

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

O CONTROLE DA URBANIZAÇÃO NA MACRODRENAGEM DE MACEIÓ :
TABULEIRO DOS MARTINS

VALMIR DE ALBUQUERQUE PEDROSA

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

Porto Alegre, Abril de 1996

APRESENTAÇÃO

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

Desejo agradecer àquelas pessoas ou entidades que auxiliaram o desenvolvimento deste trabalho. Mesmo correndo o risco de esquecer o registro de alguma contribuição valiosa, faço questão de destacar algumas delas.

Agradeço ao Professor Carlos Tucci pela orientação e apoio ao longo do trabalho, além dos ensinamentos, experiências e conselhos passados durante a fase de consecução do mesmo.

Agradeço a Adolfo Villanueva por auxiliar-me na solução de vários “pepinos” no decorrer da realização do trabalho.

Dar-me-ei o direito de agradecer as pessoas que em todos os trabalhos são contempladas com elogios, por sinal, muito justos: por seus infinitos e excelentes trabalhos prestados, ao pessoal da biblioteca do IPH, e a eterna Dona Lygia, que se comportam como poço de solução de qualquer problema que venhamos a ter.

Agradeço ao companheirismo e ajuda de vários colegas, entre eles: André, Carla, Carmem, Professor Damico, Eraly, Fernando, Javier, Márcia, Mário, Renato e Sérgio.

Dentre os colegas de curso, agradeço de uma forma muito especial aqueles que fizeram parte de meu dia-a-dia (às vezes, hora-a-hora), agüentando com firmeza o fardo de me suportar nas rotinas de um mestrado: Andrea Germano, Henrique Lima, Jaido Santos, Luciana Melo, Márcia Cavalcante, Maurício Bernades, Walter Pereira.

Agradeço ao Professor Roberaldo Carvalho de Souza pela inicialização na área de recursos hídricos, e pelo despertar do gosto pela pesquisa.

Agradeço, também, ao CNPq, CAPES e IPH/UFRGS pelo apoio na realização desta pesquisa.

“Fazer uma tese significa aprender a pôr ordem nas próprias idéias e ordenar os dados : é a uma experiência de trabalho metódico. Quer dizer, construir um “objeto” que, como princípio, possa também servir aos outros. Assim, não importa tanto o tema da tese quanto a experiência de trabalho que ela comporta.” Humberto Eco (1977). Como se faz uma tese.

Dedico este trabalho a meu eterno irmão-amigo Leonardo Henrique Bento Barros, que num golpe cruel do destino, foi embora mais cedo, quando a festa-vida mal começara.

RESUMO

A urbanização, que é caracterizada pela alta densidade demográfica, é reconhecidamente um processo histórico inevitável. O efeito do crescimento urbano sem planejamento adequado causa vários impactos ambientais. A introdução de superfícies impermeáveis, combinada com a remoção ou melhoramento da rede de drenagem natural, tem provocado o crescimento do volume de água escoado superficialmente e uma resposta mais rápida da bacia, aumentando a frequência e a magnitude das enchentes. Um adequado sistema de macrodrenagem é imprescindível para uma eficiente drenagem, de modo que bem planejado, é capaz de reduzir o uso de galerias pluviais e de proteger extensas áreas dos riscos de perdas materiais e humanas durante as enchentes.

Os prejuízos com as enchentes está muito longe de ser a soma dos valores dos objetos da população, atingidos pela inundação. Nos Estados Unidos os prejuízos chegam a vários bilhões de dólares anuais. No Brasil, apesar da precariedade nesta quantificação, pode-se afirmar que os prejuízos são bastante elevados. Como exemplos mais recentes, tem-se as danosas enchentes que assolaram o Rio de Janeiro e São Paulo, no começo de 1996.

O controle da inundação pressupõe a minimização de seus impactos através do uso de medidas estruturais e não-estruturais. As obras estruturais de macrodrenagem buscam evitar as enchentes através de construções de canais, diques, bacias de retenção, entre outras. Devido as suas vantagens, as bacias de retenção vem acumulando tradição em países desenvolvidos. A sua capacidade em abater o pico do hidrograma, distribuindo o volume da cheia no tempo, tem sido usada para manter a vazão de pico da fase pós-urbanização da bacia, igual ou menor ao da pré-urbanização. Esses reservatórios podem ser usados desde um lote até a macrodrenagem de uma bacia urbana.

Os objetivos deste estudo foram: i) avaliar as potencialidades das bacias de retenção na macrodrenagem urbana, como alternativa para o controle do impacto da urbanização no escoamento; ii) e avaliar o emprego das bacias de retenção, no planejamento da macrodrenagem prevista para a bacia do Tabuleiro dos Martins(40 km²) : Maceió-AL. Esta área sofre com freqüentes enchentes devido a sua precária macrodrenagem, situação que se agrava desde a última década, conseqüência da intensa urbanização verificada no local.

Os resultados obtidos para esta região, indicam que para reduzir significativamente os picos dos hidrogramas, não foi preciso recorrer a grandes áreas de armazenamento. Em geral, as bacias de retenção, que foram dimensionadas para a manter o pico do hidrograma igual ou menor ao da situação da pré-urbanização, exigiram em termos de área, menos de 1% da área drenada.

Ficou clara a possibilidade que as bacias de retenção tem em promover a manutenção das enchentes naturais. A principal característica para esta ação foi o fato de precisar de pouca área e volume. Basicamente, pôde-se atribuir este comportamento, às características gerais das cheias urbanas, que apresentam volumes pequenos e altas vazões de pico. As simulações mostraram que quanto mais pronunciada for esta tendência, maiores serão os abatimentos.

Aproveitou-se o estudo para avaliar o benefício que ter-se-ia com a inclusão destas estruturas, no tocante aos custos com as canalizações a jusante dos reservatórios, sendo verificado que as bacias de retenção reduziram substancialmente os custos com as planejadas redes de drenagem a jusante dos reservatórios.

ABSTRACT

Urbanization, which is characterized by high demographic density, is acknowledged as an inevitable historical process. The effect of urban growth without adequate planning leads to various environmental impacts. The introduction of impervious surfaces together with the removal or improvement of the natural drainage network, have caused increased flood frequency and magnitude. An adequate macrodrainage system drains and avoids material and human losses during the floods.

Losses due to floods are far from the total value of objects owned by the population affected by the flood. In the United States, yearly losses come to several billion dollars. In Brazil, although this quantification is not very well performed, losses can be considered quite high, taking as the most recent examples the damaging floods which plagued Rio de Janeiro and São Paulo at the beginning of 1996.

Flood control assumes that impacts are minimized by using structural and non-structural measures. Structural macrodrainage works seek to avoid floods by building canals, dikes, flood control reservoirs, among other measures. Due to their advantages, flood control reservoirs have become a tradition in developed countries.

The goals of this study were : i) to assess the potentials of flood control reservoirs in urban macrodrainage as an alternative to control the impact of the urbanization of flow; ii) to assess the use of flood control reservoirs in planning macrodrainage for the Tabuleiro dos Martins basin (40 sq. Km), in Maceió, state of Alagoas, Brazil, since this area often suffers flooding due to the lack of macrodrainage capacity.

The results obtained for this region indicate that, to significantly reduce the hydrograph peaks, it was not necessary to resort to large storage areas. Generally, the flood control reservoirs which were sized to keep the hydrograph peak equal to or

smaller than the pre-urbanization situation, required less than 1% of the drained area in surface. It became clear that the flood control reservoirs would be able to promote the maintenance of natural floods, and the main feature for this task was they required only a small area and volume.

The study was also used to assess the benefit to be obtained from including these structures, as regards the costs of canals downstream from the reservoirs, and it was found that flood control reservoirs substantially reduced the costs of drainage networks planned for the downstream area.

ÍNDICE

1. Introdução	1
1.1. Objetivos e justificativa	2
1.2. Organização do estudo	4
2. Impacto da urbanização sobre o ciclo hidrológico	5
2.1. Tipos de enchentes	6
2.2. Prejuízos com as enchentes urbanas	8
2.3. Alterações na hidrologia das áreas urbanas devido a ocupação da bacia	10
2.4. Quantificação com base em registros históricos para diferentes cenários	16
2.5. Quantificação para diferentes cenários com parâmetros estimados	18
2.6. Limitações da avaliação dos impactos da urbanização	22
2.7. Discussão sobre os impactos da urbanização	25
3. Controle das enchentes urbanas	26
3.1. Princípios no controle de inundações urbanas	26
3.2. Medidas de controle do escoamento	28
3.3. Medidas de controle estrutural na macrodrenagem	31
3.3.1. Reservatórios ou bacias de retenção	35
3.4. Experiências com uso de bacias de retenção	38
3.5. Experiência brasileira com o uso de bacias de retenção	46
3.6. Discussão sobre o controle do escoamento	48
4. Metodologia de planejamento e controle da macrodrenagem	50
4.1. Definição de cenários de desenvolvimento urbano	51
4.2. Escolha dos riscos para os projetos de controle	52
4.3. Quantificação dos hidrogramas para os cenários e riscos envolvidos	53
4.3.1. Estrutura do modelo hidrológico	54
4.3.2. Módulo bacia	55
4.3.3. Módulo rio ou reservatório	66
4.4. Intervenção de controle de acordo com os cenários de desenvolvimento	71
4.4.1. Metodologia de estimativa do volume das bacias de retenção	71
4.4.2. Características dos elementos hidráulicos de saída das bacias de retenção	73
4.5. Avaliação das intervenções no contexto do PDDU do município	78
4.6. Discussão sobre a metodologia empregada	79
5. Controle da macrodrenagem no Tabuleiro dos Martins	81
5.1. Descrição	81

5.2.	Informações hidrológicas disponíveis sobre a região de estudo	85
5.3.	Caracterização dos cenários de desenvolvimento urbano atual e futuro	87
5.4.	Discretização das sub-bacias e dos canais	90
5.5.	Estimativa dos parâmetros do modelo hidrológico	96
5.6.	Precipitação utilizada	99
5.7.	Sensibilidade dos parâmetros do modelo hidrológico	100
5.8.	Avaliação do impacto da urbanização	106
5.8.1.	Avaliação dos coeficientes de escoamento	107
5.8.2.	Avaliação das vazões específicas	108
5.9.	Controle na macrodrenagem, através de bacias de retenção	111
5.9.1.	O efeito das áreas de armazenamento sobre o escoamento	112
5.9.2.	Capacidade e necessidade das bacias de retenção	114
5.9.3.	Manutenção do pico do hidrograma natural	120
5.10.	Controle da macrodrenagem pelas bacias de retenção	123
6.	Conclusão e Recomendações	131
	Referências bibliográficas	135

LISTA DE TABELAS

2.1. Relação entre a vazão de pico, nas condições pós e pré-urbanização	13
2.2. Percentagem dos diferentes tipos de ocupação	18
2.3. Resumo das simulações para os diferentes cenários de ocupação(Bacia do Arroio Dilúvio)	20
3.1. Vazões[m ³ s ⁻¹] para desmostrar o efeito das bacias de detenção no abatimento das vazões, dimensionadas para o tempo de retorno de 5 anos	41
3.2. Comparação entre armazenamento em parques e outras alternativas de armazenamento	43
3.3. Abatimento do pico do hidrograma pelo uso de áreas de detenção	47
4.1. Períodos de retorno pasra diferentes ocupações da área para a microdrenagem	53
4.2. Definição esquemática da curva-chave do reservatório	75
4.1. Postos pluviométricos da região de estudo	86
4.2. Características fisiográficas das sub-bacias	95
4.3. Características dos canais que interligam as sub-bacias	95
4.4. Tipos de solos identificados nas tabelas do CN (SCS)	97
4.5. Valores de CN para as condições: Classe de solo tipo B; Condições de Umidade Antecedente CN II (Média)	97
4.6. Valores de CN para as sub-bacias, para os cenários atual e futuro	98
4.7. Tempo de concentração das sub-bacias para os cenários atual e futuro	99
4.8. Volumes precipitados e intensidade máximas das tormentas, para uma chuva de duração de 4 horas.	100
4.9. Vazões de pico estimadas para as condições atuais(1989) (m ³ s ⁻¹)	106
4.10. Vazões de pico estimadas para as condições futuras(m ³ s ⁻¹)	107
4.11. Coeficientes de escoamento para o cenário de ocupação atual	107
4.12. Coeficientes de escoamento para o cenário de ocupação futura	108
4.13. Coeficientes de escoamento médios para os cenários de ocupação atual e futura	108

4.14. Vazões específicas para o cenário atual de ocupação do Tabuleiro dos Martins	109
4.15. Vazões específicas para o cenário futuro de ocupação do Tabuleiro dos Martins($m^3/s/km^2$)	110
4.16. Aumento percentual das vazões específicas(%)	110
4.17. Vazões específicas encontradas em outros estudos sobre drenagem urbana	111
4.18. Abatimento dos hidrogramas para a sub-bacia 9	116
4.19. Características do reservatório utilizado para o abatimento do hidrograma na sub-bacia 9	117
4.20. Eficiência no abatimento do hidrograma para a sub-bacia 9.	117
4.21. Abatimento dos hidrogramas para a sub-bacia 3A	118
4.22. Características do reservatório utilizado para o abatimento do hidrograma na sub-bacia 3A	119
4.23. Eficiência no abatimento do hidrograma para a sub-bacia 3A.	119
4.24. Valores dos picos dos hidrogramas para as opções simuladas, para um tempo de retorno de 25 anos($m^3 s^{-1}$).	124
4.25. Características dos reservatórios das quatro opções simuladas	126
4.26. Dimensões dos canais para as cinco opções simuladas(m).	126
4.27. Custo linear, em reais, dos condutos pluviais	128
4.28. Comparação dos gastos, entre as opções de utilizar ou não áreas de armazenamento, em centenas de milhões de reais	129
4.29. Efeito de um evento de $tr=50$ anos sobre alguns reservatórios	130

LISTA DE FIGURAS

2.1. Características da seção transversal	6
2.2. Influência das ocupações sobre as enchentes urbanas	7
2.3. Hidrogramas hipotéticos para cenários urbanos diferentes	8
2.4. Resultados da evolução urbana na bacia do rio Tsurumi	23
3.1. Abatimento hipotético do pico do hidrograma através do uso de bacias de retenção	32
3.2. Layout dos reservatórios	35
4.1. Fluxograma da metodologia para o planejamento e controle da macrodrenagem	50
4.2. Diagrama esquemático dos módulos do modelo hidrológico	56
4.3. Discretização esquemática de uma bacia hipotética	57
4.4. Histograma de projeto do SCS	59
4.5. Curva de infiltração proposta pelo SCS	60
4.6. Hidrograma Unitário proposto pelo SCS	64
4.7. Modelo hipotético para estimativa do volume das bacias de retenção, dentro do critério de manutenção das vazões naturais	72
4.8. Esquema dos dispositivos hidráulicos de um reservatório	74
4.9. Características das saídas do conduto de elevação	75
4.10. Descrição esquemática de um orifício	76
4.11. Descrição esquemática de um conduto	78
4.12. Relação entre a área da grade e o diâmetro do conduto	78
5.1. Localização da área de estudo	81
5.2. Detalhes das curvas de níveis da região de estudo	82
5.3. Foto aérea da região atingida pela enchente de 1989	84
5.4. Características do cenário de ocupação atual (ano 1989)	89
5.5. Características do cenário de ocupação futura (ano 2000)	89
5.6. Discretização esquemática da bacia de estudo para o cenário atual (sem nenhuma obra adicional)	92

5.7 a .Discretização esquemática da bacia de estudo para o cenário futuro da rede de drenagem (com projeto)	93
5.7 b . Discretização esquemática da bacia de estudo para o cenário atual (sem nenhuma obra adicional)	94
5.8. Variação percentual da vazão máxima do hidrograma em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 2 anos, para três seções de interesse	102
5.9. Variação percentual da vazão máxima do hidrograma em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 10 anos, para três seções de interesse.	102
5.10. Variação percentual da vazão máxima do hidrograma em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 25 anos, para três seções de interesse.	103
5.11. Variação percentual do volume escoado em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 2 anos, para três seções de interesse	104
5.12. Variação percentual do volume escoado em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 10 anos, para três seções de interesse.	104
5.13. Variação percentual do volume escoado em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 25 anos, para três seções de interesse.	105
5.14. Abatimento do hidrograma no reservatório 8, para tempo de retorno de 10 anos.	113
5.15. Abatimento no hidrograma no reservatório 5, para tempo de retorno de 10 anos	113
5.16. Abatimento do hidrograma no reservatório 1, para tempo de retorno de 10 anos.	114
5.17. Descrição genérica da forma das bacias de detenção utilizadas nas simulações, e no cálculo da curva cota versus volume	116
5.18. Abatimento do hidrograma como função do volume do reservatório da sub-bacia 9, utilizando-se as estruturas de saída do tipo 3.	120
5.19. Abatimento do hidrograma como função do volume do reservatório da sub-bacia 3A, utilizando-se as estruturas de saída do tipo 3.	121
5.20. Manutenção do hidrograma natural da sub-bacia 9, para o tempo de retorno de 2 anos, usando a estrutura tipo 3(descrito na Tabela 5.19).	121
5.21. Manutenção do hidrograma natural da sub-bacia 8, para o tempo de retorno de 2 anos, usando a estrutura tipo 3(descrito na Tabela 5.19).	122
5.22. Manutenção do hidrograma natural da sub-bacia 9, para o tempo de retorno de 10 anos, usando a estrutura tipo 3(descrito na Tabela 5.19).	122
5.23. Manutenção do hidrograma natural da sub-bacia 8, para o tempo de retorno de 10 anos, usando a estrutura tipo 3(descrito na Tabela 5.19).	123

LISTA DE SÍMBOLOS

Δt	Intervalo de tempo entre os instantes t e $t+1$ [s]
ΔX	Espaçamento considerado na discretização do trecho[m]
A	Área de uma bacia[km^2]
A_o	Área do orifício[m^2]
B	Largura do canal[m]
C	Coefficiente de escoamento
C_d	Coefficiente de descarga
C_k	Celeridade da onda[m s^{-1}]
CN_i	Curva Número da parcela impermeável da bacia
CN_m	Curva Número para a ocupação mista
CN_p	Curva Número da parcela permeável da bacia
D_o	Diâmetro do orifício ou conduto[m]
D	Duração da precipitação[h]
F_a	Lâmina de água que fica retida na bacia,
g	Aceleração da gravidade[m s^{-2}]
h	Altura de lâmina de água acima do centro do orifício[m]
H	Carga efetiva de coluna de água[m]
H_m	Diferença de nível entre a cota inferior do conduto e o nível de água na entrada[m]
i	Fração impermeável da bacia
I	Hidrograma afluente ao trecho[$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$]
I_a	Quantidade de chuva que serve para umedecer o solo e preencher as depressões
I_t e I_{t+1}	Vazões de afluência ao reservatório[$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$]
k	Coefficiente de perdas devido às grades de lixo
K	Tempo médio de deslocamento da onda no trecho[s]
k_e	Coefficiente de entrada
L_c	Comprimento do conduto[m]
L_t	Comprimento do talvegue[m]

L_v	Largura do vertedor[m],
m	Área entre as grades/área total
n	Rugosidade do conduto
p	Fração permeável da bacia
P	Lâmina da precipitação total
P_e	Lâmina de água da precipitação efetiva
Q	Hidrograma efluente do trecho[m ³ s ⁻¹]
Q_e	Volume precipitado[m ³]
Q_a e Q_d	Vazões de pico antes e depois da urbanização[m ³ s ⁻¹], respectivamente
Q_o	Vazão de referência[m ³ s ⁻¹]
q_p	Vazão do pico do HU [m ³ s ⁻¹]
S	Armazenamento máximo da camada superior do solo
S_a	Armazenamento no trecho considerado[m ³]
S_o	Declividade do trecho considerado[m/m]
t e $t+1$	Indicam os instantes de tempo considerado[s],
T_b	Tempo de base[s]
t_c	Tempo de concentração[h]
t_d	Tempo de concentração da fase urbana[s]
t_e	Tempo de recessão do HU[h]
t_p	Tempo de pico da bacia
t_r	Tempo de pico da bacia[h]
V_s	Volume necessário a manutenção do hidrograma [m ³]
X	Peso da integração da vazão no espaço
y	Declividade da bacia[m/m]
Z	Lâmina de água no reservatório
Z_o	Cota da crista do vertedor[m]

LISTA DE SIGLAS

PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
CN	Curva Número
SCS	Soil Conservation Service
i-d-f	Curvas Intensidade-Duração-Frequência
HU	Hidrograma Unitário
PRCT	Índice de modificação da bacia
FA	Fator de Ajuste
FA₁	Fator de ajuste decorrente da impermeabilização da cobertura da bacia
FA₁	Fator de ajuste decorrente da canalização do talvegue
Tr	Tempo de retorno em anos
DILC	Distrito Industrial Luiz Cavalcante
ICMS	Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços
CODEAL	Companhia de Desenvolvimento de Alagoas
SUMOV	Superintendência Municipal de Obras e Viação
PMTM	Projeto de Macrodrenagem do Tabuleiro dos Martins
PDU	Plano Diretor de Urbanismo
CUA	Condições de Umidade do Solo
S_i	Seções de interesse
DNAEE	Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica
DEP-RS	Departamento de Águas Pluviais do Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

A urbanização, que é caracterizada pela alta densidade demográfica, é reconhecidamente um processo histórico inevitável. No final deste século é esperado que mais da metade da população mundial resida em áreas urbanas. O efeito do crescimento urbano sem planejamento adequado causa vários impactos ambientais. O ciclo hidrológico, em particular, é afetado nas áreas urbanizadas, bem como nas áreas a jusante da região alterada.

A introdução de superfícies impermeáveis, combinada com a remoção ou melhoramento da rede de drenagem natural, tem provocado o crescimento do volume de água escoado superficialmente e uma resposta mais rápida da bacia, produzindo picos mais elevados nos hidrogramas, bem como o aumento na frequência das enchentes. Entre outros problemas hidrológicos associados com a urbanização, incluem-se : aumento na produção de sedimentos; deterioração da qualidade das águas pluviais; aumento da demanda de água potável e da carga dos efluentes domésticos e industriais.

As áreas que apresentam grande densidade populacional, vem sofrendo diferentes tipos de enchentes devido a diversos fatores. De maneira geral, as enchentes urbanas enquadram-se em um ou mais dos seguintes tipos (Tucci, 1994) :

- a) A ocupação da planície de inundação de rios de médio ou grande porte pela população, ficando sujeita a freqüentes inundações;
- b) Incapacidade da macrodrenagem urbana da cidade, conseqüência do impacto da impermeabilização do solo, que amplifica a magnitude e a freqüência das inundações;
- c) Enchentes causadas por problemas de microdrenagem urbana, em geral, devido a falta de manutenção do sistema de coleta pluvial, provocando entupimento dos coletores por lixos ou sedimentos, diminuindo sua eficiência.

O sistema de drenagem urbana, responsável pelo escoamento das águas pluviais, pode ser subdividido em : micro e macrodrenagem. A microdrenagem é composta pelos pavimentos das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo, galerias de águas pluviais e também por

canais de pequenas dimensões. Já a macrodrenagem, caracteriza-se como escoamentos em fundos de vale que normalmente são bem definidos, mesmo que não correspondam a um curso de água perene.

Um adequado sistema de macrodrenagem é imprescindível para uma eficiente drenagem urbana, de modo que bem planejado, é capaz de reduzir o uso de galerias pluviais, protegendo extensas áreas dos riscos de perdas materiais e humanas durante as enchentes. Os prejuízos com enchentes urbanas são elevados, estimando-se que em alguns países esses prejuízos anuais ultrapassem vários bilhões de dólares.

O controle da inundação pressupõe a minimização de seus impactos através do uso de medidas estruturais e não-estruturais. As obras estruturais da macrodrenagem buscam evitar as enchentes urbanas, principalmente, através de construções de canais, diques, e bacias de retenção. Devido às suas vantagens e facilidades, as bacias de retenção vêm acumulando tradição em países desenvolvidos. A sua capacidade em abater o pico do hidrograma, distribuindo o volume da cheia no tempo, tem sido usada para manter a vazão de pico da fase pós-urbanização da bacia, igual ou menor ao da pré-urbanização.

A falta de planejamento da ocupação urbana, vem provocando o encarecimento das intervenções que visam conter os seus efeitos adversos. O controle das enchentes quando é feito já com a bacia ocupada, apresenta custo muito alto.

1.1 Objetivos e justificativa

A ampliação das enchentes devido à urbanização e a falta de um planejamento urbano adequado exigem a adoção de medidas estruturais para o controle do escoamento superficial, que de uma forma geral seguem duas linhas de atuação :

- Ampliação da capacidade do sistema de drenagem, provocando, em geral, a ampliação das cheias a jusante (ações usuais);
- Controle do aumento do escoamento superficial através de medidas que estimulem a infiltração e o armazenamento temporário das águas pluviais. Este controle pode

ocorrer de forma distribuída (a nível de lote), sobre a microdrenagem (a nível de loteamento) e sobre a macrodrenagem (a nível de riachos).

Uma das medidas no controle do escoamento superficial é o uso de bacias de retenção. Trata-se de pequenos reservatórios de armazenamento, de curto período, capazes de reduzir o pico do hidrograma das cheias através do armazenamento temporário de parte do volume escoado. Esses reservatórios podem ser usados desde um lote até a macrodrenagem de uma bacia urbana. Em geral, não é promovida nenhuma redução no volume do hidrograma, simplesmente consegue-se um hidrograma com distribuição temporal menos crítica.

O uso de reservatórios de retenção no Brasil é muito pequeno; normalmente, na solução dos problemas das enchentes tem sido adotado os projetos de canalização que transferem as enchentes de um ponto a outro do sistema de drenagem urbana.

A bacia do Tabuleiro dos Martins localizada na cidade de Maceió é uma área de expansão urbana que não possui drenagem natural. Com a ocupação e densificação dessa área os problemas de enchentes urbanas tenderão a se agravar.

Dentro deste contexto, os objetivos deste estudo são :

- avaliar as potencialidades das bacias de retenção na macrodrenagem urbana, como alternativa para o controle do impacto da urbanização no escoamento
- avaliar o emprego de bacias de retenção, no planejamento da macrodrenagem prevista para a bacia do Tabuleiro dos Martins (40 km², Maceió-AL).

A necessidade de adoção de medidas eficazes no controle do escoamento superficial reveste-se de importância devido aos altos prejuízos causados pelas enchentes urbanas. A capacidade das bacias de retenção, aliada ao planejamento adequado do crescimento urbano, constituem-se medidas eficazes no combate as enchentes urbanas, bem como, na possibilidade de diminuição dos custos do sistema de drenagem.

Devido as características das enchentes urbanas, as bacias de detenção, como medida de controle da macrodrenagem, requerem pequenos volumes (na ordem de dezenas de milhares de metros cúbicos) para promoverem o abatimento dos hidrogramas, o que torna sua adoção factível, visto que em regiões urbanas as áreas livres são escassas e caras. Assim, de forma geral, tratam-se de estruturas com custos relativamente baixos. Com estas particularidades, é indispensável o estudo de suas características, condicionantes e capacidades, para que sejam utilizadas com máxima eficiência no combate às inundações urbanas.

