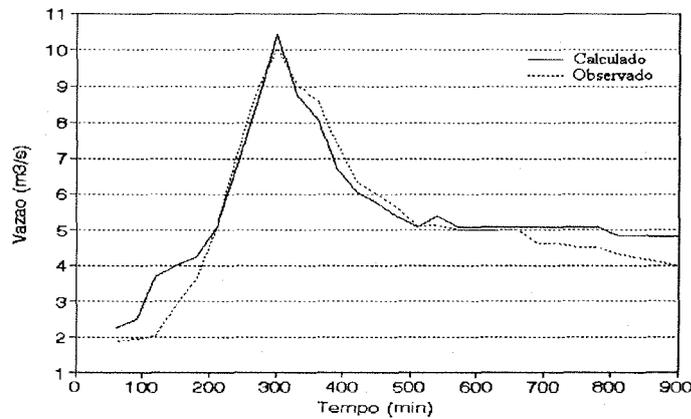


Figura 7.13 - Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 2

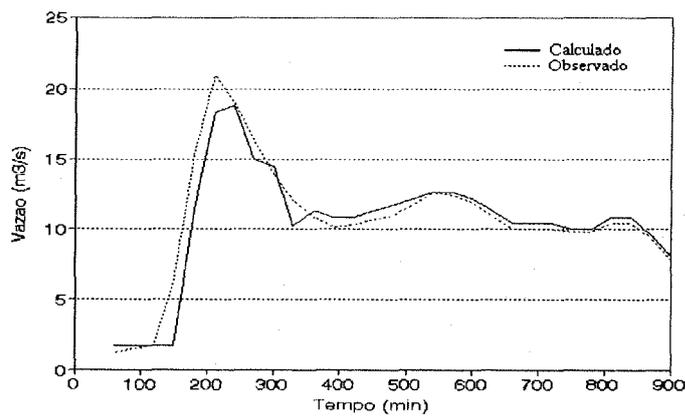


Figura 7.14 - Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 3

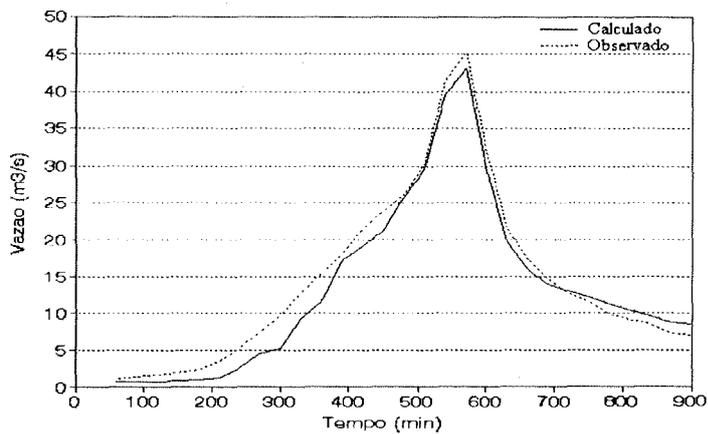


Figura 7.15 - Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 1

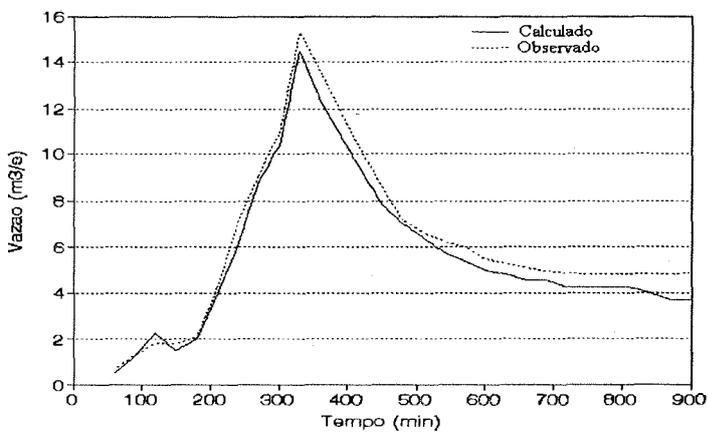


Figura 7.16 - Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 2

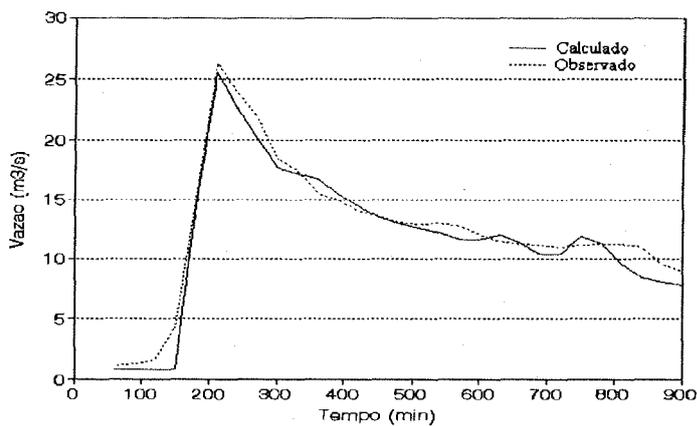


Figura 7.17 - Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 3

Cabe destacar que para os três eventos ajustados, não foram observados extravazamentos no arroio Dilúvio, assim como não foram registradas situações em que o nível tenha atingido a longarina de alguma das pontes que atravessam o Dilúvio.

#### 7.4 - VERIFICAÇÃO DO MODELO HIDROLÓGICO-HIDRODINÂMICO

Na fase de verificação do desempenho do modelo matemático de simulação, para os diferentes parâmetros do modelo foram adotados os valores médios, estimados com base nos três eventos ajustados. Também nesta etapa foram utilizados três eventos, apresentados no anexo I e identificados como sendo os eventos 4, 5 e 6.

Para a verificação do modelo, o critério escolhido foi a comparação dos hidrogramas observado e calculado nas seções de controle 11 e 17. O desempenho do modelo foi considerado amplamente satisfatório, como na fase de ajuste. A tabela 7.8 apresenta as estatísticas da verificação do modelo de simulação, e as figuras 7.18 a 7.23 correspondem aos resultados da verificação, isto é, os hidrogramas observados e calculados nas seções de controle.

Tabela 7.8 - Estatística da verificação do modelo hidrológico-hidrodinâmico

Evento	Seção de controle	Erro na Vazão pico (%)	Erro no tempo ao pico (%)	Erro no volume escoado (%)	Desvio padrão (m <sup>3</sup> /s)	Cofic. determin. R <sup>2</sup>
4	PUC	-4.03	0.00	-4.90	1.356	0.957
	CPRM	4.30	-3.80	3.09	1.905	0.939
5	PUC	7.60	0.00	-4.54	1.289	0.951
	CPRM	7.50	0.00	-13.59	2.530	0.912
6	PUC	6.25	0.00	6.28	0.904	0.962
	CPRM	1.40	-3.70	3.46	0.986	0.973

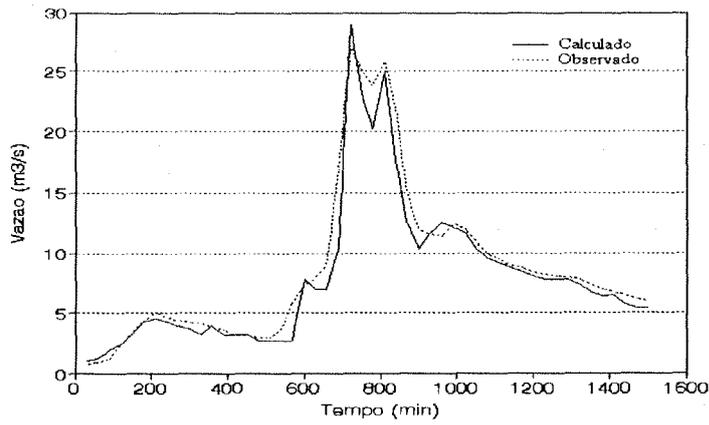


Figura 7.18 - Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 4

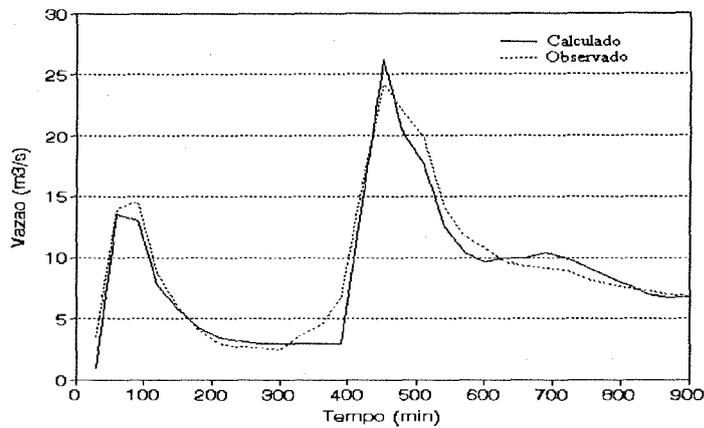


Figura 7.19 - Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 5

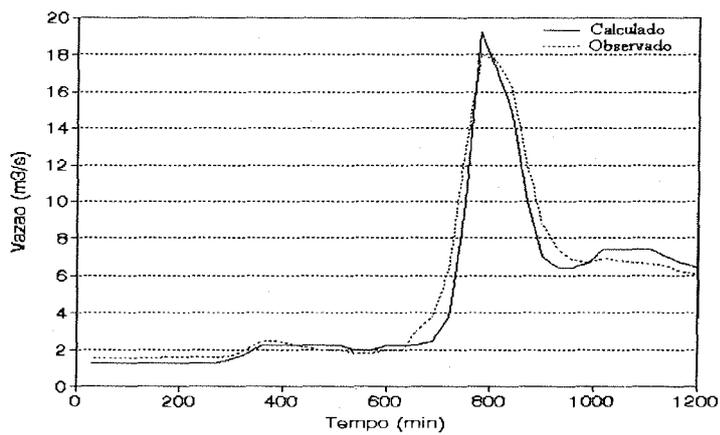


Figura 7.20 - Hidrogramas observado e calculado na seção PUC, evento 6

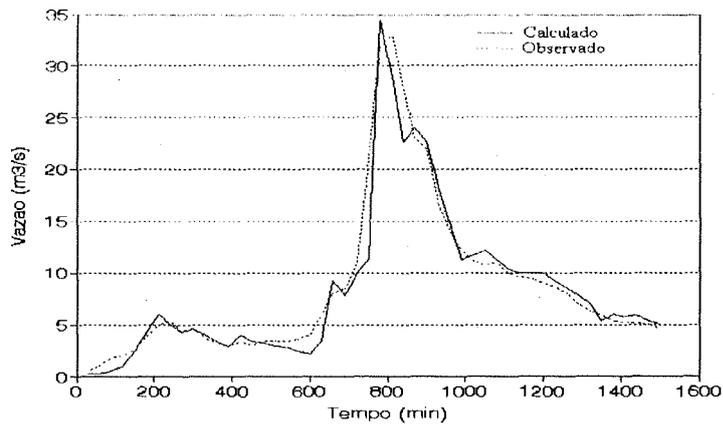


Figura 7.21 - Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 4

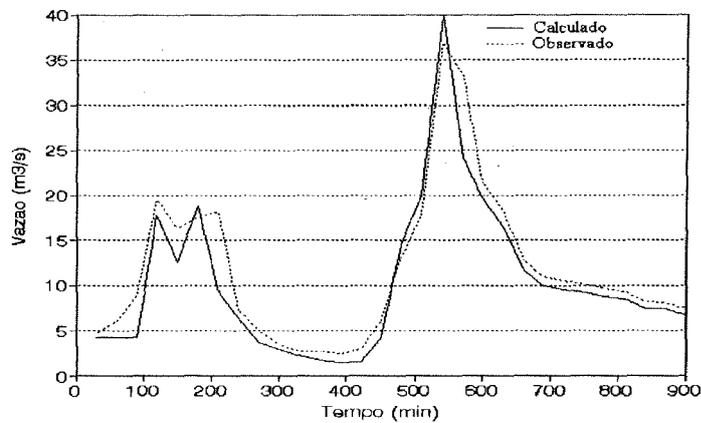


Figura 7.22 - Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 5

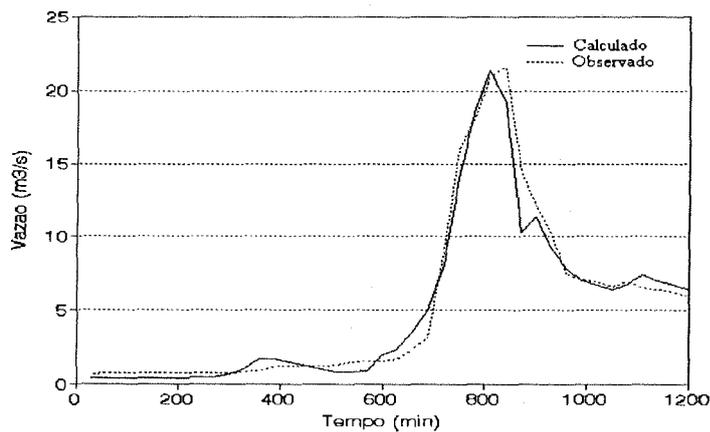


Figura 7.23 - Hidrogramas observado e calculado na seção CPRM, evento 6

Nesta fase, adotaram-se o mesmo tipo de condições de contorno que na fase de ajuste, isto é, o hidrograma gerado pela sub-bacia I a montante, e o cotograma observado a jusante. Para as condições iniciais, também, se usou o mesmo critério que durante o ajuste do modelo, ou seja, o resultado da simulação em regime permanente. Para os eventos 4, 5 e 6, também, não foram detectados extravazamentos no arroio Dilúvio.

Sempre é desejável que o ajuste e a verificação do modelo sejam realizados não apenas para eventos ordinários, mas também, para eventos críticos de significativo período de retorno. Isto é devido ao fato que posteriormente o modelo será empregado para simular as situações mais desfavoráveis. Porém, entre os eventos registrados na bacia do arroio Dilúvio existe apenas um evento com essas características (aproximadamente 120 mm em duas horas, e período de retorno estimado em 50 anos). Contudo somente dados pluviográficos estão disponíveis, uma vez que os postos fluviográficos apresentaram defeitos, não registrando a onda da cheia. Deste modo a informação disponível do evento resulta insuficiente para o ajuste do modelo hidrológico-hidrodinâmico.

## **7.5 - CENÁRIOS DE ANÁLISE**

A avaliação do impacto da urbanização foi realizada por meio da simulação do comportamento da bacia para as condições atuais e futuras, além de uma situação passada, considerada como de referência. A elaboração dos diversos cenários de análise envolve a definição de três aspectos de vital importância: o risco; a precipitação de projeto e; o horizonte de planejamento.

### **7.5.1 - Risco**

O risco é a probabilidade de uma determinada obra vir a falhar pelo menos uma vez durante a sua vida útil, e está associado ao período de retorno com que a obra foi projetada, e à vida útil da mesma. Em outras palavras, ao decidir-se que a obra será projetada para uma vazão com determinado período de retorno, automaticamente fica definido o grau de proteção conferido à mesma. O risco pode ser estimado como:

$$R = 100 \cdot [1 - (1 - \frac{1}{T})^N] \quad (7.1)$$

onde R é o risco, em percentagem; T é o período de retorno, em anos; N é a vida útil da obra, em anos.

Na prática existem dificuldades para se definir objetivamente o período de retorno. Por isso, na maioria das situações se recorre a valores propostos por diversas entidades, e que possuem um certo consenso na comunidade técnica internacional. Nesta pesquisa se trabalhou com 2, 5, 10 e 25 anos de período de retorno. É preciso destacar que os períodos de retorno adotados correspondem à precipitação e não à vazão. Esta situação é explicada no item seguinte.

### 7.5.2 - Precipitação de projeto

Na maioria das situações práticas, inclusive a que resulta motivo de estudo nesta pesquisa, constata-se que a disponibilidade de séries extensas de precipitação é muito mais freqüente que a de séries de vazão. É por este motivo que os esforços foram orientados ao estudo das características das tormentas severas, como uma alternativa para estimar as condições mais críticas do escoamento. Obviamente, esta técnica exige um processo prévio de transformação chuva-vazão.

A chuva de projeto é o evento meteorológico capaz de provocar a maior enchente para a qual uma obra deve estar projetada. A chuva de projeto assim definida corresponde à chuva "total" de projeto, porém apenas uma parcela desta, a chuva "efetiva" de projeto contribui efetivamente na formação da cheia de projeto. A chuva efetiva de projeto é determinada com base na chuva total de projeto e em função das condições de umidade do solo; das características da interceptação e; do armazenamento em depressões do terreno.

A determinação da chuva total de projeto, ou simplesmente chuva de projeto, requer a definição de quatro características associadas a ela: período de retorno, duração, distribuição temporal e distribuição espacial.

### **7.5.2.1 - Período de retorno**

A determinação do período de retorno é condicionada pelo tipo de obra, prejuízos envolvidos na vida e propriedades das pessoas, magnitude da obra, entre outros. Nesta pesquisa foram selecionados quatro períodos de retorno: 2, 5, 10 e 25 anos. É importante destacar que o período de retorno, de 2, 5, 10 e 25 anos, corresponde à chuva de projeto, e nem sempre coincide com o período de retorno da vazão de projeto. Contudo, ante a dificuldade de definir com precisão esta relação por falta de elementos, é freqüente assumir a igualdade de ambos os períodos de retorno.

### **7.5.2.2 - Duração**

A duração de chuva considerada como crítica é pelo menos igual ao próprio tempo de concentração da bacia. Deste modo, empregando a metodologia proposta no capítulo 5 para o cálculo da velocidade do escoamento, foi estimado o tempo de concentração da bacia do arroio Dilúvio, conforme a intensidade da chuva de projeto e o grau de urbanização.

Do ponto de vista estritamente teórico, para cada alternativa de desenvolvimento urbano estudada seria deduzida uma chuva de projeto com uma duração característica. Porém, neste trabalho optou-se por usar uma única chuva de projeto. Isto significa que a duração desta chuva deve ser pelo menos igual à maior duração estimada para as diversas alternativas de urbanização sob análise, ou seja, aquela correspondente à alternativa que representa o menor grau de urbanização. É por isso que a duração da chuva de projeto foi estimada com base no grau de urbanização da bacia do arroio Dilúvio, observado em 1979. No item 7.5.3 são definidas as diferentes alternativas de desenvolvimento urbano adotada para a valiação do impacto da urbanização sobre a macro-drenagem da bacia do arroio Dilúvio.

Concluindo, a duração da chuva de projeto foi estimada analisando conjuntamente a curva i-d-f (intensidade-duração-frequência), correspondente ao posto pluviográfico P9-Morro da Tuca (a localização é mostrada na figura do anexo I), com a curva que representa a variação do tempo de concentração em função da intensidade da precipitação e do estado de desenvolvimento urbano registrado em 1979 (figura 7.24). Assim, o ponto de interseção de

ambas as curvas define a duração da chuva de projeto. Fica claro que este procedimento é feito para cada período de retorno escolhido.

A justificativa da adoção da curva i-d-f do posto P9 no cálculo da duração da chuva de projeto é dada no item 7.5.2.3.

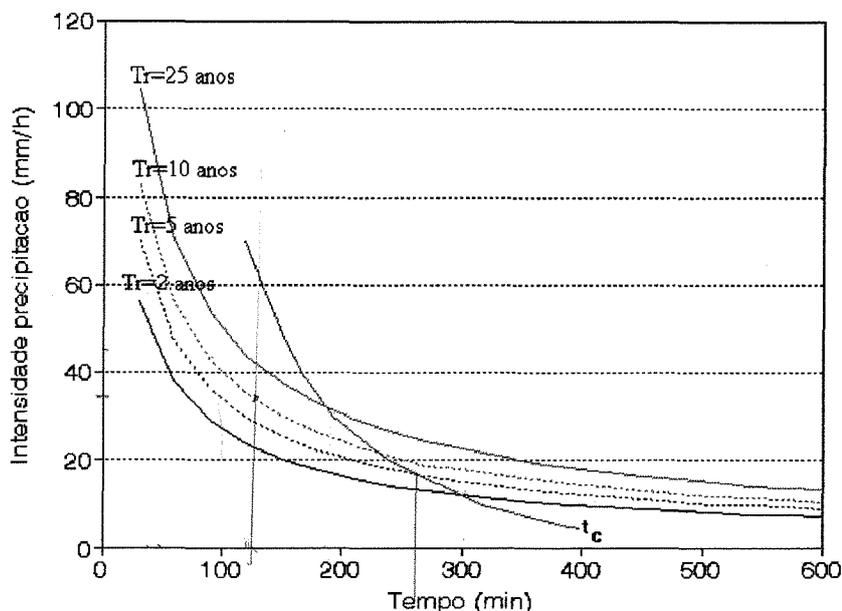


Figura 7.24 - Duração da chuva de projeto

### 7.5.2.3 - Distribuição temporal

Atendendo a um dos objetivos deste trabalho, o de avaliar situações "críticas", optou-se pela distribuição padrão proposta pelo *Bureau of Reclamation (1977)*, que procura maximizar a resposta da bacia, isto é, maximizar o pico do hidrograma. Este método requer o conhecimento do tempo de concentração da bacia e consiste em: a partir das curvas i-d-f é determinada a precipitação para diferentes durações até o tempo de concentração. Após, se determinam os incrementos de precipitação correspondentes a cada duração. Finalmente, esses incrementos de precipitação são ordenados conforme a seguinte seqüência: 6, 4, 3, 1, 2 e 5. Esses números indicam a ordem de grandeza dos incrementos de chuva. A seqüência dos restantes incrementos de precipitação permanece inalterada.

A idéia implícita neste método é que a precipitação nos primeiros intervalos de tempo destina-se a satisfazer as perdas por interceptação e armazenamento em depressões, então a maior precipitação aconteceria nas condições mais desfavoráveis, maximizando assim a resposta da bacia. O método tenta evitar que o intervalo mais intenso seja utilizado para satisfazer as perdas iniciais, com a conseqüente diminuição da intensidade média máxima correspondente.

Analisando as curvas i-d-f para os diferentes postos pluviográficos da bacia do arroio Dilúvio, apresentadas por *Silveira (1994)*, percebe-se que para as diversas durações e períodos de retorno, o posto P9 (Morro da Tuca) apresenta sempre maior intensidade de precipitação. Como é lógico, este comportamento é compatível com a configuração das isoietas de precipitação total, que mostram os maiores valores de precipitação nas proximidades do posto referido. Conseqüentemente, a curva i-d-f do posto P9 foi adotada para o cálculo da precipitação de projeto. Na tabela 7.9 estão as chuvas de projeto para os diversos períodos de retorno selecionados.

Tabela 7.9 - Precipitação de projeto

Tempo (min)	Precipitação (mm)			
	T=2 anos	T=5 anos	T=10 anos	T=25 anos
30	2,6	3,1	3,5	4,2
60	4,1	5,1	6,0	7,4
90	5,6	7,0	8,3	10,5
120	28,2	35,3	41,8	52,4
150	9,5	11,8	14,1	17,5
180	3,1	4,0	4,5	4,6
210	2,2	3,0	3,3	4
240	1,9	2,3	2,9	
270	1,7	2,0		
300	1,6			

T= período de retorno

73,6 mm

100, 60 mm.

#### 7.5.2.4 - Distribuição espacial

Analisando o traçado das isoietas de precipitação total para os eventos selecionados e usados na fase de ajuste e verificação, além do evento crítico observado em 13/02/81 com período de retorno estimado em 50 anos (figuras 7.25 a 7.31), verifica-se aproximadamente o mesmo padrão. Identifica-se uma

zona central, entorno do arroio Dilúvio, que apresenta sistematicamente menor precipitação que as zonas adjacentes, de maior altitude. No traçado das isoietas totais fica nítido o efeito da topografia da bacia na distribuição espacial da lâmina precipitada.