1.2 Organização do estudo

No próximo capítulo são identificados os diferentes tipos de enchentes que assolam as áreas urbanas, procurando-se entender suas causas e conseqüências, além de enumerar as principais dificuldades na avaliação da influência da urbanização sobre as enchentes. No capítulo 3 é apresentada uma exposição dos princípios e das medidas de controle do escoamento. Nesse capítulo, procurou-se destacar o uso das bacias de detenção, além do relato das experiências que usaram este dispositivo no controle das enchentes. No capítulo 4 é definida a metodologia de simulação do funcionamento das bacias de detenção e de planejamento e controle da macrodrenagem, enfatizando-se a simulação dos processos hidráulicos-hidrológicos que comumente ocorrem em áreas urbanas. Apresenta-se no capítulo 5 a descrição da área de estudo, seguido dos resultados obtidos por esta pesquisa, bem como, alguns detalhes relativos à metodologia utilizada, e finalmente no capítulo 6 são apresentadas as conclusões e recomendações deste trabalho.

2 IMPACTO DA URBANIZAÇÃO SOBRE O CICLO HIDROLÓGICO

O movimento de pessoas da área rural para a área urbana nas regiões desenvolvidas, esteve até então diretamente relacionado com a mecanização da agricultura. Já nas áreas subdesenvolvidas, a falta de condições de trabalho empurrou o homem para os centros urbanos. De uma forma geral, a restrição de oportunidades de trabalho nas áreas rurais, a disponibilidade de emprego nas indústrias, comércio e serviços das áreas urbanas, a procura por melhores condições de educação, saúde e cultura, são alguns dos responsáveis pelo êxodo rural. Aliado a isto, ocorre o crescimento da população, ocasionando sérios problemas para as áreas metropolitanas.

Segundo Massing(1990), em 1950, cerca de um terço da população mundial morava em cidades urbanas, no fim deste século será mais da metade da população. Em 35 anos desde 1950, o número de pessoas em cidades urbanas triplicou, crescendo na ordem de 1 bilhão de novos cidadãos urbanos. No começo do século XIX, apenas Londres contava com 1 milhão de habitantes. Estimativas apontaram que, em 1985, haviam 2970 núcleos urbanos com mais de 1 milhão de pessoas, e que em 35 cidades a população ultrapassara a marca dos 5 milhões. No Brasil, em 1940, a população rural correspondia a 68% da população brasileira, em 1980 era apenas 32%, e no último senso de 1991, apontou-se que mais de 75% da população brasileira reside em áreas urbanas (Braga, 1994).

Apesar das áreas, rural e urbana, sofrerem com essas migrações, os principais problemas ocorrem nas áreas urbanas. Entre os óbvios efeitos desse processo, pode-se destacar : a crescente densidade populacional, a crescente densidade de residências, indústrias e comércio, resultando uma crescente impermeabilização das áreas ocupadas. Pode-se considerar que cada habitante é responsável por uma transformação de 0,4 hectare de área rural em área urbana (Tucci, 1984).

Os impactos hidrológicos desse crescimento incluem : mudança na drenagem natural da bacia, no volume de escoamento superficial, nas reservas de águas subterrâneas, na produção de sedimentos, na qualidade das águas pluviais, nas demandas de água potável, na quantidade de efluentes de residências e indústrias, entre outros. Entre os problemas hidrológicos associados com a urbanização, ocupa sobremaneira a preocupação dos

hidrólogos e hidráulicos, e de uma certa forma toda a comunidade, o agravamento nas enchentes urbanas.

2.1 Tipos de enchentes

As áreas com densa ocupação populacional vem ao longo dos anos sentindo o efeito do crescimento urbano, através do aumento da frequência e da magnitude das inundações que atingem a população. Das enchentes urbanas em geral, é possível identificar três tipos que se destacam, causadas por uma ou mais das seguintes condições (Tucci, 1994) :

a) Enchentes de áreas ribeirinhas : essas enchentes ocorrem devido, essencialmente, a um processo natural em que o rio geralmente de médio ou grande porte ocupa o seu leito maior, em média com tempo de retorno superior a dois anos. O rio normalmente possui um ou mais leitos. O leito menor corresponde à seção de escoamento em regime de estiagem. O leito maior pode ter diferentes formas, de acordo com a seção transversal considerada e a topografia da várzea inundável. Este leito o rio costuma ocupar durante as enchentes (figura 2.1). A ocupação desta várzea traz grandes prejuízos aos moradores locais, além de elevar os níveis das enchentes a jusante, decorrentes da obstrução do escoamento natural (figura 2.2). Em geral, essas enchentes são pouco agravadas pela urbanização, principalmente, para as maiores bacias.

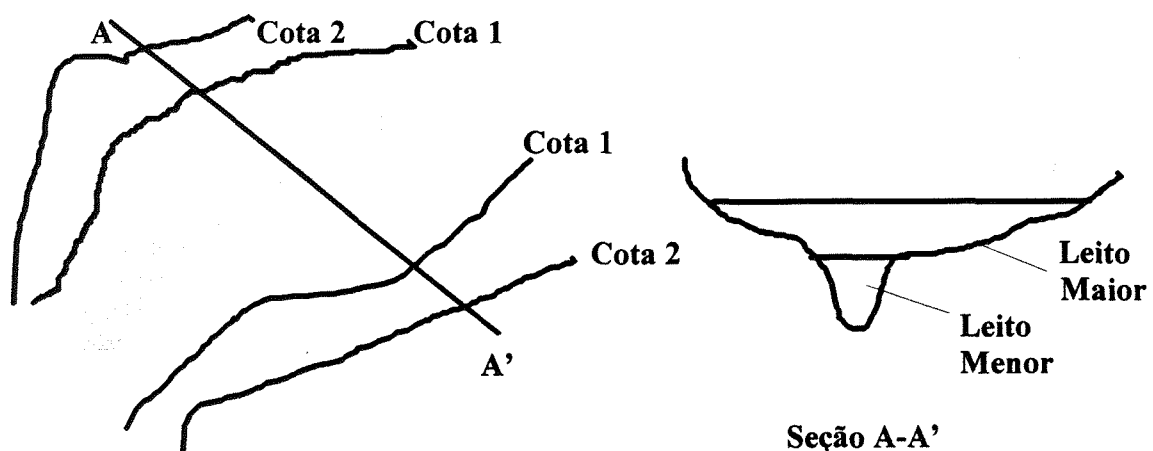


Figura 2.1. Características da seção transversal.
(Fonte : Tucci, 1995).

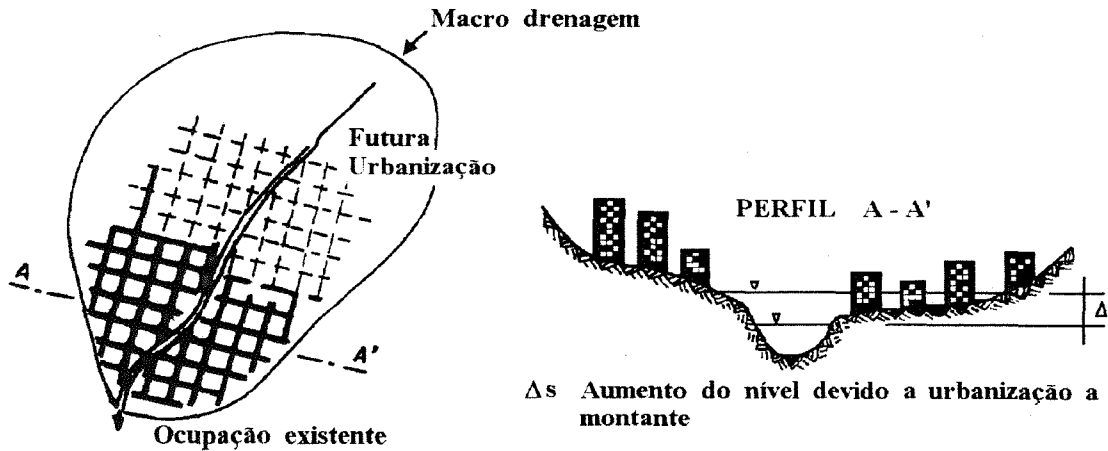


Figura 2.2. Influência das ocupações sobre as enchentes urbanas.
(Fonte : Tucci, 1995).

b) Enchentes devido a insuficiente macrodrenagem urbana : a urbanização provoca a impermeabilização da cobertura da bacia e melhoramento da sua rede de drenagem, fazendo com que esta apresente um aumento no volume de água escoado superficialmente e um menor tempo de resposta, ocasionando um aumento no pico do hidrograma. A macrodrenagem, formada pelos principais condutos pluviais, é sobrecarregada pelo aumento do fluxo escoado, provocando as enchentes. É sobre a macrodrenagem que ocorrem as maiores conseqüências advindas da impermeabilização da bacia (Porto et al., 1993). Na figura 2.3, pode-se observar os efeitos da urbanização da bacia sobre o hidrograma, ao nível da macrodrenagem. Salienta-se que nessas regiões podem não existir um curso de água perene, mesmo assim a drenagem natural já é definida e pode apresentar nos eventos chuvosos vazões significativas.

c) Inundações localizadas : essas enchentes ocorrem em microrregiões causadas basicamente por um problema de drenagem das quadras, embora possa ser provocada por: assoreamento ou estrangulamento da seção do rio devido a aterros, pilares de pontes e estradas, entre outros. No caso mais freqüente, a falta de manutenção das galerias de águas pluviais, ocasiona a presença inadequada de lixo e sedimentos nas bocas de lobo e sarjetas, diminuindo a eficiência do sistema de drenagem, agravando a situação das inundações na região. Entende-se que a nível da microdrenagem as alterações que porventura venham a ocorrer na superfície da bacia, têm efeito destacado sobre a freqüência e magnitude das enchentes.

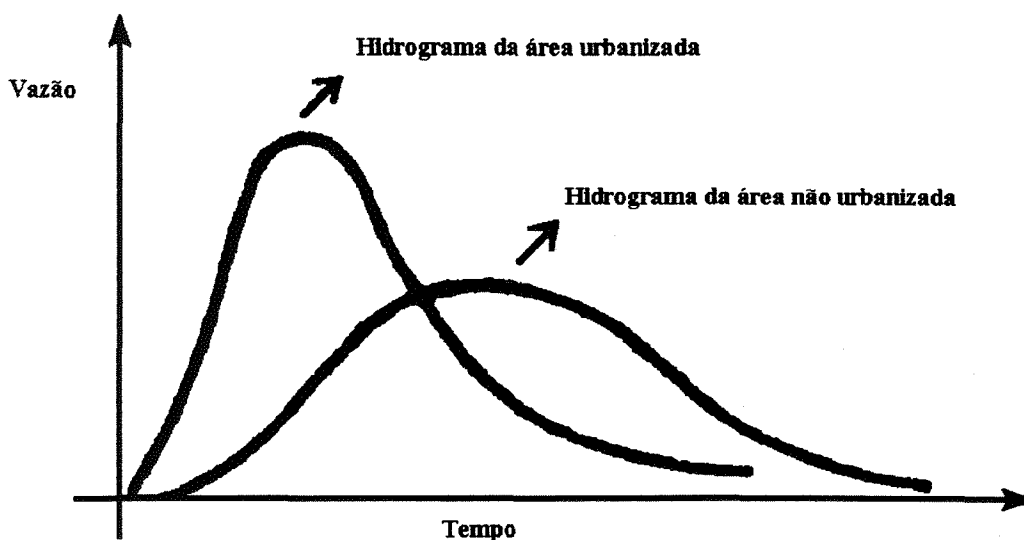


Figura 2.3. Hidrogramas hipotéticos para cenários urbanos diferentes. (Fonte: Tucci, 1995).

2.2 Prejuízos com as enchentes urbanas

Os prejuízos advindos das cheias está muito longe de ser a soma dos valores dos objetos da população, atingidos pela inundação. Segundo Hudlow et al. (1984) apud Tucci (1993) nos Estados Unidos os prejuízos chegam a vários bilhões de dólares anuais

Na literatura nacional há registros de diversos casos de enchentes, com elevados prejuízos em vidas humanas e econômicos. As enchentes das áreas ribeirinhas são ricamente documentadas nos textos técnicos de hidrologia, constatando-se que a ocupação do leito maior do rios ,por vezes, torna-se bastante amarga para as populações que ali residem. No ano de 1969, no estado de Alagoas, o rio Canhoto numa enchente excepcional provocou a morte de mais de 1000 pessoas, destruiu 1200 casas e desabrigou mais de 10 000 na região do município de São José da Laje. Na época os prejuízos foram avaliados em, aproximadamente, 30 milhões de dólares (Jornal Gazeta de Alagoas, 1989).

Bastos(1984) cita outros casos de prejuízos causados pela ocupação inadequada do leito maior dos rios : enchente no rio Paraíba do Sul, em 1948, com 250 mortes e uma área atingida de 1500 km² ; no rio Arruda, que banha Belo Horizonte (Minas Gerais), em 1979, as cheias resultaram em 30 000 desabrigados e 267 municípios atingidos.

Jica(1986) apud Tucci(1994) estimou em 7% do valor de todas as propriedades de Blumenau(Santa Catarina), o custo médio anual de enchentes nessa cidade e em 22 milhões de dólares para todo vale do Itajaí. O prejuízo previsto para uma cheia de 50 anos de tempo de retorno foi de 250 milhões de dólares. O autor ainda aponta que a cheia de 1983, que ocorreu na cidade de Blumenau causou um prejuízo equivalente a 16% do PIB do Estado, na época.

Kelman(1994) e Grandão et al.(1993) estudaram as enchentes que ocorreram na região da baixada fluminense (região metropolitana) no estado do Rio de Janeiro. Kelman(1994) afirma que a urbanização da bacia, acompanhada da ocupação do leito maior dos rios da região, são os responsáveis por tais enchentes. Nessa região, em fevereiro de 1988, uma cheia excepcional deixou um rastro de destruição, morte e doença. Cerca de 6200 casas foram inundadas, e 12 000 pessoas foram afetadas por doenças infecto-contagiosas. Esta tormenta resultou em 277 mortes, sendo 82 só na cidade do Rio de Janeiro (Grandão et al., 1993).

Freqüentes cheias assolam a Av. Pacaembú, na cidade de São Paulo, provocando inúmeros prejuízos, além de paralisar o tráfego da região, que é estimado em 60 000 veículos por dia. Estudos preliminares avaliam que o prejuízo devido a paralisação do tráfego nos dias de chuvas intensas atingem 700 000 dólares mensais (Canholi, 1994). Neste caso, a impermeabilização da bacia junto com a ocupação do leito maior do rio Tietê, são os responsáveis pelo agravamento dos numerosos problemas que a cidade enfrenta nos dias chuvosos.

Prejuízos advindos da incapacidade da macrodrenagem também são freqüentes e elevados. Na região do Tabuleiro dos Martins (Maceió-AL) as mais recentes inundações ocorreram em 1975 e 1989. Estas enchentes ocorreram, em parte, devido a ineficiência da macrodrenagem da região. No ano de 1989, o Distrito Industrial Luiz Cavalcante, localizado na parte mais baixa desta região, passou pela fase mais crítica de sua história, com 26 indústrias seriamente atingidas pelas chuvas, que provocaram a paralisação de toda a atividade em 10 indústrias. Em algumas destas, verificaram-se lâminas de um metro de água dentro de seus parques de atividades. A lâmina de água levou uma semana para ser totalmente drenada. Os prejuízos não foram estimados, entretanto as indústrias atrasaram o pagamento

do ICMS ao estado de Alagoas durante dois meses, alegando os contratempos decorrentes da enchente (Jornal Gazeta de Alagoas, 1989).

Os problemas com a microdrenagem são numerosos em muitas cidades. A cidade de Maceió, não fugindo a regra, tem freqüentes e numerosos problemas com a microdrenagem. No bairro do Jardim das Acácias havia em meados de 1970 um baixio que era esparsamente ocupado, predominando a vegetação natural. Com a intensa urbanização e loteamento da área, grandes conjuntos habitacionais foram sendo erguidos ao lado de lotes residenciais. Acompanhado da impermeabilização do solo, da falta de manutenção das sarjetas, galerias e bocas de lobo, e do próprio fato de se ocupar uma área que servia de armazenamento natural das águas pluviais, os moradores viram os anos passarem, sentindo o crescimento da freqüência e intensidades das enchentes do local. Nos dias chuvosos as águas chegam a atingir 1 metro de altura sobre o greide das ruas, assim, transformam-se em pequenos lagos, constituindo um típico exemplo da incapacidade do sistema de microdrenagem. Os prejuízos embora em valores absolutos sejam reduzidos, por se tratar de um bairro estritamente residencial, são bastantes elevados para a economia dos moradores do local.

Outro fato comumente verificado nas enchentes urbanas, são as epidemias de algumas moléstias de veiculação hídrica que assolam as cidades, logo após a ocorrência das enchentes. A incidência de sarampo, leptospirose, doenças infecto-contagiosas em geral, crescem assustadoramente após as inundações.

2.3 Alterações na hidrologia das áreas urbanas devido a ocupação da bacia

As conseqüências da urbanização que mais diretamente interferem com o sistema de drenagem e conseqüentemente com as enchentes são as alterações no escoamento superficial. Na bacia rural o volume precipitado é em parte retido pela vegetação, outra parte é retida nas depressões e no subsolo, e uma pequena parte restante é que irá formar o escoamento superficial, produzindo em geral um hidrograma com um longo tempo de resposta e com vazões de pico moderadas. Com uma certa freqüência esses hidrogramas são superados, o que acarreta a inundação das áreas que margeiam o caminho da drenagem natural das águas. Logo, é importante frisar que as enchentes são processos naturais que podem ser agravados pela modificação das condições naturais da superfície da bacia.

Nas bacias urbanas, a introdução de pavimentos impermeáveis (passeios, avenidas, telhados) reduz a infiltração e as superfícies de retenção (cobertura vegetal e depressões). Desta forma, a parcela da chuva que infiltrava nas camadas do subsolo é sensivelmente reduzida, bem como a alimentação do escoamento subterrâneo e do aquífero. Paralelamente, os canais de drenagem naturais são removidos ou melhorados, e uma nova drenagem artificial mais eficiente é instalada, acelerando o escoamento. A relativa lentidão do processo de escoamento sub-superficial da camada superior do solo e do escoamento superficial em pequenas vertentes, características dos cursos de água naturais, ficam substituídos por escoamentos mais rápidos, ocorrendo sobre superfícies impermeáveis, que acabam entrando em condutos pluviais e assim sendo esgotados da bacia contribuinte de modo mais eficaz (Packman, 1980).

O crescimento do volume escoado superficialmente é combinado com a redução do tempo de resposta da bacia, caracterizando um hidrograma com maior vazão de pico e maior volume de escoamento superficial, apresentando uma fase de recessão menor, e assim uma forma mais íngreme, conforme a figura 2.3. Pode-se perceber com isso, que as dimensões dos canais de coleta das águas pluviais, em grande parte do tempo trabalham de forma superdimensionada, pois passado o pico do hidrograma (para o qual é dimensionada), as vazões rapidamente atingem valores baixos.

Na avaliação do potencial efeito da urbanização sobre a resposta da bacia, é importante conhecer o efeito líquido da urbanização sobre a alteração das características do hidrograma. Isto dependerá da relativa magnitude das mudanças no coeficiente de escoamento superficial e no tempo de resposta da bacia. Para bacias que já produzem elevados escoamentos superficiais, o acréscimo de escoamento superficial devido a urbanização é reduzido e assim o principal efeito será decorrente da diminuição no tempo de resposta da bacia. Alternativamente, para bacias que fornecem pequenas quantidades de escoamento superficial, a mudança no volume escoado superficialmente pode ser mais significativo que a mudança no tempo de resposta da bacia. Packman(1980) afirma que para avaliar o efeito da urbanização com sucesso, alterações no coeficiente de escoamento e no tempo de resposta da bacia, devem ser considerados separadamente. Smith e Bedient(1980) corroboram, alertando que para áreas com baixa capacidade de infiltração, as enchentes

urbanas são agravadas, primeiramente pela diminuição do tempo de resposta da bacia, só depois pelo aumento do escoamento superficial.

Outra característica marcante nos processos hidrológicos urbanos é que as enchentes ampliadas pela urbanização, em geral, ocorrem em bacias de pequeno e médio porte, medindo até algumas dezenas de quilômetros quadrados. Esta constatação é enfraquecida pelo fato de não ser comum encontrar grandes áreas urbanizadas, como a da cidade de São Paulo, onde os problemas com as inundações se alastram por mais de 800 km² (Tucci, 1994). Entretanto, de forma geral, as grandes bacias são menos afetadas devido a sua maior capacidade de armazenamento das águas precipitadas, pois além da água retida no solo (infiltração e depressões), o seu leito é responsável por grande parte do armazenamento (Ponce, 1989).

O aumento da frequência das enchentes em áreas em desenvolvimento é consequência direta da diminuição da capacidade de retenção de água pela bacia. Com a característica da menor capacidade de infiltração e retenção das áreas urbanas, um evento chuvoso, mesmo não possuindo grande volume é capaz de provocar inundações; logo, alguns eventos chuvosos que não trouxeram problemas para a bacia na sua fase rural, se repetidos na fase urbana, poderão causar transtornos consideráveis. Grandão et al. (1993) estudando as enchentes urbanas ocorridas no município do Rio de Janeiro, corroboram, ao concluir “...que mesmos sem evidência de agravamento no comportamento meteorológico, as enchentes que afligem a cidade do Rio de Janeiro tiveram considerável aumento de sua frequência dos anos sessenta para os anos oitenta”. Por consequência, não é surpresa que as tempestades de verão que costumam ter alta intensidade mais baixo volume, formem um contingente de flagelados cada vez maior à medida que os anos passam.

É conveniente ressaltar que a ampliação das enchentes e de sua frequência devido as alterações sofridas pela bacia, é mais sentida para pequenos tempos de retorno dos eventos chuvosos, haja vista que, para chuvas muito raras (grandes volumes precipitados), a bacia mesmo que rural, comporta-se como urbana, já que todas as depressões são preenchidas e o solo apresenta uma taxa de infiltração muito reduzida.

Pode-se concluir desta forma, que trata-se de um erro imaginar que a ocorrência seqüencial de grandes enchentes signifiquem que estas estão aumentando com o tempo, ou

que são conseqüências de modificações substanciais na bacia hidrográfica. Estas modificações podem ter efeitos, sobre as enchentes de frequência média ou pequena, mas tem efeito reduzido sobre as enchentes raras.

Urbonas e Roesner(1993) apresentam esta tendência na tabela 2.1. Pode-se observar que para a cidade de Denver (Estados Unidos), enquanto o acréscimo do pico do hidrograma com a urbanização foi de 5700% para o tempo de retorno de 2 anos, para o tempo de retorno de 100 anos esse aumento foi de 185%.

Tabela 2.1. Relação entre a vazão de pico, nas condições pós e pré-urbanização

Tempo de Retorno, (anos)	New Jersey, Estados Unidos	Denver, Estados Unidos	Canberra, Austrália
2		57,0 ¹	9,0
10		3,1	4,7
15	3,0		
100		1,8	1,9

¹ Valor muito acima das médias comumente registradas
(Fonte: Urbonas e Roesner, 1993).

Os valores da tabela 2.1 foram obtidos através de simulações que utilizaram diferentes modelos, entre eles, o modelo SCS TR-55. O autor acredita que as diferenças hidrológicas entre as regiões e os diferentes modelos utilizados explicam parte das discrepâncias simuladas.

Uma observação importante é que o efeito da urbanização na alteração do ciclo hidrológico, reconhecidamente, apresenta grande variação. Parte desta variação pode dever-se às diferenças entre as metodologias de estudo e aos erros aleatórios inerentes a todo estudo hidrológico; entretanto, macro-fatores sugerem algumas diferenças fundamentais. Entre os ainda não comentados, destacam-se : i) a localização da área urbanizada dentro da bacia; ii) as características locais da chuva.

A localização que ocupa a área urbanizada dentro da bacia é determinante da magnitude do efeito da urbanização. Apesar do escoamento superficial crescer pela introdução de áreas impermeáveis, a magnitude deste aumento será maior se as novas áreas

urbanizadas forem localizadas em áreas com altas taxas de infiltração. Se as novas áreas forem localizadas em regiões que notadamente possuam baixas taxas de infiltração, o efeito deverá ser menor. A localização afeta não somente o coeficiente de escoamento, mas também a velocidade de resposta da bacia. Se o desenvolvimento ocorrer na cabeceira, o escoamento mais rápido da área urbanizada pode chegar no exultório da bacia ao mesmo tempo que o hidrograma da parte baixa da bacia que apresenta uma menor velocidade, superpondo assim os hidrogramas, ampliando as enchentes. Inversamente, se o desenvolvimento urbano ocorrer na saída da bacia, o hidrograma desta região poderá passar pelo exultório antes que o hidrograma de jusante da parte rural que apresenta menor velocidade alcance a saída da bacia, como consequência poderá haver um hidrograma com pico reduzido ou pico duplo (Packman, 1980).

A variação temporal e espacial do evento chuvoso é igualmente importante na verificação do efeito da urbanização. Burke et al.(1980) apud Barbassa(1991) investigaram parâmetros das precipitações que afetam o hidrograma resultante. A variação temporal foi investigada pelo uso de diferentes hietogramas, e constatou-se que quanto mais tarde o pico da tormenta ocorre, mais pronunciado é o aumento no pico do hidrograma calculado. Em geral, para um mesmo volume, a tormenta com forma mais crítica é aquela que em seu início apresenta uma intensidade de média a baixa, que serve para umedecer toda a bacia e preencher as depressões, tornando todas as áreas potencialmente produtoras de escoamento, e após esta fase vem o pico do hietograma, encontrando toda a bacia contribuindo, maximizando a vazão de pico do hidrograma.