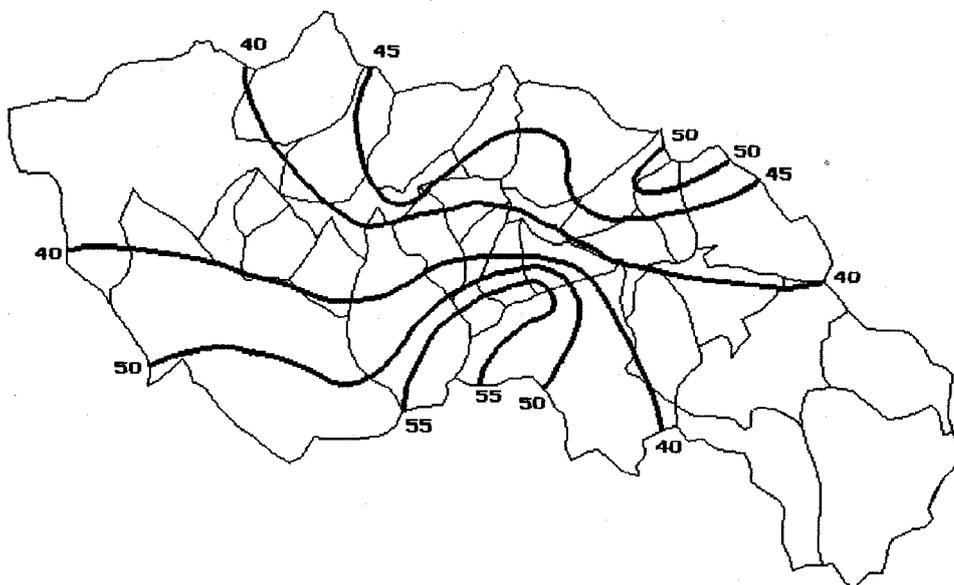


Figura 7.25 - Isoietas para a precipitação total do evento 1

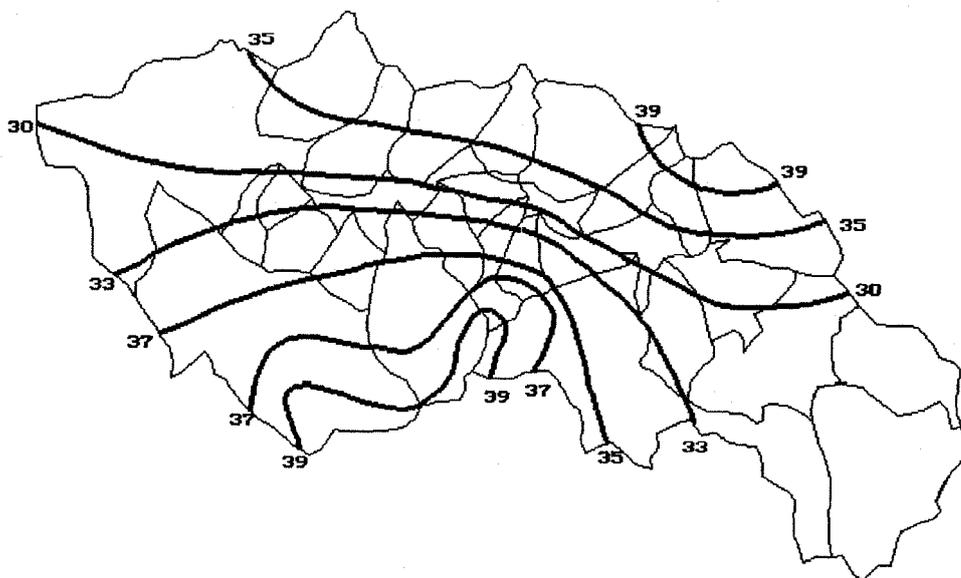


Figura 7.26 - Isoietas para a precipitação total do evento 2

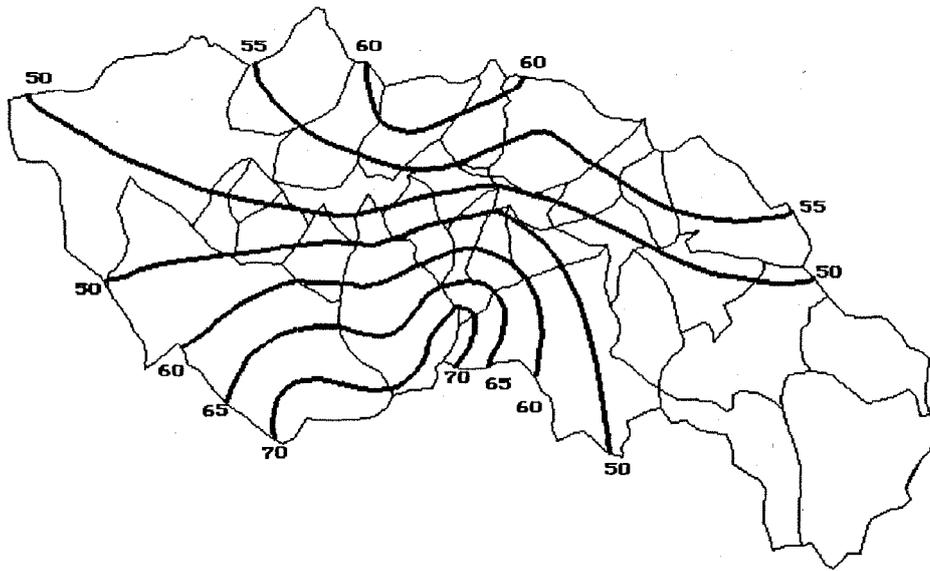


Figura 7.27 - Isoietas para a precipitação total do evento 3

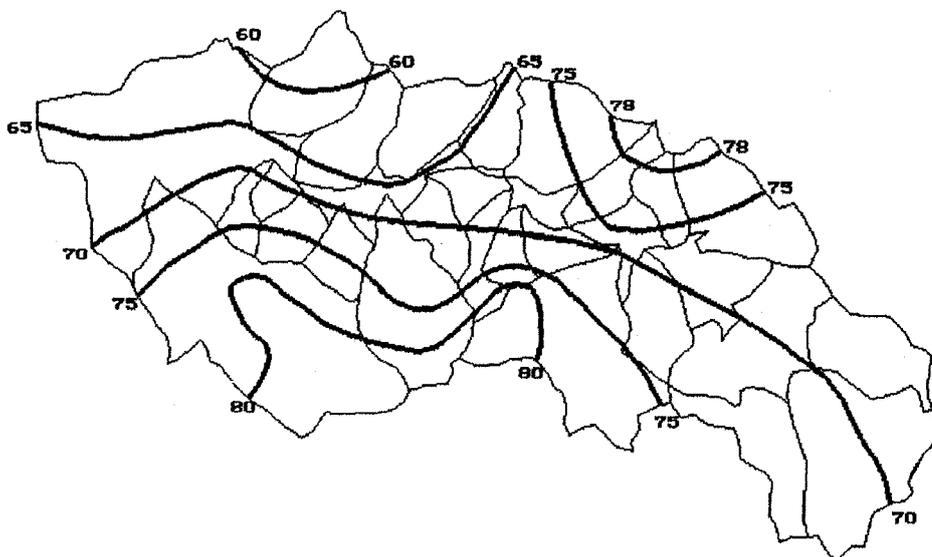


Figura 7.28 - Isoietas para a precipitação total do evento 4

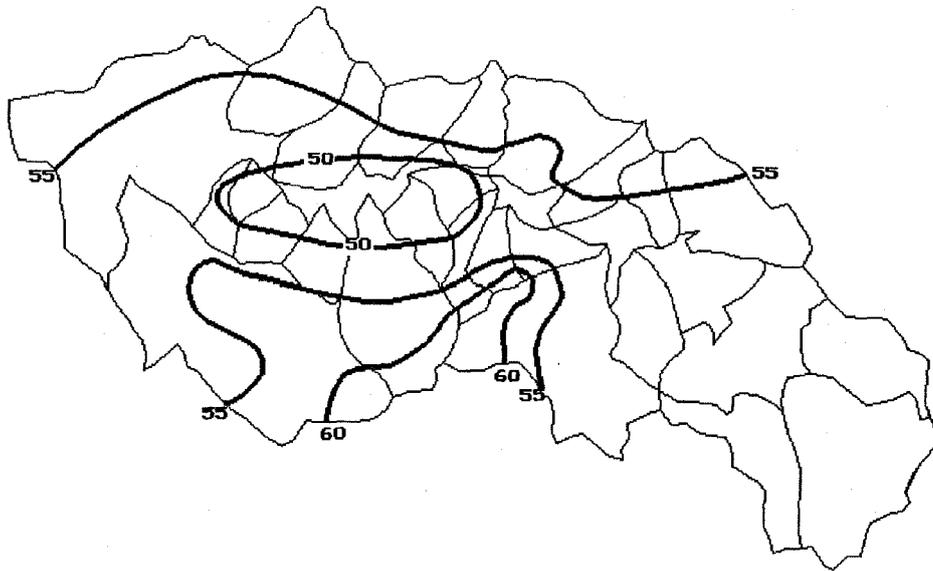


Figura 7.29 - Isoietas para a precipitação total do evento 5

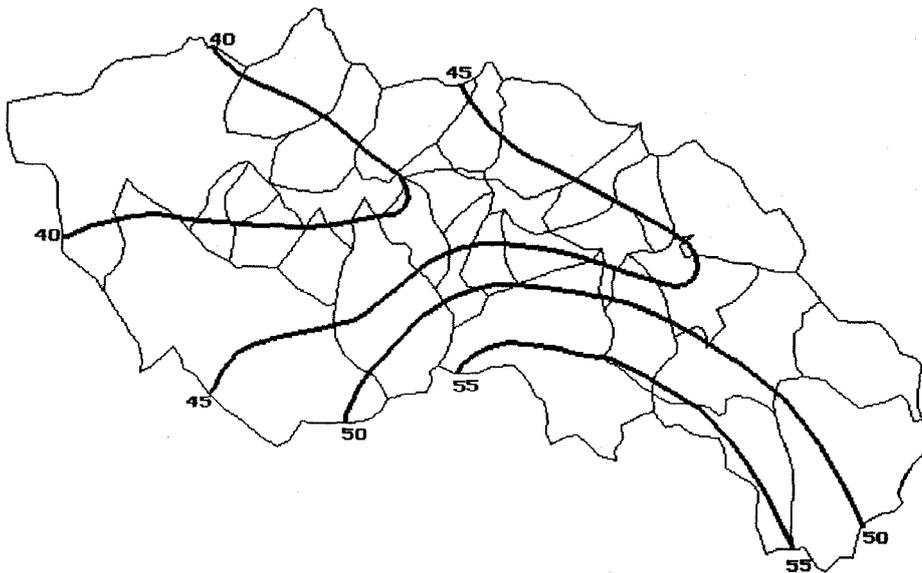


Figura 7.30 - Isoietas para a precipitação total do evento 6

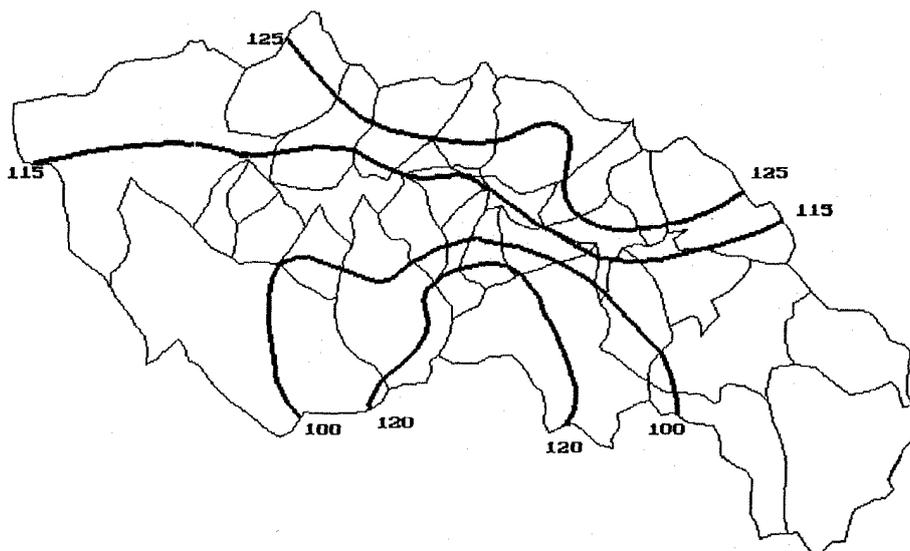


Figura 7.31 - Isoietas para a precipitação total do evento crítico

Assim, para caracterizar a distribuição espacial da precipitação de projeto decidiu-se trabalhar com o método das isoietas adimensionais. Estas isoietas adimensionais se obtiveram a partir das isoietas totais do evento crítico de 13/02/81, dividindo o valor correspondente de cada isoieta pela máxima precipitação observada. A figura 6.7, apresentada no capítulo anterior, mostra a distribuição espacial para a precipitação de projeto.

### 7.5.3 - Alternativas de desenvolvimento urbano

Com a finalidade de avaliar o impacto do crescimento urbano sobre a macro-drenagem, foram escolhidas quatro alternativas de desenvolvimento urbano: duas "reais" e duas "hipotéticas".

- **Alternativa 1:** trata-se de uma das alternativas reais, e corresponde à condição de urbanização da bacia do arroio Dilúvio, observada no ano 1979. Os dados necessários para reproduzir este cenário foram extraído de *Alvarez et al. (1979)*. Para efeito de comparação, esta situação foi considerada como a "situação de referência".

- **Alternativa 2:** é a segunda situação real contemplada na avaliação do impacto da urbanização sobre a macro-drenagem, e correspondem ao estágio de desenvolvimento apresentado pela bacia do arroio Dilúvio no ano 1990. A

taxa de ocupação desta época foi obtida a partir da classificação supervisionada de imagens digitais Landsat, conforme foi apresentado no capítulo 5.

- **Alternativa 3:** corresponde a um cenário hipotético, e foi elaborado com base no índice de ocupação estabelecida no I Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre e na Lei Complementar 43. Nesta alternativa adotou-se para cada lote a taxa máxima da ocupação, supondo que a parte restante da área do lote permaneria permeável.

- **Alternativa 4:** esta representa, também, uma condição de urbanização hipotética, e de forma similar à alternativa anterior consistiu em adotar para cada lote a taxa máxima de ocupação estabelecida no I Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre e na Lei 43, além de admitir que o 50% da área restante do lote, destinada a recuos para ajardinamento, era também impermeabilizada. A consideração desta última alternativa se justifica porque, embora não permitido pela legislação vigente, é prática comum impermeabilizar parcial ou totalmente as áreas destinadas a recuos para ajardinamento.

No capítulo 6 foram apresentados em detalhe os critérios utilizados para a elaboração dos cenários hipotéticos, contudo reitera-se que para estas alternativas assumiu-se que 25% da área em estudo era ocupada pelo sistema viário.

Na tabela 7.10 é apresentada a fração de áreas impermeáveis para as diversas alternativas de desenvolvimento urbano definidas. Verifica-se que nas sub-bacias 1, 11, 12, 15, 16, 17, 18, 21, 22, 23 e 24 a urbanização (medida em termos da taxa de áreas impermeáveis) observada no ano 1990 já era maior à permitida pelo I Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre. Mais desfavorável é a situação das sub-bacias 17 e 24, que em 1990 já registravam taxa de áreas impermeáveis ainda maiores às da alternativa 4. Por isso, quando a elaboração dos cenários hipotéticos, para essas sub-bacias não foi considerada a taxa de ocupação máxima estabelecida na legislação e sim os valores máximos, registrados em 1990.

Tabela 7.10 - Fração de áreas impermeáveis para as diversas alternativas de desenvolvimento urbano

Bacia	Fração de áreas impermeáveis (%)			
	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4
1	7,0	30,5	37,5	65
2	1,0	25,6	52,2	72,5
3	2,0	11,8	65,5	80,0
4	4,0	5,2	51,3	65,0
5	1,0	9,2	49,6	65,7
6	3,0	20,0	57,5	71,0
7	3,0	3,0	57,9	73,0
8	6,0	33,9	59,3	75,0
9	18,0	36,0	62,5	79,0
10	10,0	46,5	59,0	73,1
11	17,0	59,0	56,7	70,7
12	23,0	55,9	52,7	70,3
13	20,0	44,1	58,4	73,2
14	19,0	56,0	65,5	80,0
15	15,0	62,5	58,2	72,8
16	40,0	72,1	71,2	85,2
17	20,0	63,3	51,6	60,9
18	30,0	64,6	58,5	73,1
19	30,0	72,6	80,3	84,0
20	20,0	52,0	62,8	76,6
21	30,0	68,3	58,4	73,2
22	50,0	79,0	65,8	81,0
23	55,0	70,8	64,9	80,0
24	50,0	76,0	61,4	75,3

## 7.6 - RESULTADOS

Na simulação das diferentes alternativas de desenvolvimento considerou-se que o canal do arroio Dilúvio estava limpo, podendo se aproveitar a sua capacidade máxima de escoamento. Porém, existe grande quantidade de sedimentos depositados e a proliferação de vegetação, inclusive de grande porte, dentro do canal. A consequência deste fato é uma diminuição significativamente da seção transversal do canal e o aumento da rugosidade, com o consequente prejuízo sobre a capacidade de escoamento do mesmo.

Com relação às condições de contorno, a montante permaneceu a mesma usada no ajuste e verificação, isto é, o hidrograma correspondente à sub-bacia 1. Já

no extremo de jusante, como condição de contorno adotou-se um nível constante e igual ao nível da cheia média anual do rio Guaíba. Este valor foi estimado com base nos registros linimétricos no posto Ponta da Cadeia. Para transladar o nível deste posto até a foz do arroio Dilúvio foi preciso considerar que a superfície de água no rio Guaíba era horizontal. O nível da cheia máxima média anual do rio Guaíba é de 2,23 m. Este nível foi determinado da análise estatística dos níveis máximos anuais correspondentes ao período 1960-1993. Estes dados foram fornecidos pelo DEPRC, de Porto Alegre-RS.

Para os diversos parâmetros do modelo hidrológico-hidrodinâmico foram utilizados os valores médios obtidos na fase de ajuste do modelo. Três parâmetros fogem desta regra: a fração de áreas impermeáveis, o tempo de concentração e o "ks". Para a fração de áreas impermeáveis não foram usados valores médios e sim os próprios valores estimados para as diferentes alternativas de desenvolvimento urbano estudadas. Também, o tempo de concentração de cada sub-bacia foi estimado de conformidade com o grau de urbanização, utilizando para tanto as curvas deduzidas anteriormente.

O parâmetro "ks" também mereceu tratamento diferenciado. Este parâmetro define o tempo médio de propagação superficial da onda da cheia e caracteriza o amortecimento da sub-bacia. Dado que a velocidade de propagação superficial aumenta com o grau de urbanização da bacia, se admitiu o critério proposto por *Motta e Tucci (1984.b)* para corrigir o parâmetro ks, para cada sub-bacia. Este critério consiste num fator de correção baseado no tempo "específico" ( $\alpha$ ) de propagação superficial, estimado para uma sub-bacia com alto grau de desenvolvimento. Para tanto se escolheu como sub-bacia de referência a número 23, que em 1979 já registrava uma taxa de áreas impermeáveis de 55 %. Conseqüentemente, o ks "modificado" se estimou como:

$$Ks_{\text{corrigido}} = \alpha \cdot \frac{A}{L} \quad (7.2)$$

$$\alpha = \frac{L_r \cdot Ks_{\text{referência}}}{A_r} \quad (7.3)$$

onde L e  $L_r$  são o comprimento do curso de água principal, para a sub-bacia em questão e a sub-bacia de referência, respectivamente;  $A_r$  é a área da sub-

bacia de referência; e  $k_{s\text{referência}}$  é o coeficiente  $k_s$  da sub-bacia de referência.

Foi estudada a resposta da bacia do arroio Dilúvio para as quatro alternativas de desenvolvimento urbano selecionadas, sob a ação de quatro chuvas de projeto, correspondentes a 2, 5, 10 e 25 anos de período de retorno. As figuras 7.32 a 7.43 mostram os hidrogramas calculados correspondentes às seções 11, 17 e 25, enquanto as tabelas 7.11 a 7.14 apresentam uma síntese dos resultados obtidos. A alternativa de desenvolvimento urbano observada na bacia do arroio Dilúvio no ano 1979 foi considerada a situação de referência.

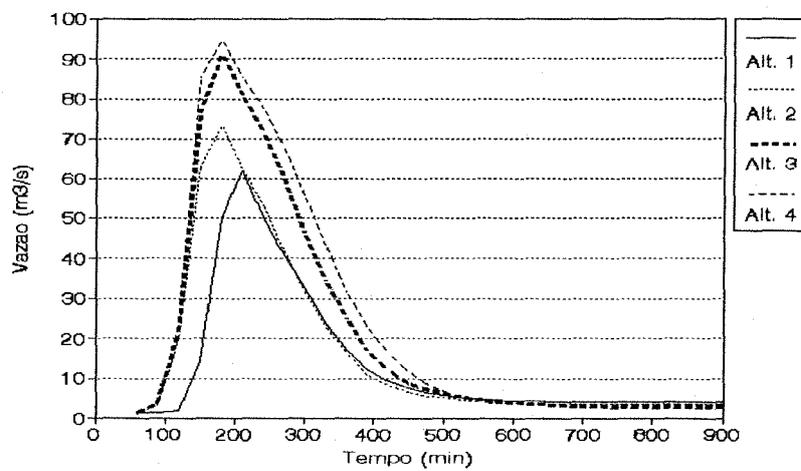


Figura 7.32 - Hidrogramas simulados, seção 11 - PUC ( $T_r=2$  anos)

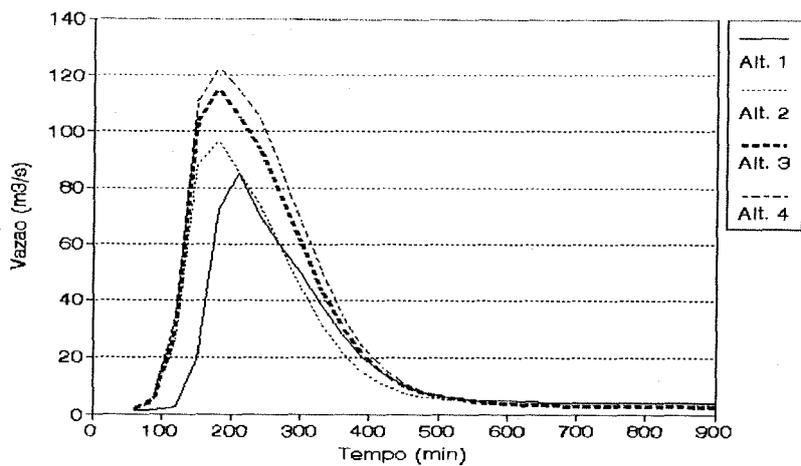


Figura 7.33 - Hidrogramas simulados, seção 11 - PUC ( $T_r=5$  anos)

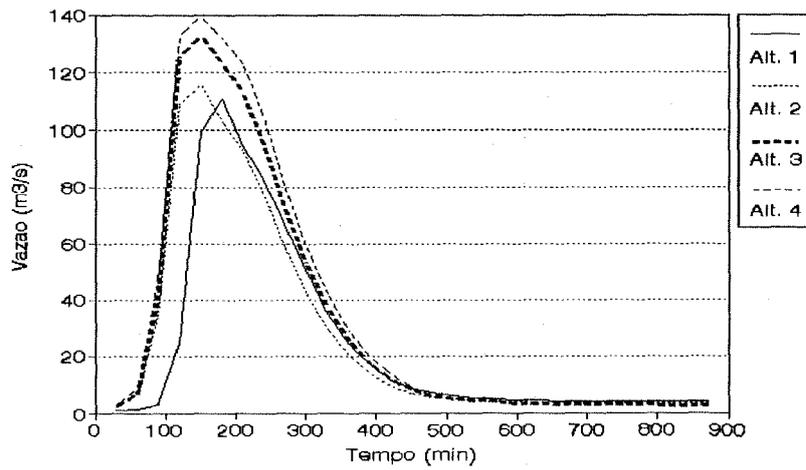


Figura 7.34 - Hidrogramas simulados, seção 11 - PUC (Tr=10 anos)

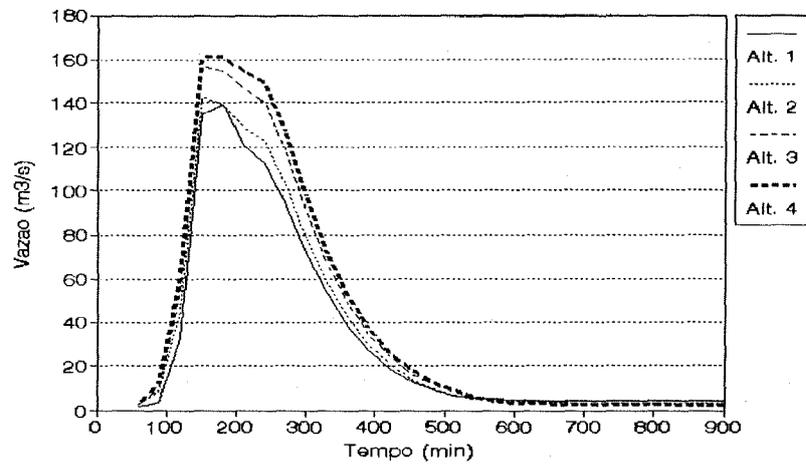


Figura 7.35 - Hidrogramas simulados, seção 11 - PUC (Tr=25 anos)

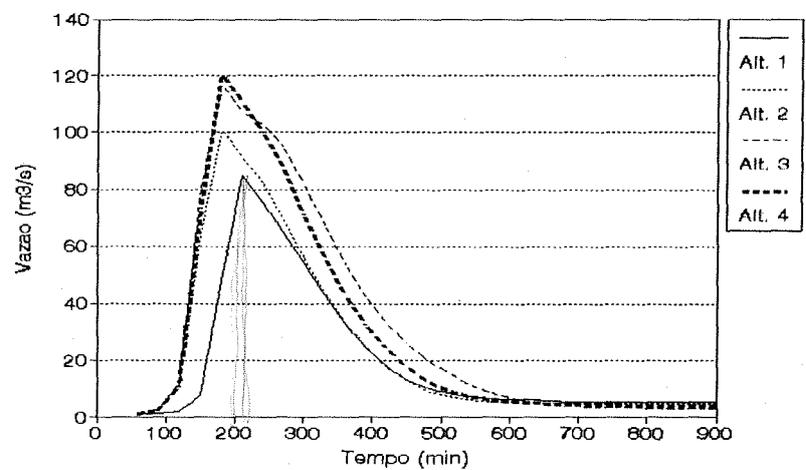


Figura 7.36 - Hidrogramas simulados, seção 17 - CPRM (Tr=2 anos)