Além de agravar as enchentes, outras consequências da urbanização sobre o ciclo hidrológico são :

a) Aumento da quantidade de sedimentos e lixo, resultando no assoreamento dos canais, galerias e sarjetas. Este efeito pode ser entendido pelo efeito da remoção da camada de solo superficial que ocorre durante as construções e melhoramentos da região, tornando o solo mais desagregado, facilitando seu transporte. Soma-se a isto o aumento da velocidade do escoamento superficial, elevando, assim, o poder erosivo da bacia. É importante destacar que quando a bacia apresenta-se completamente urbanizada a quantidade de sedimentos é diminuta, visto que não se encontra na bacia, superfícies de solo nu. Nesta situação o

problema maior passa a ser o lixo e o material poluente acumulado nas superfícies urbanas, que carregados pelas enchentes vão para o sistema de drenagem (Packman, 1980).

b) Alteração da qualidade das águas pluviais e dos corpos receptores do sistema de drenagem : Ide(1984) monitorando a qualidade das águas pluviais de uma área de fluxo médio de veículos, concluiu que os poluentes encontrados no escoamento pluvial urbano podem apresentar baixa concentração, mas a carga anual de poluentes carregados pela chuva, é provavelmente maior que a produzida por um efluente de uma estação de tratamento de esgotos domésticos, podendo contribuir significativamente para a deterioração da qualidade dos corpos de água receptores. Segundo McPherson(1974), as maiores fontes de degradação da qualidade das águas pluviais em áreas urbanas são: i) efluentes dos processos industriais; ii) deficiência ou ausência das estações de tratamento; iii) lixos presentes nas ruas e passeios; entre outros.

c) Problemas com água potável : a necessidade de água potável cresce paulatinamente nas áreas em desenvolvimento. Lindh(1990) apontou que em Calcutá, a população que era de 10,2 milhões, deverá chegar a 13,7 milhões no ano 2000. Já a demanda de água deve passar dos atuais 3 milhões de $m^3 \text{ dia}^{-1}$ para 6 milhões de $m^3 \text{ dia}^{-1}$. Assim , apesar da população crescer na ordem de 34%, a necessidade de água potável para o mesmo período deverá dobrar. McPherson(1974) indica que na Alemanha é esperado um aumento dos atuais 54 $m^3 \text{ ano}^{-1}$ para 82 $m^3 \text{ ano}^{-1}$, *per capita*. Assim, vê-se que o desenvolvimento é responsável por uma crescente necessidade de água potável, resultado da soma dos consumos das atividades industriais, comerciais, agrícolas e humanas.

d) Alteração dos parâmetros climáticos : ao contrário dos impactos hidrológicos superficiais, as alterações nos parâmetros climáticos são de pequena escala, mas podem a longo prazo introduzir alterações significativas no balanço hídrico. McPherson(1974) afirma que mudanças climáticas nas áreas urbanas podem ser sentidas através de alterações nas seguintes características: i) temperatura e quantidade de vapor de água no ar; ii) nebulosidade; iii) precipitações e vento. As ilhas de calor que se formam nos grandes centros podem aumentar o processo de evaporação, culminando numa modificação dos processos de formação da precipitação. Packman(1980) aponta que o aumento do volume de chuva

decorrente destas alterações pode ser de 5 a 10% em grandes cidades, mas que este acréscimo usualmente é negligenciado na estimativa das cheias urbanas.

De acordo com os objetivos desta pesquisa, após identificados os efeitos da urbanização, faz-se necessário revisar os métodos comumente utilizados para análise do agravamento das inundações urbanas decorrentes da incapacidade do sistema de macrodrenagem, impermeabilização da superfície da bacia e do aceleração do escoamento superficial.

Para proceder a este estudo sobre a macrodrenagem, cabe salientar que as análises dos impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico, em geral, são feitas por dois critérios: i) avaliação com base em modelos estatísticos ou hidrológicos que estimem parâmetros através do ajuste a várias bacias, monitoradas para diferentes condições de urbanização; ii) avaliação através de modelos que simulem cenários de ocupação, com base em parâmetros estimados (Tucci, 1995). Nesta seqüência, apresenta-se separadamente alguns exemplos que utilizam as duas formas de avaliação

2.4 Quantificação com base em registros históricos para diferentes cenários

O número de trabalhos que apresentam parâmetros estimados com base em dados hidrológicos é muito reduzido, pois a falta de dados em bacias urbanas é generalizado. Em geral, a quantificação com base em registros históricos não pode ser utilizada para pequenas bacias (microdrenagem), devido a extrema escassez de dados para bacias com este tamanho. Desta forma, este critério normalmente é utilizado para bacias com algumas dezenas de km², caracterizando usualmente a macrodrenagem.

Durbin(1975) apud Barbassa(1991) utilizou o Stanford Watershed Model, em bacias com áreas de 9,16 a 200 km², para simular o efeito da urbanização sobre o ciclo hidrológico. O modelo foi calibrado através do parâmetro relativo às áreas impermeáveis efetivas. Neste trabalho a taxa de área impermeável trata-se de um parâmetro de ajuste, portanto é estimada de forma a garantir um bom ajuste entre os valores observados e os calculados. Conclui-se neste trabalho, que para a taxa de impermeabilização que passara de 10 a 30%, houve uma duplicação, em média, do volume escoado superficialmente.

Hall(1977) estudando o efeito da urbanização sobre os hidrogramas de cheia, apresentou um estudo que utiliza o método do índice ϕ para a determinação da precipitação efetiva, e a técnica do hidrograma unitário para simular o escoamento superficial, onde as variáveis do hidrograma unitário são correlacionadas com as seguintes características da bacia : comprimento do talvegue; declividade da bacia e percentagem de área impermeável. Aplicou-se esta metodologia a 40 eventos selecionados para a bacia do rio Silk (31,25 km², Inglaterra), que apresenta tempo de concentração de aproximadamente 6 horas. O autor observou que o efeito da urbanização sobre a diminuição do tempo de concentração foi bastante acentuada. Em 1929, 15% da bacia era urbanizada, em 1944 passou para 20,6%, no mesmo período estimou-se que o tempo de concentração decresceu de 40% do valor original. Observou-se, também, que as três variáveis (comprimento do talvegue, declividade do rio principal e taxa de impermeabilização) foram insuficientes para simular adequadamente as alterações no hidrograma de cheia. O autor sugeriu que uma melhor descrição do caminho que a água percorre na bacia, poderia melhorar a descrição dos hidrogramas, porém, exigiria uma manipulação de grande quantidade de dados, tornando-a laboriosa e infactível para a época, visto que não eram disponíveis as ferramentas atuais.

A parcela da área urbana impermeabilizada é uma das características mais importante na alteração dos hidrogramas. Assim sendo, muitos estudos hidrológicos apresentam entre seus parâmetros, a variável : taxa de área impermeável. Miller(1978) apud Barbassa(1991) através de registros históricos, observou que a área impermeável da cidade de Broward County (Estados Unidos) que era aproximadamente de 18%, igualou-se a razão (volume escoado) / (volume precipitado), indicando que para a precipitação estudada, o escoamento superficial foi originado principalmente pela área impermeável.

Antônio(1993) analisou dois eventos chuvosos ocorridos na bacia do rio Bauru (72,3 km²) que apresenta um tempo de concentração próximo de 3,4 horas. A bacia nos últimos anos sofreu uma forte urbanização, descrita resumidamente pela tabela 2.2. No primeiro evento(28 de janeiro de 1979), para um volume de 88,7 mm (precipitação excedente de 49 mm) em três horas, com um pico de 12,5 mm em 5 minutos, observou-se que o tempo de subida do fluviograma unitário foi de 2,96 horas e o tempo de descida de 4,93 horas. Utilizando-se a teoria do hidrograma unitário triangular para avaliar o hidrograma de cheia, o valor do pico do hidrograma foi estimado em 250 m³ s⁻¹. O segundo evento (14 de fevereiro

de 1993) teve um volume de 37,6 mm (precipitação excedente de 23,3 mm) em três horas, com um pico de 14,4 mm em 5 minutos, com tempo de subida e de descida do fluviograma unitário de 2,56 e 4,26 horas, respectivamente. Para este evento estimou-se uma vazão máxima de $136,6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Nos dois casos a condição do solo era bastante úmida. Os eventos além de apresentarem diferentes distribuição temporal, tiveram grande diferença no volume precipitado, mesmo assim, não se evidenciou nenhuma indicação de agravamento nas condições de enchentes. Segundo o autor, o fato de grande parte da urbanização ocorrer na cabeceira da bacia foi a responsável pelo pequeno efeito no comportamento das enchentes da região.

Tabela 2.2. Percentagem dos diferentes tipo de ocupação do solo para a bacia do rio Bauru

Uso do solo(%)	Eventos	
	1979	1993
Média urbanização	19,7	37,9
Baixa urbanização	19,7	27,6
Matas, arbustos	50,7	26,1
Pastagens, campos	9,9	8,4

(Fonte : Antônio, 1993).

Deste exemplo, pode-se perceber a importância da disponibilidade de dados para um fiel entendimento das conseqüências da urbanização para cada região, pois, contrariando a regra geral, um significativo aumento na áreas impermeáveis não afetou de forma contundente as características das enchentes da região. Apesar disso, pode-se considerar que essas conclusões são pouco explícitas para essas informações, além das intensidades das chuvas apresentarem diferenças marcantes.

2.5 Quantificação para diferentes cenários com parâmetros estimados

A comentada falta de dados hidrológicos em bacias urbanas, faz com que a maioria das quantificações do impacto da urbanização sobre o ciclo hidrológico sejam apresentadas por meio de modelos chuva-vazão (dotados de parâmetros correlacionados com algumas características da bacia), que simulam as modificações que ocorrem nos hidrogramas.

Bras e Perkins(1975) estudaram a influência da urbanização nas cheias da cidade de Porto Rico. Como os solos da região consistem de argila siltosa com muito baixa capacidade de infiltração e a umidade do solo é tipicamente alta, acreditava-se que o processo de urbanização não fosse alterar as características da infiltração de maneira considerável; deste modo, esperava-se que a forma do hidrograma da região não se alterasse significativamente. Para averiguar esta situação, o autor utilizou um modelo chuva-vazão, baseado na equação de Horton (para a separação do escoamento) e na equação da onda cinemática (para simular o escoamento superficial). A região escolhida como teste, tinha área de 0,046 km², na situação da bacia rural utilizou-se a taxa de área impermeável nula, para a situação urbanizada utilizou-se uma taxa de 50%. Para esses dois cenários, observou-se através de simulações que houve um acréscimo do pico do hidrograma de cheia na ordem de 7 a 200% e uma redução no tempo de concentração na ordem de 8 a 40%. As características da chuva juntamente com a distribuição espacial das áreas desenvolvidas mostraram-se muito importantes na forma e magnitude dos hidrogramas. Portanto, as simulações indicam que as expectativas quanto aos efeitos da urbanização estavam equivocadas, constatando-se alta influência da ocupação da bacia sobre o regime de cheias da região. Para esta conclusão ser extrapolada para a cidade de Porto Rico, deve-se ter certos cuidados, devido ao tamanho da área de teste que foi utilizada.

Pawlow e Nathan (1977) apud Barbassa(1991) estudaram o efeito da urbanização sobre uma bacia rural (7,7 km²) através da metodologia dos hidrogramas unitários. De 1967 a 1976 verificou-se um aumento de 41% na vazão de pico e uma redução de 31% no tempo de pico. Neste mesmo período acompanhou-se que a taxa de área impermeável cresceu de 3,0 para 7,9%. Paralelamente, observou-se uma elevação de 25% no volume escoado superficialmente. O autor credita estas altas variações, ao fato da urbanização ter ocorrido na parte inferior da bacia. Infelizmente, o texto não apresenta nenhuma referência sobre as características da bacia, bem como sobre as precipitações utilizadas para esta simulação.

Sickle(1978) exemplifica as diferenças do efeito da urbanização sobre os picos dos hidrogramas de cheia, através de simulações em algumas bacias de cidades americanas. Estudos em Dallas, indicam um crescimento de apenas 25% na vazão do pico do hidrograma, para uma bacia que sofreu urbanização completa. Já em Charlotte, os mesmos estudos indicaram um crescimento de 100 a 150%. Em Houston os picos do hidrograma aumentaram em cerca de 200 a 900%, em relação a bacia não urbanizada, dependendo da frequência do

evento. No Tennessee em uma pequena bacia ocupada por um grande Shopping Center foi observado que o pico do hidrograma apresentou crescimento na ordem de 25 vezes, ou seja, 2500% de aumento em relação ao original. O autor não apontou as condições geológicas das regiões como responsáveis pelas altas variações apresentadas, apesar de salientar que as áreas não apresentam diferenças radicais nas suas características fisiográficas. Infelizmente o fato do autor não explicitar as características das bacias estudadas limita a utilidade destas informações.

Mota(1982) utilizou o modelo IPH II na bacia do Arroio Dilúvio(80 km², Porto Alegre). Foram simuladas quatro situações de ocupação do solo, onde buscou-se principalmente prever o efeito da urbanização através do aumento das taxas das áreas de impermeabilização. As quatro situações (1,2,3 e 4) apresentaram as seguintes percentagens médias de área impermeável : 42,7; 69,3; 54,3; e 16,3%, respectivamente. A estimativa da parcela da área impermeável foi obtida através de curvas que correlacionam as densidades habitacionais com as taxas de áreas impermeáveis. O modelo simulou os efeitos da urbanização ao apresentar o volume escoado superficialmente, bem como, a vazão de pico do hidrograma de cheia para os quatros cenários de ocupação descritos pela tabela 2.3, para o extremo inferior da bacia (Posto CPRM). O autor concluiu que as características da precipitação simulada, cuja intensidade máxima ocorre no início do evento, é a responsável pela pequena variação calculada para os diferentes cenários. Entretanto, salienta que para eventos com outras características, “os resultados poderão indicar uma consequência mais séria”.

Tabela 2.3. Resumo das simulações para os diferentes cenários de ocupação (Bacia do Arroio Dilúvio)

Situação	Vazão Máxima (m ³ s ⁻¹)
1	275,76
2	282,66
3	278,00
4(atual)	265,23

(Fonte: Mota, 1982).

Ellis et al. (1983) apud Barbassa(1991) analisaram o efeito da impermeabilização sobre o aumento do volume escoado superficialmente numa região da cidade de Denver (31 km², Estados Unidos), através do modelo Storm Water Management Model II. De 1977 a 1980 a região teve sua área impermeável aumentada de 29 para 50%, por esta razão utilizou-se o modelo para essas duas condições de uso do solo e para um mesmo evento, encontrando-se um aumento médio da relação (volume escoado) / (volume precipitado) de 27 para 37%. A simulação permitiu comprovar que a principal causa do aumento do volume escoado superficialmente deveu-se ao aumento das áreas impermeáveis.

Barbassa(1991) utilizando um melhoramento do modelo hidrológico EESC-USP, desenvolvido por Machado e Righetto(1981), apresenta simulações sobre o sistema de macrodrenagem da cidade de São Carlos(SP), que apresenta área de 75 km². O autor através de simulações apontou que de 1980 a 1990, com o crescimento da área impermeável, para um mesma precipitação, constatou uma elevação na vazão de pico do hidrograma, próxima de 10 m³ s⁻¹, que traduz uma elevação de 20% em relação ao pico do hidrograma de 1980. A vazão de pico de 50 m³ s⁻¹ que ocorreu em 1980 apresentou tempo de retorno de 10 anos, com o aumento da frequência da enchentes decorrente da urbanização, em 1990, este mesmo valor passou a ter período de retorno de 5 anos, caracterizando a contundente influência da urbanização sobre a frequência das inundações do local.

Silva e Porto(1991) estudando o efeito da taxa de área impermeável nas cidades de Mirandópolis e Lavínia(SP), simularam o efeito da urbanização através do modelo DRENG II, que utiliza o método da curva número para a separação do escoamento e o método da onda cinemática para a propagação do escoamento superficial. As bacias estudadas foram : Ribeirão das Antas (18 km²) e Ribeirão dos Meninos (103 km²). Foi verificado que, em geral, um aumento da área impermeável da ordem de 100 a 300%, provocava um aumento da vazão de pico das duas bacias, na ordem de 8 a 14% e 19 a 25%, respectivamente. Os autores acreditaram que esse pequeno aumento na vazão de pico é função da área urbanizada situar-se na cabeceira da bacia, tanto que só foi observado um aumento médio de 9,6 a 18,9% no coeficiente de escoamento local.

Na bacia do rio Tsumuri (235 km², Japão) localizada na parte oeste da metrópole Tokyo, a facilidade de acesso as regiões vizinhas, bem como, as favoráveis condições

topográficas propiciaram uma rápida urbanização da região. Alguns estudos apontam que de 1958 a 1975 a área ocupada passou de 10 para 60%, e nos próximos anos espera-se que esta taxa de ocupação salte para 80%. Essas alterações na superfície da bacia são responsáveis por sensíveis alterações nas características do escoamento superficial da região, conforme pode ser verificado na figura 2.4. Pela figura pode-se perceber a diminuição no tempo de concentração e o aumento do pico do hidrograma, decorrentes da evolução da ocupação da bacia.

2.6 Limitações da avaliação dos impactos da urbanização

Apesar dos efeitos da urbanização sobre o ciclo hidrológico serem largamente aceitos, a quantificação da magnitude destes impactos para uma particular bacia apresenta dificuldades, e muitos estudos produzem informações inadequadas e resultados inconclusivos (Packman, 1980).

A maioria das metodologias de quantificação dos efeitos da urbanização utilizam a taxa de áreas impermeáveis como um de seus parâmetros, bem como outras características das áreas urbanas, de difícil avaliação. A dificuldade inerente a quantificação precisa de áreas impermeáveis, bem como o grau de impermeabilização “real” encontrados nestas superfícies, são alguns dos fatores que dificultam uma avaliação adequada dos impactos da urbanização, por meio destas metodologias.

Genz(1994) descrevendo a importância da taxa de área impermeável como parâmetro de previsão das alterações na forma do hidrograma das áreas em urbanização, cita o trabalho de Davies e Hollis(1981) que tratou do balanço hídrico de superfícies “impermeáveis” chegando aos seguintes resultados: i) na média 24% da chuva é “perdida” nos telhados; ii) superfícies calçadas (asfalto e passeios de concreto) mostraram uma perda maior que 60%. O autor creditou essas perdas à evaporação e infiltração, lembrando que a infiltração ocorre devido a existência de muitas trincas, principalmente nas juntas com o meio-fio, e a alta permeabilidade do solo da região. Genz(1994) percebendo a importância dessa informação sobre as simulações que utilizam taxas de áreas impermeáveis como parâmetro, alerta que esses “resultados chamam a atenção para as hipóteses muitas vezes assumidas nas

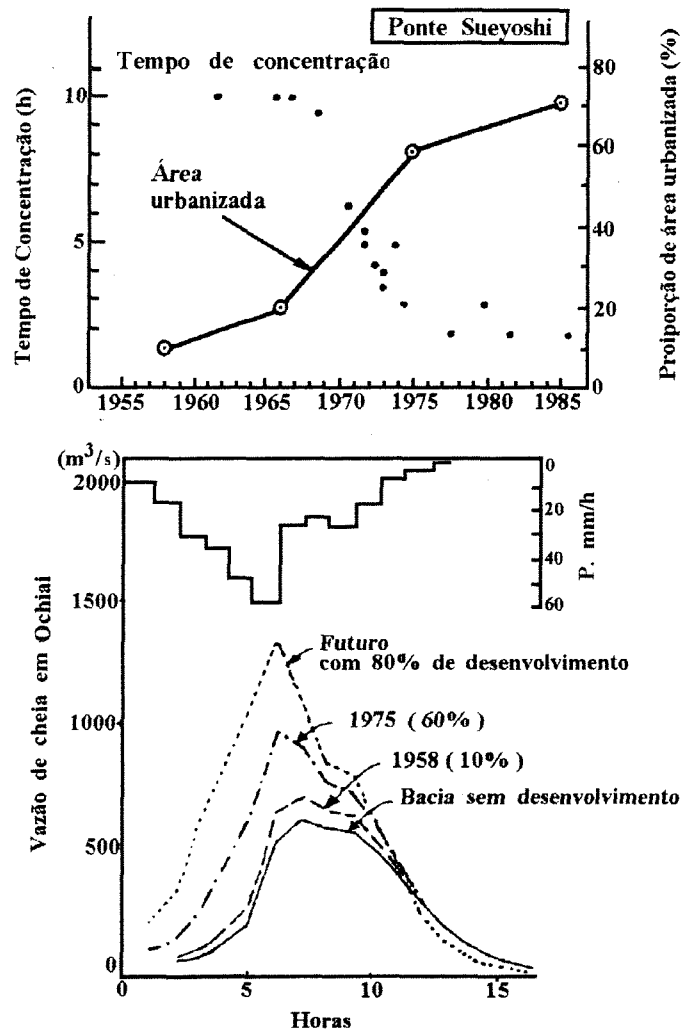


Figura 2.4. Resultados da evolução urbana na bacia do rio Tsurumi.

(Fonte: Yoshimoto e Suetsugi, 1990).

simplificações adotadas pelos modelos, que em geral consideram 100% de escoamento para essas superfícies “.

Sickle(1978) pondera sobre essas e outras dificuldades, e questiona quão preciso pode ser a avaliação do efeito da urbanização sobre o ciclo hidrológico. O autor afirma que em muitas aplicações de engenharia, particularmente em situações estruturais, prever “bem” as situações que estarão expostas as estruturas, está na faixa de 5 a 10% de incertezas. Em hidrologia urbana tal precisão com margem de erro de 25% é considerada adequada. O autor acrescenta, questionando a possibilidade da predição dos efeitos de uma enchente de 100 anos de tempo de retorno, ocorrer com um erro menor que 100%.

O autor, *ibid.*, aponta que boa parte destas dificuldades, refere-se a escassez de dados em bacias urbanas. Apesar do esforço dos programas de monitoramento, as séries de dados, quando existentes, são pequenas para se estimar o efeito da urbanização para elevados tempo de retorno. Essa falta de informações gera previsões duvidosas, ocorrendo três tipos principais de erros, que são :

- A série de chuvas não é suficientemente longa, para que se possa através de inferências estatísticas avaliar um evento chuvoso com tempo de retorno elevado, com adequada segurança. A falta de dados hidrológicos é reconhecidamente um dos principais limitantes numa avaliação consistente dos impactos da urbanização. Cabe frisar que essa escassez de dados é generalizada, isto é, aplica-se tanto a países desenvolvidos como a países em desenvolvimento, tratando-se assim de uma dificuldade enfrentada por todos pesquisadores da área (Duisburg, 1988);
- Incapacidade de uma completa descrição dos vários caminhos que a água percorre desde o momento que atinge o solo, até passar pelo exultório da bacia. Esta incapacidade constitui um entrave na obtenção de metodologias que consigam representar de forma satisfatória as mudanças que ocorrem na hidrologia das áreas urbanas;
- as limitações dos modelos “chuva-vazão” utilizados.

A velocidade com que ocorrem as mudanças nas bacias urbanas, bem como a rapidez com que se dá o escoamento das ondas de cheias nos ambientes urbanos, é outro fator que dificulta a disponibilidade de dados. No entanto é imprescindível o monitoramento das modificações que venham a acontecer na bacia, para que medidas de controle do escoamento possam ser tomadas com maior embasamento técnico, garantindo assim maior benefício e proteção à comunidade.

2.7 Discussão sobre os impactos da urbanização

Numa revisão bibliográfica sobre os impactos da urbanização no ciclo hidrológico, constata-se algumas características marcantes. É comum encontrar na literatura indicações qualitativas do aumento do escoamento superficial; infelizmente, não são comuns estudos que apontem dados quantitativos sobre estas modificações. Na maioria dos casos os impactos apresentados foram simulados através de modelos “chuva-vazão”, não sendo corriqueiro encontrar trabalhos que apresentem comparações entre medições realizadas em condições pré e pós-urbanização. Essa constatação dificulta o diagnóstico do tamanho do efeito da urbanização sobre os processos hidrológicos.

Boa parte das cidades brasileiras apresentam alguns dos tipos de enchentes discutidas. Percebe-se que no Brasil os prejuízos decorrentes das inundações raramente são avaliados, dificultando assim a conscientização do poder público e da população, quanto aos potenciais danos que as enchentes trazem a sociedade. Dentre os artigos consultados, a maioria relata os problemas e prejuízos decorrentes das enchentes devido ao extravasamento de rios de médio ou grande porte. Apesar da falta de trabalhos que enumerem os prejuízos das enchentes sobre a insuficiência da micro e macrodrenagem, sabe-se que os montantes destes prejuízos são muitos altos, por vezes, envolvendo vidas humanas. Soma-se a isto, a constatação que dos periódicos e livros consultados, apenas uma publicação faz a distinção entre os diferentes tipos de enchentes que podem assolar as regiões urbanas. A ausência desta, dificulta o entendimento dos processos de agravamento das enchentes, decorrentes da urbanização.

Por último, é importante não esquecer que as enchentes são fenômenos naturais, elas já ocorriam antes da construção das cidades. Algumas regiões urbanas que apresentam inundações, bem antes de se constituírem como tal, já eram periodicamente invadidas pelas águas vindas das tormentas severas. A ocupação da bacia pode agravar ou criar problemas com enchentes, porém, não se deve creditar unicamente ao desenvolvimento da bacia os problemas que os centros urbanos tenham com inundações.

3 CONTROLE DAS ENCHENTES URBANAS

As ações, visando o controle das enchentes em áreas urbanas, necessitam de princípios que regularizem e orientem a forma como devem ser implementadas, buscando-se maximizar seus benefícios. Os princípios destacados pelos planos de gerenciamento das águas pluviais servem como elemento de base para a criação de um planejamento regional, visando um adequado controle das inundações. Dentro destas orientações, as medidas de controle ganham mais eficiência e, em geral, tem seus custos reduzidos.

3.1 Princípios no controle de inundações urbanas

A literatura apresenta uma vasta coleção de programas de gerenciamento e planejamento das águas pluviais. Os critérios aí preconizados, são necessários para um eficiente controle dos efeitos da urbanização sobre o ciclo hidrológico. Especificando os problemas hidrológicos causados pelo desenvolvimento da bacia, cada programa indica linhas gerais para os projetos e construções, de forma a atender a política de gerenciamento. Essas linhas e políticas variam de país a país, podendo variar de região para região, dentro de um mesmo país. Em geral, os programas não incluem princípios específicos de projetos, nem metodologias a serem empregadas, dando margem a interpretações ambíguas e, por vezes, deficientes, resultando num inadequado controle das enchentes, que coloca em risco o bem-estar da sociedade.

Righetto et al.(1993) discutem a necessidade dos estudos das águas pluviais estarem baseados em metodologias padronizadas. Os autores não chegam a propor uma política de gerenciamento; entretanto, alertam que o desenvolvimento dissociado de tal política, principalmente de caráter não-estrutural, como planejamento e disciplinamento do uso do solo nas áreas inundáveis e nas encostas, deixa ao poder público a única opção de implementar medidas estruturais, em geral, com custos elevados.

Porto et al.(1993) destacam que o planejamento das águas pluviais deve ser exercido nos estágios iniciais do desenvolvimento urbano, em geral, podendo ser feitos com recursos relativamente limitados. Os autores lembram que se as ações forem retardadas e a população ocupar inadvertidamente os espaços, as soluções terão custos muito altos. Soluções

estruturais como ampliação da calha dos rios, através do seu aprofundamento ou alargamento, construção de diques, canalizações, entre outros, podem ser evitados com um adequado planejamento da ocupação urbana, através de uma densificação compatível com os riscos de inundação, que se constitui num dos principais critérios de alguns planos de gerenciamento.

Enfatizando a importância do gerenciamento ser feito na fase inicial da urbanização, Wright-McLaughlin Engineers(1969) destaca os benefícios adicionais de um programa de águas pluviais que ocorra na etapa inicial da ocupação da bacia. São eles :

- a) Reduzido custo de construção e manutenção de ruas;
- b) Melhoria do trânsito;
- c) Melhoria da saúde pública;
- d) Espaços vazios de menor custo;
- e) Menor custo das áreas de estacionamento e maior oportunidade de recreação;
- f) Desenvolvimento de terras que de outra maneira não seriam desenvolvidas;
- g) Oportunidade de baixos custos de construção;
- h) Rebaixamento do lençol freático;
- i) Crescimento controlado do nível do lençol freático.