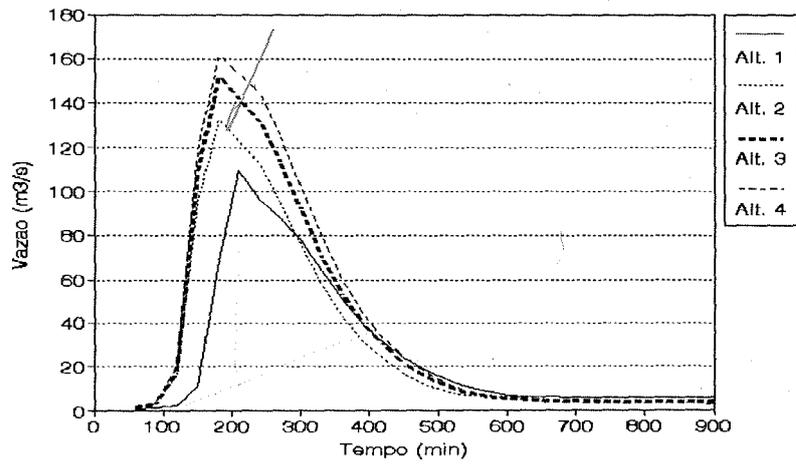


Figura 7.37 - Hidrogramas simulados, seção 17 - CPRM (Tr=5 anos)

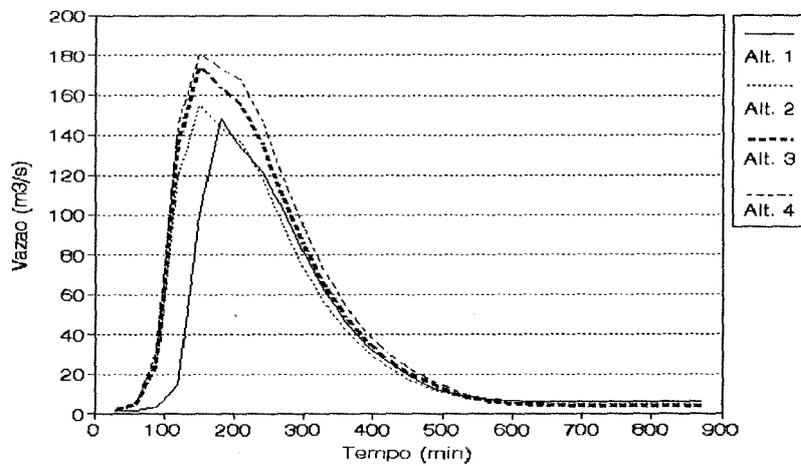


Figura 7.38 - Hidrogramas simulados, seção 17 - CPRM (Tr=10 anos)

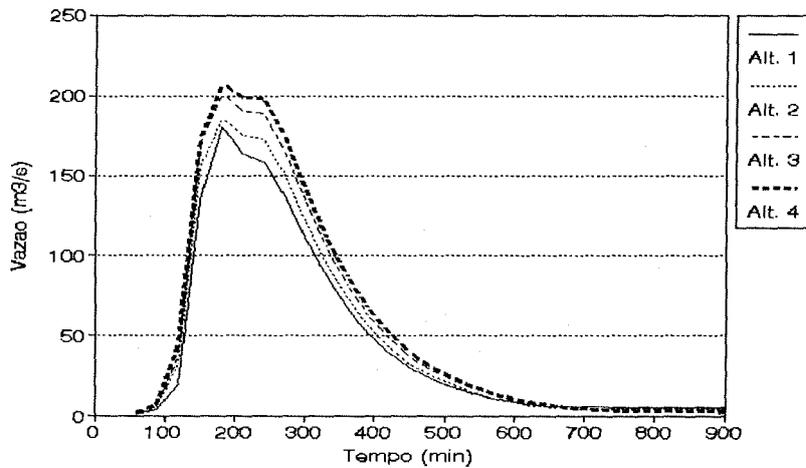


Figura 7.39 - Hidrogramas simulados, seção 17 - CPRM (Tr=25 anos)

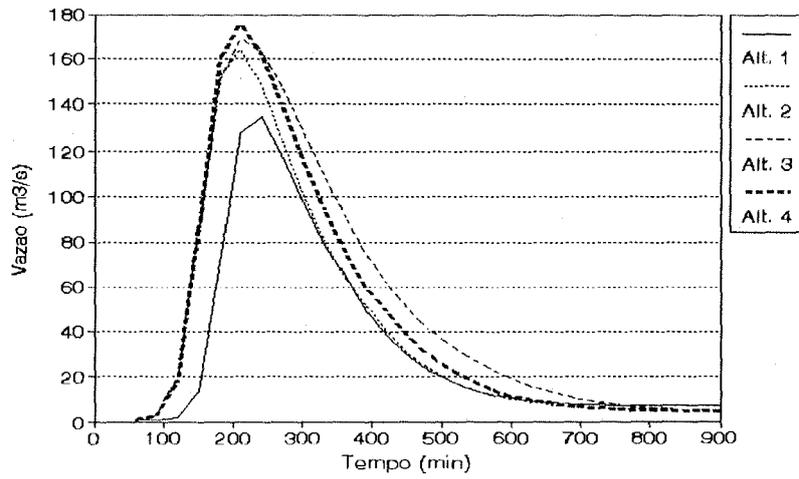


Figura 7.40 - Hidrogramas simulados, seção 25 - FOZ (Tr=2 anos)

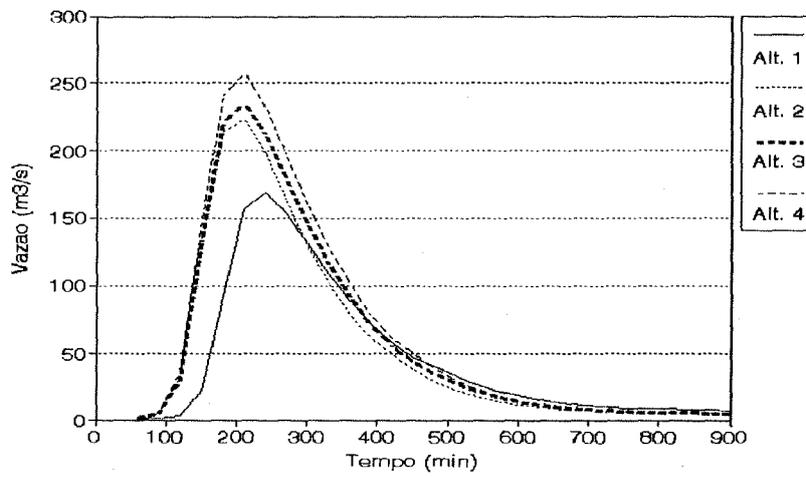


Figura 7.41 - Hidrogramas simulados, seção 25 - FOZ (Tr=5 anos)

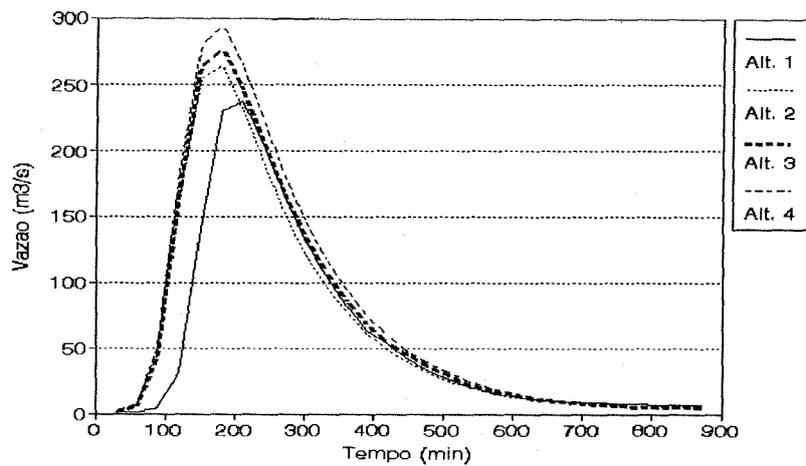


Figura 7.42 - Hidrogramas simulados, seção 25 - FOZ (Tr=10 anos)

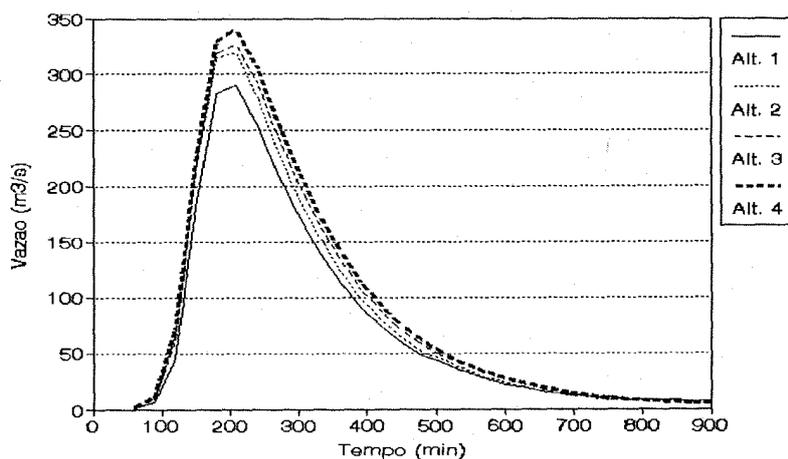


Figura 7.43 - Hidrogramas simulados, seção 25 - FOZ (Tr=25 anos)

Seguindo o mesmo critério adotado nas fase de ajuste e verificação do modelo, também as simulações dos cenários alternativos foram realizadas sob a hipótese de que o canal do arroio Dilúvio estava limpo, não apresentando obstruções devidas a sedimentos depositados e/ou presença de vegetação no seu leito. Na atualidade essa condição não é observada, principalmente no trecho a montante da seção 11. O estado de conservação do canal no trecho citado é o mostrado nas figuras do anexo V.

Sob essas condições, verificou-se para as chuvas de projeto de 2 e 5 anos de tempo de retorno e para as quatro alternativas de desenvolvimento urbano, que o arroio Dilúvio possui capacidade suficiente para conduzir os excessos superficiais, não sendo detectados extravazamentos.

Diferente comportamento foi evidenciado com a chuva de projeto de 10 e 25 anos de período de retorno. Para a chuva de projeto de 10 anos de retorno e conforme as alternativas 1 e 2, não foram observados extravazamentos. Contrariamente, para a alternativa 3 ocorreu extravazamento do arroio Dilúvio a montante das seções 20 e 21 (coincidentes com as pontes das ruas Ramiro Barcelos e Santana, respectivamente) e; o escoamento atingiu a longarina da ponte na seção 19 (Av. Silva Só). Para a alternativa 4 o escoamento atingiu a longarina da ponte da seção 16 (rua Vicente da Fontoura) e extravazou a montante das seções 19, 20 e 21. Finalmente, para a chuva de projeto de 25 anos de retorno e o cenário da alternativa 3, o escoamento atingiria a longarina da ponte da seção 16 e extravazaria a montante das seções 19, 20 e 21. Entretanto, para a alternativa 4, se observaram extravazamentos a montantes

das pontes correspondentes às seções 16, 19, 20 e 21. Também, o escoamento atingiu a longarina da ponte da seção 22 (av. J. Pessoa).

Tabela 7.11 - Resumo da simulação (Chuva de projeto de 2 anos de retorno)

Bacia	Precip. total (mm)	Vazão do escoamento superficial (m <sup>3</sup> /s)				Acréscimo na vazão do escoamento superficial (%)		
		Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4
1	57,6	13,5	16,3	16,3	19,7	17,7	17,7	41,7
2	50,0	10,3	12,1	14,1	15,5	14,7	36,6	50,9
3	49,8	4,7	5,2	8,3	9,1	11,1	77,7	96,1
4	57,0	4,9	5,1	6,1	6,4	0,4	24,9	32,3
5	52,6	13,8	15,7	25,7	29,6	12,4	86,8	115,2
6	52,8	15,3	17,2	21,3	23,0	24,1	99,2	127,3
7	56,7	7,5	7,5	10,0	10,7	0,0	33,3	42,7
8	51,7	4,4	5,1	5,7	6,1	12,9	28,0	36,7
9	56,3	10,4	12,2	14,9	16,5	14,8	43,6	59,2
10	52,0	4,2	5,6	6,1	6,6	25,3	44,9	57,8
11	51,9	12,3	14,7	14,7	15,3	16,6	16,6	25,1
12	56,6	13,4	15,1	15,1	15,9	11,4	11,4	18,2
13	50,9	18,8	23,6	26,5	29,3	20,2	68,3	92,8
14	49,4	13,8	16,6	17,4	18,5	17,1	26,7	34,4
15	56,0	9,5	12,3	12,3	12,8	22,6	22,6	35,2
16	49,7	7,1	8,1	8,1	8,7	12,0	12,0	21,2
17	49,2	5,8	7,4	7,4	7,4	22,7	22,7	22,7
18	53,1	11,9	13,6	13,6	14,3	12,8	12,8	19,9
19	49,2	7,1	8,7	9,2	9,4	18,8	30,3	33,3
20	49,6	32,7	42,8	46,9	52,1	23,5	43,3	59,3
21	49,2	9,3	11,0	11,0	11,3	15,5	15,5	20,8
22	49,2	11,0	12,1	12,1	12,3	10,5	10,5	12,5
23	55,6	35,9	38,8	38,8	40,5	7,5	7,5	12,7
24	52,5	56,9	68,6	68,6	68,6	17,0	17,0	17,0
PUC	-	61,8	73,3	91,2	94,0	18,6	47,6	52,1
CPRM	-	84,8	100,9	116,1	120,7	19,0	36,9	42,3
FOZ	-	134,6	164,1	169,0	176,1	21,5	25,2	30,4

Alternativa 1: Urbanização observada em 1979 (situação de referência p/comparação)

Alternativa 2: Urbanização observada em 1990

Alternativa 3: Ocupação máxima fixada pelo I PDDU, com recuo permeável

Alternativa 4: Ocupação máxima fixada pelo I PDDU, com 50% do recuo impermeável

Tabela 7.12 - Resumo da simulação (Chuva de projeto de 5 anos de retorno)

Bacia	Precip. total (mm)	Vazão do escoamento superficial (m <sup>3</sup> /s)				Acréscimo da vazão do escoamento superficial (%)		
		Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4
1	67,4	18,9	21,9	21,9	24,8	23,2	23,2	44,8
2	60,8	14,8	16,6	18,6	20,1	12,1	25,7	35,8
3	60,5	6,8	7,5	10,8	11,7	9,2	58,0	71,7
4	69,0	6,6	6,8	7,8	8,3	0,4	19,8	25,7
5	63,8	20,6	22,8	34,1	38,5	10,8	65,9	87,4
6	64,1	21,9	23,9	28,0	29,8	9,0	27,9	35,8
7	68,8	10,4	10,4	13,0	13,7	0,0	37,6	47,9
8	62,8	6,0	6,7	7,4	7,7	11,4	21,5	27,9
9	68,3	15,0	16,9	19,7	21,4	12,5	31,4	42,6
10	63,2	6,1	7,6	8,1	8,6	24,3	32,2	41,2
11	63,1	16,8	19,1	19,1	19,7	13,7	13,7	17,3
12	68,6	18,0	19,6	19,6	20,3	8,9	8,9	12,8
13	61,8	27,7	32,4	35,4	38,2	17,2	27,9	38,0
14	60,1	19,1	21,8	22,6	23,6	14,1	18,2	23,5
15	67,9	13,0	15,9	15,9	16,5	22,2	122,2	26,9
16	60,4	9,5	10,5	10,5	11,2	11,1	11,1	17,3
17	59,9	8,0	9,7	9,7	9,7	20,1	20,1	20,1
18	64,5	16,0	17,8	17,8	18,4	11,3	11,3	15,4
19	59,9	9,6	11,3	11,8	12,1	17,9	17,9	25,8
20	60,3	48,1	58,4	62,6	68,0	21,5	30,2	41,4
21	59,9	12,5	14,1	14,1	14,3	12,9	12,9	14,6
22	59,9	14,4	15,5	15,5	15,7	8,8	8,4	9,0
23	97,5	47,0	50,0	50,5	51,6	6,1	6,9	9,6
24	63,8	75,1	87,8	87,8	87,8	16,6	16,6	16,6
PUC	-	85,1	96,7	115,5	122,6	13,6	35,8	44,1
CPRM	-	109,3	132,7	152,8	161,7	22,0	40,2	48,6
FOZ	-	168,7	224,0	235,7	256,0	32,7	39,7	51,7

Alternativa 1: Urbanização observada em 1979 (situação de referência p/comparação)

Alternativa 2: Urbanização observada em 1990

Alternativa 3: Ocupação máxima fixada pelo I PDDU, com recuo permeável

Alternativa 4: Ocupação máxima fixada pelo I PDDU, com 50% do recuo impermeável

Tabela 7.13 - Resumo da simulação (Chuva de projeto de 10 anos de retorno)

Bacia	Precip. total (mm)	Vazão do escoamento superficial (m <sup>3</sup> /s)				Acréscimo da vazão do escoamento superficial (%)		
		Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4
1	76,5	23,9	27,2	27,2	30,2	17,3	17,3	33,5
2	69,0	18,9	20,7	22,7	24,3	9,5	20,2	28,1
3	68,7	9,1	9,7	13,2	14,2	7,3	45,5	56,3
4	78,3	8,2	8,4	9,6	9,9	0,3	16,9	21,9
5	72,4	28,8	31,1	42,9	47,5	8,0	48,9	64,9
6	72,8	28,1	30,1	34,3	36,0	7,0	22,1	28,3
7	78,0	13,1	13,0	15,8	16,5	0,1	20,8	26,4
8	71,3	7,6	8,3	8,9	9,3	9,5	18,1	23,4
9	77,4	19,4	21,3	24,2	25,9	10,0	25,1	34,1
10	71,7	7,9	9,4	9,8	10,5	19,3	25,7	32,9
11	71,6	21,0	23,2	23,2	23,8	10,3	10,3	12,8
12	77,8	22,3	23,8	23,8	24,4	6,7	6,7	9,6
13	70,2	36,2	40,9	43,8	32,9	12,9	20,9	28,5
14	68,2	24,0	26,6	27,3	28,3	10,6	13,7	17,7
15	77,1	16,3	19,3	19,3	20,0	18,4	18,4	22,3
16	68,6	11,6	12,7	12,7	13,5	10,8	10,8	16,9
17	68,0	10,1	11,8	11,8	11,8	16,9	16,9	16,9
18	73,2	19,7	21,6	21,6	22,3	9,5	9,5	12,9
19	68,0	11,9	13,7	14,2	14,5	15,1	19,7	21,6
20	68,4	62,8	77,2	77,4	82,8	16,5	23,2	31,7
21	68,0	15,4	16,9	16,9	17,7	9,8	9,8	11,1
22	68,0	17,6	18,7	18,7	18,8	6,4	6,4	6,9
23	76,5	57,6	60,3	60,3	61,9	4,9	4,9	7,7
24	72,5	93,5	106,2	106,2	106,2	13,6	13,6	13,6
PUC	-	111,1	116,1	133,0	139,4	4,5	19,8	25,2
CPRM	-	148,2	155,2	174,5	181,4	4,7	17,9	22,6
FOZ	-	237,4	264,0	276,9	290,6	11,2	16,6	22,4

Alternativa 1: Urbanização observada em 1979 (situação de referência p/comparação)

Alternativa 2: Urbanização observada em 1990

Alternativa 3: Ocupação máxima fixada pelo I PDDU, com recuo permeável

Alternativa 4: Ocupação máxima fixada pelo I PDDU, com 50% do recuo impermeável

Tabela 7.14 - Resumo da simulação (Chuva de projeto de 25 anos de retorno)

Bacia	Precip. total (mm)	Vazão do escoamento superficial (m <sup>3</sup> /s)				Acréscimo da vazão do escoamento superficial (%)		
		Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4
1	97,9	32,0	35,4	35,4	38,7	10,7	10,7	20,7
2	85,8	24,7	26,4	28,5	30,1	7,4	15,7	21,9
3	86,2	12,3	13,0	16,7	17,7	5,6	35,2	45,6
4	100,2	10,9	11,2	12,3	12,7	0,3	12,9	16,8
5	92,6	41,9	44,2	56,5	61,3	5,7	35,0	46,5
6	90,1	37,4	39,4	43,7	45,5	5,4	16,9	21,7
7	99,8	17,5	17,5	20,3	21,1	0,0	15,9	20,4
8	90,4	10,0	10,7	11,3	11,8	7,3	13,8	18,1
9	99,1	26,1	28,1	31,1	32,9	7,7	19,2	26,2
10	90,5	10,5	12,1	12,6	13,2	15,3	20,2	25,9
11	90,0	27,2	29,2	29,2	29,7	7,5	7,5	9,4
12	99,6	28,9	30,4	30,4	31,0	4,9	4,9	7,0
13	89,2	49,2	53,8	56,7	59,4	9,3	15,2	20,6
14	84,9	30,9	33,3	33,9	34,9	7,7	10,0	12,9
15	98,4	21,6	24,8	24,8	25,4	14,5	14,5	17,5
16	86,1	14,8	16,1	16,1	16,8	8,4	8,4	13,1
17	84,1	12,8	14,6	14,6	14,6	13,8	13,8	13,8
18	92,5	25,4	27,4	27,4	28,1	7,8	7,8	10,6
19	84,1	15,0	16,9	17,4	17,7	12,5	16,3	17,9
20	85,6	83,0	93,3	97,5	102,8	12,5	17,5	23,9
21	84,1	19,2	20,7	20,7	20,8	7,3	7,3	8,4
22	84,1	21,9	22,9	22,9	23,1	4,9	4,9	5,3
23	97,9	74,2	77,0	77,0	78,5	3,7	3,7	5,8
24	91,4	120,4	133,5	133,0	133,0	10,9	10,9	10,9
PUC	-	135,0	142,0	156,0	163,0	5,2	15,6	20,7
CPRM	-	180,0	186,5	202,0	209,5	3,6	12,2	16,4
FOZ	-	296,4	330,9	339,1	355,0	11,6	14,4	19,8

Alternativa 1: Urbanização observada em 1979 (situação de referência p/comparação)

Alternativa 2: Urbanização observada em 1990

Alternativa 3: Ocupação máxima fixada pelo I PDDU, com recuo permeável

Alternativa 4: Ocupação máxima fixada pelo I PDDU, com 50% do recuo impermeável

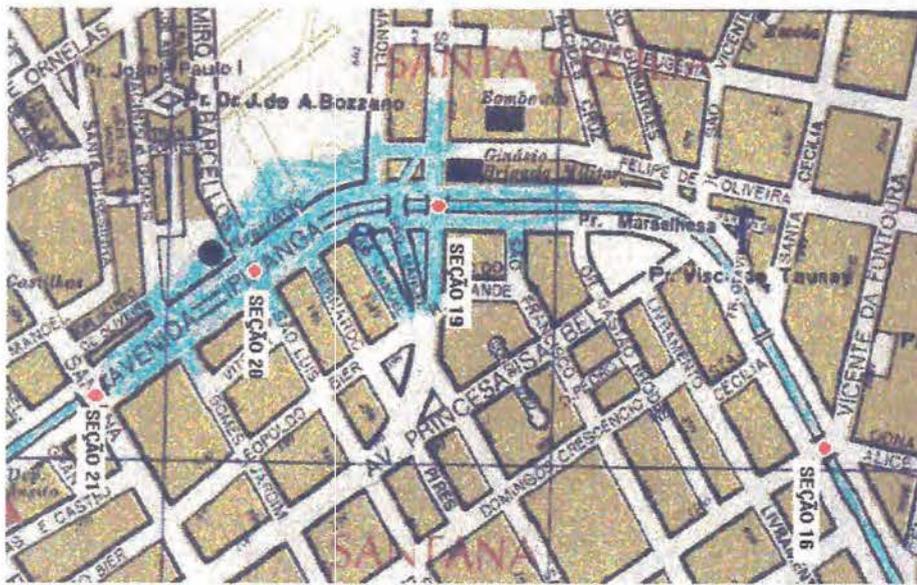


Figura7.44 - Representação esquemática da área atingida pelo extravazamento do arroio Dilúvio, para a alternativa 3 (chuva de 25 anos de retorno)

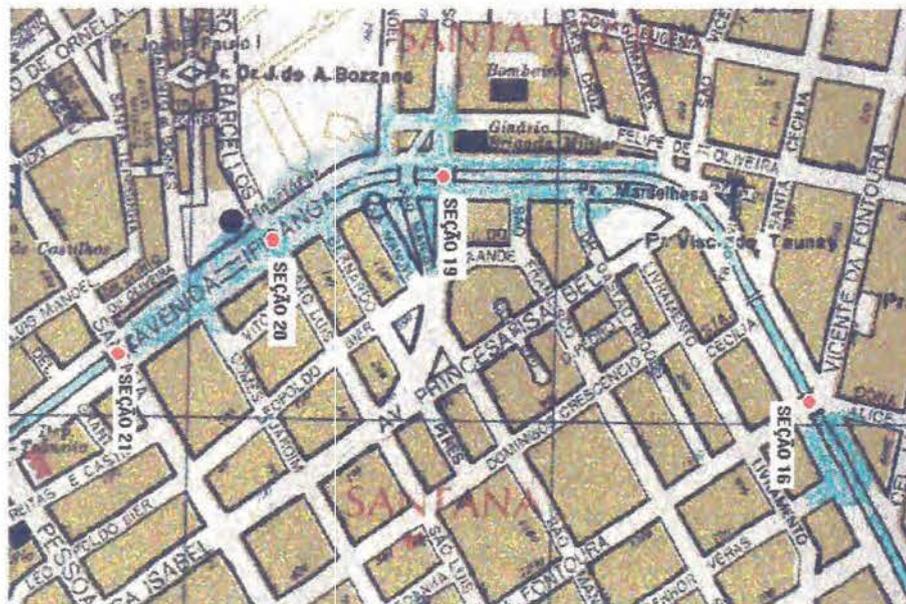


Figura7.45 - Representação esquemática da área atingida pelo extravazamento do arroio Dilúvio, para a alternativa 4 (chuva de 25 anos de retorno)

Por falta de informações detalhadas sobre a plani-altimetria das áreas afetadas pelo extravazamento do arroio Dilúvio foi impossível estimar a extensão da áreas alagada e a altura da lâmina de água acumulada nessa zona. Contudo nas figuras 7.44 e 7.45 se ilustra esquematicamente as possíveis áreas atingidas pelos extravazamento do arroio Dilúvio para a situação mais crítica, isto é a alternativa de desenvolvimento urbano 4 e para a chuva de projeto de 25 anos de retorno. Nas figuras 7.46 a 7.49 são apresentados os níveis máximos atingidos pelo escoamento no arroio Dilúvio nas diversas alternativas de desenvolvimento urbano, para 2, 5, 10 e 25 anos de período de retorno, respectivamente.