Tucci(1995) alertando que o controle na fase inicial de ocupação deve ser feito em todos os níveis do sistema de drenagem, ou seja, na fonte, na micro e macrodrenagem, propõe alguns princípios para uma proposta de um programa de controle de enchentes, destacando :

- a) Regulamentação do uso do solo e ocupação pelo poder público das áreas naturalmente inundáveis;
- b) Combinar essas áreas para atuarem como bacias de retenção urbana;
- c) Regular a microdrenagem para não ampliar a enchente natural, tratando cada distrito ou sub-bacia, de acordo com sua capacidade de transferência para jusante. Nesse caso é definido o risco de inundação que cada empreendedor deve manter nas condições naturais;
- d) Utilizar parques e áreas livres para amortecer e preservar os hidrogramas entre diferentes sub-bacias;

- e) Prever subsídios de impostos para as áreas de inundações e destinar estes recursos para a compra de áreas que sirvam de armazenamento;
- f) Nenhuma área desapropriada pelo poder público pode ficar sem implantação de infra-estrutura pública, parque ou área esportiva, caso contrário será invadida.

3.2 Medidas de controle do escoamento

Baseado nos critérios preconizados pelos planos de gerenciamento das águas pluviais, faz-se necessário a adoção de medidas não-estruturais e estruturais (principalmente sobre a macrodrenagem) para um eficiente controle das vazões. As medidas não-estruturais são aquelas em que os prejuízos com as inundações são reduzidos pela melhor convivência da população com as enchentes, enquanto que as estruturais são aquelas que modificam o sistema fluvial.

As medidas não-estruturais tem o objetivo de minimizar os prejuízos com as enchentes através de ações preventivas, podendo ser dividida em grandes grupos, entre eles : i) regulamentação do uso da terra; ii) proteção das estruturas; iii) seguro de enchente; iv) previsão e alerta de inundações.

Já as estruturais reduzem os riscos com as inundações através de obras físicas de engenharia. Estas medidas podem ser intensivas ou extensivas. As extensivas são aquelas que agem na superfície da bacia, modificando a sua cobertura vegetal, com o propósito de reduzir e retardar os picos das enchentes e controlar a erosão.

Por sua vez, as medidas intensivas são aquelas que agem sobre a rede de drenagem e podem ser de três tipos (Simons et al., 1977) :

- a) Aceleram o escoamento : neste caso está a construção de diques, aumento da capacidade de descarga dos rios e da rede de drenagem e corte de meandros;
- b) Retardam o escoamento : é realizado basicamente por reservatórios (bacias) de detenção;
- c) Desvio do escoamento : são obras como canais de desvio.

Na realidade brasileira o controle das enchentes urbanas vem sendo feito através de canalizações. Este tipo de solução, freqüentemente, é exemplo de falta de uma visão global do controle das inundações, pois, segue a visão particular de um trecho da bacia, sem que as conseqüências sejam previstas para o restante da mesma. Além do que, não vislumbra o controle para os futuros cenários de ocupação. Tucci (1994) lembra que esse procedimento, em geral, apenas transfere os problemas de uma região (montante) para outra (jusante). Soma-se a estas particularidades, a constatação que os custos com as canalizações em áreas urbanas, em geral são muito altos. Pela tradicional falta de área livre nos centros urbanos, a solução, na maioria dos casos, passa pelo aprofundamento dos canais (as vezes já existentes), exigindo paredes estruturadas, encarecendo sobremaneira o custo linear das obras, que podem chegar a US\$ 50 milhões km⁻¹. Esse panorama, realidade de muitas cidades brasileiras, poderia ser evitado através do uso de medidas comprometidas com o planejamento e o gerenciamento da drenagem urbana.

O sistema de drenagem urbana, constituído por medidas (estruturais e não-estruturais) desejosamente regulamentado pelos planos de gerenciamento das águas pluviais, faz parte dos melhoramentos públicos de uma área urbana. Em relação aos outros melhoramentos, o sistema de drenagem tem uma particularidade : a drenagem das águas pluviais acontece, mesmo na sua ausência. A qualidade dessa rede de drenagem natural é que determinará se os prejuízos da população serão maiores ou menores, quando ocorrer um evento severo.

Usualmente, as obras da drenagem urbana são concebidas para esgotar as águas pluviais da maneira mais rápida possível, procurando evitar transtornos, prejuízos e riscos de inundação. Geiger(1990) afirma que sua definição é afetada pela topografia, pela declividade e cobertura do solo, bem como pelas características das camadas superficiais e sub-superficiais e pela distribuição das áreas pavimentadas. O autor ainda enumera as condições sociais e culturais, junto com as restrições financeiras e administrativas, como importantes na sua escolha.

O controle da drenagem, em geral, pode ser considerado em três níveis principais (a distinção entre eles nem sempre é clara) que devem ser planejados e projetados sob critérios diferenciados, classificados de acordo com sua ação sobre a bacia hidrográfica (Tucci, 1995), são eles :

- a) Distribuído ou na fonte : é o tipo de controle que atua sobre lotes, praças, passeios e estacionamentos;
- b) Na microdrenagem : é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos;
- c) Na macrodrenagem : é o controle sobre os principais riachos urbanos.

O controle na fonte caracteriza-se por medidas cuja ações são distribuídas sobre a bacia (pequenas áreas, na ordem de centenas de m²). Busca-se em linhas gerais, aumentar a infiltração, armazenamento e percolação, das áreas urbanas, através de medidas como : i) planos e valos de infiltração; ii) bacias de percolação; iii) pavimentos permeáveis; iv) pequenos reservatórios residenciais; v) superfícies pavimentadas, entre outros. Esta forma de atuação ainda é muito incipiente no país, sendo, desta forma, ausente na maioria dos nossos textos clássicos de drenagem.

Já a microdrenagem é formada pelos pavimentos das ruas, guias, sarjetas, bocas de lobo, galeria de águas pluviais e também por canais e reservatórios de detenção de pequenas dimensões. Esse sistema é dimensionado para o escoamento de águas pluviais cuja ocorrência tem período de retorno variando de 2 a 10 anos. Quando bem projetado, reduz substancialmente as inundações nas áreas urbanas, evitando interferência entre as águas e o tráfego de pedestres e veículos, e possíveis danos as propriedades (CETESB, 1980). O termo microdrenagem aplica-se também a áreas onde o escoamento natural não é bem definido e, portanto, pode acabar sendo determinado pela ocupação do solo, por exemplo: o traçado das ruas.

Por último, a macrodrenagem caracteriza-se pelos escoamentos em fundos de vale que normalmente são bem definidos, mesmo que não correspondam a um curso de água perene. As obras de macrodrenagem buscam evitar as enchentes através de : i) construções de canais revestidos, ou não, com maior capacidade de transporte que o canal natural; ii) diques de proteção; iii) e bacias de detenção, entre outros. É responsável, também, pelo escoamento final das águas pluviais provenientes do sistema de microdrenagem. Ressalte-se que a rede física da macrodrenagem, ou seja, aquela constituída pelos principais talwegues, sempre existe,

independentemente da execução de obras específicas e tampouco da localização de extensas áreas urbanizadas, por ser escoadouro natural das águas (CETESB, 1980).

Neste trabalho, as medidas de controle das enchentes a serem apresentadas serão basicamente as bacias de retenção que atuam ao nível da macrodrenagem, pois trata-se da abrangência escolhida para este estudo. Apesar disto, é importante salientar que o uso de pequenos reservatórios atuando de forma distribuída e sobre a microdrenagem vem ganhando popularidade em vários países com destacado sucesso, como descrito por Yoshimoto e Suetsugi(1990), op. cit., onde foram utilizados cerca de 500 reservatórios de retenção de 1,3 m³, para uma bacia com área de 235 km². No Brasil ainda não está consolidada esta prática, não obstante existirem algumas pesquisas brasileiras sobre esses níveis de controle (Genz, 1994).

3.3 Medidas de controle estrutural na macrodrenagem

Wright-McLaughlin Engineers (1969), no manual de drenagem urbana para a região de Denver (Estados Unidos), aponta a macrodrenagem como elemento vital para um adequado sistema de proteção contra as inundações, e completa afirmando que quando bem planejado é capaz de reduzir, ou mesmo, eliminar a necessidade de tubulações enterradas, e de proteger extensas áreas quando ocorrerem eventos excepcionais.

Como já foi dito, as ações de controle sobre a macrodrenagem urbana vem sendo realizadas, de forma geral, por : a) canalizações; b) diques de proteção; c) reservatórios(bacias) de retenção ou parques urbanos. Das medidas enumeradas, destaca-se o emprego das bacias de retenção no controle das enchentes ao nível da macrodrenagem, que vem ganhando difusão em vários países, principalmente por sua capacidade de reduzir o pico do hidrograma de cheia. Entretanto, no Brasil ainda não estão solidificadas as vantagens que tal medida pode trazer, sendo talvez essa a razão para o seu pouco uso no país.

3.3.1 Reservatórios ou bacias de retenção

As bacias de retenção são pequenos reservatórios de armazenamento, de curto período, capazes de reduzir e retardar o pico do hidrograma das cheias através do

armazenamento temporário de parte do volume escoado. Basicamente, não reduzem o volume do hidrograma, apenas promovem uma distribuição temporal menos crítica, minimizando o impacto hidrológico decorrente da redução da capacidade natural de armazenamento, provocada pela urbanização. Este funcionamento pode ser observado na figura 3.1.

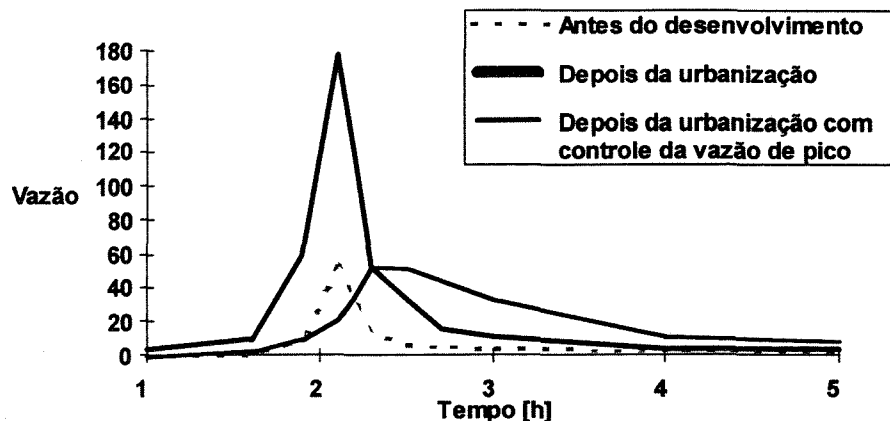


Figura 3.1. Abatimento hipotético do pico do hidrograma através do uso de bacias de detenção.
(Fonte: Tucci, 1995).

Urbonas e Stahre (1993) num texto dedicado ao controle do escoamento superficial, citam as principais vantagens e desvantagens de sua adoção. Entre as que mais se destacam para a realidade brasileira e ainda não citadas, estão :

a) Vantagens :

- Custo de construção reduzido, quando comparado com outras medidas convencionais;
- Custo de operação e manutenção reduzidos;
- Facilidade de administrar a construção e a manutenção;
- Possibilidade de utilizar a área adjacente a bacia como área dedicada ao lazer, através da construção de quadras esportivas, parques, local de pesca, entre outros;
- São bastantes visíveis, isto atrai a atenção para a sua manutenção;

- Capacidade de acomodação de diferentes ampliações de vazões provocadas pela urbanização, dentro da própria região que gerou o escoamento, fazendo com que as conseqüências das urbanizações a montante sejam menos sentidas a jusante;

b) Desvantagens :

- Dificuldade de encontrar local para construir a bacia : a construção de reservatórios em áreas urbanas só é possível graças a uma característica marcante das enchentes urbanas que é ter pequeno volume, assim, reservatórios de pequenas dimensões pode ser suficiente para a tarefa de reduzir o pico do hidrograma, contudo, a dificuldade de encontrar áreas disponíveis e propícias é muito séria;
- Custo de aquisição desta área pode ser alto, mas pode estar dentro das áreas cedidas pelos loteamentos;
- Custos de manutenção devido aos sedimentos e lixos : Wiegand et al.(1989) corroborando com esta preocupação, aconselham o uso de poucas bacias de detenção com volume elevado, pois são mais eficientes e fáceis de sofrer manutenção que um número maior de pequenas bacias.
- Quando o pluvial é utilizado para escoamento do esgoto cloacal os reservatórios de detenção tornam-se inadequados ambientalmente, caso não tenham tempo de residência adequado a fim de evitar a geração de sulfetos.

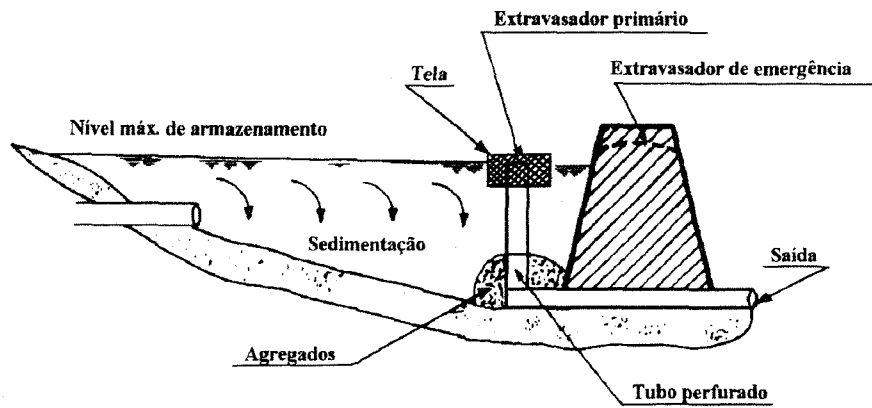
Porto et al.(1993) enumeram outros benefícios, que as bacias de detenção podem trazer as áreas urbanas : i) reduzir problemas com inundações localizadas; ii) reduzir os custos do sistema drenagem, devido a redução das dimensões das galerias a jusante da bacia; iii) minorar problemas com erosão nos pequenos tributários, devido a redução das vazões; iv) aumentar o tempo de resposta do escoamento superficial; v) melhorar as condições para reuso das águas e recarga dos aquíferos. Packman(1980) corrobora, relatando algumas exitosas experiências na redução do transporte de material sólido e na valorização do ambiente.

De forma geral, a maioria dos trabalhos que utilizaram bacias de retenção, fizeram-no para o controle das vazões de pico das inundações, entretanto, vem crescendo seu uso em outras funções, entre as mais destacadas estão :

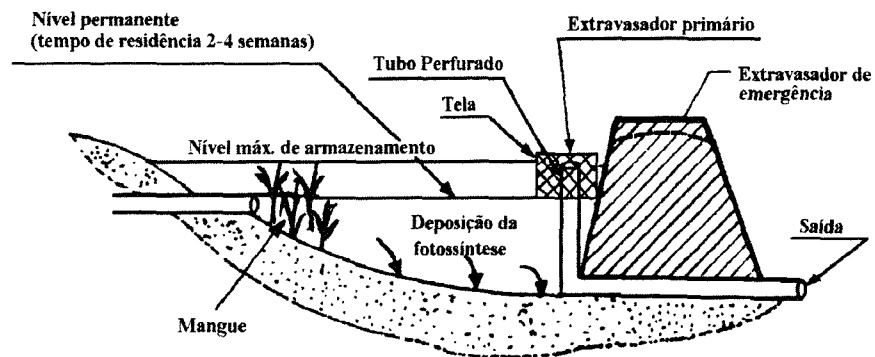
- a) Controle do volume : quando a vazão afluente as estações de tratamento de água supera a sua capacidade de operação, pode-se utilizar as bacias de retenção para reter temporariamente parte do volume afluente, até que a estação tenha capacidade de tratá-lo adequadamente.
- b) Controle de material sólido : uma das principais preocupações em relação à qualidade da água pluvial são os sólidos em suspensão. Quando a quantidade de sólidos é significativa, as bacias de retenção podem ser utilizadas para a sua deposição, bem como para depuração da água.

Os reservatórios, dependendo dos propósitos usados no seu dimensionamento, podem apresentar uma lâmina de água permanente (retenção) ou secarem após uma precipitação intensa (retenção), conforme ilustrado na figura 3.2. Os reservatórios que mantêm uma lâmina de água permanente, ou seja, um volume morto, tem a vantagem de impedir o crescimento de vegetação no fundo do reservatório, mantendo assim a capacidade de melhorar a qualidade da água afluente. Já os reservatórios que se mantêm secos durante períodos de estiagens dão a população da vizinhança, a possibilidade de aproveitar o ambiente reservado para o armazenamento das águas pluviais, como área de recreação e lazer (Tucci e Genz, 1995). Inclusive, é importante que a população se habitue a aproveitar essas áreas de lazer para que o local se consolide como funcional (controle de cheias) e desejável (recreação e lazer). Daí a importância da escolha do tipo de reservatório buscando a integração dentro do planejamento do uso da área.

A principal preocupação quando se pensa em utilizar reservatórios de retenção para o controle de enchentes é a possibilidade de se encontrar áreas disponíveis para tal. Quando esta solução é planejada após a população ocupar toda bacia, o custo de tal empreendimento pode torna-se muito alto, devido as desapropriações que se fazem necessárias, podendo inviabilizar economicamente o projeto.



a) Reservatório de detenção



b) Reservatório de retenção

Figura 3.2. Layout dos reservatórios.
(Fonte : Tucci e Genz, 1995).

Uma possibilidade, em áreas urbanas densamente ocupadas, é construir reservatórios subterrâneos. Evidentemente que os custos são altos, porém em algumas bacias não resta outra opção. Canholi (1994) num estudo sobre as enchentes que afligem a cidade de São Paulo, encontrou como solução a construção de um reservatório subterrâneo sob a praça Charles Müller, totalizando uma área de 15 000 m², com uma profundidade média de 4 metros.

Em regiões já ocupadas, restam poucos espaços livres para a implantação da bacia, ficando a localização da mesma condicionada a disponibilidade de áreas livres. Entretanto, Lakatos e Urbonas(1993) alertam que as detenções localizadas na zona central da bacia são mais eficientes; enquanto que as situadas na parte baixa da bacia, podem apresentar baixa eficiência na redução dos picos dos hidrogramas, porque permite que o escoamento superficial percorra livremente consideráveis distâncias, não sofrendo neste percurso quase

nenhum amortecimento. Por outro lado, se os espaços livres ocorrem nas cabeceiras das bacias, drenando pouco volume, o efeito também será reduzido.

Na possibilidade de escolha de áreas disponíveis, além de se procurar áreas com menor custo, deve-se procurar regiões que naturalmente sirvam de armazenamento temporário das águas pluviais. Felizmente, estas regiões por esse motivo, tem seus preços de mercado bem abaixo da média da região.

Salienta-se que apesar das bacias de detenção serem capazes de reduzir e retardar o escoamento superficial, através da reintegração à bacia da sua capacidade de armazenamento, elas não são suficientes e capazes de devolver à bacia todas as características da fase pré-urbanização (McCuen, 1979), pois, apesar dos hidrogramas terem seus picos reduzidos, apresentam vazões elevadas, por mais tempo (figura 3.1). Esse fato merece atenção, quando a preocupação com a erosão a jusante é justificada.

Como critério de dimensionamento das bacias de detenção, o princípio de não ampliação da cheia natural, presente nas políticas de gerenciamento das águas pluviais tem sido adotado. Essa proposta consiste em limitar as características do escoamento futuro as características da pré-urbanização. Isto significa que a curva de frequência das enchentes (curva que relaciona a probabilidade de um evento chuvoso, com a respectiva magnitude do evento) nas condições pós-urbanização seja coincidente com a curva da fase pré-urbanização (McCuen, 1989). Devido a rigidez deste critério e dificuldade de sua adoção, usualmente na prática, exige-se que a vazão de pico do hidrograma da fase pós-urbana não exceda ao da fase pré-urbana, para apenas um ou dois tempos de retorno especificados.

McCuen e Moglen(1988) comentam que a maioria das políticas de gerenciamento de águas pluviais, baseiam-se freqüentemente neste critério fundamental : controle da vazão de pico do hidrograma, impedindo que se amplie o hidrograma natural. O autor acrescenta que muitas cidades, de diferentes países, as administrações municipais já implantaram este critério nos seus Planos Diretores de Urbanismo.

Dentro deste critério, o cálculo do volume costuma ser feito por dois meios: i) métodos simplificados, utilizados para pequenos volumes na fase de planejamento; ii) modelo

de amortecimento de reservatório, usado para as maiores bacias, ou na fase de projeto da obra.

No primeiro caso, algumas fórmulas conceituais ou empíricas são utilizadas para determinar esses volumes, através da limitação da vazão de saída do reservatório às vazões naturais da bacia, ou a valores que o sistema de drenagem a jusante possa suportar. A figura 3.1 ilustra esta prática. Neste método, poucas informações são requeridas, entre elas : i) pico do hidrograma afluente e efluente; ii) tempo de pico do hidrograma; iii) tempo de concentração; assim não são levadas em consideração outras características do reservatório, como as dimensões das estruturas de saída e sua topografia, conseqüentemente permitindo apenas uma avaliação (anteprojeto) preliminar do tamanho do reservatório requerido.

Nos projetos onde a necessidade de detalhes e precisão são maiores, justifica-se a utilização dos modelos de propagação em reservatórios. Neste caso, algumas informações sobre o reservatório, tais como : i) tipo de estruturas de saída existente; ii) altura do reservatório, iii) curva cota versus volume e/ou curva volume versus descarga, entre outras; juntamente com as rotinas de propagação, permitem uma maior representatividade do fenômeno de amortecimento que ocorrerá no hidrograma, na sua passagem pela bacia de detenção. Através desta metodologia e do critério de não ampliação das cheias naturais, determina-se algumas características dos reservatórios, como : volume, área, altura, diâmetros dos condutos, orifícios, largura e altura da crista do vertedor, entre outros.

No capítulo 4 será dada maior ênfase as duas metodologias discutidas, bem como uma descrição mais consistente dos elementos hidráulicos de saída dos reservatórios, rapidamente introduzidos abaixo.

Os reservatórios contam com extravasores que regulam os seus efluentes. Em geral as saídas de fluxo são formadas por um ou mais dos seguintes dispositivos hidráulicos: vertedores, orifícios, descarregadores de fundo, e reguladores móveis, que podem funcionar através de controle automático ou remoto. Os reservatórios com comportas automáticas e/ou controladas a distância, são mais eficientes, pois permitem que as descargas sejam controladas de acordo com um roteiro de operação para o reservatório. Porém, há o problema do maior custo de aquisição e manutenção periódicas destes aparelhos, devido as intempéries e

vandalismo aos quais são submetidos. Aí, encontra-se o principal problema destes dispositivos, devendo esta preocupação estar presente na hora que for se decidir pelo tipo de estrutura que se adotará no reservatório. No entanto, não se pode esquecer que a exigência de manutenção periódica é comum em qualquer obra pública.

Um *layout* padrão dos dispositivos empregado nos reservatórios é exibido na figura 3.2. Na figura pode-se perceber as estruturas de saída do reservatórios, onde o vertedor em geral é dimensionado para garantir a segurança da barragem para os eventos menos freqüentes, e para os eventos mais freqüentes, o escoamento é regulado pelos orifícios, condutos, comportas, etc.

3.4 Experiências com o uso de bacias de retenção

As bacias de retenção são largamente utilizadas em vários países. O seu uso vem ganhando corpo, principalmente, com os novos critérios de planejamento do sistema de drenagem urbana, que preconizam a necessidade de não se ampliar as enchentes naturais. A literatura a seu respeito é numerosa; entretanto, no Brasil ainda não faz parte dos métodos convencionais em sistemas de drenagem, tanto que Canholi(1994) numa descrição do projeto de drenagem para a região do Pacaembú, na cidade de São Paulo, que prevê a sua utilização, o denomina de “medida não-convencional”.

Marsalek(1977) através de um estudo teórico, para uma região hipotética (0,23 km²), avaliou o uso de bacias de retenção para o controle do escoamento. Nas simulações foram avaliados vários graus de impermeabilização da bacia, que variaram de 0 a 45%. Através do uso de pequenos reservatórios de 300 a 3900 m³, constatou-se que as novas curvas de freqüência das vazões, eram muito parecidas com as curvas da bacia no estado natural. O autor lembra que alguns aspectos devem ser levados em consideração na sua adoção. Entre os ainda não comentados neste trabalho, destacam-se : i) diferença de tempo entre eventos consecutivos; ii) e garantia de escoamento por gravidade. Com relação ao critério de não ampliação das cheias naturais, o autor destaca que um critério de custo/benefício para as políticas de gerenciamento, levando-se em conta um nível de aceitabilidade de ampliação do escoamento, seria mais racional e flexível que o critério de nenhum acréscimo.

Curtis e McCuen(1977) questionando a capacidade das bacias de retenção no controle de alguns problemas urbanos, discutem quatro questões: i) Qual o seu efeito sobre a resposta da bacia? ii) Quão eficientes são na remoção de sólidos em suspensão?; iii) Que parâmetros afetam sobremaneira a sua resposta?; iv) Qual a sensibilidade da resposta da bacia aos diferentes métodos de dimensionamento?. Para responder a tais questões, utilizou-se o modelo hidrológico LSHS , numa bacia com área de 2,6 km². Os autores chegaram as seguintes conclusões :

- a) As bacias de retenção abateram os picos dos hidrogramas entre 21 a 93%, sendo constatado que a localização do reservatório é importante na hora que se deseja aumentar o tempo de resposta da bacia, pois o posicionamento de uma área de retenção na parte superior da mesma pode fazer com que o escoamento desta região sincronize com o da parte baixa, ampliando, desta forma, o pico do hidrograma a jusante;
- b) Observou-se, também, que são mais eficientes na remoção de partículas de maior diâmetro, por possuírem uma maior velocidade de queda. A eficiência variou entre 63 e 81%, para as partículas maiores;
- c) Por último o estudo averiguou que as variáveis do reservatório mais importantes no abatimento das vazões foram :
 - Altura da área de armazenamento : comprovou-se que a eficiência na remoção de sólidos em suspensão e no controle das vazões, cresce com o aumento da profundidade do reservatório;
 - Volume inicial do reservatório : a eficiência na remoção de partículas em suspensão e no abatimento do pico do hidrograma, foram maiores quando a bacia de retenção não apresentava volume morto. Concomitantemente, percebeu-se que esta eficiência era inversamente proporcional ao aumento do diâmetro do dispositivo de saída do reservatório.