Para as alternativas de desenvolvimento urbano 3 e 4 também foram registrados extravazamentos do arroio Dilúvio, a montante da seção 4. Para a alternativa 3, o extravazamento ocorre apenas para a chuva de projeto de 25 anos de retorno; entretanto na alternativa 4, até chuvas de 10 anos de período de retorno gerariam extravazamento.

Um aspecto importante de mencionar-se é que os extravazamentos do arroio registrados na parte mais urbanizada da bacia, isto é, entre as seções 16 e 21, ocorrem a montante de seções que possuem pontes, com longarinas relativamente baixas.

É preciso reiterar que se a condição de conservação do canal fosse à da atualidade (grande quantidade de sedimentos depositados e crescimento de vegetação, inclusive de grande porte), a situação seria ainda mais crítica, podendo até chuvas de menor recorrência ocasionar extravazamentos e/ou o escoamento atingir a longarina de alguma ponte. Especificamente nas localizadas entre as seções 19 e 21, que são as que apresentam maior obstrução ao fluxo.

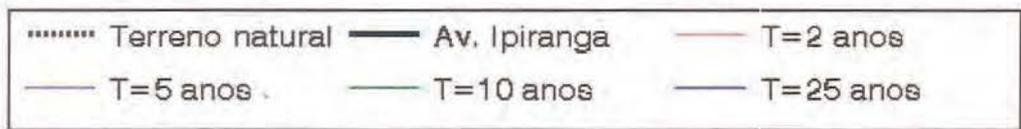
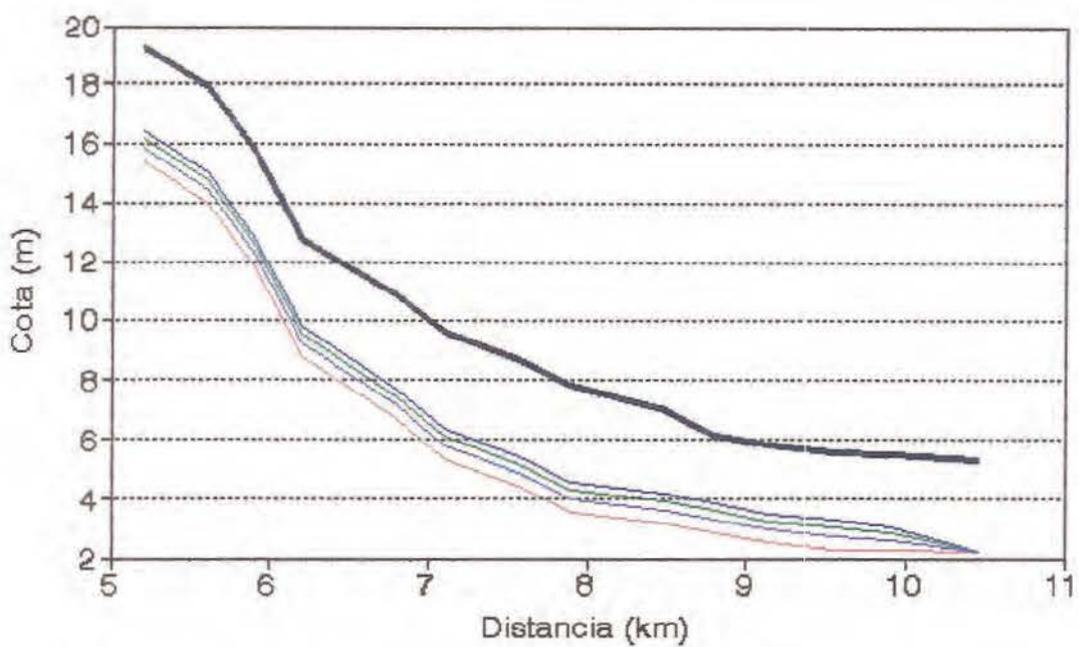
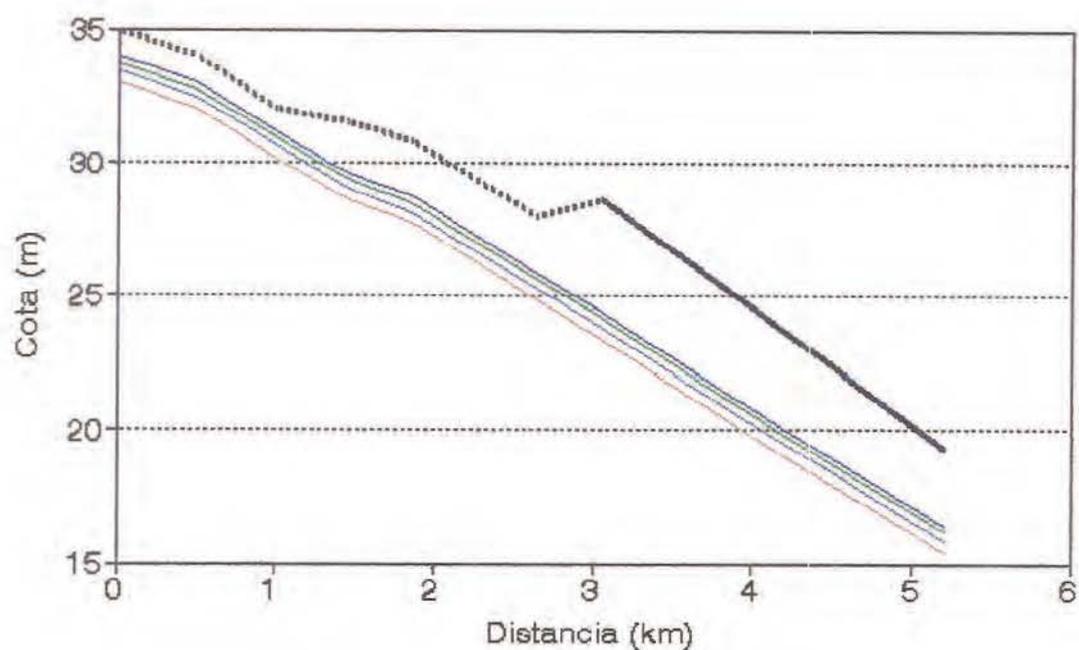


Figura 7.46 - Níveis máximos para a alternativa 1

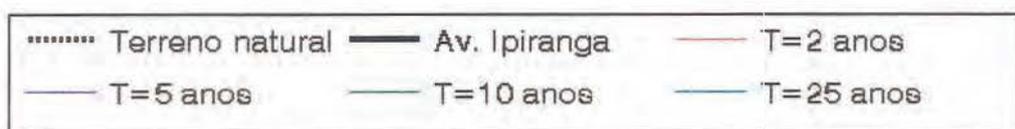
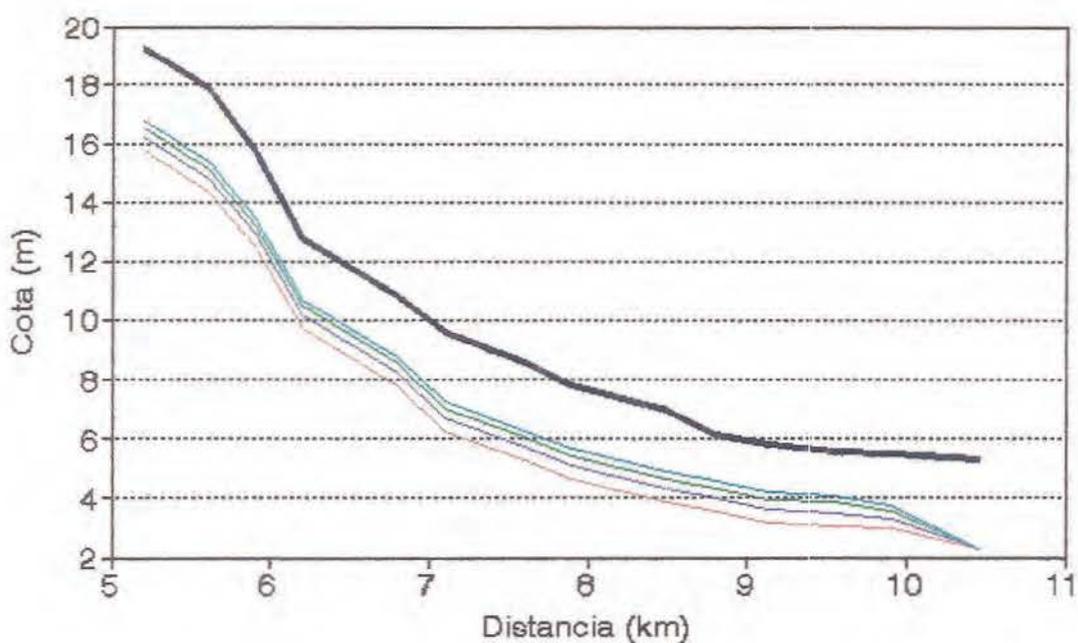
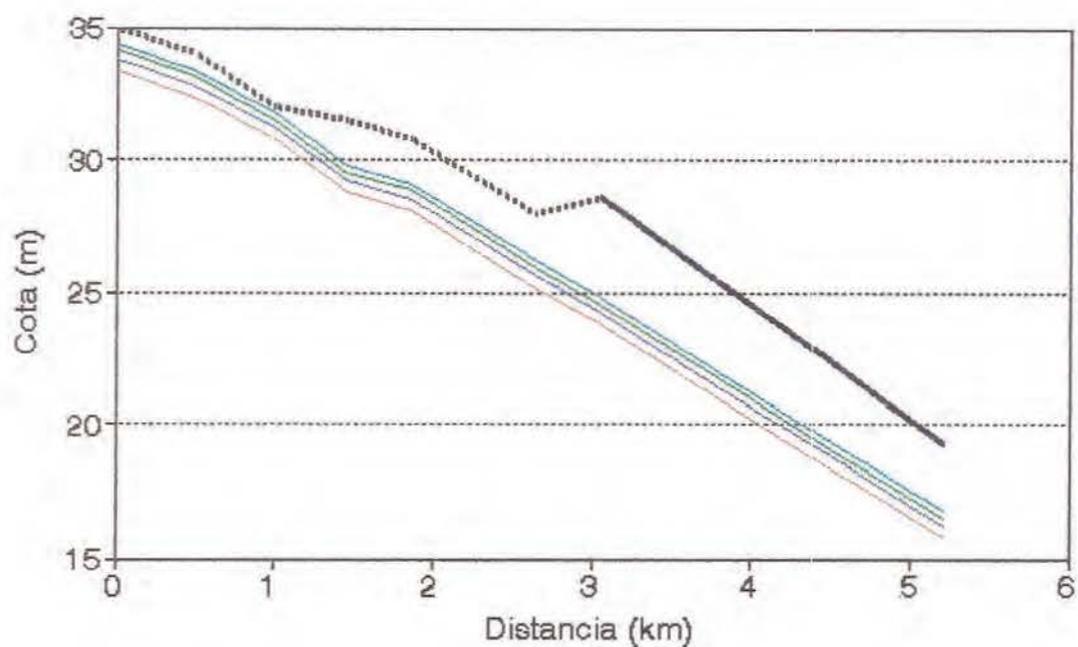


Figura 7.47 - Níveis máximos para a alternativa 2

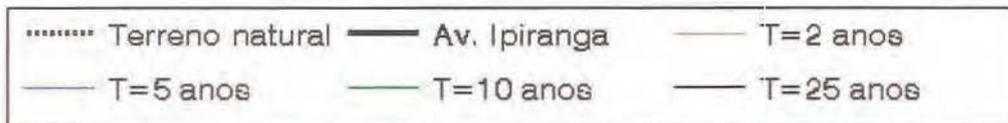
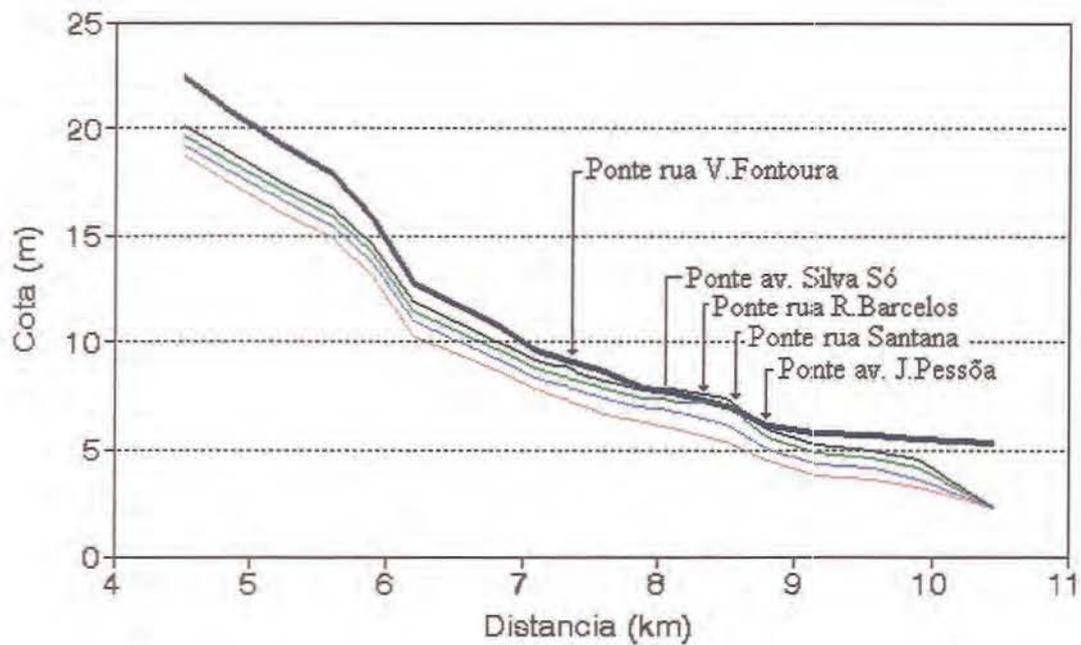
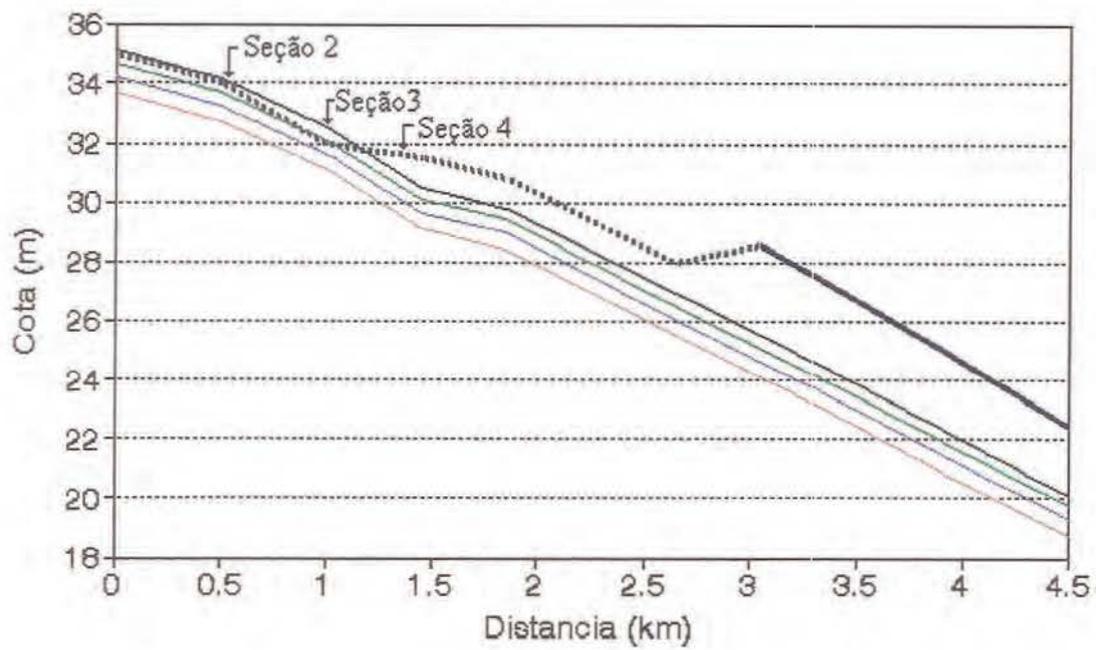


Figura 7.48 - Níveis máximos para a alternativa 3

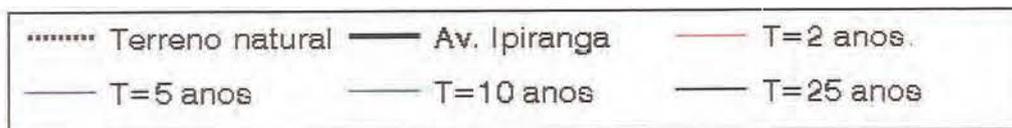
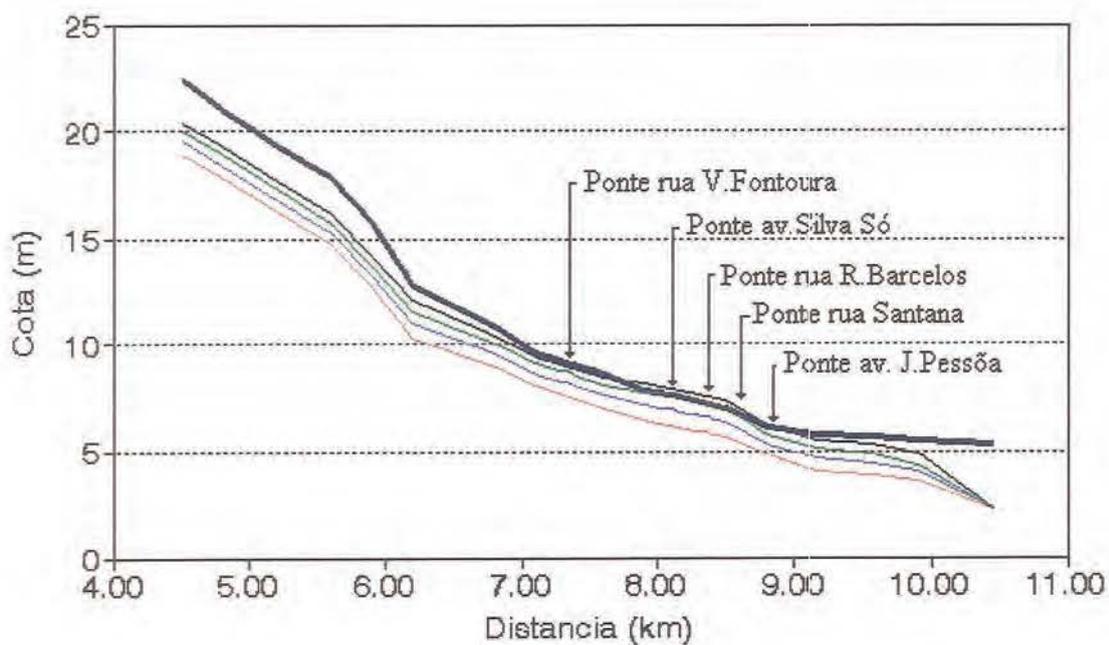
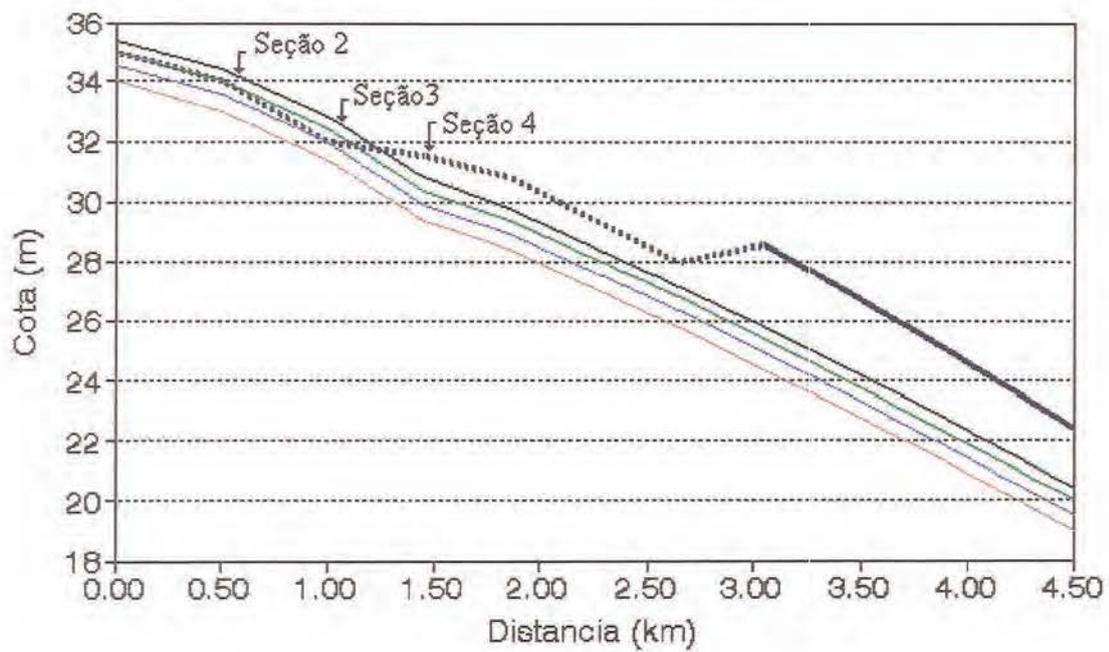


Figura 7.49 - Níveis máximos para a alternativa 4

## 7.7 - AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados das simulações evidenciaram um desempenho comprometedor da macro-drenagem da bacia do arroio Dilúvio, se considerado o maior índice de ocupação permitido pelo Primeiro Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre. Ainda mais caso não for feita a conservação do canal, o que se traduz numa diminuição da sua capacidade de condução. Em vistas das dificuldades detectadas, a recomendação mais imediata está orientada à redefinição dos índices máximos de ocupação vigentes, a valores compatíveis com a capacidade da macro-drenagem da bacia. As simulações mostraram que a capacidade máxima de descarga do canal do arroio Dilúvio está muito próxima de ser atingida ainda na alternativa de desenvolvimento número 2, conseqüentemente essa alternativa seria um indicador da taxa máxima de ocupação permissível.

Um aspecto que merece ser destacado é que o comportamento da macro-drenagem relatado acima, tem implícita uma simplificação: não foram considerados eventuais alagamentos nas sub-bacias. Nestas condições, seu efeito sobre o escoamento no arroio Dilúvio seria o de amortecimento da onda da cheia. Assim, seriam registrados vazões e níveis menores.

Outro aspecto de vital importância, que condiciona fortemente o escoamento do arroio Dilúvio (mais especificamente, o trecho de jusante) é a condição de contorno de jusante, isto é, o nível do rio Guaíba. Nas simulações realizadas, foi considerado apenas o nível da cheia máxima média anual. Mas na realidade poderá ocorrer uma cheia no rio Guaíba com níveis maiores; ou ainda uma situação mais crítica, simultaneamente com uma tormenta severa na bacia do Dilúvio. Nessas condições, o efeito de remanso gerado pelo rio Guaíba seria mais expressivo, produzindo maiores elevações do nível no arroio Dilúvio.