Tsuchiya(1978) expõe o largo uso de áreas de retenção no Japão, onde em alguns municípios seu uso é obrigatório. Em todo país sugere-se que campos de golfe, muito comuns no Japão, sejam sempre utilizados como locais de retenção dos excessos pluviométricos, funcionando no abatimento do pico do escoamento superficial. Estima-se que no Japão, encontre-se mais de 1900 bacias de retenções. Num único loteamento residencial (13,16

km²), chamado de Kohoku, foram construídos 25 locais de detenção. Apesar destas bacias não terem sido satisfatoriamente eficientes na manutenção da curva de frequência das vazões, o autor afirma que essas medidas constituem a ferramenta mais eficiente na redução do pico do hidrograma testada no país.

Davis (1978) apud Donahue e McCuen(1981) analisou dados de uma bacia (0,8 km²) em Houston (Estados Unidos), e relatou que as bacias de detenção foram muito eficientes na remoção de sólidos, chegando a um eficiência de 90%, enquanto reduziu os picos dos hidrogramas a valores menores que o da fase rural da bacia. Neste mesmo artigo, é feita uma comparação entre diversos métodos de dimensionamento dos reservatórios, e como conclusão o autor coloca que os resultados são bastantes diferentes, principalmente no tocante ao volume do reservatório estimado para conter as enchentes. Como recomendação, sugere-se uma padronização dos métodos de cálculo para evitar que essas disparidades transmitam inseguranças aos projetistas.

Amandes e Bedient(1980) usaram uma área de 32,1 km², localizada no sul do estado do Texas (Estados Unidos), para simular a capacidade das bacias de detenção. A tabela 3.1 mostra o efeito das bacias sobre o abatimento do hidrograma, onde variou-se o volume requerido, a frequência das precipitações e as diferentes formas de uso do solo possíveis para a região. Como indicado na tabela, a área de detenção dimensionada para 5 anos de tempo de retorno (t_r), reduziu os picos das precipitações de $t_r = 5$; $t_r = 10$; $t_r = 25$; e $t_r=100$ anos, em 55; 45; 39 e 30%, respectivamente. As área ocupadas pelas bacias de detenção corresponderam em média a 2% da área total da bacia, usando-se para isso uma altura média de 0,9 metros.

No mesmo trabalho foi averiguado que para a manutenção das vazões naturais da bacia, é preciso reter cerca de 60% do volume precipitado, significando que foi preciso armazenar todo escoamento superficial de uma bacia com coeficiente de escoamento de 0,60. Neste trabalho utilizou-se chuvas intensas de curta duração.

Tabela 3.1. Vazões [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$] para demonstrar o efeito das bacias de detenção no abatimento das vazões, dimensionadas para o tempo de retorno de 5 anos

Ocupação do Solo	Precipitação de 24 horas			
	Tr = 5 anos 170 mm	Tr = 10 anos 218 mm	Tr = 25 anos 246 mm	Tr = 100 anos 320 mm
Rural	7,2	9,5	11,5	16,1
Urbana s/ controle	15,7	20,1	23,7	32,1
Urbana c/ controle tr= 5 anos, V=35 757 m^3	7,0	11,0	14,4	22,5
Urbana c/ controle tr= 10 anos, V=43 155 m^3	4,9	8,9	12,0	19,6
Urbana c/ controle tr= 25 anos, V=45 621 m^3	4,4	8,0	11,3	18,7

(Fonte : Amandes e Bedient, 1980).

McCuen(1980,1987) alerta que algumas bacias de detenção não obtiveram sucesso, porque os critérios utilizados no seu dimensionamento foram apenas de reduzir o pico do hidrograma. Segundo o autor é necessária uma visão global do controle do escoamento, não sendo suficiente resolver o problema a nível de microdrenagem, sem que a macrodrenagem esteja envolvida nestes critérios de dimensionamento. Devido a esta falta de visão global, é possível que ao invés de reduzir as vazões a jusante, as bacias sincronizem os hidrogramas e ampliem os seus picos em alguns seções, conforme o alerta feito por Curtis e McCuen(1977), op.cit..

Wisner e Cheung (1981) relatam as experiências no uso de reservatórios de detenção nas áreas residenciais da cidade de Ontário (Canadá), que apresenta índice de impermeabilização em torno de 30%. Foi observado que para reservatórios com profundidade média de 1 metro, a área necessária para sua instalação correspondia a 2,5% da área total da bacia. A preocupação com a área ocupada pelo reservatório é importante, pois em regiões

urbanas, a disponibilidade de áreas livres é muito rara, em geral, tendo elevado custo de aquisição. Nos Planos Diretores de Urbanismo um percentual de 5%, em geral, dos loteamentos, deve ser reservado para áreas verdes e livres. A utilização destes espaços como área de armazenamento, deve ser incentivado, sem que para isto o município precise pagar por esta área. O autor, corrobora com McCuen(1987), alertando que apesar do largo uso das bacias de retenção, os dimensionamentos são feitos levando em conta apenas a visão da microdrenagem da região, sem se preocupar com a interferência desta com a macrodrenagem; expõe-se assim a necessidade destes critérios estarem presentes no planejamento das bacias, ou seja, é necessário entender a questão de modo global, e não se limitar a visão particular de uma quadra ou loteamento.

Os autores ainda apresentaram comparações entre algumas alternativas de armazenamento e retenção em parques. A tabela 3.2 ilustra as conclusões deste trabalho.

A cidade de Ohio (Estados Unidos) que possui área de aproximadamente 50 km², também utiliza bacias de retenção para o controle das inundações. O sistema constitui-se de 5 bacias com volume variando de 5000 m³ a 50 000 m³. Desde 1961, época em que as bacias foram instaladas, a cidade não sofreu nenhuma inundação considerável. Os benefícios de sua instalação foram sentidos por toda a população da região (Chaney et al., 1982). Os autores ainda relatam a necessidade de manutenção nessas estruturas, para um adequado funcionamento. Entretanto, notou-se uma diminuição na necessidade de manutenção periódica em algumas canalizações da região, devido a redução no processo erosivo da bacia, consequência direta da inserção das bacias de retenção no local.

Flores, Bedient e Mays(1982) aplicaram uma metodologia para otimizar a ação das bacias de retenção, através da escolha do local mais adequado para o armazenamento, aliado a otimização dos volumes, ou seja, garantir uma eficiente drenagem com o menor volume de armazenamento possível. Os autores chegaram as seguintes conclusões: i) as bacias aumentam sua eficiência quando drenam no mínimo 20% da área contribuinte; ii) para o caso em que apenas uma bacia de retenção possa ser construída, a maximização do abatimento do hidrograma foi conseguido quando o reservatório recebia a contribuição de aproximadamente 40% da bacia total. Para esse estudo utilizou-se uma bacia de 25,9 km².

Tabela 3.2. Comparação entre armazenamento em parques e outras alternativas de armazenamento

Tipo	Armazenamento de vale	Detenção com água	Detenção seca	Armazenamento em parque
Armazenamento	contínuo	contínuo	freqüente	raro
Estética	sem importância	muito importante	muito importante	menos importante
Manutenção	pequena	alta	moderada	muito pequena
Probabilidade de acidente	pequena	moderada	pequena	muito pequena
Custo	alto	moderado	moderado	pequeno
Custo da terra	nenhum	alto	alto	nenhum
Custo do paisagismo	pequeno	alto	médio	médio
Planejamento	pouco importante	muito importante	muito importante	muito importante

(Fonte : Wisner e Cheung, 1982).

Ormsbee et al.(1987) alertam que até então, muitas áreas de detenção tem sido projetadas usando-se a simplificação de se adotar o período de retorno das vazões, como o mesmo das precipitações, e essa hipótese nem sempre é válida, principalmente para bacias rurais. Explica-se : para um mesmo evento chuvoso, a bacia pode apresentar diferentes resposta, em função de como estarão algumas de suas características, principalmente sua umidade antecedente; assim, para um mesmo evento, pode-se ter como resposta vazões de diferentes freqüências. Desta forma, entende-se que em geral as bacias de detenção são dimensionadas baseadas na freqüência da precipitação, e não das vazões. Para corrigir esta imprecisão o autor implementou uma análise estatística das freqüências de chuvas e vazões correspondente. Infelizmente, através dos resultados obtidos, não foi possível indicar uma metodologia que fosse razoavelmente satisfatória.

No planejamento de inserção de um reservatório em áreas urbanas é necessário considerar os aspectos relativos ao controle da erosão. McCuen (1988) comenta que o desenvolvimento urbano além de elevar os picos dos hidrogramas, acarreta o aumento da velocidade do escoamento, de forma que problemas com erosão e qualidade da água podem ser agravados. O autor ainda comenta que “enquanto as bacias de retenção são freqüentemente construídas para resolver este problema, elas podem contribuir para agravá-lo”. Com a inclusão de bacias de retenção no meio urbano, as vazões de pico são reduzidas; entretanto, o volume escoado superficialmente permanece maior que o das condições pré-urbanização, e assim mantém as vazões acima das naturais por um período mais longo, aumentando o poder erosivo da bacia (ver figura 3.1). O autor menciona que existem duas alternativas para resolver esta questão, são elas :

- medidas específicas de estabilização do trecho de jusante;
- métodos alternativos de projeto das bacias de retenção;

Entretanto, é importante salientar que os problemas com o aumento da erosão, decorrentes da implantação de bacias de retenção, basicamente, podem ocorrer quando os canais não são revestidos.

Akan(1989) num trabalho que trata do dimensionamento de reservatórios para múltiplos tempo de retorno, cita um texto de Whipple e Randall(1983), que afirma que as bacias de retenção dimensionadas para altos tempo de retorno (100 anos), apresentam a capacidade de redução dos picos de cheias para evento mais freqüentes, bastante reduzida, e vice-versa. Por exemplo : se for escolhido um tempo de retorno de 10 anos para dimensionamento da bacia, na ocorrência de uma chuva excepcional de 100 anos de tempo de retorno, a onda de cheia atravessará o reservatório sem sofrer sensível redução; por certo, dentro do contexto de não ampliação das cheias naturais, este reservatório não alcançará o objetivo desejado. Assim o autor apresenta o dimensionamento para diferentes tempos de retorno, como solução para este conflito. Isto é feito dimensionando-se o reservatório de forma que para eventos mais freqüentes (5 a 10 anos de tempo de retorno) o reservatório não apresente vertimento, usando todo seu volume para contenção da cheia, e dimensiona-se o vertedor, como obra de emergência, para um maior tempo de retorno (100 anos). Usou-se como limitação das vazões afluentes a observância de não ampliação da cheia natural.

Outro trabalho que apresenta a mesma preocupação foi o desenvolvido por Urbonas e Roesner (1993) onde está citado que as bacias de retenção são mais efetivas no controle de vazões na macrodrenagem durante eventos maiores, sendo constatado que para períodos de retorno menores que 5 anos a eficiência é muito reduzida, principalmente se só se utiliza um único reservatório. A menos que as condições meteorológicas, pedológicas, geológicas e do uso do solo, facilitem a infiltração das águas precipitadas. Os autores explicam que bacias que são dimensionadas para um único período de retorno apresentam ineficiência em controlar eventos de maiores e menores frequências. Assim, propõem a adoção de metodologias que dimensionem as bacias para dois tempos de retorno, conseguindo assim uma maior eficiência no abatimento do hidrograma.

McEnroe (1993) num estudo sobre dimensionamento de bacias de retenção para o controle das vazões, esclarece que a redução nos picos dos hidrogramas depende fortemente do tipo de estruturas de extravasamento do reservatório. O autor simulou diferentes reservatórios com dispositivos de saída emerso e imerso, para diversos hidrogramas afluentes. Foi verificado que as estruturas imersas, por exemplo, orifícios e condutos, são mais eficientes na redução do pico do hidrograma, que as estruturas emersas, como os vertedores, pois necessitam de menor volume para promover a mesma redução percentual nas vazões.

A literatura estrangeira é farta em exemplos de uso de bacias de retenção no controle do escoamento. Percebe-se que uma das maiores preocupações na adoção desta medida é na disponibilidade de áreas de armazenamento em zonas urbanas. O que tranquiliza esta situação é a constatação que nos exemplos de dimensionamento apresentados, avaliou-se que em geral as áreas requeridas para o armazenamento não ultrapassaram 3% da área total drenada. Assim, como em geral os municípios exigem que uma parte (em alguns locais, 5%) das terras loteadas sejam destinadas a áreas livres e verdes (parques e campos de atividades esportivas, entre outros), garantir-se-ia, a priori, espaço para a instalação de bacias de retenção (Wisner e Cheung, 1981).

Outra preocupação destacada pelos autores consultados é com a manutenção exigida pelas bacias de retenção. Em alguns casos esta necessidade é frequente, de forma a manter a eficiência no abatimento do hidrograma. Além destas, existem outras preocupações, como a qualidade das águas que serão represadas nas bacia de retenção, que de certo, depende das

condições de operacionalidade das estruturas de saída. Entretanto, é importante frisar que esta desvantagem das bacias de detenção, é esperada visto que todo melhoramento público para continuar propiciando adequadamente os benefícios esperados, exige manutenção.

Como já foi destacado, é importante e desejável que a área de armazenamento passe a fazer parte da vida da comunidade beneficiada, através de adoções de medidas que usem a área e circunvizinhança, para propiciar as moradores atividades de diversão e lazer. Esta relação se concretizando, a manutenção da área de armazenamento ficará mais facilitada, pois as tais áreas passarão a fazer parte do cotidiano dos cidadãos locais.

3.5 Experiência brasileira com o uso de bacias de detenção

No Brasil, o uso de bacias de detenção no controle da macrodrenagem não é tão usual. Os exemplos encontrados na bibliografia nacional são escassos, embora perceba-se que alguns trabalhos recentes, em suas avaliações sobre as formas de controle do escoamento, já incluem estudos referentes ao seu uso.

Sanches e Lopes(1982) num estudo sobre as enchentes que assolam a cidade de Joinville (Santa Catarina), propuseram o uso de reservatórios de detenção para o controle do escoamento na bacia do rio Mathias (0,43 km²). A bacia apresentava três locais propícios para localização de áreas de amortecimento. Os volumes requeridos para o reservatórios, foram de 25 000 m³ a 50 000 m³. Os autores creditaram a alta eficiência dos reservatórios no abatimento do pico do hidrograma, ilustrada na tabela 3.3, à forma do hidrograma afluente ao reservatório que apresenta alto pico quando comparado ao pequeno volume escoado. Neste estudo as áreas de amortecimento ocuparam, em média, 17% da área drenada.

O Ribeirão dos Meninos (localizado na região metropolitana de São Paulo), que é afluente do rio Tamanduateí, apresenta problemas sérios de enchentes. A bacia tem 106 km² e está altamente urbanizada. Tucci e Villanueva (1992), num trabalho sobre essas enchentes, apresentaram proposta do uso de áreas de amortecimento para o controle das enchentes da região. Devido a incapacidade atual do canal existente, foi sugerido a implantação de um reservatório, cuja finalidade é reduzir as vazões de cheia, a níveis que o canal existente consiga transportar sem extravasamento. O volume estimado do reservatório foi de

aproximadamente de 1 hectômetro cúbico. Os autores alertam que a adoção desta medida teria evitado a enchente que ocorreu na região no ano de 1983, responsável por grandes prejuízos.

Tabela 3.3. Abatimento do pico do hidrograma pelo uso de áreas de detenção

Volume (1000 m ³)	Cota máxima do reservatório(m)	Percentagem de abatimento (%)		
		tr = 5 anos	tr = 10 anos	tr = 50 anos
45,9	11,5	70	60	54
84,7		97	87	83
54,4	13,0	86	80	73
31,5	8,5	> 86	88	>89

(Fonte : Sanchez e Lopes, 1982).

Barros et al.(1993) discutiram soluções convencionais e “não-convencionais”, para a drenagem urbana da bacia do Córrego Cabuçu de Baixo(42 km²) afluente da margem direita do rio Tietê (São Paulo). Além das soluções convencionais, foram estudadas as seguintes “não-convencionais“ : i) reservatórios subterrâneos; ii) túneis de desvio; iii) bacias de detenção; iv) e poços de infiltração. Devido a intensa impermeabilização do solo local, constatou-se que os poços de infiltração não são soluções viáveis. O estudo deixou como opções viáveis os túneis de desvio e as bacias de detenção. No caso da bacia do Cabuçu, as áreas que podem servir de armazenamento já são ocupadas. Entretanto, tais ocupações apresentam baixo custo de desapropriação, pois são formadas por residências modestas e um comércio de pequeno porte. O autor destaca que a complexidade dos problemas de drenagem urbana exigem o desenvolvimento e a implantação de critérios, presentes no Plano Diretor de Urbanismo, que definam regras para a ocupação do solos, sem os quais as obras de drenagem tornam-se rapidamente insuficientes.

Canholi(1994) apresenta o uso de reservatórios para o controle das freqüentes enchentes que ocorrem na cidade de São Paulo, mais precisamente na Avenida Pacaembú. Há registros de inundações nesta área há pelos menos 40 anos, que tem provocado danos materiais aos moradores e ao comércio instalado ao longo da avenida, onde o tráfego médio é de 60 000 veículos. Há relatos de vítimas destas enchentes, que apontam que a enxurrada que

desce a avenida forma uma onda que chega a arrastar veículos, prendendo o motorista no interior do mesmo. A prefeitura de São Paulo realizou estudos para a solução do problema, tendo sido levado em consideração as seguintes opções: i) reservatórios de detenção; ii) galerias subterrâneas; iii) túneis no subsolo. Das opções estudadas, a que apresentou menor custo foi a implantação de um reservatório de detenção. Assim um reservatório de volume de $74\,000\text{ m}^3$ e área de $15\,000\text{ m}^2$ está sendo instalado na Praça Charles Müller, para contenção dos picos dos hidrogramas. Como trata-se de uma área totalmente urbanizada, a solução foi tomada de forma a não atrapalhar o tráfego da região e a minimizar custos com desapropriações. Logo, fez-se opção por um reservatório enterrado, que foi construído exatamente embaixo da praça, que foi escavada e depois coberta, para que as atividades de lazer e de um pequeno comércio local possam continuar ocorrendo normalmente.

No projeto deste reservatório, foi escolhido o tempo de retorno de 25 anos, apresentando um pico de cheia no valor de $43\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$. Com a inclusão do reservatório, este pico de cheia seria reduzido a $13,0\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$, valor este, que a rede de drenagem a jusante consegue escoar satisfatoriamente. Como a bacia a montante do reservatório tem área de $2,22\text{ km}^2$, o espaço ocupado pelo reservatório ocupará apenas 0,67% da área drenada.

3.6 Discussão sobre o controle do escoamento

As técnicas usuais empregadas nos sistema de drenagem, procuram escoar de forma mais rápida possível as águas pluviais, sem nenhuma preocupação em limitar ou reduzir os escoamentos promovidos pelos lotes, quadras, loteamentos. Entretanto, neste capítulo, mostrou-se que a nível mundial, vem ganhando tradição em vários países desenvolvidos, novas alternativas de controle do escoamento, tais como áreas de armazenamento, planos ou campos e valos de infiltração, bacias de percolação. Tais medidas alternativas, têm como principal característica o fato de se proporem a redução (ou redistribuição) do volume do escoamento superficial.

Paralelamente à adoção de algumas destas medidas alternativas, é imprescindível que ocorram reformulações nos planejamentos da drenagem urbana. A solução de problemas

locais, desvinculados de uma avaliação global do escoamento, deverá ser substituído por uma maior inter-relação entre os diferentes níveis de controle do escoamento.

A adoção de bacias de retenção para o controle do escoamento vem sendo largamente utilizada, principalmente pela sua capacidade de redução dos picos do hidrograma. Apesar desta prática ainda não estar consolidada no Brasil, os nossos Planos Diretores de Urbanismo já obrigam os loteadores a reservarem uma percentagem (em geral, 5%) da área ocupada para fins de recreação e paisagismo, que em geral correspondem às áreas de armazenamento natural, visto que apresentam menor valor comercial. Logo, já existem no país meios institucionais que garantam áreas de armazenamento sem nenhum ônus de aquisição para o estado ou município.

Cabe, portanto, fornecer maiores informações ao meio técnico, sobre as possibilidades do uso das áreas de armazenamento, para a consolidação de seu uso, apesar de existirem poucos trabalhos nacionais sobre esta forma de controle do escoamento.

Por último, a adoção de quaisquer medidas de controle do escoamento não pode estar desvinculada de políticas de gerenciamento que mostrem, a importância da ocupação da bacia ocorrer dentro de critérios de planejamento previstos no planejamento da drenagem urbana. A ocupação de novas áreas deve ocorrer segundo critérios que minimizem o impacto da urbanização sobre o ciclo hidrológico da região. Baseados na necessidade de uma política de ocupação do solo, está o sucesso do emprego das medidas de controle das enchentes urbanas.

4 METODOLOGIA DE PLANEJAMENTO E CONTROLE DA MACRODRENAGEM

Uma metodologia para o planejamento e controle do escoamento na macrodrenagem, em geral, envolve os seguintes aspectos :

- a) Definição de cenários para o desenvolvimento urbano;
- b) Escolha dos riscos para os projetos de controle;
- c) Quantificação dos hidrogramas para os cenários e riscos envolvidos;
- d) Intervenção de controle de acordo com os cenários de desenvolvimento;
- e) Avaliação das intervenções e consulta ao Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU) do município.

Percebe-se na seqüência acima, que diferentes aspectos precisam ser considerados na elaboração desta metodologia. Enumerando os principais, tem-se : i) sociais e econômicos (na escolha do tempo de retorno); ii.) meteorológicos (na determinação da tormenta de projeto); iii) geológicos, hidrológicos e conhecimento do uso e ocupação do solo (na avaliação do escoamento superficial e das vazões de projeto); iv) e hidráulicos (no dimensionamento das estruturas de controle). A complexidade requerida por este contexto é orientada neste capítulo segundo o fluxograma exposto na figura 4.1.

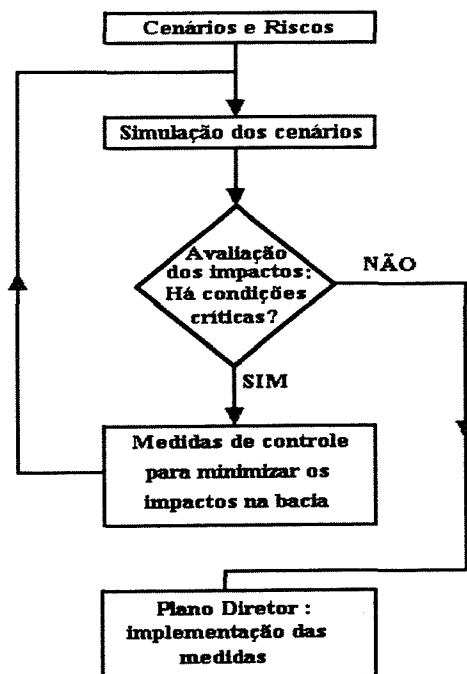


Figura 4.1. Fluxograma da metodologia para planejamento e controle da macrodrenagem.

4.1 Definição de cenários de desenvolvimento urbano

Para efetuar o planejamento e controle da macrodrenagem é preciso determinar :

- Os cenários de planejamento a serem simulados;
- As relações destes cenários com os parâmetros do modelo hidrológico;
- As relações entre os parâmetros e o modelo.

As características necessárias para determinação dos cenários, variam de caso a caso, em função dos objetivos dos trabalhos e das metodologias empregadas, mas de forma geral, é possível reuni-las em fisio-topográficas e geológicas. As características fisio-topográficas são : i) área de drenagem; ii) declividade do curso de água; iii) forma da bacia, iv) comprimentos dos talwegues; v) coberturas dos solos medidos diretamente ou expressos por índices; vi) índices de drenagem, entre outras. Basicamente, são aquelas que podem ser determinadas a partir de mapas, fotografias aéreas e imagens de satélite. Já as geológicas tem por objetivo principal o conhecimento da maior ou menor permeabilidade dos terrenos, pois trata-se de característica fundamental no entendimento de como se processa o volume e o pico das enchentes (Wilken, 1978).

O conhecimento das características da cobertura da superfície e uso do solo da bacia, como : i) a taxa de área impermeável; ii) identificação de áreas industriais e/ou residenciais, iii) zonas cultivadas, lavradas, florestais; iv) espaços abertos; são imprescindíveis na determinação de alguns parâmetros presentes nos modelos hidrológicos que simulam o escoamento superficial a nível da macrodrenagem. Para a determinação dessas características nas condições atuais de ocupação, convivem antigas (fotointerpretação, mapas, fotografias aéreas, etc.) e novas metodologias (imagens de satélites e geoprocessamento, etc.). Entretanto, é sobre a previsão para os cenários futuros que se encontram as maiores incertezas.

Uma metodologia prática e eficiente na determinação das taxas de áreas impermeáveis e de outros parâmetros da bacia, para as condições futuras, consiste em correlacionar estas variáveis às densidades demográficas e outras características futuras da área, que são indicados (fixados) nos PDDU (Motta e Tucci, 1984). Esta prática é apontada por McCuen(1975), como

essencial (única) na avaliação de alguns parâmetros hidrológicos para um cenário futuro de ocupação urbana.

A forma como é feita a relação entre os cenários estabelecidos e os parâmetros do modelo é descrita no capítulo 5 (item 5.5), que trata da estimativa dos parâmetros utilizados pelo modelo hidrológico.

Dentre outras, a metodologia proposta pelo Soil Conservation Service (SCS), para quantificação de hidrogramas, que utiliza o método da Curva Número (CN) para determinação da chuva efetiva, foi escolhida para ser utilizada dentro desta ótica. Como o parâmetro CN é relacionado com a cobertura, uso e tipo de solo (além de outras variáveis), sua estimativa foi feita pelo conhecimento das densificações (coberturas) e usos de solo futuros, previstos nos vetores de expansão do PDDU.

4.2 Escolha dos riscos para os projetos de controle

Em qualquer projeto do sistema de drenagem de águas pluviais é necessário escolher os tempos de retorno das vazões para os quais as obras deverão ser dimensionadas. Ao fazê-lo, indica-se, diretamente, para que nível de segurança a população está sendo protegida. Por isso, Porto(1995) afirma que a escolha do tempo de retorno está situada num contexto sócio-econômico. A componente social seria a escolha do nível de segurança pretendido pela população; já, a econômica, é visualizada na disposição que a comunidade tem de pagar pelo nível de proteção desejado, visto que, para elevados níveis de segurança, obrigatoriamente, maiores serão os custos das obras.

Apesar de estudos econômicos, através de análises custo-benefício, serem capazes de indicar a escolha do período de retorno adequado a cada projeto, os seus valores são mais ou menos padronizados no meio técnico. Na Tabela 4.1 são relacionados estes valores comumente utilizados para o sistema de drenagem das águas pluviais.

Tabela 4.1. Períodos de retorno para diferentes ocupações da área para a microdrenagem

Tipo de ocupação da obra	T(anos)
Residencial	2
Comercial	5
Áreas com edifícios de serviços ao público	5
Aeroportos	2-5
Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Áreas comerciais e residenciais	50-100
Áreas de importância específica	>500

(Fonte : Porto, 1995).