Uma análise em termos do volume escoado superficialmente mostra que os maiores incrementos se verificam para as chuvas de menor período de retorno. Isso é lógico, uma vez que essas chuvas ocorrem com intensidades menores, facilitando a infiltração da água no solo. Já para chuvas de maior período de retorno, devido a sua maior intensidade, o processo de infiltração se vê prejudicado. Então, o comportamento das superfícies permeáveis quanto à geração de excessos superficiais, tende ao comportamento manifestado em superfícies menos permeáveis ou impermeáveis.

Mais uma constatação é que os maiores incrementos nos excessos superficiais, após o desenvolvimento urbano, são gerados na parte de montante e média da bacia; porém as piores consequências são observadas na região de jusante. Se a esta situação adicionamos o fato de que as sub-bacias localizadas na parte de jusante estão altamente urbanizadas, inclusive em índices além dos permitidos, resulta recomendável que a redefinição da taxa máxima de ocupação seja orientada principalmente às regiões localizadas na parte média e de montante da bacia.

Seguindo o critério proposto, com base na urbanização correspondente ao ano 1990 e considerando o canal do Dilúvio limpo, foram estudados diversos acréscimos na taxa de ocupação até atingir a condição limite, compatível com a macro-drenagem do Dilúvio. Nesta situação limite não foi permitido, obviamente, o extravazamento do arroio, nem que o fluxo atingisse as longarinas das pontes. Os valores recomendados para a taxa máxima de ocupação são apresentados na tabela 7.15.

Tabela 7.15 - Taxas máximas de ocupação recomendáveis

Sub bacia	Taxa máxima ocupação (%)	Sub bacia	Taxa máxima ocupação (%)	Sub bacia	Taxa máxima ocupação (%)
1	30,0	9	40,0	17	63,3
2	30,0	10	46,5	18	64,6
3	30,0	11	59,0	19	72,6
4	38,0	12	56,0	20	52,0
5	35,0	13	45,0	21	68,3
6	38,0	14	56,0	22	79,0
7	35,0	15	62,5	23	70,8
8	38,0	16	72,1	24	75,0

Embora a recomendação da redefinição dos índices de ocupação, se reconhece o planejamento do crescimento urbano como uma atividade interdisciplinar e, portanto, não apenas fatores hidrológicos condicionam a fixação da taxa máxima de ocupação. Aspectos tais como fornecimento de água, energia elétrica, serviço de transporte urbano de passageiros, entre outros, poderão exigir uma ocupação mínima (porém maior à recomendada do ponto de vista hidrológico) para se tornarem viáveis. Diante dessa situação conflitiva, uma

solução de compromisso seria aceitar esses índices maiores, mas sujeitos a determinadas restrições. Por exemplo, não permitir que a onda de cheia de referência seja ampliada. Isto é viável de se concretizar, através da implementação de obras de retenção e/ou obras que tendam a favorecer a infiltração e percolação da água no solo. Tais dispositivos poderão ser construídos em espaços livres, preferencialmente públicos a fim de não onerar as obras com custos de expropriação. Não faz parte dos objetivos deste estudo o desenho e dimensionamento deste tipo de obras de controle. Esses assuntos são abordados com suficiente detalhe em *Urbanas & Stahre (1993)*.

A avaliação do impacto das enchentes foi elaborado para o canal principal do arroio Dilúvio. As avaliações em cada sub-bacia exigem estudos específicos que aqui não foram considerados.

## CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A premissa básica que orientou esta pesquisa foi a de contribuir para a hidrologia urbana e o planejamento do crescimento das cidades, identificando relações entre parâmetros hidrológicos, físicos e de planejamento urbano; aprimorando modelos de simulação matemática, por meio da incorporação da tecnologia de sensoriamento remoto e geoprocessamento; além de estudar um caso específico: o efeito da urbanização de Porto Alegre sobre a macro drenagem da bacia do arroio Dilúvio.

A urbanização de uma bacia se reflete, do ponto de vista hidrológico, principalmente em dois parâmetros: a fração de superfícies impermeáveis e a velocidade de propagação do escoamento na bacia. Para ambos os parâmetros são detectados aumentos expressivos.

Os dois parâmetros citados formam parte da estrutura da maioria dos modelos de simulação empregados na modelagem de ambientes urbanos, inclusive o modelo hidrológico-hidrodinâmico usado neste estudo. Consequência disso, foi desenvolvido uma metodologia para a quantificação da fração de áreas impermeáveis e sua distribuição espacial, a partir da classificação supervisionada de imagens digitais Landsat-TM. O sucesso deste novo algoritmo não se manifestou apenas na precisão, baixo custo e rapidez para se obterem os resultados, mas também pela possibilidade que a tecnologia de sensoriamento remoto oferece para acompanhar a dinâmica da paisagem urbana, pelo caráter repetitivo das imagens. Obviamente, essa capacidade da tecnologia espacial foi usufruída neste estudo.

Embora, os resultados do processo de classificação das imagens digitais tenham sido considerados compatíveis com a precisão requerida pelo modelo de simulação empregado, existe ainda possibilidade de aprimorá-lo. Para tanto recomenda-se dar continuidade ao desenvolvimento deste tipo de algoritmo, incorporando, por exemplo, a informação de contexto, além da informação espectral já considerada pelo modelo em seu estágio atual.

Após a quantificação da fração de áreas impermeáveis, se identificou uma relação entre esta e a densidade populacional. A importância desta relação radica no fato que no planejamento urbano a ocupação máxima de uma determinada área ou loteamento é fixada com base na densidade populacional. Isto é, tenta-se compatibilizar o número de moradores com a capacidade dos serviços (energia elétrica, água potável, transporte de passageiros, etc). Sendo assim, se teria uma medida indireta da impermeabilização que essa ocupação causaria; e com base nestas informações é possível estimar o seu impacto sobre o escoamento e a capacidade do sistema de drenagem pluvial.

Mais uma contribuição significativa desta pesquisa é a metodologia proposta e desenvolvida, para a determinação e forma distribuída da velocidade de propagação do excessos superficiais na bacia. Esta alternativa de cálculo se baseia nas características da tormenta (intensidade e duração), mas também considera explicitamente o grau de desenvolvimento urbano da bacia. Isto se logrou integrando modelação digital do terreno, sensoriamento remoto e sistemas de informações geográficas. Para tanto foi desenvolvido um sistema computacional, denominado Proima, com capacidades para o processamento de imagens digital e recursos para manipulação de informações espacialmente distribuídas.

Além dos benefícios citados, o sistema de informações geográfica permitiu a elaboração dos diversos cenários correspondentes às quatro alternativas de desenvolvimento urbano estudadas. As vantagens do uso deste sistema tornam-se mais evidentes quando se realizam diversas simulações do mesmo cenário, como as executadas nesta pesquisa.

Quanto à avaliação do impacto da urbanização sobre a macro-drenagem, foram analisados os quatro cenários: os resultados indicaram uma situação crítica da bacia. Obtiveram-se evidências nítidas de que a capacidade de drenagem do arroio Dilúvio seria insuficiente para conduzir os excessos superficiais gerados

por chuvas de até 10 anos de período de retorno, se a ocupação urbana atingisse o limite máximo fixado pelo Primeiro Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre, e a Lei complementar Nro. 43.

Conseqüentemente, com base nas avaliações realizadas, recomenda-se: a) manutenção constante do canal do arroio Dilúvio a fim de garantir a sua capacidade máxima de escoamento; b) redefinir os índices máximos de ocupação permitidos. Sugere-se que essa redefinição seja aplicada principalmente às áreas localizadas na parte média e de montante da bacia, uma vez que são elas as que geram os excessos que provocam extravazamento a jusante. Além disso, devido ao grau de urbanização atual, pouco desenvolvido, medidas preventivas ainda seriam viáveis.

Também, sugere-se que ante a impossibilidade de se adotar as taxas de ocupação recomendadas, menores às atualmente vigente, sejam estabelecidas outras restrições a fim de não ampliar a onda de cheia no arroio Dilúvio.

Para o êxito de qualquer plano de controle de enchentes, é imprescindível que se trabalhe com a unidade hidrológica, isto é, a bacia hidrográfica como um todo, e não apenas limitar a abrangência do plano aos limites administrativos do município. Especificamente, a bacia em estudo extrapola os limites do município de Porto Alegre, ocupando parte do município de Viamão. Conseqüentemente, a conclusão óbvia está na conveniência da ação conjunta de ambas administrações municipais, num esforço de produzir uma regulamentação única para toda a bacia.

Finalmente, conclui-se que ainda que sejam significativas as contribuições desta pesquisa para a hidrologia urbana, muitas avaliações deixaram de ser feitas, principalmente pela falta de dados hidrológicos. Assim o aprimoramento de qualquer técnica ou avaliação no âmbito de uma bacia urbana, está na dependência de se monitorarem bacias com estas características.

## REFERÊNCIAS

- ALVAREZ, C. & SANCHEZ, O.J. (1979). Estudos hidrológicos da urbanização da bacia do arroio Dilúvio. Relatório final. IPH-UFRGS, Porto Alegre-RS.
- ANDO, Y.; NABEYAMA, T. & NISHIJIMA, S. (1993). Urban stormwater runoff analysis of upland basins in Tokyo. In: Hydrology of Warm Regions: proceedings. Wallingford: IAHS Publ. Nro. 216, pp. 403-408.
- ANDO, Y. & SUZUKI, A. (1990). Urban stormwater runoff analysis using infiltration rates measured with rainfall simulator. Proceedings of the 5th International Conference on Urban Storm Drainage, Osaka, Japão, (ed. by Y. Iwasa and T. Sueishi), pp. 263-268.
- ANDO, Y.; TAKAHASI, Y.; IZUMI, K. & KANAO, K. (1986). Urban flood runoff modelling considering infiltration of varios land uses. Urban Drainage Modelling: Proceedings of the Dubrovnik Symposium (Ed. by C. Maksimovic and M. Radojkovic), Pergamon Press, New York, USA, pp. 229-238.
- BERRY, J. K. & SAILOR, J. K. (1987). Use of a geographic information system for storm runoff prediction from small urban watersheds. *Environmental Management*, Vol. 11, Nro. 1, pp. 21-27.
- BERTHELOT, R. (1970). Curso de hidrologia sintética. Mestrado em Hidrologia Aplicada. IPH-UFRGS.
- BOYD, M. J.; BUFILL, M. C. & KNEE, R. M. (1993). Pervious and impervious runoff in urban catchments. *Hydrological Sciences - Journal des Sciences Hydrologiques*. Vol. 38, n.6, pp.463-478.

- BROWN, D. M. (1974). Introduction to urban economics.
- BUFILL, M. C. & BOYD, M. J. (1992). A simple flood hydrograph model for urban basins. Proc. Int. Symp. on Urban Stormwater Management, Sydney, pp. 98-103. Instn Engrs Australia, Barton ACT, National Conf. Publ. 92/1.
- BUREAU OF RECLAMATION (1977). Design of small dams. United States Department of the Interior. Water Resources Publications. USA.
- CAMPANA, N. A. (1992). Estimativa de parâmetros físicos de bacias usando técnicas de sensoriamento remoto e o sistema de informações geográficas. Dissertação de mestrado. IPH-UFRGS.
- CAMPANA, N. A., HAERTEL, V. e TUCCI, C. E. M. (1992). Estimativa de Áreas Impermeáveis Através de Sensoriamento Remoto. *RBE, Caderno de Recursos Hídricos*, Vol. 10, n. 2, pp.51-59.
- CAMPANA, N. A. (1994). PROIMA - Sistema de processamento digital de imagens de sensoriamento remoto. Manual do usuário. (não publicado).
- CAMPANA, N.A. & MENDIONDO, E.M. (1994). Una estrategia alternativa para el estudio de cuencas urbanas. Anais do I Congreso Nacional de Percepción Remota. Córdoba, Argentina.
- CARRION, O. (1981). Considerações acerca dos modelos econômicos de localização intra-urbana. Ensaio FEEE, Vol. 2, Nro. 1, p.41-49. Porto Alegre-RS
- CHEN, C. N. & WONG, T. S. W. (1989a). Effects of storm frequency on flood peak changes due to urbanization. WATERCOMP'89. Proceedings of the First Australasian Conference on Technical Computing in the Water Industry. Melbourne. The Institution of Engineers Australia, pp.104-108.
- CHOW, V.T. (1959). Open channel hydraulics. McGraw-Hill, New York, USA.
- COMUNE, A. E. (1982). A cidade e o crescimento urbano, in: LONGO, C. A. & RIZZIERI, J. (org): Economia urbana: localização e relações intersetoriais. S.P.: IPE/USP.

- COTASUL (1991). O mundo dos SIGs em 28 perguntas e respostas. Informe interno.
- CRAWFOR, L. & LINSLEY, J. (1966). Digital simulation in hydrology Standford IV watershed model, Tecnical report nro. 39, Department of Civil Engineer, Standford University.
- CUNGE, J. A. (1969). On the subject of flood propagation method (Muskingum Method). J. Hydr. Res. Nro 7, p. 205-230.
- CUNGE, J.A. & MAZAUDOU, B. (1984). Mathematical modelling of complex surcharge systems. Difficulties in computation and simulation of physical situations. Proceeding of the Third International Conference on Urban Storm Drainage. Goteborg, Suecia.
- DAEE/CETESG (1980). Drenagem urbana, segunda edição. São Paulo.
- DAM, C.H. & VEN, F.H.M. (1984). Infiltration in the pavement. In: Proceedings of International Conference on Urban Storm Drainage. Goteborg, Sweden, Vol. 3, pp.1019-1028.
- DAVIES, H. & HOLLIS, T. (1981) Measurements of rainfall-runoff volume relationships and water balance for roofs and roads. In: International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana. Proceedings. Urbana: University of Illions, Vol. 1, pp.434-443.
- DE LUCA, S. J. & IDE, C. N. (1983). Drenagem pluvial urbana - Impacto no meio ambiente e medidas corretivas. Anais do XII Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. Balneário Camburiú-SC.
- DERICKE, P. H. (1976). La croissance urbaine. In: Université de Grenoble, Aénagement du territoire et développement régional: les faits, les idées, les institutions. Vol. 4.
- DIAZ, O. B.P. de (1987). Precipitação de projeto e regionalização de hidrograma unitário para bacias urbanas brasileiras. Dissertação de mestrado. IPH-UFRGS.

- DINIZ, E. V. (1975). Quantifying the effects of porous pavements on urban runoff. In: National Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics, and Sediment Control. University of Kentucky, Lexington, Kentucky, p63-70.
- DRAPER, S. E. & RAO, S. G. (1986). Runoff prediction using remote sensing imagery. *Water Resources Bulletin*, Vol. 22, Nro. 6, p. 941-949.
- EASTMAN, J. (1990). IDRISI: a grid-based geographic analysis system, version 3.2, Grad. School of Geography, Clark Univ., Worcester, Mass.
- ECHENIQUE, M.H. (1994). Urban and regional studies at the Martin Centre: its origins, its present, its future. *Environment & Planning*, B 21, p.517-534.
- EMPLASA (1986). Estimativa de Consumidores de Serviços de Água e Esgoto na Região Metropolitana de São Paulo. Relatório final, pp.6976.
- FERGUSON, B. K. & SUCKLING, P. W. (1990). Changing rainfall-runoff relationships in the urbanizing Peachtree Creek watershed, Atlanta, Georgia. *Water Resources Bulletin*, Bethesda, Vol. 26, Nro. 2, pp.313-322.
- FISHER, P. F., PATHIRANA, S. (1990). The Evaluation of Fuzzy Membership of Land Cover Classes in the Suburban Zone. *Remote Sensing of Environment*, vol. 34, p. 121-132.
- FENDRICH, R.; OBLADEN, N.; AISSÉ, M.; GARCÍAS, C. & ZENY, A. (1984). Drenagem e controle da erosão urbana. Curitiba, EDUCA - Editora Universitária Champagnat. 396p.
- FENDRICH, R. & FREITAS, C. O. de A. (1987). Modelo hidrológico Geral de Ven te Chow aplicado a bacias urbanas. In: VII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Salvador-BA. Anais. São Paulo: ABRH, Vol. 2, pp.443-455.
- FERRARI, C. (1991). Curso de planejamento municipal integrado: urbanismo. 7º ed. Editora Pioneira. São Paulo. 631p.

- FREAD, D.L. (1974). Numerical properties of implicit fourpoint finite difference equations of unsteady flow, NOAA Technical memo News Hydro-18, U. S. National Weather Service. Silver Spring, Maryland.
- FUJITA, S. (1984). Experimental sewer system for reduction of urban storm runoff. Proceedings of the Third International Conference on Urban Storm Drainage. Goteborg, Sweden, Vol. 3, pp.1211-1220.
- FUJITA, S. (1993). Stormwater goes to ground as Japan chooses infiltration. Water Quality International, Nro. 3, p.18-19.
- GEIGER, W.F.; MARSALEK, J.; RAWLS, W.J. & ZUIDEMA, F.C. (1987). Manual on drainage in urbanized areas, volume I - Planning and design of drainage systems. United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. Paris, França.
- GENZ, F. (1994). Parâmetros para previsão e controle de cheias urbanas. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS.
- GLUCK, W. R. e McCUEN, R. H. (1975), Estimating Land use Characteristics for Hydrologic Models. *Water Resources Research*, vol 11. n.1 pg 177-179.
- GOMES, L. A. (1981). Aspectos qualitativos das águas pluviais urbanas. São Carlos. Escola de Engenharia da USP. 102 f. Dissertação de Mestrado.
- GOMES, J. & FENDRICH, R. (1989). Modelo hidrológico geral de Ven te Chow aplicado a bacias urbanas - Resultados obtidos. In: VIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz de Iguaçu. Anais. São Paulo: ABRH, vol. 1, pp.396-407.
- GRANDJEAN, L. & ZECH, Y. (1991). Rainfall-runoff modelling of partly urbanized catchments: use of digital terrain models. Proceedings of the International Conference on Urban Drainage and New Technologies (UDT'91), Dubrovnik, Yugoslavia, p. 17-21.
- HORTON, R. E. (1939). Analysis of runoff plot experiments with varying infiltration capacity. Trans. A Geoph. Union Par. IV, p. 693.

- HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER (1985). HEC-1: flood hydrograph package, users manual. U.S. Army. Corps. of Engineers, Davis, California.
- IBGE (1991). Censo Demográfico de 1991. Resultados Preliminares, Porto Alegre.
- ICHIKAWA, A. Y. (1984). Experimental field for the quantitative analysis of the pervious pavement at the Baseball Field, University of Tokyo. In: Proceedings of the Third International Conference on Urban Storm Drainage. Göteborg, Suécia. Vol. 3, p.1009-1018.
- INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS ESPACIAIS - INPE (1990). Circular técnica. São José dos Campos, SP.
- IPH (1993). Impacto da urbanização nas cheias urbanas e na produção de sedimento: bacia do arroio Dilúvio. Relatório de pesquisa IPH-FAPERGS.
- IPPUC-IPARDES (1991). Histórico de Dados do Município de Curitiba, 163 p.
- JACOBSEN, P. & HARREMOES, P. (1981). Significance of semi pervious surfaces in urban hydrology. In: Proc. 2nd Int. Conf. Urban Storm Drainage, ed. B. C. Yen, Water Resources Publications, Littleton, Colorado, USA, Vol. 1, p.424-433.
- JENSEN, M. (1990). Rain-runoff parameters for six small gauged urban catchments. Nordic Hydrol., Vol. 21, pp. 165-184.
- JENSON, S. K. & DOMINGUE, J. O. (1988). Extracting topographic structure from digital elevation data for geographic information system analysis. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, Vol. 54, Nro. 11, p. 1593-1600.
- JESUS, R.M.R. de & EIGER, S. (1983). DRENG V.III - Um modelo para simulação de enchentes em bacias de córregos urbanos. In: V Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos. Anais. Vol.2, p.317-340, Blumenau-SC.

- KANDEL, A. (1986). Fuzzy mathematical techniques with applications, p.72-73, Addison-Wesley Publishing Company.
- KRAFTA, R. (1994). Modelling intraurban configurational development. *Environment & Planning*. B 21, p.67-82.
- LA BARBERA, P.; LANZA, L. & SICCARDI, F. (1993). Hydrologically oriented GIS and application to rainfall-runoff distributed modelling: case study of the Arno basin. IAHS Publ. Nro. 211, p. 171-179.
- LANDIS, J.D. (1994). The California urban futures model: a new generation of metropolitan simulation models. *Environment & Planning*. B 21, p.399-420.
- LECLERC, G. e SCHAAKE, J. C. (1973), Methodology for assessing the potential impact of urban development on urban runoff and the relative efficiency of runoff control alternatives. MIT Ralph M. Parsons Laboratory for water resources and hydrodynamics, Report 167, Massachussets, USA.
- LIEDKE FILHO, E. D. & FERRETTI, R. B. (1993). O primeiro Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre. Revisão de uma análise histórica-social. IN: W. M. Panizzi & J. F. Rovatti (Org.). Estudos Urbanos: Porto Alegre e seu Planejamento. Porto Alegre, Editora da UFRGS.
- MACHADO, E. S. & RIGHETTO, A. M. (1981). Modelo hidrológico determinístico para bacias urbanas. In: IV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Fortaleza-CE. Anais. São Paulo: ABRH, Vol.3, pp.561-580.
- MAKSINOVIC, C. & RADOJKOVIC, M. (1986). Urban drainage catchments. Pergamon Press, New York, USA.
- MARKHAM, B. L, BARKER, J. L. (1986). LANDSAT MSS and TM Post-Calibration Dynamic Ranges, Exoatmospheric Reflectances and At-Satellite Temperatures. LANDSAT Technical Notes. EOSAT, LANDSAT User Notes, Lanham, Maryland.
- MARK, D.M.; DOZIER, J. & FREW. J. (1984). Automated basin delineation from digital elevation data. *Geoprocessing*, Nro. 2, p.168-178

- MASCARO, J.L. (1994). Manual de Loteamentos e Urbanização. Ed. Sagra-DC Luzzatto. Porto Alegre. 237 p.
- McCUEN, R.H. (1975). Flood runoff from urban areas. Completion report. Technical Report Nro. 33.
- MELANE, M. & LAUKKANEN, R. (1981). Dependence of runoff coefficient on area type and hydrological factors. In: Proc. 2nd Int. Conf. Urban Storm Drainage, ed. B. C. Yen, Water Resources Publications. Littleton, Colorado, USA, p.404-410.
- MEYER, P. S.; SALEM, T. H. & LABADIE, J.W. (1993). Geographic information systems in urban storm-water management. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 119, Nro. 2, p. 206-228.
- MILLER, R. A. (1978). The hydraulically effective impervious area of an urban basin, Broward County Florida. Proc. Int. Symp. on Urban Stormwater Management, ed C. T. Haan, Univ. Kentucky, p.259-261.
- MOGLEM, G. E. & McCUEN, R. H. (1990). Economic framework for flood and sediment control with detention basins. *Water Resources Bulletin*, Vol. 26, Nro. 1, p.201-213.
- MOTTA, J. C. (1982). Simulação hidrológica de uma bacia urbana: arroio Dilúvio. Dissertação de mestrado. IPH-UFRGS.
- MOTTA, J. C. & TUCCI, C. E. M. (1984). Simulation of the urbanization effect in flow. *Hydrological Science Journal*, Vol. 29, Nro. 2.
- MUSGRAVE, G.W. & HOLTAN, H.N. (1964). Infiltration. In: Handbook of Applied Hydrology (Ed. by V.T. Chow), McGraw-Hill, New York, USA, p.12-1 - 12-30.
- NATIONAL AERONAUTICS AND SPACE ADMINISTRATION - NASA (1982). Landsat data users notes. Washington, DC, USGS/EDC, Nro. 23.
- OKA, T. (1993). Changes of rainfall infiltration and runoff process due to urbanization. In: Hydrology of Warm Regions: proceedings. Wallingford: IAHS Publ. Nro. 216, p. 409-421.

ONU - Study Group (1970). Outlook for space, USA. 60p.

PINHO SALENGUE, L. & MARQUES, M. M. (1993). Reavaliação de Planos Diretores: o caso de Porto Alegre. IN: W. M. Panizzi & J. F. Rovatti (Org.). Estudos Urbanos: Porto Alegre e seu Planejamento. Porto Alegre, Editora da UFRGS.

PITT, R. & FIELD, R. (1977). Water quality effects form urban runoff. *Journal Americam Water Works Association*. Vol. 69, Nro. 8, p.432-436.

PORTO, R.; ZANHO, K. & GIKAS, A. N. (1993). ABC-3 Análise de cheias complexas. Manual do usuário. São Paulo: Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica.

PRATT, C. J., HARRISON, J. J. & ADAMS, J. R. W. (1984). Strom runoff simulation in runoff quality investigations. In: Proc. 3rd Int. Conf. Urban Storm Drainage, ed. P. Balmer, Chalmers Univ. Technology, Goteborg, Sweden, p.285-294.

PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE (1979). Primeiro Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre- I PDDU. Porto Alegre: PMPA.

----- (1992). Meio Ambiente e Saneamento: diretrizes para o Plano Diretor de Porto Alegre. 79 p. Porto Alegre: PMPA.

----- (1994) Projeto Dilúvio. Publicação do Programa Guaíba Vive. 22p. Porto Alegre: PMPA.

PUTMAN, A. L. (1972). Effect of urban development on floods in the Piedmont province of North Carolina. USGS Open File rep. 87 p.

RICHARDS, J.A (1986). Remote sensing digital image analysis: an introduction. Springer-Verlag.

ROESNER, L. A. (1974). Quality of urban runoff. In: HEC. Training Course on Urban Hydrologi. Davis-USA. Chap. 4, p.1-17.

- SARTOR, J. D.; BOYD, G. B. & AGARDY, F. J. (1974). Water pollution aspects of street surface contaminants. *Journal Water Pollution Control Federation*, Vol. 46, Nro. 3, p.458-467.
- SHIMABUKURO, Y.E. (1987). Shade Images Derived from Linear Mixing Models of Multispectral Measurements of Florested Areas. Ph.D. dissertation, Colorado State University.
- SIEKER, F. (1984). Stormwater infiltration in urban areas. Proceedings of the Third International Conference on urban storm Drainage. Goteborg, Sweden, Vol. 3, p.1083-1091.
- SILVA, M. J. D. & PORTO, R. L. L. (1991). Análise de efeitos da alteração do uso do solo através de modelo matemático de chuva-vazão. In: IX Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos. Anais. Vol. 1, p.527-535.
- SILVEIRA, A.L.L. (1994). Etude des relations intensite-duree-frequence, distribution spatiale et coefficients d'abattement des precipitations du bassin du Dilúvio a Porto Alegre-Bresil. Universite de Montpellier II. ORSTOM.
- SMITH, M. B. (1993). A GIS-based distributed parameter hydrologic model for urban areas. *Hydrological Processes*, Vol. 7, p. 45-61.
- SOUZA, C. F. & DAMASIO, C. P. (1993). Os primórdios do urbanismo moderno: Porto Alegre na administração Otávio Rocha. IN: W. M. Panizzi & J. F. Rovatti (Org.). Estudos Urbanos: Porto Alegre e seu Planejamento. Porto Alegre, Editora da UFRGS.
- STANKOWSKI, S. J. (1972) Population Density as an Indirect Indicator of Urban and Suburban Land-Surface Modifications. U.S.Geological Survey Professional Paper, . 800-B p.b219-b224.
- STEPHENSON, D. (1994). Comparison of the water balance for an undeveloped and a suburban catchment. *Hydrological Journal des Sciences Hydrologiques*, Vol. 39, Nro. 4, p.295-307.

- THOMPSON, W. (s/d). A preface urban economics. Baltimore, the John Hopkins, 413 p.
- TUCCI, C. E. M.; SANCHEZ, J. & SIMÕES LOPES, M. (1982). Modelo matemático precipitação vazão IPH II. Recursos Hídricos Publicação, Nro. 3. IPH-UFRGS.
- TUCCI, C.E.M. (1986). Modelos Matemáticos em Hidrologia e Hidráulica. Revista Brasileira de Engenharia. Vol. 2.
- TUCCI, C. E. M.; BRAGA Jr., B. F. P. & SILVEIRA, A. (1989). Avaliação do impacto da urbanização nas cheias urbanas. RBE, Caderno de Recursos Hídricos, Vol. 7, Nro. 1.
- TUCCI, C. E. M. (1990). Hidrologia urbana no Brasil: impacto e quantificação.
- TUCCI, C. E. . & CAMPANA, N. A. (1993). Simulação distribuída com IPH II: nova versão. Anais do X Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e I Simpósio de Recursos Hídricos do Cone Sul, Gramado-RS.
- TUCCI, C. E. M. (ed.) (1993). Hidrologia, Ciência e Aplicação. Cap. 21. Editora UFRGS. 943p.
- TURKIENICZ, B. (1993). Grades e recuos de Porto Alegre. IN: W. M. Panizzi & J. F. Rovatti (Org.). Estudos Urbanos: Porto Alegre e seu Planejamento. Porto Alegre, Editora da UFRGS.
- URBONAS, B. & STAHRÉ, P. (1993). Stormwater best management practices and detection. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.
- VEN, F. H. M. (1990). Water balances of urban areas. In: Duisburg Symposium, Hydrological Processes and Water Management in Urban Areas: Proceedings Wallingford: IAHS Publ. Nro. 198, p.141-148.
- VILLANUEVA, O.N. (1990). Modelo de escoamento não permanente em uma rede de condutos. Dissertação de mestrado IPH/UFRGS. Porto Alegre-RS.

- YEN, B.C. (1978). Workshop notes on storm sewer system design, Department of Civil Engineering, Water Resources Center and Office of Continuing Education and Public Service of the University of Illinois at Urbana Champagne, Urbana, Illinois, USA, p. 5.1-5.7.
- WANG, F. (1990.a). Improving Remote Sensing Analysis through Fuzzy Information Representation. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, vol 56, p. 1163-1168.
- (1990.b). Fuzzy supervised classification of remote sensing images. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*. Vol. 28. Nro.2, p. 194-201.
- WEGENER, M. (1994). Operational urban models: state of the art. *Journal of the American Planning Association*. Vol. 60, p.17-30.
- WILSON, E.M. (1983). *Engineering Hydrology*. Macmillan, London, UK.
- WONG, T. S. W. & CHEN, C.N. (1989). Use of kinematic wave method to assess effects of urban development on flood peak changes. In: M. L. Kawas (Editor) *New directions for surface water modeling*. International Association for Hydrological Science Publication 181, Wallingford, p.93-103.
- (1990). Effects of urbanization and rainfall characteristics on flood peak changes. In: W. M. Nawang & I. A. Rahman (Editors). *Urban Planning and Stormwater Management*. Proceedings of the Kuala Lumpur Symposium Universiti Teknologi Malaysia. Malaysia, p.225-234.
- (1993). Pattern of flood peak increase in urbanizing basins with constant and variable slopes. *Journal of Hydrology*, Vol. 143, p. 339-354.
- WONG, T.S. (1993). *Assessment of flood peak increase due to urbanization*. Thesis of Doutor Philosophy. Nanyang Technological Universiti. Singapore.
- ZHANG, W. & CUNDY, T. W. (1989). Modelling of two-dimensional overland flow. *Water Resources Research*, Vol. 25, Nro. 9, p. 2019-2035.

## **ANEXO I**

### **DADOS HIDROLÓGICOS**

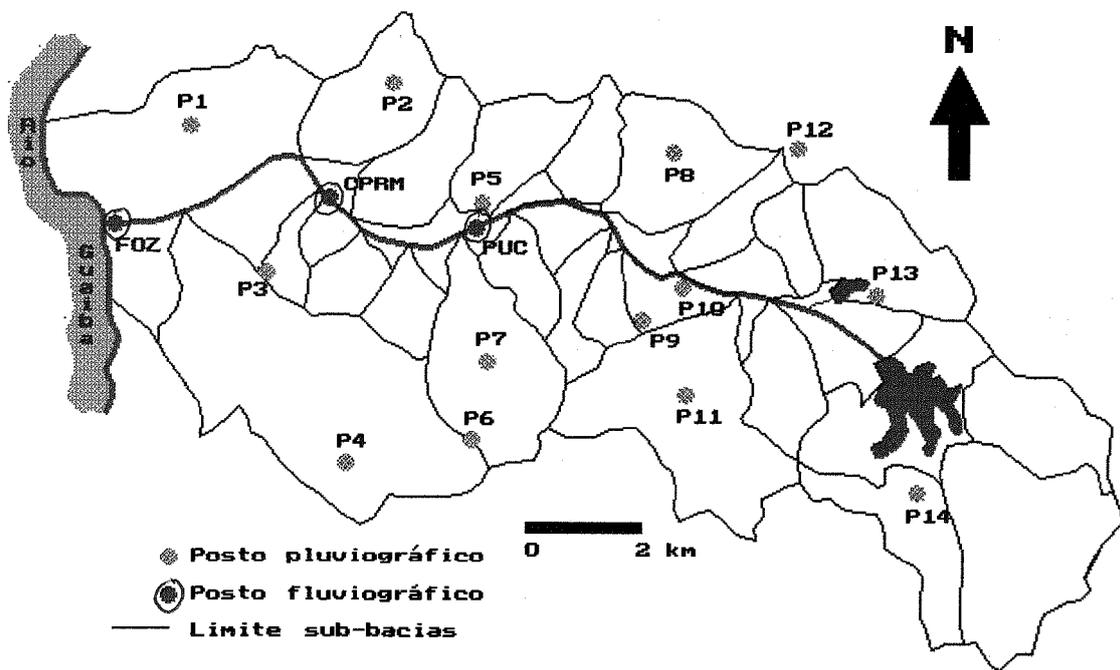


Figura I.1 - Localização de postos pluvio e fluviográficos

Tabela I.1- Precipitação do evento 1 (20/07079)

$\Delta t$ (30min)	Precipitação nos postos pluviográficos (mm)													
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P13	P13	P14
1						-					-		0,5	
2						-					-		0,7	
3						-			1,0	0,6	-		0,9	0,8
4	1,0	2,0	1,0	0,2	1,6	-	2,2		2,0	1,2	-	1,0	2,2	1,2
5	0,6	1,0	1,0	1,2	0,8	-	0,6		1,0	0,6	-	1,0	2,5	1,2
6	0,8	1,0	0,0	1,6	1,2	-	1,2	0,5	1,0	1,2	-	1,0	2,6	1,6
7	3,0	2,0	1,0	1,2	2,4	-	3,2	1,0	2,0	3,2	-	1,0	2,1	1,6
8	1,8	2,5	3,0	2,4	2,8	-	1,6	1,5	3,0	1,4	-	3,0	5,2	1,6
9	2,2	1,5	2,0	3,8	2,0	-	2,4	2,0	3,0	2,5	-	2,0	1,8	3,2
10	3,6	4,0	4,0	2,4	4,2	-	4,8	2,5	5,0	4,2	-	3,0	1,5	3,2
11	3,2	4,0	3,0	4,8	4,0	-	5,2	1,0	6,0	4,4	-	3,0	1,2	2,8
12	4,0	5,0	5,0	6,0	5,2	-	5,4	2,0	4,0	4,4	-	3,0	2,9	1,6
13	4,0	3,0	4,0	6,0	4,2	-	4,2	4,0	5,0	3,4	-	5,0	2,6	2,2
14	3,2	4,5	5,0	5,2	3,4	-	5,2	5,0	5,0	4,8	-	3,0	2,0	2,4
15	4,8	3,5	4,0	5,6	5,6	-	7,2	5,0	8,0	5,6	-	3,0	3,0	0,8
16	4,8	4,5	6,0	7,2	6,0	-	6,8	3,0	6,0	6,0	-	3,0	7,1	4,2
17	6,0	5,5	5,0	6,0	9,6	-	7,2	2,0	6,0	4,6	-	2,0	0,2	5,4
18	5,4	5,0	7,0	11,6	6,0	-	3,0	4,0	5,0	3,0	-	5,0	0,2	1,0
19	0,0	6,0		10,0	0,4	-	0,0	6,0	0,0	0,3	-	3,0	0,1	0,2
20	0,4	0,5		0,0	0,0	-	1,2	6,0	0,0	0,1	-	6,0	0,2	
21	0,6	0,0		0,2	0,0	-		4,0	1,0	0,2	-	5,0		
22	0,0	0,0		0,2	0,6	-		5,0		0,1	-	1,0		
23	0,2	0,5		0,8		-		0,0			-	0,5		
24				0,2		-		0,0			-			
25						-		0,5			-			
Total	49,6	56,0	51,0	76,6	60,0	-	61,4	55,0	64,0	51,8	-	53,5	39,5	35,0

P1 Redenção  
P2 Bela Vista  
P3 CEEE-SEPA III  
P4 Glória

P5 8 Distrito Met.  
P6 Micro-ondas  
P7 Volta da Cobra  
P8 Beco de Carvalho

P9 Morro da Tuca  
P10 Agronomia  
P11 Beco de David  
P12 Morro Santana

P13 IPH-UFRGS  
P14 Saint Hilaire

Tabela I.2- Precipitação do evento 2 (18/05/79)

Δt (30min)	Precipitação nos postos pluviográficos (mm)													
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
1	-					-	-	1,0		-			0,6	
2	-			0,4		-	-	0,0		-			0,5	
3	-			1,0	1,2	-	-	0,0		-			2,5	0,8
4	-	2,5	2,5	2,2	1,2	-	-	1,0	0,5	-	1,0		1,0	1,0
5	-	3,0	1,0	2,4	1,0	-	-	3,0	1,5	-	1,0	1,0	4,0	1,8
6	-	1,0	2,5	1,2	1,8	-	-	0,5	3,5	-	3,0	1,0	1,0	1,2
7	-	1,5	0,5	2,4	1,8	-	-	2,5	1,0	-	1,0	3,0	2,0	2,8
8	-	2,0	2,0	4,0	3,0	-	-	2,5	2,0	-	2,0	1,5	6,4	3,0
9	-	2,0	2,5	4,0	4,0	-	-	2,5	3,0	-	2,0	1,5	2,0	3,2
10	-	3,5	2,5	6,2	3,6	-	-	3,0	5,0	-	5,0	3,0	4,0	4,0
11	-	3,0	4,5	4,8	3,6	-	-	4,0	4,0	-	3,5	4,0	1,5	4,8
12	-	2,5	2,5	2,8	3,8	-	-	4,0	3,0	-	1,5	4,0	1,8	4,0
13	-	4,0	5,0	0,8	1,0	-	-	1,0	5,0	-	4,0	3,0	0,8	1,0
14	-	4,0	3,0	2,4	1,6	-	-	2,0	2,0	-	4,0	3,0	0,8	1,0
15	-	0,5	1,0	0,6	0,6	-	-	1,0	1,0	-	2,0	5,0	1,0	1,6
16	-	1,5	2,0	0,6	0,8	-	-	1,0	1,5	-	1,0	1,5	1,0	0,2
17	-	0,5	0,5	1,2	1,0	-	-	1,0	0,5	-	1,0	2,0		1,0
18	-	1,0	0,5	1,2	1,0	-	-	1,0	1,0	-	1,0	1,0		0,6
19	-	1,0	1,5	0,6	0,8	-	-	1,0	1,0	-	1,0	0,5		0,8
20	-	1,0	0,5	0,2		-	-	1,5	1,0	-	1,0	1,0		
21	-	0,5	1,0			-	-		0,0	-		1,0		
22	-					-	-		0,0	-		1,5		
23	-					-	-		0,5	-		0,0		
24	-					-	-			-		0,5		
Total	-	37,5	35,5	39,0	31,8	-	-	33,5	37,0	-	35,0	39,0	30,9	32,8

P1 Redenção  
P2 Bela Vista  
P3 CEEE-SEPA III  
P4 Glória

P5 8 Distrito Met.  
P6 Micro-ondas  
P7 Volta da Cobra  
P8 Beco de Carvalho

P9 Morro da Tuca  
P10 Agronomia  
P11 Beco de David  
P12 Morro Santana

P13 IPH-UFRGS  
P14 Saint Hilaire

Tabela I.3- Precipitação do evento 3 (21/05/79)

$\Delta t$ (30min)	Precipitação nos postos pluviográficos (mm)													
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
1	-			-		-				-			0,4	-
2	-			-	0,4	-			1,0	-	1,0		6,2	-
3	-	3,0	5,0	-	0,2	-	0,2		10,0	-	4,0	0,5	4,0	-
4	-	10,0	14,0	-	19,4	-	9,0	10,0	10,0	-	10,0	12,5	1,1	-
5	-	3,0	2,0	-	2,4	-	8,4	10,0	8,0	-	7,0	9,0	2,4	-
6	-	2,0	3,0	-	2,4	-	4,4	2,0	3,0	-	5,0	3,0	5,9	-
7	-	2,0	2,0	-	2,2	-	2,4	2,0	2,5	-	3,0	2,0	1,2	-
8	-	2,0	2,0	-	2,4	-	3,2	2,0	2,5	-	3,0	2,0	0,9	-
9	-	2,5	3,0	-	3,0	-	2,4	3,0	3,5	-	3,0	3,0	2,0	-
10	-	2,5	2,0	-	2,0	-	2,0	3,0	2,5	-	3,0	4,0	1,0	-
11	-	2,0	3,0	-	1,6	-	2,4	1,0	2,0	-	3,0	1,0	1,5	-
12	-	2,0	1,5	-	1,2	-	0,8	2,0	1,0	-	2,0	3,0	0,4	-
13	-	2,0	1,5	-	1,0	-	2,0	0,0	1,8	-	1,0	1,0	1,1	-
14	-	1,0	0,5	-	0,8	-	0,4	2,0	0,4	-	1,0	2,0	0,2	-
15	-	0,5	0,5	-	0,3	-	0,8	1,0	0,8	-	0,5	1,0	0,0	-
16	-	1,0	0,5	-	0,1	-	0,0	1,0	0,8	-	0,0	0,5	0,1	-
17	-	0,0	0,5	-	0,2	-	0,0	0,0	0,0	-	0,5	0,0	1,6	-
18	-	0,0	1,0	-	2,2	-	1,2	0,5	0,5	-	2,0	0,0	0,0	-
19	-	1,0	1,0	-	0,0	-	0,0	0,5	0,5	-	0,5	1,0	0,2	-
20	-	1,5	0,0	-	0,4	-	0,0	0,5	1,0	-	0,0	0,5	0,3	-
21	-	0,0	0,5	-	0,4	-	0,4	0,0	0,0	-	0,5	0,0	0,4	-
22	-	0,5	0,5	-	1,5	-	1,8	1,5	0,5	-	0,5	1,5	0,9	-
23	-	1,0	1,0	-	1,4	-	1,6	0,0	2,5	-	1,0	1,0		-
24	-	0,5	3,0	-	0,2	-		1,0	1,5	-	0,5	1,0		-
25	-	1,0		-		-		1,0		-		1,0		-
Total	-	41,0	48,0	-	45,7	-	43,4	44,0	56,3	-	52,0	50,5	31,8	-

P1 Redenção  
P2 Bela Vista  
P3 CEEE-SEPA III  
P4 Glória

P5 8 Distrito Met.  
P6 Micro-ondas  
P7 Volta da Cobra  
P8 Beco de Carvalho

P9 Morro da Tuca  
P10 Agronomia  
P11 Beco de David  
P12 Morro Santana

P13 IPH-UFRGS  
P14 Saint Hilaire

Tabela I.4 - Precipitação do evento 4 (15/04/79)

$\Delta t$ (30min)	Precipitação nos postos pluviográficos (mm)													
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
1	4,0	2,5	7,0	-	7,2	2,0	-	10,0	5,0	-	4,0	-	-	-
2	1,6	2,0	2,0	-	1,8	4,0	-	2,5	2,0	-	7,0	-	-	-
3	2,0	2,0	1,0	-	2,2	6,0	-	1,5	0,5	-	1,0	-	-	-
4	3,2	3,5	3,0	-	3,0	1,0	-	1,5	3,5	-	4,0	-	-	-
5	2,4	6,5	10,0	-	3,0	3,0	-	5,5	5,0	-	5,0	-	-	-
6	4,0	4,0	10,0	-	13,6	6,0	-	8,0	12,0	-	10,0	-	-	-
7	3,6	1,5	2,5	-	0,8	11,0	-	5,0	2,5	-	5,0	-	-	-
8	4,0	3,5	6,0	-		2,0	-	6,0	0,5	-	2,0	-	-	-
9	3,2	1,0	2,0	-		1,0	-	1,0	5,0	-	3,0	-	-	-
10	2,4	0,5	1,0	-		5,0	-	1,8	5,0	-	5,0	-	-	-
11	2,0	0,0	2,0	-		7,0	-	1,0	0,0	-	0,0	-	-	-
12	2,8	0,0	1,0	-		0,0	-	0,0	0,0	-	0,0	-	-	-
13	1,4	0,5	0,0	-		0,0	-	0,0	0,0	-	0,0	-	-	-
14	0,6	0,5	2,0	-		0,0	-	1,2	2,0	-	2,0	-	-	-
15	0,2	0,0	1,0	-		0,5	-	1,0	0,0	-	0,0	-	-	-
16	0,2	0,0	0,0	-		0,0	-	0,0	0,0	-	0,0	-	-	-
17	0,6	1,0	0,5	-		0,0	-	0,0	0,5	-	0,5	-	-	-
18	0,0	0,0	0,0	-		0,5	-	0,8	0,0	-	0,0	-	-	-
19	0,3	0,0	0,0	-		0,0	-	0,0	0,0	-	0,0	-	-	-
20	0,6	0,0	0,5	-		0,0	-	0,0	1,0	-	1,0	-	-	-
21		1,0		-		0,5	-	1,2		-		-	-	-
Total	39,1	30,0	51,5	-	31,6	49,5	-	48,0	44,5	-	49,5	-	-	-

P1 Redenção

P2 Bela Vista

P3 CEEE-SEPA III

P4 Glória

P5 8 Distrito Met.

P6 Micro-ondas

P7 Volta da Cobra

P8 Beco de Carvalho

P9 Morro da Tuca

P10 Agronomia

P11 Beco de David

P12 Morro Santana

P13 IPH-UFRGS

P14 Saint Hilaire

Tabela I.5- Precipitação do evento 5 (24/09/79)

$\Delta t$ (30min)	Precipitação nos postos pluviográficos (mm)													
	P1	P2	P3	P4	P-5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
1					-	-				1,0			1,8	-
2	21,6		9,0		-	-	12,8		20,0	20,1			0,5	-
3	2,4	14,0	5,0		-	-	1,6		3,0	1,7	9,0		0,1	-
4	0,0	1,8	0,5	11,0	-	-	0,0		0,0	0,2	8,5		0,1	-
5	0,2	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0		0,0	0,0	0,0		0,0	-
6	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0	22,0	0,0	0,0	0,0		0,8	-
7	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0	2,5	0,0	0,0	0,0		0,9	-
8	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0	0,5	0,0	0,7	0,0		0,0	-
9	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0	0,0	1,8	0,0	1,5		0,0	-
10	0,0	0,0	0,0	0,2	-	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		0,0	-
11	0,0	0,0	0,0	0,2	-	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		0,0	-
12	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		0,0	-
13	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0		1,5	-
14	12,0	0,0	8,0	0,0	-	-	6,0		10,2	10,2	0,0	10,5	10,0	-
15	5,2	0,0	5,0	0,0	-	-	5,6		4,5	7,0	0,0	13,0	10,0	-
16	8,0	9,2	15,0	9,8	-	-	7,2		9,5	4,8	12,0	4,0	10,0	-
17	2,0	10,0	6,0	6,0	-	-	0,8		5,0	1,8	8,0	3,0	2,0	-
18	2,4	5,0	2,0	12,0	-	-	3,2		2,0	2,4	8,0	2,0	0,9	-
19	2,0	2,0	2,0	4,4	-	-	2,4	9,5	3,0	1,4	3,0	1,5	0,2	-
20	0,3	3,0	1,0	2,0	-	-	0,6	10,0	1,5	3,0	3,0	0,0	0,1	-
21		2,0		3,0	-	-		4,0		0,1		0,0	0,0	-
22		0,5		0,8	-	-		3,0				0,0	0,0	-
23		0,0		0,4	-	-		3,0				0,0	0,0	-
24		0,0			-	-		0,8				0,0	0,0	-
25		0,0			-	-		1,0				0,0	0,0	-
26		0,0			-	-						0,0	0,0	-
27		0,0			-	-						0,0	0,0	-
28		0,0			-	-						0,0	0,0	-
29		0,0			-	-						0,5	0,8	-
30		0,0			-	-						1,0	2,0	-
31		0,0			-	-						2,0	0,8	-
32		0,5			-	-						1,5	0,5	-
33		2,0			-	-								-
34		1,5			-	-								-
35		0,5			-	-								-
Total	56,1	52,0	53,5	49,8	-	-	40,2	56,8	60,5	54,4	53,0	39,0	43,0	-

P1 Redenção

P5 8 Distrito Met.