4.3 Quantificação dos hidrogramas para os cenários e riscos envolvidos

Seguindo o fluxograma da figura 4.1, é necessário o uso de métodos que sejam capazes de quantificar o efeito da urbanização sobre o escoamento das águas pluviais e simular os principais processos hidráulicos-hidrológicos que ocorrem em áreas urbanas. Esta quantificação pode ser realizada de acordo com o seguinte (Tucci, 1995) :

- a) Quantificação do escoamento na macrodrenagem de uma bacia em expansão, onde não estão delineados os espaços : normalmente esta é a situação de planejamento onde se dispõe da tendência da ocupação urbana com seus vetores de expansão, indicados nos PDDU, que representa a visão de médio e longo prazo da drenagem urbana da bacia. Este procedimento é usado em áreas, em geral, superiores a 20 km². Neste caso são utilizados modelos concentrados que avaliam de forma global os efeitos da alteração na superfície da bacia, sobre a relação precipitação-vazão da área;
- b) Quantificação quando os espaços estão definidos: ou seja, conhece-se a distribuição de ruas, tipo de ocupação, traçado dos condutos pluviais (projetados ou existentes), presença de estruturas hidráulicas, entre outros. Normalmente são utilizados modelos distribuídos que detalham com maior precisão a bacia e os caminhos percorridos pelas águas pluviais dentro do sistema de drenagem da região.

Dentro do objetivo deste trabalho, será dada ênfase ao primeiro tipo de quantificação, visto que pretendeu-se avaliar o uso das bacias de retenção para cenários futuros, não se

dispondo de uma definição específica, tendo-se tão somente uma tendência da ocupação indicada no PDDU do município estudado.

Neste texto, entende-se por quantificação dos hidrogramas, a capacidade de se avaliar a variação na forma do hidrograma, ou simplesmente, nas vazões de pico (máximas), decorrentes do desenvolvimento da bacia, bem como, devido a outros processos hidráulicos-hidrológicos que ocorrem em áreas urbanas.

Nos modelos concentrados (ocupação sem definição específica) a quantificação de hidrogramas de cheias em regiões urbanas, pode ser feita por um estudo de probabilidade de enchentes ou por modelos matemáticos que simulem as vazões a partir das precipitações. No primeiro caso é necessário que existam séries de dados de vazões (representativas e estacionárias). Alguns motivos dificultam o uso deste procedimento, entre eles: i) as séries quando disponíveis não são estacionárias, pois as alterações ocorridas na superfície da bacia, modificam suas características, inviabilizando a sua utilização para previsão de hidrogramas de cheia para um cenário futuro; ii) a existência de séries longas de dados de vazões em áreas urbanas é extremamente escassa. Desta forma, para este estudo, optou-se pelo uso de um modelo hidrológico (chuva-vazão) que sirva para gerar e propagar os hidrogramas pela superfície da bacia, canais e reservatórios.

4.3.1 Estrutura do modelo hidrológico

Na escolha do modelo a ser usado, optou-se por uma metodologia largamente reconhecida, onde os parâmetros podem ser estimados de acordo com os cenários previstos. O modelo é composto por dois módulos :

- a) O primeiro módulo simula os processos de transformação da precipitação em vazões, nas seções de controle. O modelo permite dividir a bacia em sub-bacias, de tal sorte que cada uma apresente propriedades hidrológicas e morfológicas homogêneas. A localização de pontos de interesse, distribuição espacial da precipitação e a presença de barragens, são outros critérios normalmente utilizados para a definição de sub-bacias. A separação do escoamento é feita pelo método da Curva Número (CN) proposto pelo SCS (Tucci, 1993) e a propagação do

hidrograma pela bacia é realizada pelo método do hidrograma unitário sintético, também proposto pelo SCS.

- b) O segundo módulo realiza a propagação do hidrograma nos canais e reservatórios. Para a propagação em canais é utilizado o método de Muskingum-Cunge Linear (Chow et al., 1988), e a rotina de propagação em reservatórios é realizada segundo a metodologia proposta por Pulz (McCuen, 1989).

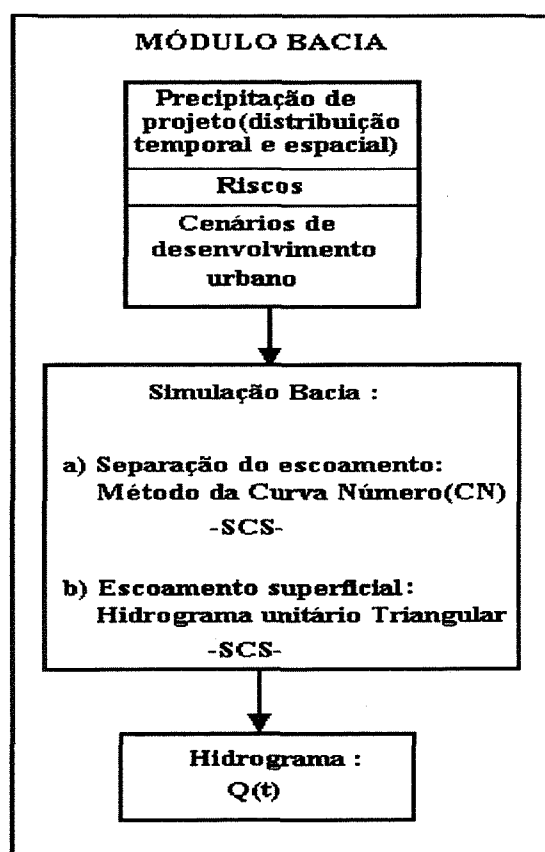
O diagrama esquemático destes dois módulos pode ser observado na figura 4.2. E na figura 4.3 pode-se visualizar como o modelo hidrológico utilizado, representa a bacia com os seus elementos, nas simulações do escoamento superficial.

4.3.2 Módulo bacia

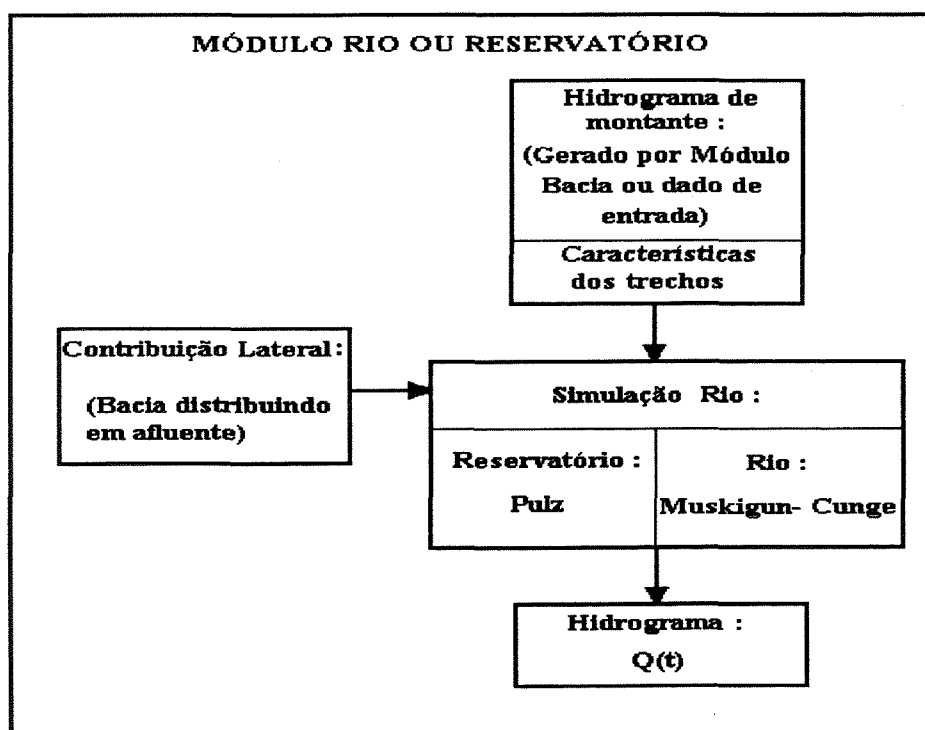
As operações que formam o módulo bacia são : i) precipitação de projeto, com sua distribuição temporal e espacial; ii) determinação da precipitação efetiva; iii) e determinação do escoamento superficial e total (figura 4.2).

Uma vez definido o tempo de retorno e os cenários para os quais as obras do sistema de macrodrenagem devem ser dimensionadas, o próximo passo na quantificação do escoamento consiste em definir as características temporais e espaciais das precipitações de projeto.

A discretização temporal da precipitação foi efetuado segundo a metodologia proposta pelo SCS. Já para a distribuição espacial, usou-se a simplificação de admiti-la uniforme sobre cada sub-bacia da área estudada. Como ficará claro no capítulo 5, os tamanhos das áreas das sub-bacias estudadas permitiram esta aproximação.

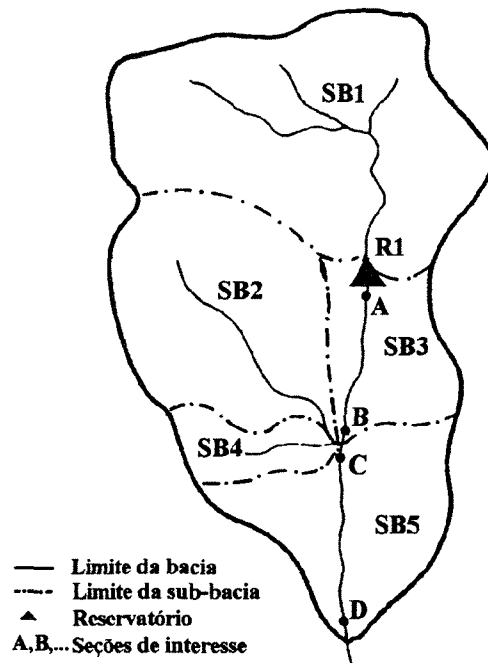


a) Módulo Bacia

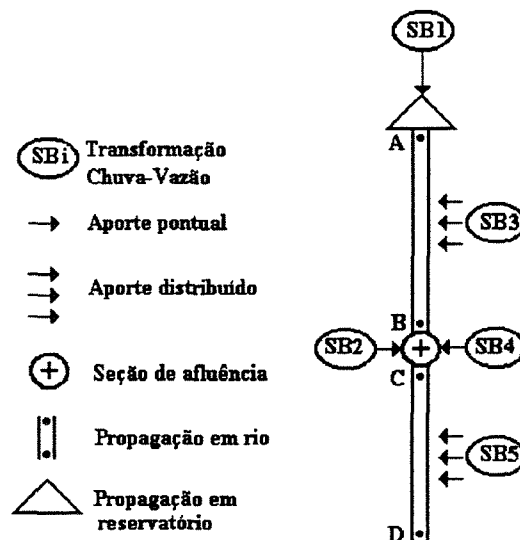


b) Módulo Rio ou Reservatório

Figura 4.2. Diagrama esquemático dos módulos do modelo hidrológico.



a) Configuração básica de uma bacia hipotética com seus elementos



b) Representação esquemática da bacia a ser utilizada pelo modelo
 Figura 4.3. Discretização esquemática de uma bacia hipotética.
 (Fonte: Tucci, 1989).

Para a definição da distribuição temporal da precipitação, é preciso, primeiramente, determinar a duração e o intervalo de discretização da tormenta. A duração, em geral, é escolhida de forma que seja igual, no mínimo, ao tempo de concentração da bacia. Apesar deste critério ser muito utilizado, Zahed Filho e Marcellini(1995) salientam que a duração deve "...ser pesquisada, aplicando-se diversos hietogramas de projeto, com durações crescentes a

um método de transformação chuva-vazão, analisando-se os resultados dos valores das vazões de pico e dos volumes dos hidrogramas gerados.”

Para o intervalo de discretização da chuva de projeto é recomendado que não se utilize valores muito pequenos (evitando a manipulação exagerada de dados), nem muito grandes (para que não produza erros na distribuição do volume e dos valores máximos). A recomendação do SCS para estabelecer critérios na determinação do intervalo Δt da precipitação, é que $\Delta t < t_p / 3$, enquanto, Snyder(1938) apud Tucci(1993) recomenda $\Delta t < t_p / 5,5$, onde t_p é tempo de pico da bacia. Assim, percebe-se que os autores procuraram ter de três a cinco pontos, no mínimo, na fase de ascensão do hidrograma, que é fase mais crítica de definição, pois é onde ocorre os maiores gradientes. Para esta pesquisa utilizou-se o primeiro critério.

O método do SCS para distribuir temporalmente as precipitações, também conhecido como “método dos blocos alternados” (Zahed Filho e Marcellini, 1995), consiste do seguinte:

- Definida a duração e o intervalo da precipitação, usa-se as curvas Intensidade-Duração-Frequência (i-d-f), para determinar a intensidade da chuva para cada intervalo e conseqüentemente as lâminas precipitadas (acumuladas);
- Determina-se os incrementos das lâminas acumuladas em cada intervalo;
- Rearruma-se os incrementos de forma que o pico da precipitação fique a 25, 50 ou 75% da duração da tormenta e, em seguida, os blocos restantes são dispostos em ordem decrescente, de forma alternada (direita-esquerda) em relação ao pico da tormenta (figura 4.4).

Zahed Filho e Marcellini(1995) frisam que esta forma de distribuição temporal “...não se relaciona com os fenômenos físicos...” sendo apenas “...uma solução simples, que caracteriza uma condição crítica.”

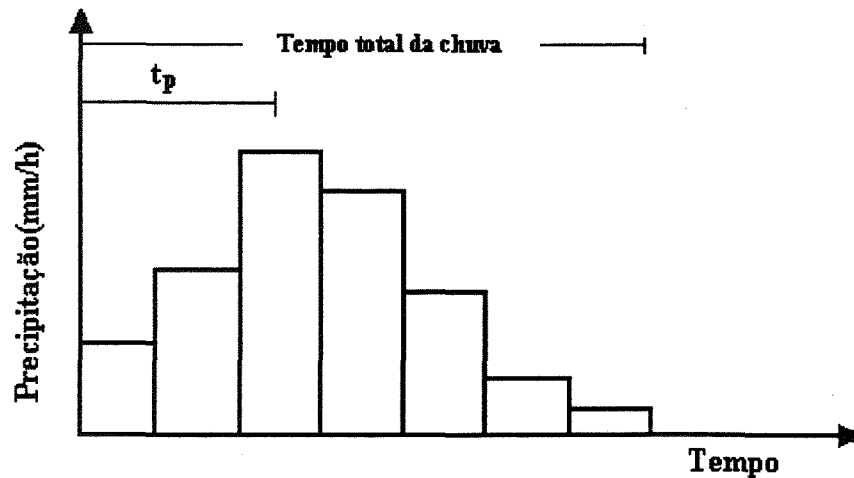


Figura 4.4. Hietograma de projeto do SCS.

A separação do escoamento para a determinação da precipitação efetiva é realizada através de uma relação funcional. Para a precipitação como um todo, a lâmina de água da precipitação efetiva, P_e , será sempre menor ou no máximo igual a lâmina da precipitação total, P . Paralelamente, após começar o escoamento superficial, a lâmina de água que fica retida na bacia, F_a , é menor ou igual ao armazenamento máximo da camada superior do solo, S (figura 4.5). Portanto, há uma quantidade de chuva que serve para umedecer o solo e preencher as depressões, I_a , de tal sorte que a lâmina de água que irá gerar o escoamento superficial, será $P - I_a$. A hipótese utilizada pelo SCS para descrever estas interrelações, baseia-se na validade da seguinte igualdade,

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (4.1)$$

A equação (4.1) descreve que a relação entre a lâmina de água que fica retida na bacia e a capacidade máxima de retenção do solo, é igual a relação entre a lâmina que esco superficialmente e a lâmina potencialmente formadora de escoamento. Vê-se que essa formulação utiliza uma proporcionalidade linear entre as variáveis envolvidas.

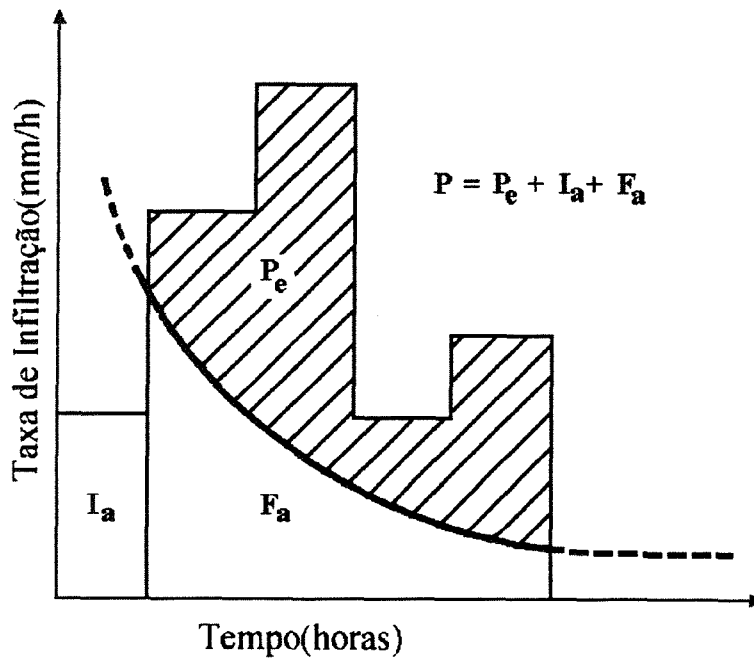


Figura 4.5. Curva de Infiltração proposta pelo SCS.

Do princípio da continuidade, tem-se que

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (4.2)$$

Combinando a equação (4.1) com a equação (4.2), e isolando P_e , resulta

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad (4.3)$$

que é a equação básica para calcular a lâmina de precipitação efetiva pelo método do SCS. Os autores utilizaram

$$I_a = 0,2S \quad (4.4)$$

que estima, em média, as perdas iniciais em 20 % da capacidade máxima de retenção do solo. Desta forma, a equação (4.3) transforma-se em

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (4.5)$$

que é a forma mais usual para a determinação da precipitação efetiva. Convém alertar que essa equação só é válida para uma chuva que produza escoamento, ou seja, $P > 0,2S$. Para chuvas que não produzam escoamento superficial, $P < 0,2S$, tem-se que $P_e = 0$.

Para padronizar a equação (4.5), um parâmetro adimensional, o Curva Número (CN), foi criado de tal forma que $0 \leq CN \leq 100$. Foi definido que para superfícies totalmente impermeáveis ou líquidas, $CN = 100$, e para superfícies naturais $CN < 100$, sendo que os valores típicos variam de 50 a 95. O CN e o S, para o sistema inglês de unidades, estão relacionados pela equação $S = 1000/CN - 10$, entretanto, nas unidades métricas tem-se:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (4.6)$$

O CN é tabelado com base no tipo, cobertura e uso do solo e nas condições de umidade antecedentes da bacia. Como essas tabelas são largamente explicadas e reproduzidas nos principais textos de hidrologia, optou-se por dispensar a sua apresentação neste texto.

O método do CN foi originalmente desenvolvido para bacias rurais de tamanho médio, subseqüentemente foi utilizado para bacias urbanas de tamanho pequeno e médio, sendo consagrado para regiões com informações escassas. As principais vantagens do método, são: i) parâmetro único; ii) ampla difusão, com abundante bibliografia sobre experiências de sua utilização; iii) a simplicidade e o fato que o CN é relacionado com características da bacia de fácil obtenção. Já, as principais desvantagens são: i) não considera percolação, ou seja, não permite avaliar escoamento sub-superficial; ii) não considera a recuperação da capacidade de infiltração. Ponce(1989) salienta que seu uso é muito difundido, porém, aconselha que para obter bons resultados, é necessário utilizá-lo de forma criteriosa, com particular atenção para suas capacidades e limitações.

A limitação de não considerar o escoamento subterrâneo, segundo Barbassa(1991) é aceitável, pois em geral, sua influência sobre o hidrograma de cheia é diminuta. A velocidade

com que se dá o fluxo subterrâneo é muitas vezes inferior a velocidade com que acontece o escoamento superficial; assim, o escoamento subterrâneo é negligenciado em muitos estudos que tratam de enchentes em áreas urbanas.

Outras simplificações inerentes a metodologia escolhida devem ser lembradas. São elas: i) as características em cada sub-bacia são uniforme; ii) não considera a distribuição espacial das características de ocupação do solo dentro de cada sub-bacia; iii) a separação do escoamento é feita por índices de acordo com o tipo de ocupação urbana existente; iv) em cada sub-bacia admite-se que a precipitação tem distribuição espacial uniforme.

Morel-Seytoux et al. (1982) apontam uma incoerência na formulação deste método. Segundo os autores, a distribuição temporal das perdas por depressões e infiltrações não tem uma base física razoável. Através da diferenciação temporal da equação (4.5), rearranjando-a para F_a , percebe-se que a formulação indica que quando a intensidade da precipitação aumenta a taxa de retenção de água no solo também crescerá. Apesar desta incoerência física, os autores realizaram diversos estudos para averiguar a aplicabilidade do método e definiram-no como “encorajador”.

Experiências com o método tem mostrado a alta sensibilidade do CN. Isto serve de alerta, para que a estimativa do CN seja cuidadosa, com vista a minimizar as incertezas na sua determinação. Ponce(1989) comenta que apesar das tabelas existentes, é muito valioso o conhecimento específico do solo onde o método vai ser aplicado, sendo grande a importância das condições de umidade antecedentes do solo, para a determinação do CN adequado. Algumas experiências como o CN tem mostrado que o método, em geral, é conservador, ou seja, tende a superestimar o escoamento superficial, especialmente para grandes bacias, pois as tabelas não avaliam a capacidade de armazenamento de seus canais. O uso deste método para bacias maiores que 250 km² é desaconselhável, se não houver subdivisão.

Pilgrim e Cordery(1993) apontam que este método é provavelmente o mais utilizado nos Estados Unidos para estimativa de hidrogramas de cheia em pequenas bacias rurais, embora seu uso em bacias urbanas seja também muito freqüente. O autor também aconselha

muito cuidado na estimativa do parâmetro CN, e reconhece que o valor de CN varia de região para região, mesmo que essas recebam igual classificação pelas tabelas propostas pelo SCS.

A propagação do escoamento superficial ao longo da bacia pode ser feito através da técnica do hidrograma unitário sintético. Um grande número desses hidrogramas são disponíveis, mas poucos tem sido largamente utilizados: Snyder, Nash, Clark, e o do SCS, sendo este último o empregado nesta pesquisa.

O hidrograma unitário sintético do SCS foi desenvolvido baseado na análise de um grande número de hidrogramas unitários naturais, extraídos de medições de um grande número de bacias de diferentes tamanhos e localidades geográficas, tendo sido aplicado em muitos países, em bacias de tamanho médio (Ponce, 1989).

O SCS apresentou um método para determinação do hidrograma unitário (HU) em que o mesmo tem a forma de um triângulo (figura 4.6). A área do triângulo é igual ao volume precipitado Q , conforme descreve a equação abaixo,

$$\frac{q_p t_p}{2} + \frac{q_p t_e}{2} = Q \quad (4.7)$$

que reorganizada, resulta em

$$q_p = \frac{2Q}{t_p + t_e} \quad (4.8)$$

onde Q é o volume precipitado [m^3], q_p é a vazão do pico do HU [$m^3 s^{-1}$], t_p é o tempo de ascensão do HU[h]; e t_e é o tempo de recessão do HU[h]. De uma revisão de um grande número de hidrogramas, o SCS sugere que se faça o $t_e = 1,67 t_p$ (Chow et al., 1988). Assim, a última equação transforma-se em

$$q_p = \frac{2Q}{(2,67)t_p} \quad (4.9)$$

Para uma precipitação de 1 cm, sobre uma bacia de área $A[\text{km}^2]$, a equação (4.9) transforma-se em

$$q_p = \frac{2,08A}{t_p} \quad (4.10)$$

onde t_p é definido por

$$t_p = D/2 + t_r \quad (4.11)$$

sendo D a duração da precipitação[h] e t_r é o tempo de pico da bacia[h]. Em geral, utiliza-se $t_r = 0,6 t_c$, onde t_c é o tempo de concentração[h].

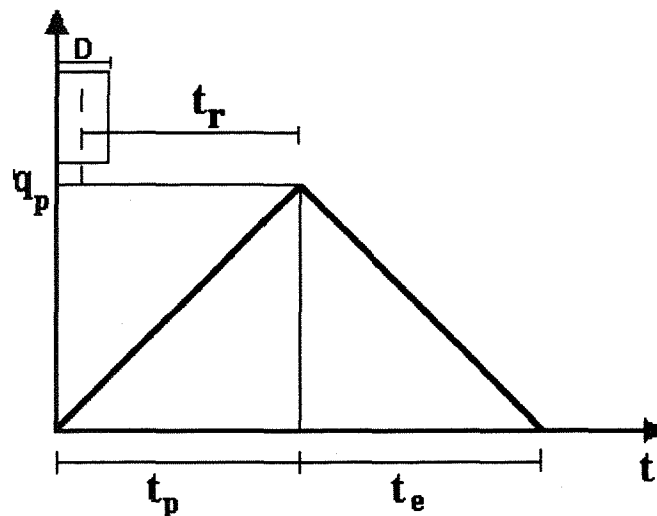


Figura 4.6. Hidrograma Unitário proposto pelo SCS.

O SCS sugere que o tempo de concentração da bacia, pode ser estimado através do seguinte procedimento :

- a) Para áreas canalizadas, determina-se a velocidade do escoamento superficial pela equação de Manning e com o comprimento do trecho, determina-se o tempo de concentração. O coeficiente da equação de Manning deve, obrigatoriamente, retratar as características físicas de cada trecho. Salienta-se que mesmo que não se encontre canais artificiais, as redes de drenagem apresentam após certo tamanho de vertente,

em geral, canais de drenagem bem definidos, por onde escoam, preferencialmente, as águas pluviais. Para estes casos também pode-se utilizar a equação de Manning. Explica-se que como os valores do coeficiente de Manning são apresentadas em diversos livros que tratam de hidráulica e/ou hidrologia, optou-se por não os reproduzir neste texto.

- b) Para áreas não-canalizadas, ou que não apresente um caminho preferencial de escoamento, estima-se o tempo de concentração pela seguinte equação,

$$t_p = \frac{3,42L^{0,8}(1000 / CN - 9)^{0,7}}{y^{0,5}} \quad (4.12)$$

que é válida até 8 km^2 , onde L é o comprimento do talvegue[m], y é a declividade da bacia[m/m].

Considerando a aplicação deste método em áreas urbanas, é fundamental avaliar os efeitos que a urbanização provoca no tempo de concentração, seja pela canalização de trechos da rede de drenagem, ou seja pela impermeabilização de algumas regiões da bacia.

O SCS sugere uma metodologia para “corrigir” o t_c através da modificação do CN. Inicialmente é preciso avaliar as regiões que apresentam ocupação mista de solos (e.g. : regiões com presença de solos descobertos e impermeabilizados pela ação antrópica), recomendando-se que para essas áreas o valor do CN, seja calculado pela média ponderada dos CN's (de cada sub-região homogênea), adotando como fator de ponderação, as áreas correspondentes a cada valor dos CN's. A expressão usada para o cálculo do CN para áreas com ocupações mistas é :

$$CN_m = p CN_p + i CN_i \quad (4.13)$$

onde CN_m é o Curva Número para a ocupação mista, CN_p é o Curva Número da parcela permeável da bacia, CN_i é o Curva Número da parcela impermeável da bacia, p é a fração permeável da bacia, e i é a fração impermeável da bacia.

Feita a correção do CN para áreas mistas o próximo passo é ajustar o tempo de concentração através de dois índices, que são : i) porcentagem do comprimento do talvegue modificado (CTM) ; ii) e porcentagem de área impermeável (AI). A equação (4.14) expressa o fator de ajuste do t_c ,

$$FA=1-PRCT(-6789 + 355CN - 0,4298CN^2 - 0,02185CN^3)10^6 \quad (4.14)$$

onde FA é um fator de ajuste, e PRCT é um índice de modificação da bacia. Então, para corrigir o t_c devido a impermeabilização da cobertura da bacia e/ou a modificação do talvegue é preciso corrigir o tempo de concentração, fazendo $PRCT = AI$ e/ou $PRCT = CTM$, respectivamente, na equação (4.14). Logo, o tempo de concentração já corrigido tomaria o seguinte valor,

$$t_c \text{ (fase urbana)} = t_c \text{ (fase rural)} FA_1 FA_2 \quad (4.15)$$

onde FA_1 é o fator de ajuste decorrente da impermeabilização da cobertura da bacia e FA_2 é fator de ajuste decorrente da canalização do talvegue.

Pilgrim e Cordery(1993) comentam que os hidrogramas unitários sintéticos são utilizados, em geral, para bacias sem dados hidrométricos, e como as relações entre os parâmetros destes e as características físicas da drenagem da bacia são empíricas, não se pode esperar que sejam universalmente aplicável. Em geral, essas relações são restritas as regiões onde foram derivadas. Assim sendo, devem ser utilizados com cuidado nas bacias onde a ausência de dados não permitam a avaliação de seu uso.

4.3.3 Módulo rio ou reservatório

Neste item são apresentadas as metodologias escolhidas para a propagação do hidrograma nos canais e nos reservatórios. Da mesma forma que no módulo anterior, optou-se pela escolha de uma metodologia consolidada em vários modelos hidrológicos.

O escoamento numa região urbana é dividido em dois componentes, o escoamento sobre a superfície da bacia e nos condutos pluviais. O escoamento superficial ocorre em telhados, calçadas, ruas e sarjetas, até chegar às bocas de lobo e na rede de condutos pluviais, que o drena até a macrodrenagem.

A propagação da onda de cheia é realizada pelo método de Muskingum, com os parâmetros obtidos pelas expressões propostas por Cunge, na sua forma linear. O método se baseia na equação da continuidade (4.16) e na equação de armazenamento (4.17), que pondera o efeito da vazão de entrada (I), e vazão de saída do trecho (Q). Este modelo apesar de ser, conceitualmente, apresentado como concentrado, pode superar esta limitação a medida que os trechos podem ser divididos em sub-trechos.

$$\frac{dS_a}{dt} = I - Q \quad (4.16)$$

$$S_a = K \{X I + (1 - X) Q\} \quad (4.17)$$

Onde S_a é o armazenamento no trecho considerado [m^3], I é o hidrograma afluente ao trecho [$m^3 s^{-1}$], Q é o hidrograma efluente do trecho [$m^3 s^{-1}$], e o parâmetro X representa o peso da integração da vazão no espaço [s], e o parâmetro K representa o tempo médio de deslocamento da onda no trecho [s].

Derivando a equação (4.17) com relação ao tempo e substituindo na equação (4.16), resulta na equação diferencial do modelo,

$$K(1 - X) \frac{dQ}{dt} + Q = I - KX \frac{dI}{dt} \quad (4.18)$$

A equação diferencial (4.18) é ordinária e será linear quando os coeficientes K e X forem constantes. Seguindo, ao se discretizar para o intervalo de tempo Δt , entre os instantes t e t+1, resulta,

$$Q_{t+1} = C_1 I_{t+1} + C_2 I_t + C_3 Q_t \quad (4.19)$$

onde,

$$C_1 = \frac{-KX + \Delta t / 2}{K(1 - X) + \Delta t / 2} \quad (4.20)$$

$$C_2 = \frac{KX + \Delta t / 2}{K(1 - X) + \Delta t / 2} \quad (4.21)$$

$$C_3 = \frac{-K(1 - X) - \Delta t / 2}{K(1 - X) + \Delta t / 2} \quad (4.22)$$

onde Δt é o intervalo de tempo considerado[s] e $C_1 + C_2 + C_3 = 1$.

Cunge(1969) apud Chow et al.(1988) mostrou que quando K e X são mantidos constantes, a equação (4.19) é aproximadamente a solução de um modelo de onda cinemática, e o autor demonstrou que a solução numérica produzia uma difusão numérica. Buscando com que o modelo reproduzisse o comportamento de um modelo de difusão, igualou o termo de difusão numérica ao termo correspondente da equação de difusão linearizada e obteve a seguinte relação:

$$X = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q_o}{BC_k S_o \Delta X} \right) \quad (4.24)$$

O valor de K pode ser obtido por

$$K = \frac{\Delta X}{C_k} = \frac{\Delta X}{dQ_o / dA} \quad (4.23)$$

onde C_k é a celeridade da onda[m s⁻¹], B é a largura do canal[m], ΔX é o espaçamento considerado na discretização do trecho[m], S_o é a declividade do trecho considerado[m/m], Q_o

vazão de referência $[m^3 s^{-1}]$ e A é área da seção transversal ao escoamento $[m^2]$. O autor mostrou que para haver estabilidade numérica é necessário que $0 \leq X \leq 1/2$.

Por último, a propagação do hidrograma é feita pela solução algébrica da equação (4.19), sendo os coeficientes da equação computados através das equações (4.20), (4.21), (4.22), (4.23) e (4.24) para cada intervalo de tempo e espaço.

O Comprehensive British Flood Studies Report (Natural Environment Research Council, 1975) afirma que este método é o mais utilizado dos modelos de difusão pois é o mais simples, e possui precisão similar aos demais. A grande desvantagem do método de Muskingum-Cunge é não poder tratar com efeitos de remanso, como o que ocorre nas mudanças bruscas de seção transversal nas planícies de inundação, presença de pontes, barragens, influência da maré, grandes contribuições laterais, entre outros.

Ponce(1989) alerta que diferentemente do método de Muskingum, onde os parâmetros são calibrados usando-se dados hidrométricos, o método de Muskingum-Cunge usa as características do escoamento e do canal para a definição dos parâmetros. Isso dá a possibilidade de propagar hidrogramas em canais, onde não existe dados hidrométricos, com razoável precisão.

Diferentemente do escoamento em canais, que se desenvolvem numa seção mais estreita, com menor profundidade e maior velocidade, a propagação em reservatórios se caracteriza por linha de água horizontal, grande profundidade e baixa velocidade. Assim, pode-se afirmar que no escoamento em reservatório o principal efeito é o do armazenamento, já que os efeitos dinâmicos são, em geral, desprezíveis devido a baixa velocidade. Um dos métodos mais utilizados para simular propagação em reservatórios é o método de Pulz.

O método é baseado na equação diferencial do armazenamento (4.16), que discretizada temporalmente resulta em,

$$S_{t+1} = S_t + (I_t + I_{t+1}) \frac{\Delta t}{2} - (Q_t + Q_{t+1}) \frac{\Delta t}{2} \quad (4.25)$$

reorganizando, tem-se

$$Q_{t+1} + 2 \frac{S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + 2 \frac{S_t}{\Delta t} \quad (4.26)$$

onde t e $t+1$ indicam os instantes de tempo considerado[s], S_t e S_{t+1} são os armazenamentos no reservatório[m³ s⁻¹], I_t e I_{t+1} as vazões de afluência ao reservatório[m³ s⁻¹], Q_t e Q_{t+1} as vazões efluentes no reservatório[m³ s⁻¹], Δt o intervalo de tempo entre os instantes t e $t+1$ [s].

Na equação (4.26) os termos Q_{t+1} e S_{t+1} são desconhecidos no instante $t+1$. Assim antes de começar os cálculos é preciso estabelecer a seguinte função auxiliar,

$$Q = F\left(Q + \frac{2S}{\Delta t}\right) \quad (4.27)$$

que é formada com base na função $Q = f(S)$, que por sua vez, relaciona as vazões efluentes com o armazenamento do reservatório. Esta função é, em geral, construída a partir de duas outras funções que são: i) a curva cota versus volume $S=g(H)$, que é obtida através da cubagem do reservatório; e ii) da curva cota versus vazão $H=p(Q)$, que é formada através das curvas de descargas das estruturas de extravasamento.

Para a simulação da propagação de um hidrograma no reservatório, deve-se seguir a seqüência :

- Determina-se o volume inicial do reservatório;
- Calcula-se o lado direito da equação(4.26), onde as variáveis são conhecidas;
- De posse do lado direito da equação(4.26), utiliza-se este valor na equação(4.27), extraíndo o valor de Q_{t+1} , e com base na função f , estima-se o valor de S_{t+1} .
- Este procedimento é repetido para cada intervalo de tempo.

Este tipo de modelo de propagação pode ser usado quando o efeito preponderante é o amortecimento devido ao armazenamento e não existam efeitos de jusante (remanso) sobre o escoamento.

4.4 Intervenção de controle de acordo com os cenários de desenvolvimento

No capítulo 3 foram revisadas as diferentes formas de controle do escoamento, porém, dentro do objetivo deste trabalho, as intervenções a serem analisadas nesta pesquisa são as bacias de detenção, que juntamente com as canalizações, fazem parte do planejamento da macrodrenagem previsto para a região de estudo.

Os reservatórios que servem para o controle de enchentes urbanas, em geral, apresentam um *layout* básico (figura 3.2) que envolve descarga de fundo através de condutos e outros dispositivos hidráulicos, bem como vertedores em cota superior para enchentes raras. A apresentação e dimensionamento destas estruturas e do volume do reservatório, são o alvo principal do próximo item.

4.4.1 Metodologia de estimativa do volume das bacias de detenção

As bacias de detenção são utilizadas para amortecer as cheias naturais ou as ampliadas pela urbanização. O cálculo do seu volume pode ser realizado de acordo com a fase do estudo, ou seja :

- a) Métodos simplificados, para pequenas áreas ou quando o estudo é a nível de planejamento;
- b) Modelos de amortecimento, na fase de projeto da obra (descrito no item 4.3)

Normalmente, em bacias urbanas deseja-se não agravar as enchentes naturais após o desenvolvimento da bacia. Os reservatórios são utilizados para tal e ao fazê-lo, busca-se utilizar as menores áreas e volumes possíveis, devido aos custos, e também a escassez de áreas livres em regiões urbanas, já discutidas neste texto.

A determinação dos volumes pelos modelos simplificados na fase de planejamento são importantes, pois permitem uma rápida e fácil estimativa preliminar dos volumes requeridos para a manutenção da vazão natural e estabelecer o *layout* inicial. São vários os métodos simplificados encontrados na literatura. Num texto de McCuen(1989) estão presentes descrições de vários desses métodos. Selecionou-se a seguir os mais populares e de fácil aplicação.

O próprio McCuen (1989) sugere na estimativa do volume, que se admita os hidrogramas afluentes e efluentes ao reservatório, com uma forma triangular (figura 4.7). Baseado nesta configuração, estima-se que o volume necessário (V_s) a manutenção do hidrograma seja,

$$\frac{V_s}{V_d} = 1 - \alpha \quad (4.28)$$

onde $\alpha = Q_a/Q_d$, $V_d = Q_d \cdot t_d [m^3]$, Q_a e Q_d são as vazões de pico antes e depois da urbanização [$m^3 s^{-1}$], respectivamente, e t_d é o tempo de concentração da fase urbana [s]. Pode-se constatar que o volume $V_s [m^3]$ é igual a área entre o hidrograma afluente e efluente (ver área hachurada na figura 4.7).

Boyd(1981) apud Tucci e Genz(1995) comparou o uso de três tipos de equações para o cálculo do volume do reservatório, tendo encontrado que para bacias variando de 0,2 a 5 km^2 , tempo de retorno de 1 a 100 anos, e duração de cheia de 5 a 720 minutos, a equação (4.28) foi a que obteve o menor erro de estimativa.

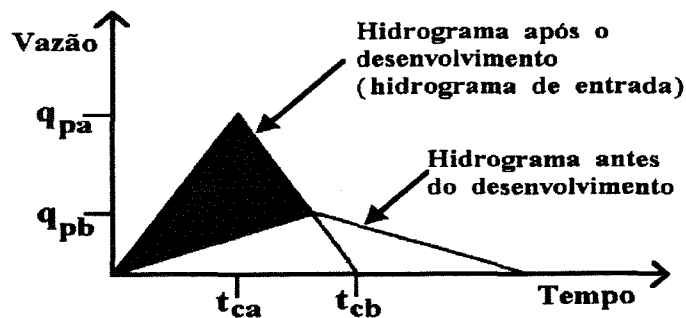


Figura 4.7. Modelo hipotético para estimativa do volume das bacias de detenção, dentro do critério de manutenção das vazões naturais.
(Fonte : McCuen, 1989).

Outro método usual descrito por McCuen(1989) é o proposto por Wycoff e Singh (1976), onde foi usado um modelo de propagação de hidrograma em reservatório para diferentes tipos de reservatórios, e por meio de análises de regressão dos resultados conseguidos, propuseram a seguinte relação para a determinação do volume requerido(V_s),

$$\frac{V_s}{Q_d} = \frac{1,291(1-\alpha)^{0,753}}{(T_b / t_p)^{0,411}} \quad (4.29)$$

onde T_b é o tempo de base[s](medido do início do escoamento até a vazão de recessão, correspondente a 5% da vazão de pico do hidrograma de entrada) e t_p o tempo do pico do hidrograma de entrada[s]. Nas simulações realizadas, α variou de 0,152 a 0,891, e a relação definida pelo denominador do lado esquerdo da equação (4.29) variou de 2,55 a 4,88.

Para a determinação do volume com base no modelo de amortecimento, como o de Pulz, é necessário utilizar-se o procedimento de tentativa-erro, ou seja, adota-se o volume pelo método simplificado e simula-se pelo método de Pulz, até obter a solução desejada.

A literatura a respeito dos métodos simplificados de determinação de volume das bacias de detenção é extensa. Cabe salientar que os volumes requeridos por diferentes metodologias apresentam grande variação, fazendo com que o uso de qualquer uma destas equações deve ser feito com muito cuidado e critério. Estas metodologias devem ser utilizadas, apenas, a nível de planejamento.

4.4.2 Características dos elementos hidráulicos de saída das bacias de detenção

Como já foi introduzido no capítulo 3, as bacias de detenção contam com extravasores que regulam os hidrogramas efluentes do reservatório. Entretanto, a sua importância na consecução do abatimento do hidrograma exige um maior detalhamento.

Em síntese, as saídas de fluxo são compostas por algumas dessas estruturas hidráulicas: i) vertedores ; ii) orifícios e condutos; iii) descarregadores de fundo e reguladores móveis, que podem funcionar através de controle automático ou remoto.

Uma configuração básica das estruturas hidráulicas das bacias de detenção pode ser vista na figura 4.8. O reservatório da figura 4.8 possui um volume morto até a cota Z_0 , a partir desta cota o reservatório começa a apresentar hidrograma efluente, devido a presença do conduto. Entre as cotas Z_0 e Z_1 está o volume de espera do reservatório, ou seja, o volume útil

disponível para o abatimento do hidrograma, sendo este o próprio V_s apontado anteriormente. Da cota Z_1 até cota Z_w a única descarga apresentada pelo reservatório continua sendo a realizada pelo conduto. Quando o nível no reservatório ultrapassa a cota Z_w passa a contribuir para a descarga total, as descargas referentes ao vertedor da barragem. Vê-se que o espaço (volume) entre as cotas Z_1 e Z_w é reservado para conter as enchentes mais raras (10 a 100 anos) ficando claro que este espaço só é ocupado (ou seja, torna-se funcional) quando ocorrem eventos severos.

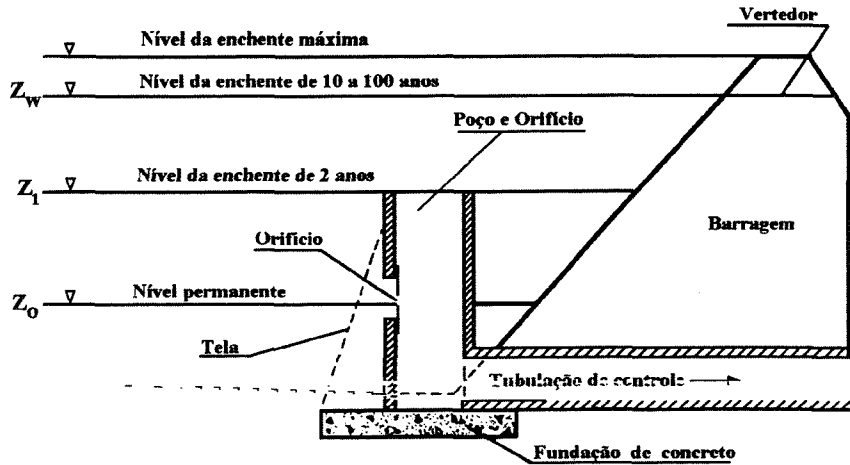


Figura 4.8. Esquema dos dispositivos hidráulicos de um reservatório.
(Fonte : Urbonas e Stahre, 1993).

O conduto de elevação apresentado na figura 4.8 é exibido na figura 4.9 com mais detalhes, percebendo-se que este pode contar com orifícios e/ou vertedores na parte superior. Pela figura entende-se que a curva chave do reservatório é obtida a partir da soma das curvas chaves (isoladas) de todas as estruturas de extravasamento presentes. Na tabela 4.2 é apresentada a seqüência da formação da curva chave (completa) de um reservatório hipotético com esta configuração básica.

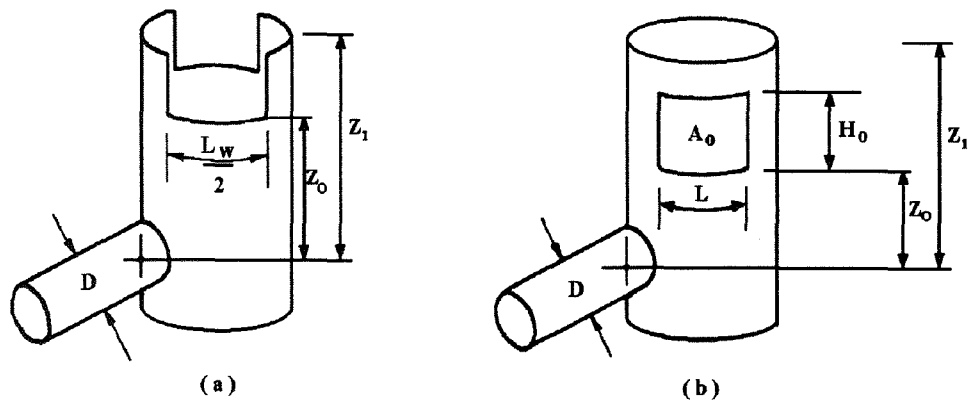


Figura 4.9. Características das saídas do conduto de elevação.
(Fonte: McCuen, 1989).

Tabela 4.2. Definição esquemática da curva chave do reservatório

Operação das estruturas de extravasamento	
$Cota < Z_0$	Nenhuma estrutura apresenta fluxo
$Z_0 < Cota < Z_1$	O orifício e/ou o vertedor do conduto de elevação apresentam fluxo
$Z_1 < Cota < Z_w$	Todas as estruturas do reservatório apresentam fluxo(inclusive o vertedor da barragem)

Para os vertedores presentes num conduto de elevação, admite-se que operem conforme um vertedor de parede delgada. A equação que relaciona a altura da lâmina de água no reservatório e a descarga de saída do reservatório(conhecida como curva chave) é descrita na equação abaixo (ver figura 4.9b),

$$Q = C.L.(z - z_0)^{1,5} \quad (4.30)$$

onde Q é a vazão [$m^3 s^{-1}$], Z é lâmina de água no reservatório, Z_0 é cota da crista do vertedor[m], L é a largura do vertedor[m], C é o coeficiente de escoamento. Em geral, tabelas presentes nos textos de hidráulica orientam a escolha do C , em função das características do dispositivo. Entretanto, os valores usualmente utilizados variam de 1,8 a 1,9.

Os vertedores de emergência das barragens, em geral, são projetados como de parede espessa. Então a curva chave deste tipo de vertedor difere dos que apresentam parede delgada, na escolha do coeficiente de escoamento. Para paredes espessas o valor de C costuma variar de 1,47 a 1,68, tendo como valor mais usual 1,66 (Tucci e Genz, 1995). Os autores lembram que na definição da cota da crista do vertedor para a cheia de projeto de segurança, deve-se dá uma borda de segurança de 0,30 a 0,60 m (ver figura 4.8).

Os orifícios dependem além da lâmina de água presente, da condição de seu afogamento a jusante, para a definição de sua curva chave. Neves(1986) classifica-os i) quanto a forma : em circulares ou retangulares, etc.; ii) quanto as dimensões: em pequenos e grandes; iii) quanto à natureza da parede: em delgada ou espessa. Essas características é que irão definir o coeficiente de escoamento na determinação da sua curva chave, que de forma geral se apresenta pela equação abaixo (ver figura 4.10),

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gh} \quad (4.31)$$

onde C_d é o coeficiente de escoamento, A é a área do orifício[m²], h é a altura de lâmina de água acima do centro do orifício[m], g é a aceleração da gravidade[m s⁻²]. O valor do C_d é tabelado em função do diâmetro do orifício e h, entretanto os valores oscilam em torno de 0,6 e 0,7. Tucci e Genz(1995) lembram que esta equação só deve ser usada para escoamento sem afogamento a jusante.

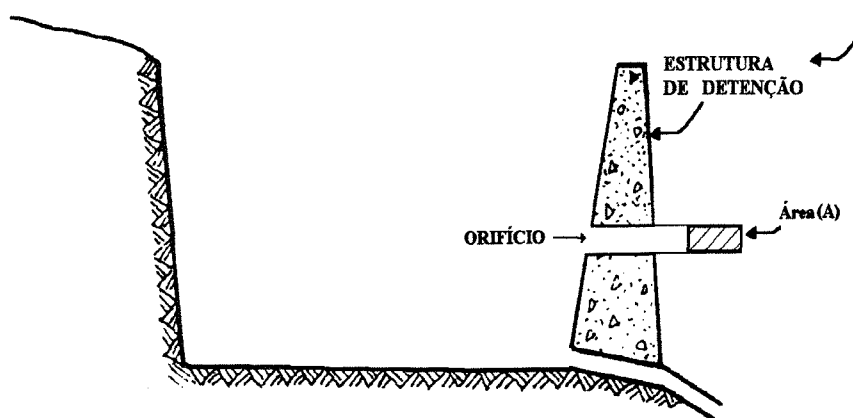


Figura 4.10. Descrição esquemática de um orifício.

Os condutos (conhecidos nos sistemas de drenagem como bueiros) podem ter a sua curva chave definida pela equação que segue (ver figura 4.11 e 4.12):

$$Q = A \sqrt{\frac{2gH}{1+k+k_e+k_c.L}} \quad (4.32)$$

onde H é a carga efetiva[m], que é estimada por:

$$H = H_m + S_o.L - 0,5D \quad (4.33)$$

onde H_m é a diferença de nível entre a cota inferior do conduto e o nível de água na entrada[m], S_o é a declividade do conduto[m/m], L é o comprimento do conduto[m]; D é o diâmetro[m] e k_e é o coeficiente de entrada, que pode ser adotado igual a 0,5; e

$$k_c = \frac{38,5n^2}{D^{1,33}} \quad (4.34)$$

onde n é a rugosidade e k é o coeficiente devido às grades de lixo:

$$k = 1,45 - 0,45 m - m^2 \quad (4.35)$$

onde m = área entre as grades/área total. O valores de m estão expostos na figura 4.12. Wilken(1978) alerta que no dimensionamento dessa estrutura deve-se ter a preocupação que a “excessiva altura (vazão) de água na boca de saída pode ocasionar inundações e erosões nos terrenos a jusante.”

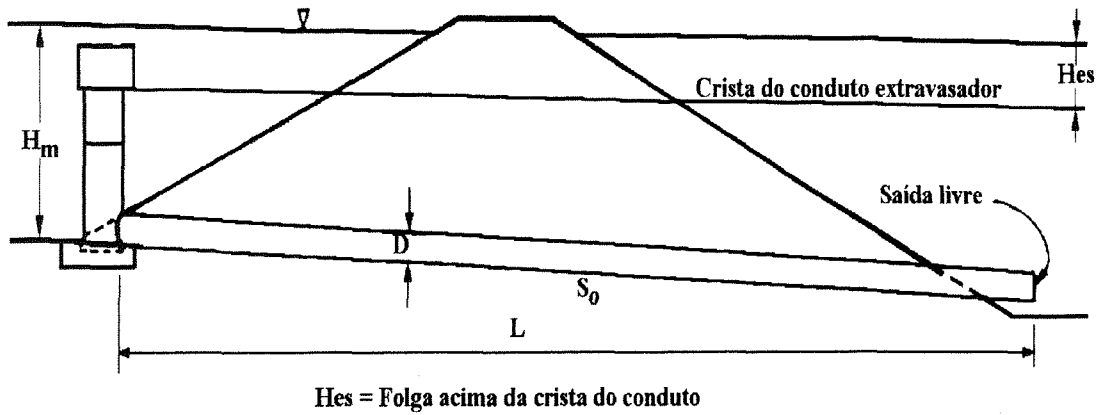


Figura 4.11. Descrição esquemática de um conduto
(Fonte : U.S.Department of Transportation, 1979).

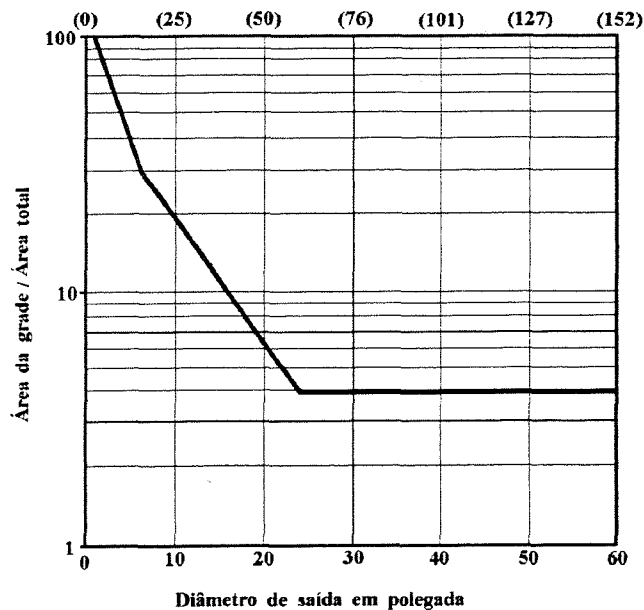


Figura 4.12. Relação entre área da grade e diâmetro de condutos
(Fonte : Urbonas e Stahre, 1993).