P9 Morro da Tuca

P13 IPH-UFRGS

P2 Bela Vista

P6 Micro-ondas

P10 Agronomia

P14 Saint Hilaire

P3 CEEE-SEPA III

P7 Volta da Cobra

P11 Beco de David

P4 Glória

P8 Beco de Carvalho

P12 Morro Santana

Tabela I.6 - Precipitação do evento 6 (08/05/79)

Δt (30min)	Precipitação nos postos pluviográficos (mm)													
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
1				-						-			0,1	
2				-						-			0,2	
3				-						-			0,1	0,2
4			0,5	-						-	1,0		0,8	0,6
5			0,5	-	0,2	0,5				-	1,0		1,2	1,2
6			0,5	-	0,6	0,5	1,2			-	0,5	2,0	0,4	1,2
7		2,0	0,0	-	0,6	0,5	0,2			-	0,5	1,0	0,4	0,8
8		0,5	0,0	-	0,6	0,5	0,4	1,0	0,5	-	0,5	1,0	0,6	0,4
9		0,5	0,0	-	0,1	0,5	0,2	1,0	0,5	-	1,5	0,5	0,8	0,4
10		0,5	1,0	-	0,5	1,0	0,4	0,5	1,0	-	1,0	0,5	0,3	1,2
11		0,5	2,0	-	1,0	2,0	0,2	0,5	1,0	-	1,0	1,5	0,7	0,8
12		1,0	2,0	-	1,2	1,0	0,2	2,0	0,0	-	2,0	2,5	2,2	1,2
13		1,0	1,0	-	1,6	2,0	0,0	1,0	0,0	-	1,0	2,0	0,6	2,4
14		1,0	0,0	-	0,8	0,5	3,4	1,0	1,0	-	0,5	0,5	0,5	0,8
15		1,0	0,5	-	0,2	0,5	2,4	2,0	1,0	-	0,0	0,5	0,2	0,4
16		0,5	0,0	-	0,2	0,5	0,4	1,0	2,0	-	0,5	0,5	0,2	0,0
17		0,0	0,0	-	0,2	0,0	0,4	1,0	2,0	-	0,0	0,0	0,1	0,0
18		0,5	0,0	-	0,0	0,0	0,2	0,0	0,5	-	0,0	0,0	0,2	0,0
19		0,0	0,0	-	0,4	0,5	0,0	0,0	0,5	-	0,5	0,5	0,5	0,8
20		0,0	0,0	-	1,0	0,0	0,2	0,0	0,5	-	0,5	1,0	1,1	0,8
21		0,0	1,0	-	0,4	1,0	0,2	0,0	0,0	-	1,0	1,0	3,4	0,8
22		1,0	0,5	-	0,0	1,0	1,2	1,0	0,0	-	0,5	1,0	0,0	1,2
23		1,0	0,5	-	0,2	1,5	1,2	1,5	0,0	-	0,5	0,5	0,0	0,8
24		0,5	3,0	-	1,6	1,5	0,2	0,5	0,0	-	4,0	2,5	10,0	1,6
25		0,5	4,0	-	2,6	5,0	2,4	0,5	0,5	-	7,0	1,5	10,0	3,6
26		3,0	4,0	-	4,6	5,0	4,8	1,5	1,0	-	5,0	5,5	0,0	6,0
27	18,0	4,0	5,0	-	9,4	5,0	4,4	4,0	1,0	-	9,0	5,0	8,0	8,0
28	7,6	6,0	4,0	-	4,2	3,0	4,4	6,0	2,0	-	9,0	5,0	2,0	10,8
29	4,8	5,0	3,0	-	2,4	1,0	4,0	5,0	4,0	-	5,0	5,0	0,0	4,0
30	2,0	2,5	1,0	-		1,0	4,4	5,0	8,0	-	2,0	5,0	0,5	2,8
31	2,0	3,0	2,0	-		0,5	3,6	5,5	7,0	-	1,5	3,0	0,1	2,0
32	2,0	1,5	1,0	-			2,0	6,5	6,0	-	0,0	1,0	0,1	0,2
33	0,8	0,0	0,5	-			0,8	1,0	4,0	-	0,0	1,0	2,0	0,0
34	0,8	0,0	0,5	-			0,8	0,5	4,0	-	0,0	1,0	1,2	2,0
35	0,6	0,5	2,0	-				0,5	1,0	-	1,0	0,5	0,1	2,4
36		0,5	0,5	-				1,0	0,0	-	1,0	1,5		0,4
37		0,5	0,5	-				1,0	0,0	-		0,5		
38		0,5		-				0,5	2,0	-				
39				-				0,5	0,5	-				
Total	38,6	39,0	41,0	-	34,6	36,0	44,2	53,0	51,5	-	58,5	54,5	48,6	59,8

P1 Redenção                      P5 8 Distrito Met.                      P9 Morro da Tuca                      P13 IPH-UFRGS  
P2 Bela Vista                      P6 Micro-ondas                      P10 Agronomia                      P14 Saint Hilaire  
P3 CEEE-SEPA III                      P7 Volta da Cobra                      P11 Beco de David  
P4 Glória                      P8 Beco de Carvalho                      P12 Morro Santana

Tabela I.7 - Precipitação do evento crítico (13/02/81)

$\Delta t$ (30min)	Precipitação nos postos pluviográficos (mm)													
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
1			-		7,0	-	-					-	-	-
2			-	39,7	54,9	-	-		50,0		48,6	-	-	-
3	38,9	36,5	-	28,4	25,8	-	-	49,5	48,0		41,0	-	-	-
4	24,6	31,1	-	10,1	6,9	-	-	20,1	1,5	27,0	5,0	-	-	-
5	13,3	14,0	-	6,2	2,4	-	-	22,2	4,7	66,7	3,6	-	-	-
6	12,4	13,0	-	4,8	0,8	-	-	8,0	2,0	9,3	1,8	-	-	-
7	6,7	7,0	-	2,5	2,5	-	-	9,0	5,0	4,2	4,0	-	-	-
8	2,5	3,0	-	2,0	1,5	-	-	1,0	2,0	1,0	2,6	-	-	-
9	3,8	4,0	-	2,1	3,2	-	-	2,0	2,0	1,4	2,7	-	-	-
10	2,8	3,0	-	2,6	3,0	-	-	4,0	4,0	4,3	4,0	-	-	-
11	4,7	5,0	-	1,6	1,6	-	-	2,0	2,0	3,2	1,8	-	-	-
12	1,9	2,0	-	1,6	1,4	-	-	2,0	1,0	2,0	0,9	-	-	-
13	1,3	2,0	-	2,5	0,7	-	-	4,5	1,0	1,4	1,1	-	-	-
14	2,6	2,0	-	0,5	0,5	-	-		0,0	2,4	0,5	-	-	-
15	2,1	1,0	-	0,5		-	-		0,5	0,2	0,5	-	-	-
16	0,5	0,0	-			-	-			0,2	1,0	-	-	-
17	0,0	0,0	-			-	-			0,0		-	-	-
18	0,0	0,5	-			-	-			0,4		-	-	-
19	1,0	0,5	-			-	-			0,2		-	-	-
Total	119,1	124,6	-	105,1	112,2	-	-	124,3	123,7	124,1	119,1	-	-	-

P1 Redenção

P2 Bela Vista

P3 CEEE-SEPA III

P4 Glória

P5 8 Distrito Met.

P6 Micro-ondas

P7 Volta da Cobra

P8 Beco de Carvalho

P9 Morro da Tuca

P10 Agronomia

P11 Beco de David

P12 Morro Santana

P13 IPH-UFRGS

P14 Saint Hilaire

Tabela I.8 - Descargas nos postos PUC e CPRM (Eventos 1, 2 e 3)

$\Delta t$ (30 min)	Vazão evento 1 (m <sup>3</sup> /s)		Vazão evento 2 (m <sup>3</sup> /s)		Vazão evento 3 (m <sup>3</sup> /s)	
	PUC	CPRM	PUC	CPRM	PUC	CPRM
1	0,93	0,66	2,00	0,51	1,75	0,82
2	0,93	0,66	2,26	0,51	1,75	0,82
3	0,93	0,66	2,49	1,25	1,75	0,82
4	0,93	0,82	3,70	2,26	1,75	0,82
5	1,14	1,02	4,00	1,48	11,30	14,50
6	1,62	1,25	4,24	2,00	18,30	25,60
7	2,13	2,49	5,10	4,00	18,80	22,60
8	2,37	4,55	6,70	6,05	15,00	20,20
9	2,59	5,10	8,50	8,80	14,50	17,70
10	4,12	9,20	10,40	10,40	10,20	17,20
11	6,55	11,70	8,80	14,50	11,30	16,70
12	9,00	17,20	8,10	12,20	10,80	15,50
13	10,60	19,70	6,70	10,80	10,80	14,50
14	11,90	21,30	6,05	9,20	11,30	13,50
15	12,80	25,60	5,75	7,80	11,70	13,00
16	15,20	29,50	5,40	7,00	12,20	12,60
17	27,10	39,20	5,10	6,40	12,60	12,20
18	29,50	43,00	5,40	5,75	12,60	11,60
19	15,20	30,00	5,10	5,40	12,20	11,60
20	13,20	19,70	5,10	5,00	11,30	12,00
21	11,50	16,00	5,10	4,83	10,40	11,30
22	11,00	14,00	5,10	4,55	10,40	10,40
23	10,20	13,00	5,10	4,55	10,40	9,60
24	9,40	12,20	5,10	4,24	10,00	12,60
25	9,00	11,30	5,10	4,24	10,00	11,30
26	8,50	10,40	4,83	4,24	10,80	10,40
27	8,10	9,60	4,83	4,24	10,80	9,60
28	7,70	8,80	4,83	4,00	9,60	8,50
29	7,30	8,50	4,83	3,70	8,10	8,10
30	6,90	8,10	4,83	3,70	8,10	7,80
31	6,50	7,40			7,80	7,40
32	6,22	7,00			7,40	7,00
33	6,22	6,70			7,00	6,70
34	5,90	6,40			6,70	6,40
35	5,52	6,05			6,70	6,40
36	5,25	5,75			6,40	6,05
37	5,25	5,40			6,40	6,05
38	4,96	5,40			6,05	5,75
39	4,71	5,40			5,75	5,75
40	4,71	5,75			5,75	5,40

Tabela I.9 - Descargas nos postos PUC e CPRM (Eventos 4, 5 e 6)

$\Delta t$ (30 min)	Vazão evento 4 (m <sup>3</sup> /s)		Vazão evento 5 (m <sup>3</sup> /s)		Vazão evento 6 (m <sup>3</sup> /s)	
	PUC	CPRM	PUC	CPRM	PUC	CPRM
1	1,03	0,29	1,03	4,24	1,25	0,40
2	1,25	0,29	13,50	4,24	1,25	0,40
3	2,00	0,51	13,00	4,24	1,25	0,40
4	2,49	1,03	7,80	17,70	1,25	0,40
5	3,20	2,49	5,75	12,60	1,25	0,40
6	4,24	4,24	4,24	18,80	1,25	0,40
7	4,55	6,05	3,45	9,20	1,25	0,40
8	4,25	5,10	3,20	6,40	1,25	0,51
9	4,00	4,24	2,95	3,70	1,25	0,51
10	3,70	4,55	2,95	2,95	1,48	0,66
11	3,20	4,00	2,95	2,26	1,75	1,03
12	3,95	3,45	2,95	1,75	2,26	1,75
13	3,20	2,95	2,95	1,48	2,26	1,75
14	3,20	4,00	14,50	1,48	2,26	1,48
15	3,20	3,45	26,20	4,24	2,26	1,25
16	2,70	3,20	20,20	14,50	2,26	1,03
17	2,70	2,95	17,70	20,00	2,26	0,82
18	2,70	2,90	12,60	40,00	2,00	0,82
19	2,70	2,49	10,40	24,20	2,00	0,84
20	7,80	2,26	9,60	19,70	2,26	1,03
21	7,00	3,45	10,00	16,60	2,26	1,25
22	7,00	9,20	10,00	11,70	2,26	1,25
23	10,40	7,80	10,40	10,00	2,49	2,49
24	29,00	10,00	10,00	9,60	3,70	6,40
25	23,10	11,30	9,20	9,20	9,20	12,20
26	20,20	34,50	8,50	8,80	19,20	18,80
27	24,80	29,00	7,80	8,50	17,20	21,30
28	17,70	22,60	7,00	7,50	15,00	19,20
29	12,60	34,00	6,70	7,40	10,00	10,20
30	10,40	22,60	6,70	6,70	7,00	11,30
31	11,70	18,30	7,80	6,05	6,40	9,20
32	12,60	14,50	7,80	5,75	6,40	7,80
33	12,20	11,30	7,80	7,00	6,70	7,00
34	11,70	11,70	6,05	8,50	7,40	6,70
35	10,40	12,20	5,40	7,80	7,40	6,40
36	9,60	11,30	5,40	6,70	7,40	6,70
37	9,20	10,40	5,10	5,75	7,40	7,40
38	8,80	10,00	4,83	5,10	7,00	7,00
39	8,50	10,00	4,83	4,55	6,70	6,70
40	8,10	10,00	4,83	4,00	6,40	6,40

## **ANEXO II**

### **CARACTERÍSTICAS DA SUB-BACIAS E DO SISTEMA FLUVIAL**

Tabela II.1 - Grandezas físicas das sub-bacias

Sub-bacia	Área (km <sup>2</sup> )	Comprimento curso d'água (km)	Declividade (m/m)	Máxima diferença de nível
1	3,283	2,58	0,180	225
2	1,866	1,00	0,091	25
3	1,748	2,22	0,122	75
4	1,090	1,65	0,179	230
5	6,885	3,85	0,155	75
6	2,672	2,95	0,128	150
7	1,410	2,35	0,204	225
8	0,860	1,50	0,221	135
9	3,500	2,58	0,153	220
10	1,005	2,55	0,139	140
11	1,232	1,20	0,084	25
12	1,148	1,52	0,133	100
13	4,343	4,00	0,253	180
14	1,506	1,85	0,078	130
15	1,732	2,10	0,106	80
16	1,514	1,35	0,065	35
17	1,200	1,70	0,071	220
18	2,050	2,58	0,105	90
19	1,363	1,40	0,089	65
20	10,632	7,25	0,107	220
21	0,895	1,71	0,097	42
22	1,00	-	0,086	41
23	3,250	2,60	0,092	43
24	9,60	5,12	0,061	45

Fonte: Alvarez & Sanchez (1979)

Tabela II.2 - Características do sistema fluvial

Trecho	Seção de montante	Seção de jusante	Distância entre seções (m)	Rugosidade	Localização das pontes	
					Seção	Rua/Avenida
1	1	2	500	0,030		
2	2	3	500	0,030		
3	3	4	450	0,030		
4	4	5	400	0,030		
5	5	6	800	0,030		
6	6	7	400	0,030	7	A. Carvalho
7	7	8	850	0,016	8	CEEE
8	8	9	600	0,016		
9	9	10	300	0,016	10	C. Fisher
10	10	11	400	0,016		
11	11	12	400	0,016		
12	12	13	300	0,016	13	S. França
13	13	14	300	0,016	14	B. Amazonas
14	14	15	600	0,016	15	E. da Cunha
15	15	16	300	0,016	16	V. Fontoura
16	16	17	500	0,016		
17	17	18	300	0,016		
18	18	19	300	0,016	19	Silva Só
19	19	20	300	0,016	20	R. Barcelos
20	20	21	350	0,016	21	Santana
21	21	22	300	0,016	22	J. Pessoa
22	22	23	160	0,016	23	Azenha
23	23	24	700	0,016	24	G. Vargas
24	24	25	600	0,016	25	B. Medeiros

Tabela II.3 - Seção transversal típica (trechos 1 a 5)

Nível (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	Raio hidráulico (m)
0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	0,05	0,94	0,05
0,20	0,19	2,13	0,09
0,30	0,47	3,53	0,13
0,40	0,85	3,87	0,21
0,50	1,25	4,15	0,28
0,60	1,68	4,49	0,35
0,70	2,14	4,84	0,41
0,80	2,63	4,96	0,48
0,90	3,14	5,08	0,55
1,00	3,65	5,22	0,61
1,10	4,18	5,42	0,67
1,20	4,73	5,61	0,72
1,30	5,31	5,80	0,78
1,40	5,90	6,03	0,82
1,50	6,51	6,28	0,87
1,60	7,16	6,66	0,90

Tabela II.4 - Seção transversal típica (trechos 6 a 8)

Nível (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	Raio hidráulico (m)
0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3,00	15,00	0,19
0,40	6,00	15,00	0,38
0,60	9,00	15,00	0,56
0,80	12,00	15,00	0,72
1,00	15,00	15,00	0,88
1,20	18,00	15,00	1,03
1,40	21,00	15,00	1,18
1,60	24,00	15,00	1,32
1,80	27,00	15,00	1,45
2,00	30,00	16,20	1,49
2,20	33,28	16,64	1,60
2,40	36,66	17,08	1,71
2,60	40,12	17,52	1,82
2,80	43,66	17,96	1,93
3,00	47,30	20,60	1,96
3,20	51,46	21,00	1,98
3,40	55,70	21,40	2,10

Tabela II.5 Seção transversal típica (trechos 9 a 24)

Nível (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Largura (m)	Raio hidráulico (m)
0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	4,00	20,00	0,20
0,40	8,00	20,00	0,38
0,60	12,00	20,00	0,57
0,80	16,00	20,00	0,74
1,00	20,00	20,00	0,91
1,20	24,00	20,00	1,07
1,40	28,00	20,00	1,23
1,60	32,00	20,00	1,38
1,80	36,00	21,60	1,43
2,00	40,36	21,97	1,57
2,20	44,79	22,34	1,70
2,40	49,29	22,71	1,84
2,60	53,87	23,08	1,97
2,80	58,53	23,45	2,10
3,00	63,25	23,82	2,22
3,20	68,05	24,19	2,35
3,40	72,93	24,56	2,47
3,60	77,88	24,93	2,59
3,80	82,90	25,30	2,70
4,00	93,17	25,67	2,82
4,20	98,42	26,04	2,94
4,40	103,96	26,41	3,05
4,60	109,80	29,00	3,07
4,80	115,72	29,40	3,08
5,00	121,72	29,80	3,20
5,20	127,80	30,20	3,31

## **ANEXO III**

### **COEFICIENTES DAS EQUAÇÕES DA CONTINUIDADE E DINÂMICA DISCRETIZADAS**

$$C_1 = -4 \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$C_2 = B_i^t + B_{i+1}^t + \frac{A_i + A_{i+1}}{\Delta x}$$

$$C_3 = 4 \frac{\Delta t}{\Delta x}$$

$$C_4 = B_i$$

$$C_5 = 4 \cdot \Delta t \cdot q_i^{t+1/2} + \{B_i^t + B_{i+1}^t + \frac{(A_i + A_{i+1})^t}{\Delta x}\} \cdot (Y_i^t + Y_{i+1}^t)$$

$$q_i^{t+1/2} = \frac{q_i^t + q_{i+1}^t + q_i^{t+1} + q_{i+1}^{t+1}}{4}$$

$$C_6 = (1 - CS2_{i+1}) - CS1_i$$

$$C_7 = -2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \{g \cdot A(1 - F^2)\}_i^t + CS3_i + \frac{A_i^t}{\Delta x} \cdot V_i^t$$

$$C_8 = (1 + 2 \cdot CS2_{i+1}) + CS1_{i+1}$$

$$C_9 = 2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \{g \cdot A(1 - F^2)\}_i^t + CS3_i + \frac{A_i^t}{\Delta x} \cdot V_i^t$$

$$C_{10} = Q_i^t \cdot (1 + CS2_i) + Q_{i+1}^t \cdot (1 + CS2_{i+1}) + 2 \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot g \cdot A_i^t (z_{0,i+1} - z_{0,i}) \\ + Y_i^t \cdot CS3_i + Y_{i+1}^t \cdot CS3_{i+1} + \frac{(A \cdot V)_i^t}{\Delta x} (Y_i^t + Y_{i+1}^t) \\ + 2 \Delta t (q_i \cdot V)_i^t + 2 \Delta t (V^2 \cdot B)_i^t$$

$$CS1_i = 4 \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot V_i^t$$

$$CS2_i = \left(\frac{S_f}{V}\right)_i^t \cdot g \cdot \Delta t$$

$$CS3_i = g \cdot \Delta t \cdot \left\{ (s_f \cdot B)_i^t - 2 \cdot \left(A \frac{S_f}{k}\right)_i^t \right\}$$

## **ANEXO IV**

### **TEMPO DE CONCENTRAÇÃO DAS SUB-BACIAS**

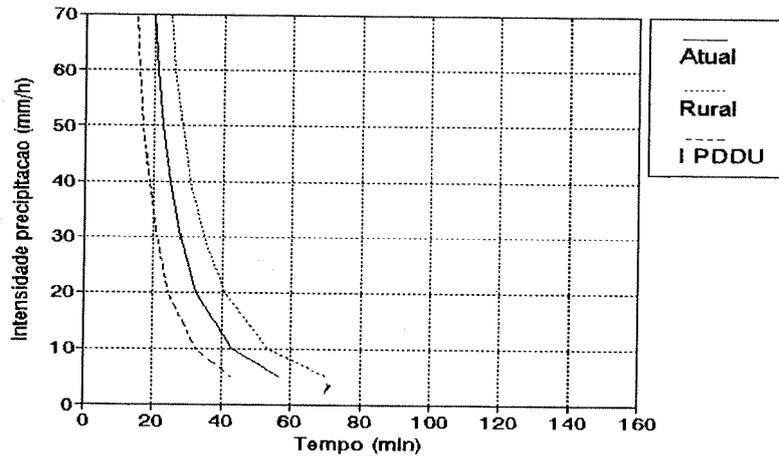


Figura IV.1 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 1

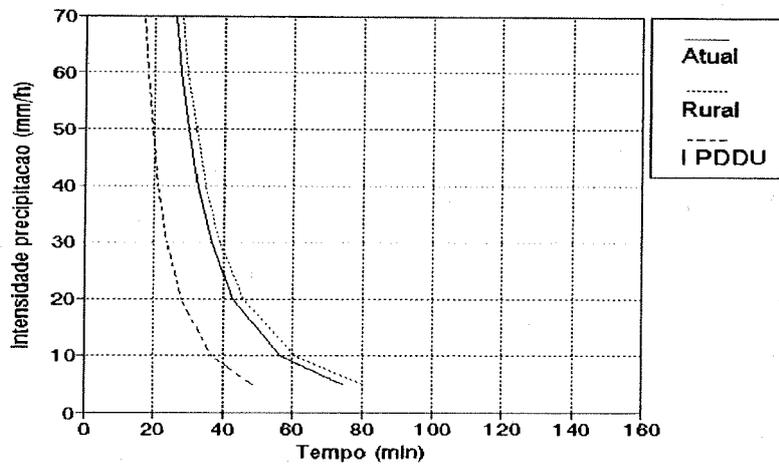


Figura IV.2 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 2

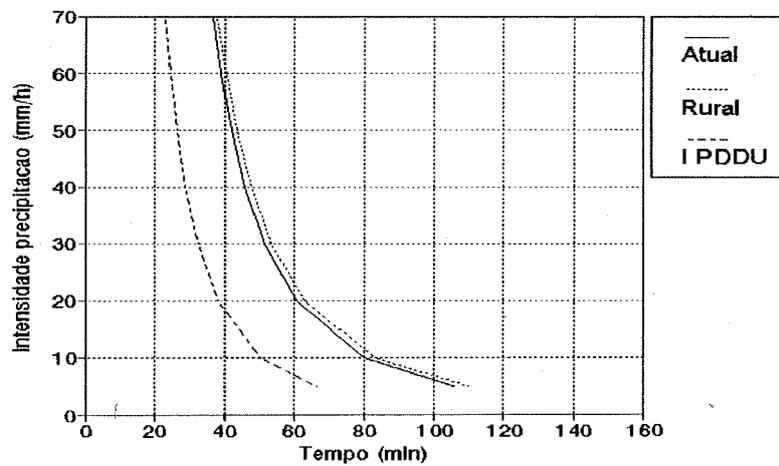


Figura IV.3 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 3

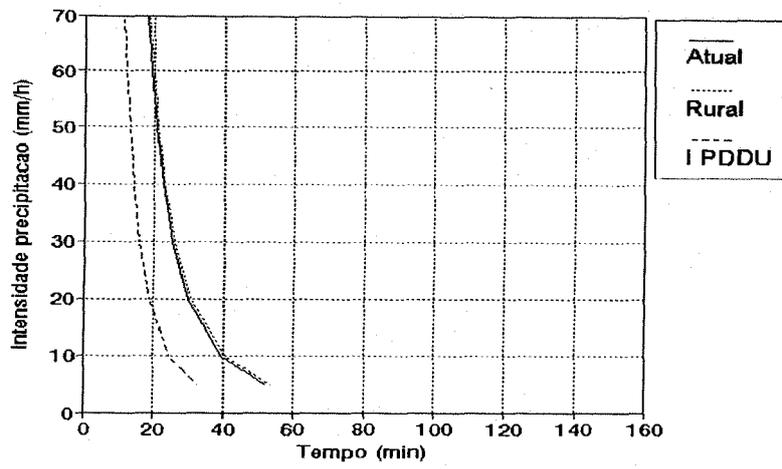


Figura IV.4 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 4

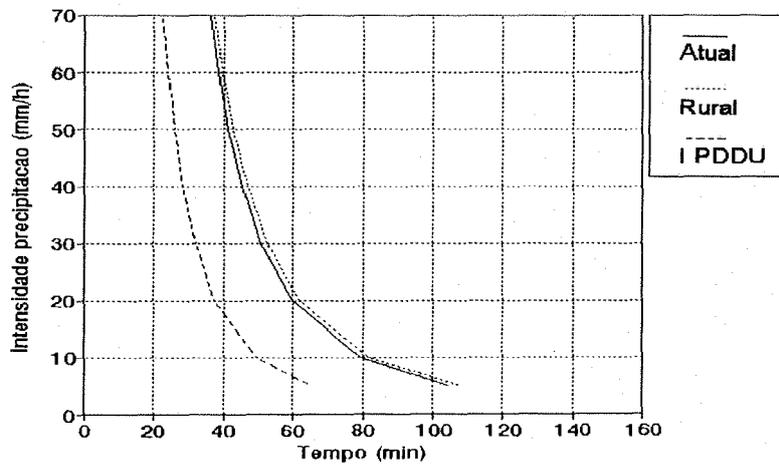


Figura IV.5 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 5

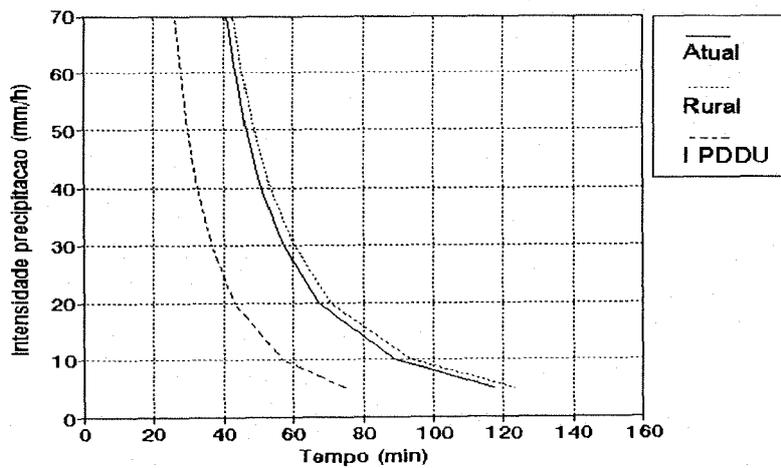


Figura IV.6 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 6

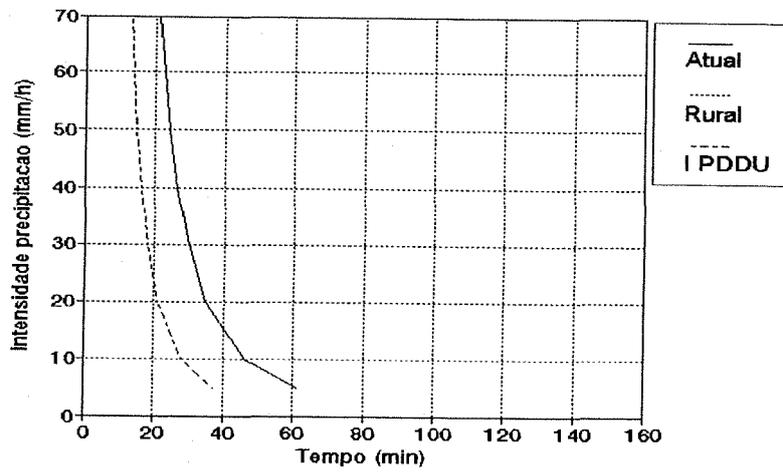


Figura IV.7 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 7

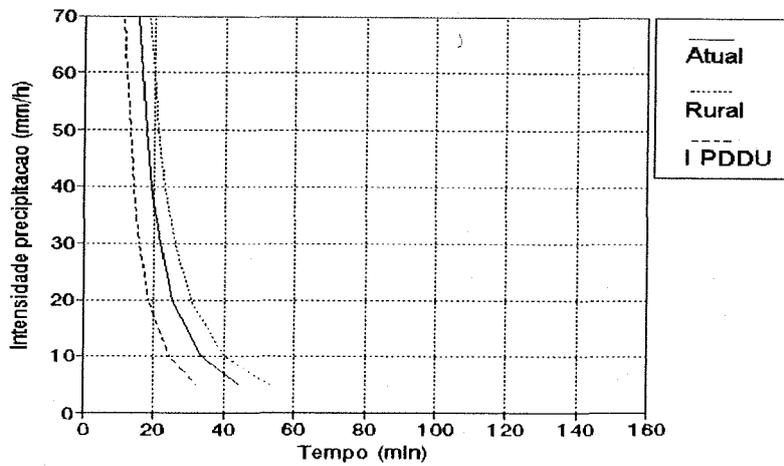


Figura IV.8 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 8

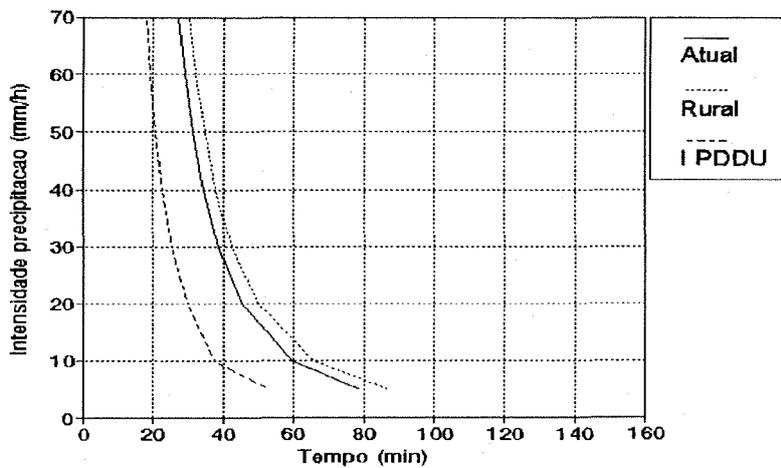


Figura IV.9 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 9

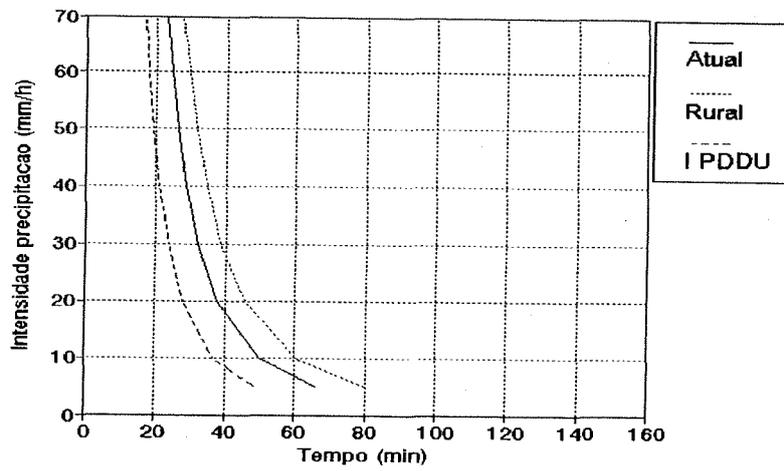


Figura IV.10 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 10

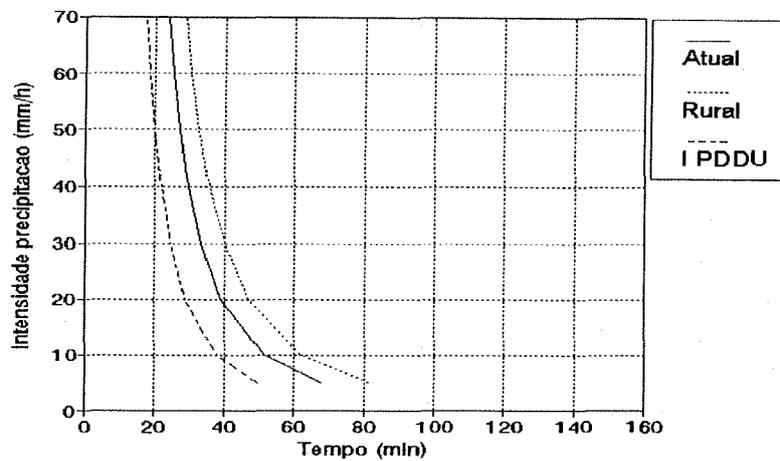


Figura IV.11 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 11

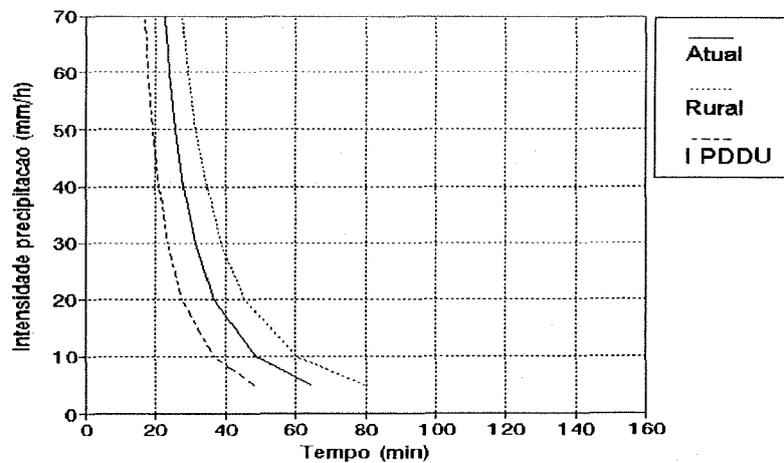


Figura IV.12 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 12

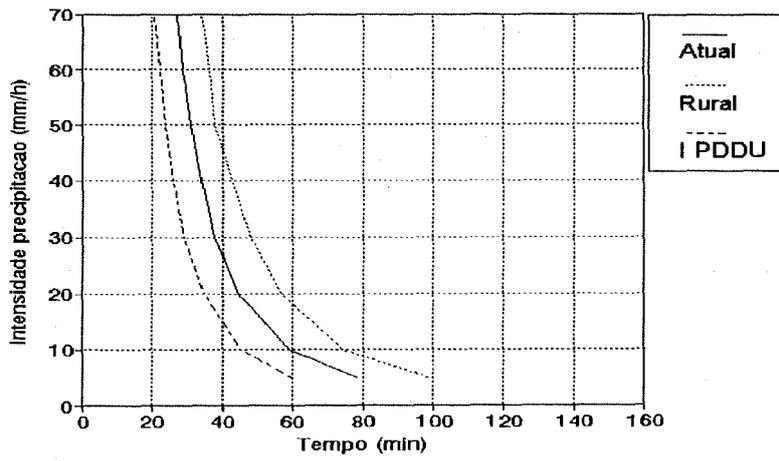


Figura IV.13 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 13

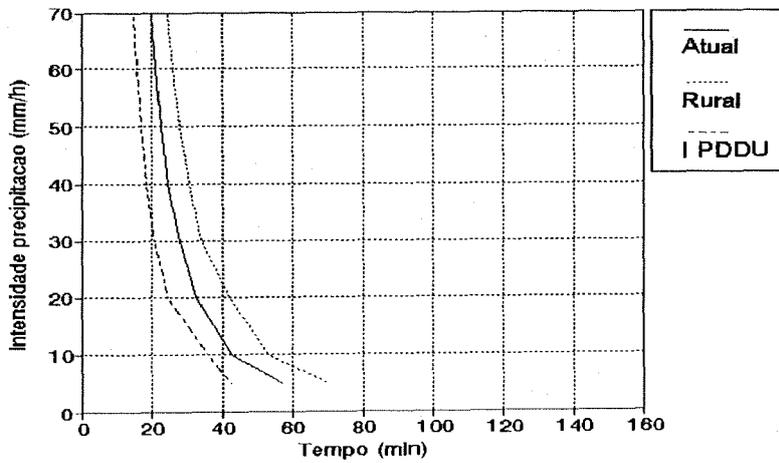


Figura IV.14 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 14

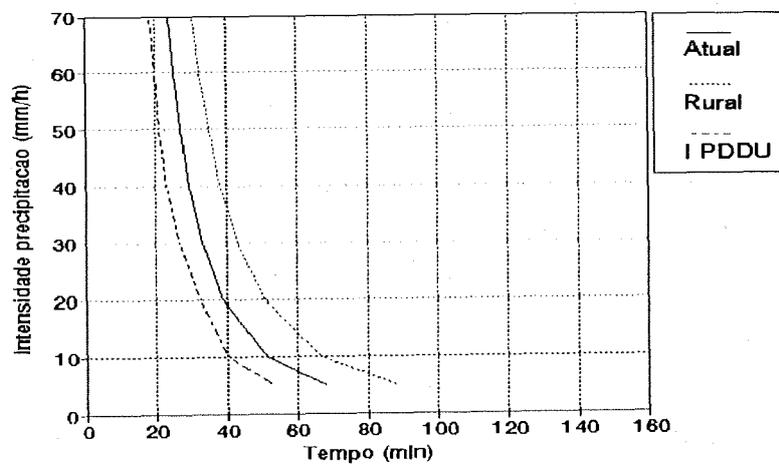


Figura IV.15 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 15

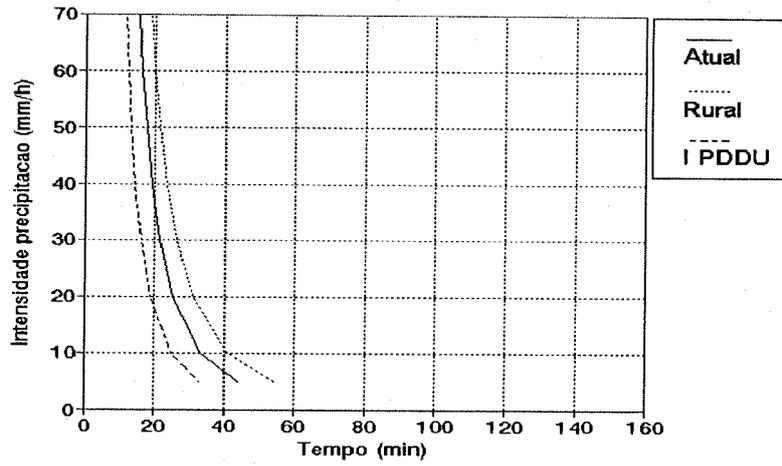


Figura IV.16 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 16

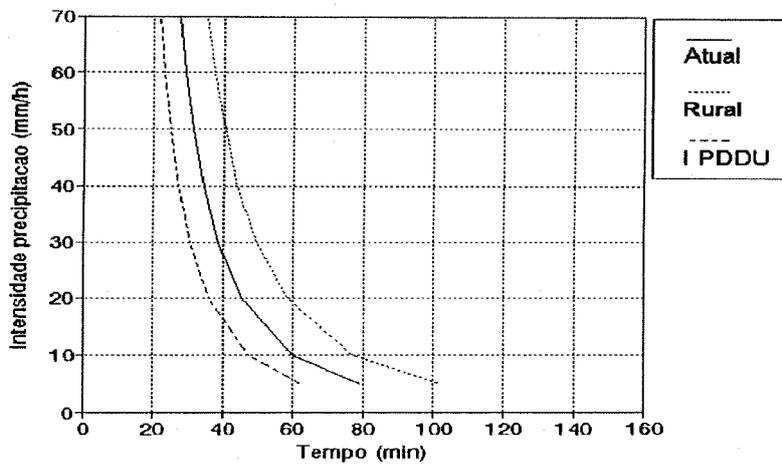


Figura IV.17 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 17

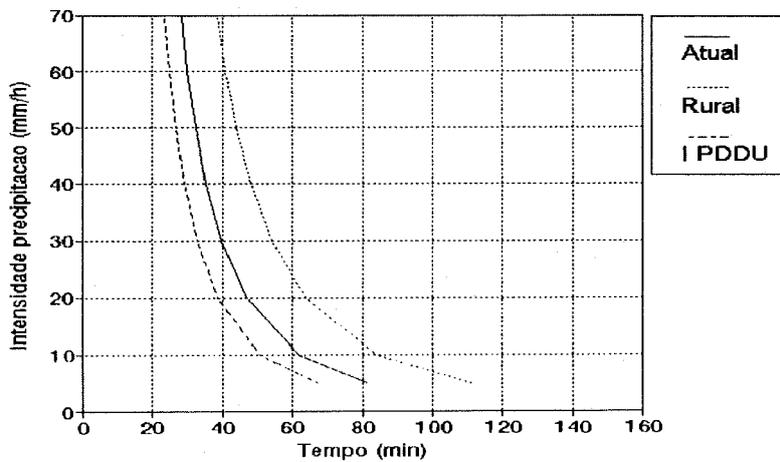


Figura IV.18 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 18

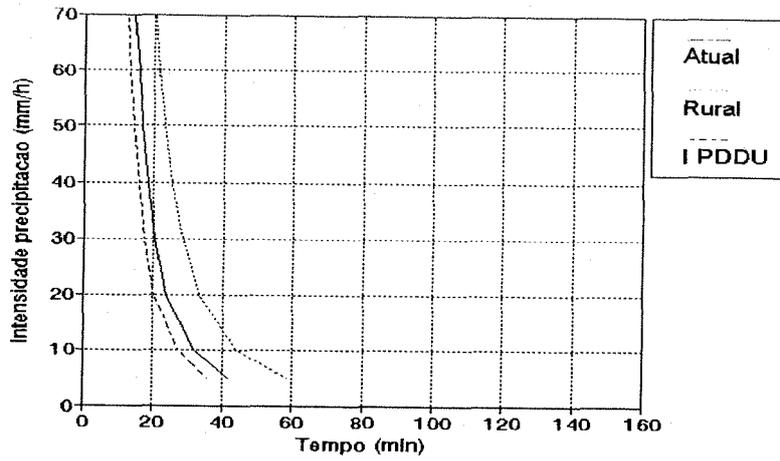


Figura IV.19 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 19

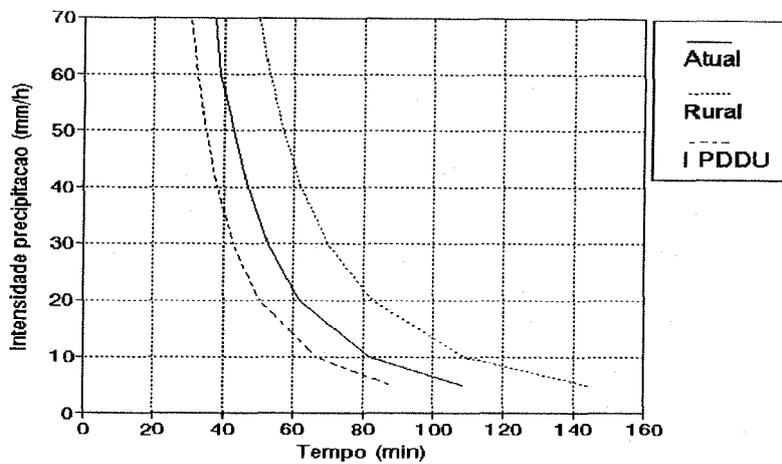


Figura IV.20 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 20

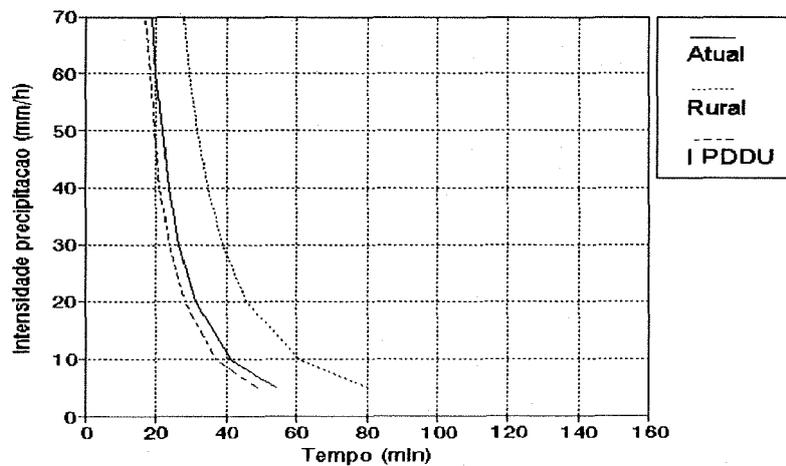


Figura IV.21 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 21

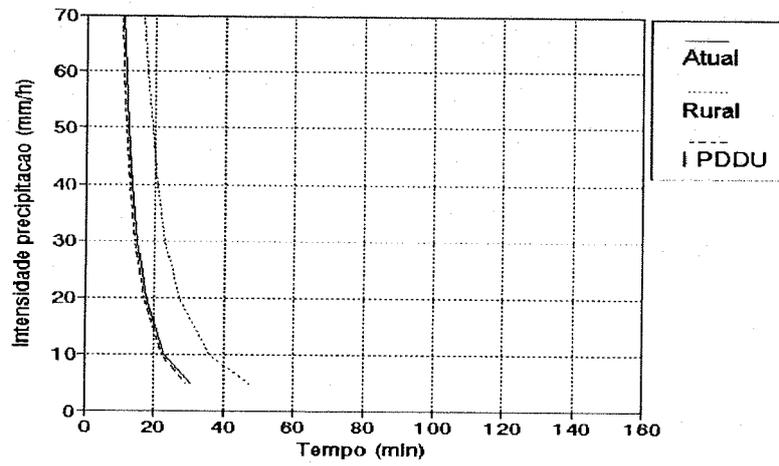


Figura IV.22 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 22

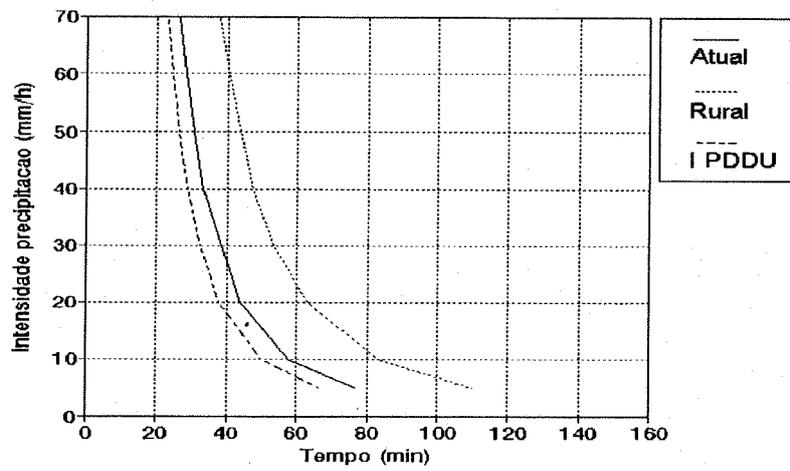


Figura IV.23 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 23

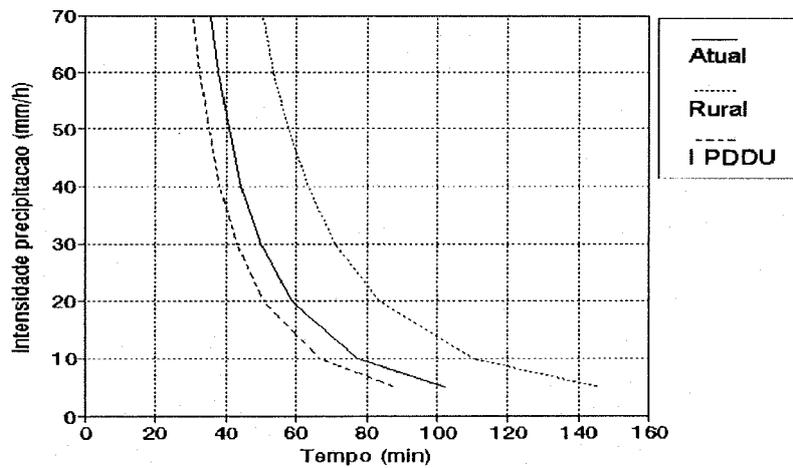


Figura IV.24 - Variação do tempo de concentração, sub-bacia 24

## **ANEXO V**

### **ESTADO DE CONSERVAÇÃO DO CANAL PRINCIPAL DO ARROIO DILÚVIO**

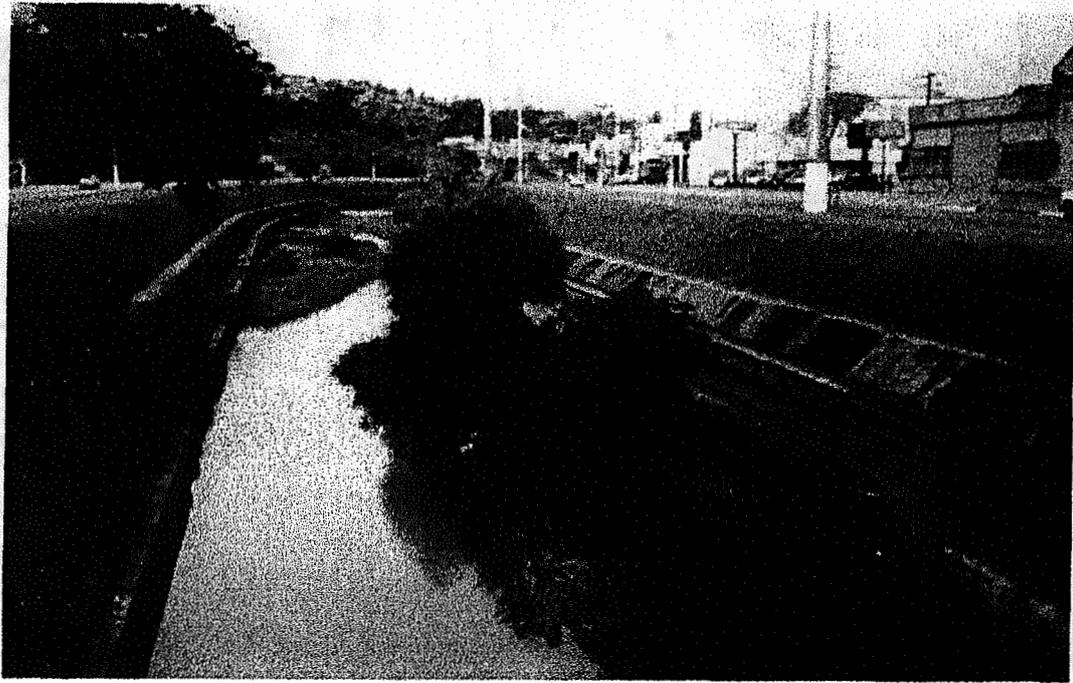


Figura V.1 - Arroio Dilúvio, nas proximidades da seção 7



Figura V.2 - Arroio Dilúvio, nas proximidades da seção 8