4.5 Avaliação das intervenções no contexto do PDDU do município

Na seqüência da metodologia do planejamento e controle da macrodrenagem, após ser feita: i) a definição de cenários de desenvolvimento urbano; ii) a escolha dos riscos; iii) a quantificação do hidrograma; iv) as intervenções de controle (neste trabalho, as bacias de detenção); é preciso realizar uma avaliação (técnica e financeira-econômica) das medidas de controle propostas para estudar as suas factibilidades, benefícios e custos.

Feita esta avaliação, é necessário que as medidas sejam comprometidas com os critérios do PDDU do município. Outras medidas de controle, que não unicamente as estruturais, devem ser estudadas e incentivadas, como : o controle da impermeabilização do solo, densificação comprometida com os riscos de enchentes.

Tucci e Genz(1995) enumeram alguns princípios que devem constar nos PDDU que são importantes nesta fase de avaliação:

- a) Cadastramentos das regiões que apresentem riscos de inundação;
- b) Elaboração de um planejamento de drenagem urbana;
- c) Criar um rede de coleta e armazenamento de dados para uma melhor compreensão sobre o assunto de controle de cheias;
- d) Incentivos as pesquisas no controle das enchentes;
- e) Fazer levantamento dos prejuízos das enchentes, para análises econômicas vindouras.

Enfim, percebe-se que o controle das enchentes em áreas urbanas ultrapassa a questão técnica e invade os meios jurídicos e legislativo. Portanto, para um eficiente programa de controle das inundações urbanas é preciso que todos estes fatores, já discutidos por este trabalho, sejam levados em consideração.

4.6 Discussões sobre a metodologia escolhida

A metodologia, exposta neste capítulo, foi escolhida em função de alguns fatores principais: i) Confiabilidade: procurou-se escolher uma metodologia que fosse de uso consagrado no meio técnico, e seu uso fosse aceito com igual popularidade; ii) Farta literatura : os métodos escolhidos também tem a vantagem de possuírem rica e farta literatura, portanto, esclarecimentos adicionais sobre qualquer parte desta metodologia, podem ser facilmente obtidos nos livros básicos de hidrologia e em outros textos mais avançados; iii) Diante da escassez de dados encontrados, em geral, nas bacias urbanas, optou-se pelo uso de uma metodologia simples e que necessita-se de poucos dados (parâmetros); iv) O tipo de simulação que faz parte deste trabalho, não precisa de mais recursos, sofisticação ou precisão que os já fornecidos pelos métodos escolhidos; v) Por fim, não faz parte do trabalho, uma descrição

mais detalhada dos processos de propagação que ocorrem em uma bacia urbana, assim a metodologia escolhida serve satisfatoriamente para os fins desejados, pois experiências inúmeras de outros autores, comprovam a eficiência destes métodos para os fins pretendidos.

As rotinas de separação e propagação de escoamento aqui descritas, fazem parte de um sistema de simulação hidrológica, intitulado Sistema de Simulação Precipitação-Vazão IPHS-1 (Tucci et al., 1989). Trata-se de um sistema onde o usuário tem a opção de determinar os hidrogramas de projeto, através da escolha de alguns algoritmos existentes na literatura, de forma que cada usuário determina como irá realizar as diversas operações hidrológicas contidas no sistema. As diferentes peculiaridades presentes nos sistemas naturais, exigem uma metodologia com suficiente flexibilidade, para um adequado estudo dos problemas encontrados, características encontrada no IPHS-1. O sistema tem sido largamente utilizado nos últimos anos em pesquisa, ensino e consultoria, dando crédito ao seu uso nesta pesquisa.

5 CONTROLE DA MACRODRENAGEM NO TABULEIRO DOS MARTINS EM MACEIÓ

5.1 Descrição

A área do Tabuleiro dos Martins, objeto deste estudo, localiza-se na região norte do município de Maceió-AL (figura 5.1), cobrindo uma área de aproximadamente 40 km². Esta região sofre com freqüentes enchentes devido a incapacidade de sua macrodrenagem, situação que vem se agravando desde a última década, conseqüência da intensa urbanização verificada no local.

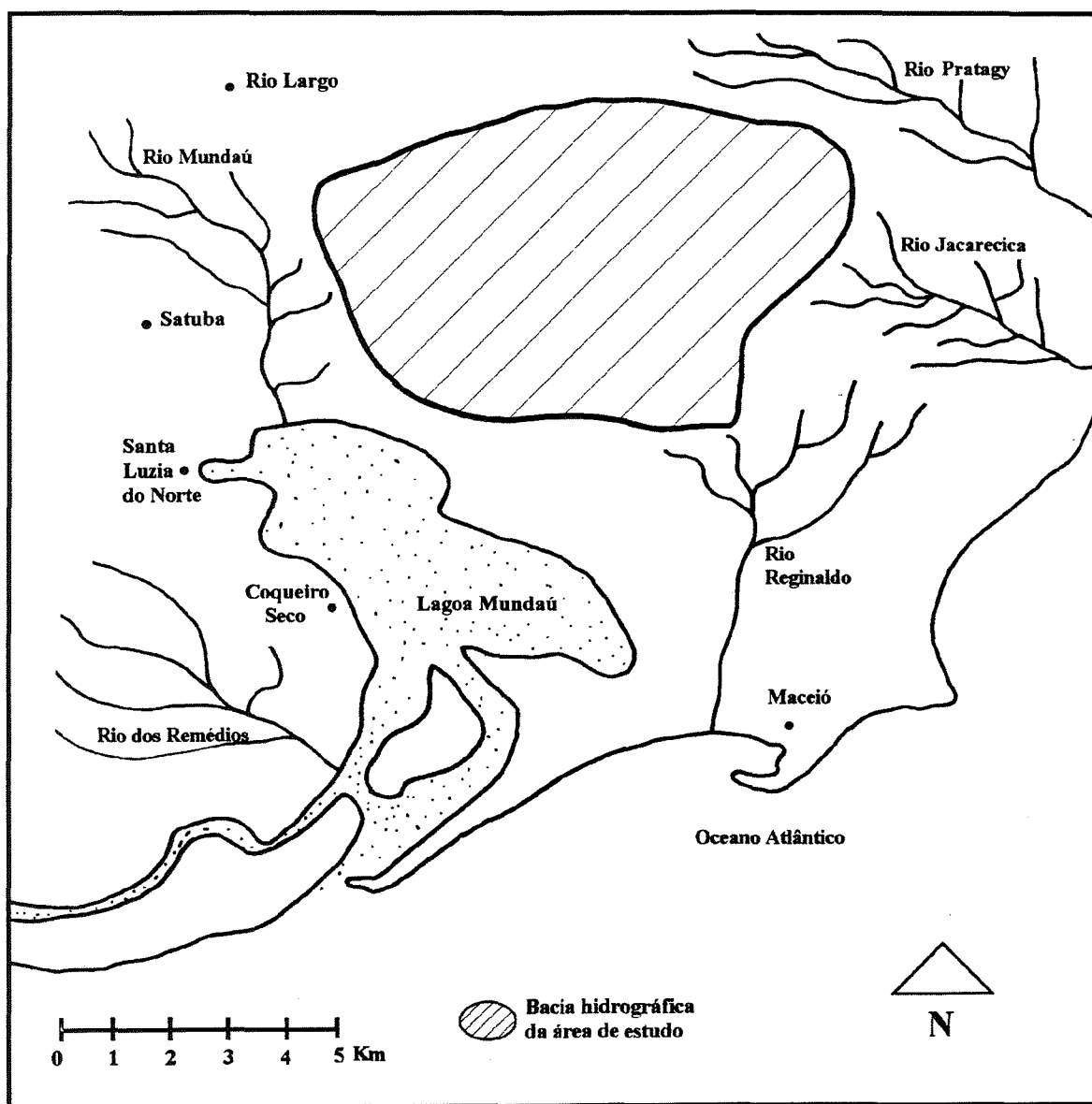


Figura 5.1. Localização da área de estudo.

A região estudada (não possuindo nenhum curso de água estabelecido), destaca-se das demais, pois, devido as condições topográficas desfavoráveis, não tem drenagem natural das águas para fora do limite inferior da bacia. Desta forma, as águas impedidas de escoar ficam acumuladas no ponto mais baixo da área. A figura 5.2 ilustra o detalhe das curvas de níveis, deixando explícita esta situação. A água retida neste baixio é removida, principalmente, através de sua infiltração e evapotranspiração. Alguns eventos chuvosos já levaram duas semanas para ser completamente drenados.

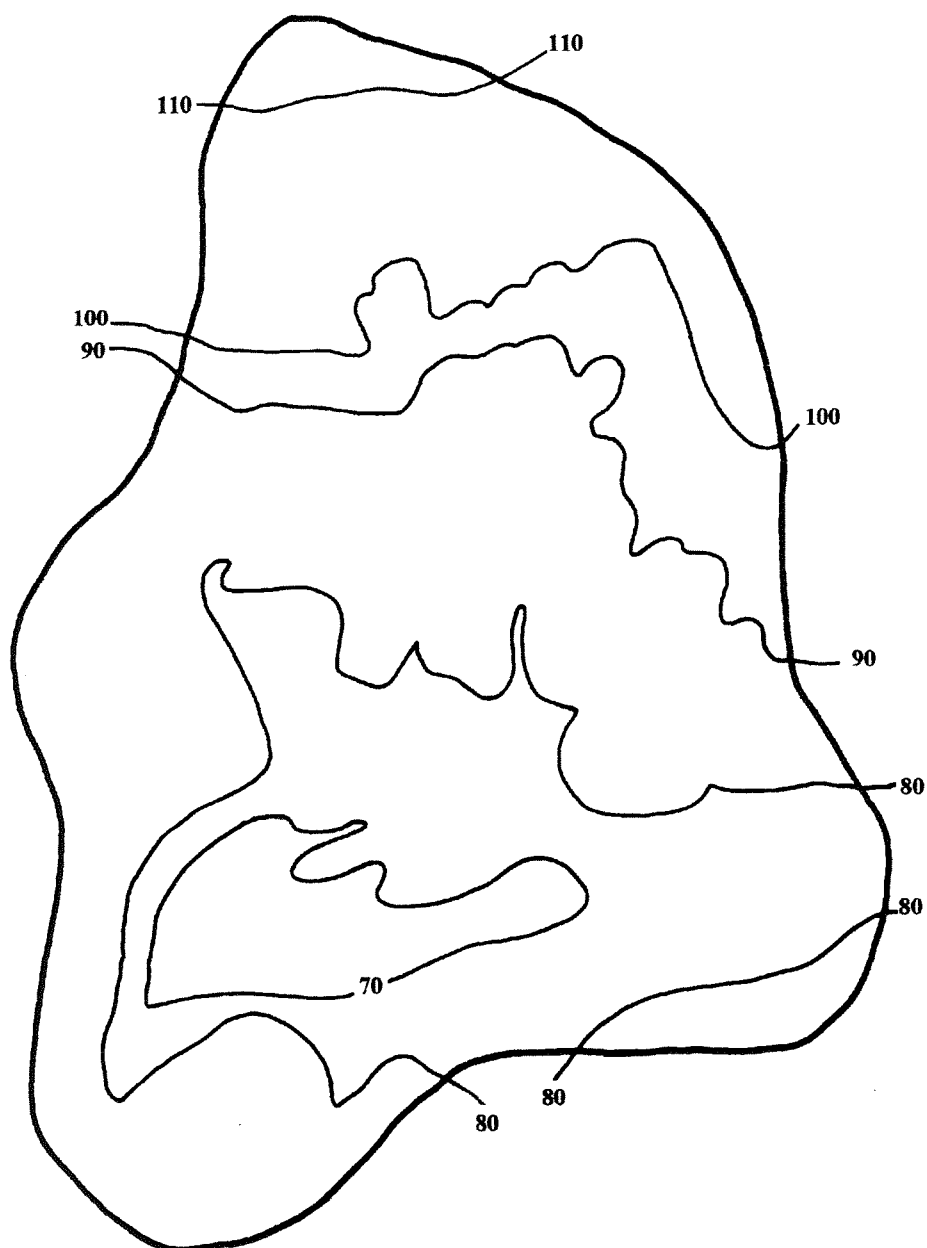


Figura 5.2. Detalhes das curvas de níveis da região de estudo.

Com os eventos extremos, as inundações além de causarem diversos transtornos e prejuízos à população local, acarreta a interrupção da produção do DILC, que conta com 46 fábricas e mais de 2500 empregados, trazendo elevados prejuízos a já carente economia alagoana. As mais recentes enchentes na região foram as de 1975 e 1989. Na última ocorreu uma paralisação de duas semanas devido a presença de uma lâmina de água de quase 1 metro, em alguns parques de atividades. As indústrias atingidas, alegando problemas com a enchente, atrasaram o pagamento do ICMS ao estado de Alagoas por dois meses. O Jornal Gazeta de Alagoas(1989) publicou que os prejuízos no DILC, corresponderam a 23 milhões de dólares (valores da época). A figura 5.3 retrata o quadro de isolamento que tomou o DILC na cheia de 1989.

Para a solução deste problema, a Superintendência Municipal de Obras e Viação (SUMOV), apresentou no ano de 1988 o Projeto de Macrodrenagem do Tabuleiro dos Martins (PMTM), que consta de bacias de retenção interligadas por canais. E por meio de um túnel, prevê-se o esgotamento das águas retidas, para o arroio Jacarecica que está próximo a área estudada (figura 5.1). Este projeto é descrito com mais detalhes a seguir. As características do projeto (com sua localização em planta) serão detalhadas no item 5.4.

Antes desta proposta, foi sugerida a instalação de um conjunto motor-bomba para acelerar a drenagem das águas pluviais. O Jornal Gazeta de Alagoas (1989) relatou que a Prefeitura Municipal de Maceió, através da SUMOV, juntamente, com a Companhia de Desenvolvimento do Estado de Alagoas (CODEAL) vinham encetando esforços para a aquisição do conjunto, mas estavam esbarrando na dificuldade de aquisição de um modelo com a potência desejada, pois os fornecedores alegaram que seria preciso um período de seis meses para a entrega da mesma, por estar fora das potências usualmente utilizadas. A falta de informações mais precisas sobre as características deste conjunto, bem como de seu uso, impedem a descrição de sua funcionalidade sobre a defesa e controle das enchentes da região.



Figura 5.3. Foto aérea da região atingida pela enchente de 1989

5.2 Informações hidrológicas disponíveis sobre a região de estudo

Dos registros históricos de pluviometria datados desde 1911, constata-se que o regime de chuvas da região é irregular, apresentando uma marcante periodicidade intranual, com duas estações bem definidas. A estação chuvosa se estendendo de março a agosto e o verão com início em setembro e término em fevereiro. Contudo, as chuvas se concentram, principalmente, nos meses de maio e junho. A pluviometria média anual é da ordem de 1700 mm, apresentando significativa variação interanual. Os meses mais quentes são fevereiro e março, e os mais frios julho e agosto. A média das temperaturas máximas mensais varia de 30,2°C a 26,9°C e a média das mínimas entre 20,8°C e 23,3°C. A média da umidade relativa é de 79,2%, atingindo valores mais elevados no período de abril a agosto e valores mínimos nos meses de novembro a fevereiro. A evapotranspiração potencial média anual é da ordem de 1690 mm.

Estudos do impacto da urbanização sobre a qualidade da água subterrânea na região, estimou em 30% do total precipitado, a taxa média de infiltração da região (Cavalcante, 1982). O mesmo trabalho avaliou o escoamento superficial da área de estudo como pouco expressivo, e constatou que em algumas sub-regiões a taxa de infiltração é bastante alta (a constatação que o solo da região, apresenta alta taxa de infiltração serve de indicativo que o impacto da impermeabilização do solo sobre o hidrograma seja relevante). Estas informações foram extraídas de estudos de balanço hídrico da região, por não se dispor de dados mais precisos (quantitativos) sobre as características da capacidade de armazenamento e infiltração dos solos do local. Esta ausência de informações é diagnosticada, quando se constata a ausência quase completa de estudos com enfoque hidráulico-hidrológico, sendo que o mais próximo dentro desta ótica foi o PMTM (1988).

Quanto aos tipos de solo, observa-se predominantemente os solos arenosos, com intercalações de lentes de argila. Nos solos mais profundos alternam-se argilas, calcários e areias. Cavalcante et al. (1993) classificam a região em termos da formação geológica (sistemas aquíferos) como grupo Barreira e Marituba, que são conhecidos por serem, economicamente, exploráveis em relação a água subterrânea.

Quanto a rede hidrográfica da região, percebe-se através da figura 5.1, que é constituída basicamente pela presença de quatro arroios: Pratagy (160 km²); Messias (70 km²);

Reginaldo (12 km²) e o Jacarecica, este último com bacia de área de 40 km² (Cavalcante et al., 1992 e HidroClimal, 1992),

Quanto aos registros hidrológicos disponíveis para a área, tem-se:

- Três postos pluviométricos (tabela 5.1) localizados em planta na figura 5.1:
- Um posto de pluviografia denominado posto Maceió (Pfafstetter, 1957) com aproximadamente 65 anos de dados. No mesmo trabalho estão disponíveis as curvas Intensidade-Duração-Frequência (i-d-f) para o posto Maceió. As curvas i-d-f deste posto, infelizmente, contam com apenas 27 anos de dados. A ausência de trabalhos que atualizem essas curvas, impedem a verificação da sua representatividade.
- Inexiste dados de fluviometria para a bacia estudada.

Tabela 5.1. Postos Pluviométricos da região de estudo

Nome da estação	Código de identificação	Latitude	Longitude	Período (Desde)
Posto de Maceió	00935045	09° 40'	35° 43'	01/1954
Posto Usina Central Leão Utinga	00935038	09° 31'	35° 51'	01/1911
Posto Estação Experimental de cana-de-açúcar	00935048	09° 28'	35° 51'	06/1972

Quanto a disponibilidade de cartas tem-se: i) cartas plani-altimétricas nas escalas 1:25 000, 1:18 000 e 1:2000; ii) cartas de uso do solo na escala 1:18 000; iii) cartas sobre a malha urbana(atualizadas até 1988) na escala 1:17 500 iv) e uma carta que apresenta a descrição sucinta do PMTM, exibindo as áreas urbanizadas, não parceladas e com proposta de parcelamento, segundo os vetores de expansão para a região definidos no PDU do município. Na planta plani-altimétrica com escala de 1:2000, está lançada as principais características do PMTM supracitado.

5.3 Caracterização dos cenários do desenvolvimento urbano atual e futuro

Na concepção do sistema de macrodrenagem do Tabuleiro dos Martins (SUMOV,1988) foram utilizados túneis, canais e bacias de detenção. Em linhas gerais, o sistema consiste na criação de áreas de armazenamento temporário para as águas pluviais (denominada de reservatórios de detenção) interligadas por canais artificiais a um último reservatório. Deste reservatório, foi proposto a instalação de um túnel (canal fechado) para esgotar os excedentes volumes pluviométricos para o rio Jacarecica (figura 5.1).

As características dos canais, reservatórios de detenção e túnel são apresentados no item seguinte, antes disso expõe-se que os cenários analisados nesta pesquisa foram :

1. Cenário de ocupação atual, sem nenhuma obra adicional : não estaria envolvida a consecução de nenhuma obra de melhoramento na rede de drenagem da região, ou seja, analisar-se-ia a região como ela se encontra atualmente (ano 1989);
2. Cenário de ocupação futura, sem nenhuma obra adicional : idem ao item anterior, com a diferença que, neste caso, analisa-se a bacia com a ocupação prevista para o ano 2000;
3. Cenário de ocupação atual, com os canais e o túnel (ver item 5.4), sem as áreas de detenção;
4. Cenário de ocupação futura, com os canais e o túnel, sem as áreas de detenção;
5. Cenário de ocupação atual, com os canais, o túnel e as áreas de detenção: neste item a bacia é analisada com as obras de drenagem mencionadas, dentro do cenário atual de ocupação (ano 1989);
6. Cenário de ocupação futura, com os canais, túnel e a bacia com a ocupação prevista para o ano 2000.

Os itens 1 e 2 serviram para avaliar o impacto da urbanização sobre o escoamento, já os demais (3, 4, 5 e 6), serviram para quantificar o benefício que as áreas de detenção oferecem a macrodrenagem da região, em termos de : i) abatimento do pico do hidrograma; ii) e redução dos diâmetros dos condutos, barateando o custo com a rede de drenagem.

Na determinação das condições atuais (ano 1989) de ocupação da área, utilizou-se três cartas : Plani-Altimétrica, Uso do Solo, e a constante no Projeto da Macrodrenagem do Grande Tabuleiro; atualizadas até março de 1988, com escalas de 1:25 000, 1:10 000, 1:18 000, respectivamente. As cartas permitiram a definição de quatro tipos principais de ocupação do solo: i) solo nu; ii) solo com cobertura vegetal (cultura, em geral, de cana-de-açúcar), iii) área com ocupação residencial; iv) área com ocupação industrial; convém lembrar que a região não conta com áreas comerciais. Segundo estes critérios, foi elaborada a figura 5.4, que retrata esses quatro tipos de ocupação, para o cenário de desenvolvimento urbano atual. Pode-se notar algumas características interessantes nesta figura: i) percebe-se que a superfície da bacia encontra-se com o solo nu, em mais ou menos 30% da sua área; ii) uma predominância de áreas de cultivo de cana-de-açúcar na cabeceira da bacia; iii) e que a localização do DILC está justamente sobre a área de menor cota da região (comparar figuras 5.2 e 5.4).

Ainda na figura 5.4 são indicadas as posições das principais construções da área, tomando-se uma visão geral de como o sistema está enquadrado a nível de urbanização e do município. Visualiza-se, também, a localização de alguns dos maiores conjuntos habitacionais do local(Conjunto Dubeaux Leão, Osman Loureiro, Colina dos Eucaliptos, Eustáquio Gomes de Melo, Saúde, Palmares, Salvador Lyra, Village Campestre, Benedito Bentes), juntamente com a Universidade Federal de Alagoas, o Hospital Universitário, o Instituto Penal São Leonardo. Uma estimativa para o ano de 1989, foi que a região contava com 150 000 habitantes.

Para a determinação da ocupação para um cenário futuro, dispõe-se dos vetores de expansão constantes no Plano Diretor de Urbanismo(PDU) e de uma carta que segundo PMTM(1988) estabelece os empreendimentos imobiliários previstos para a região. Como já foi discutido no capítulo 4, a previsão dos cenários de ocupação futura da bacia são muito suscetíveis de imprecisão, entretanto, semelhantemente a figura 5.4, apresenta-se na figura 5.5 as principais ocupações futuras (ano 2000) previstas para a área, onde utilizou-se os mesmos quatro padrões anteriormente apresentados.

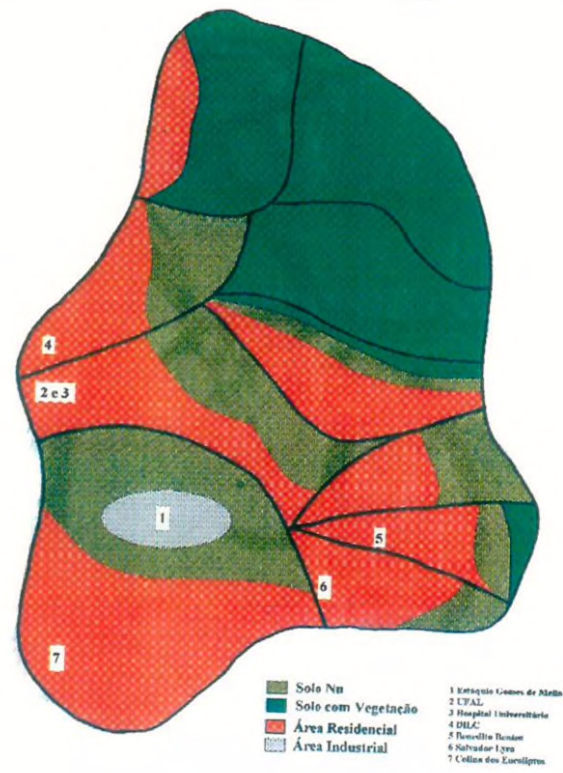


Figura 5.4. Caracterização do cenário de ocupação atual (ano 1989)

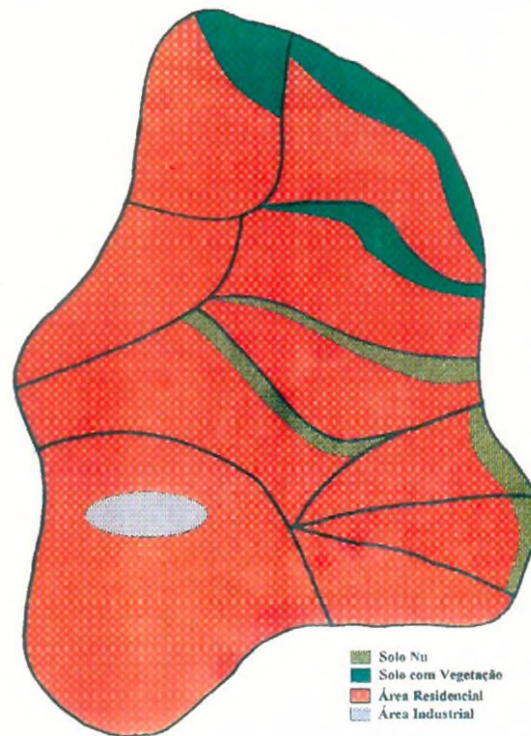


Figura 5.5. Caracterização do cenário de ocupação futura (ano 2000)

Segundo o PMTM (1988), há a perspectiva de construção de três grandes loteamentos no local. São eles : João Sampaio, Benício Barros e Lindolfo Collor, que totalizam a construção de 11 243 unidades residenciais, numa área aproximada de 3,10 km² ; juntamente com outros conjunto menores e alguns loteamentos particulares. A Companhia de Eletricidade de Alagoas (PMTM, 1988) estimou que a população desta região atingirá 400 000 habitantes, representando 45% da população da capital no ano 2000.

São nestes cenários de intensa urbanização prevista para a área, que as áreas de armazenamento foram testadas para a avaliação de suas potencialidades no controle do escoamento superficial. Para sua consecução, utilizou-se a metodologia de Planejamento e Controle da Macrodrenagem apresentada no capítulo 4.

5.4 Discretização das sub-bacias e dos canais

Para realizar as simulações necessárias ao estudo da macrodrenagem do Tabuleiro dos Martins dividiu-se a região em sub-bacias. Os critérios utilizados nesta divisão foram: i) locais de interesse, onde foi importante avaliar os hidrogramas; ii) preocupação com o controle das enchentes em lugares específicos, como o DILC; iii) e na busca por áreas propícias à detenção, tentou-se aproveitar as áreas de armazenamento naturais e temporárias do local.

A região apresenta diversas dessas áreas de armazenamento e, na sua maioria, foram utilizadas como potenciais locais de instalação de bacias de detenção, pois já apresentam topografia favorável, além do fato de, por se tratar de áreas de armazenamento natural, tem seu preço abaixo do de mercado, devido aos freqüentes acúmulos de água verificados.

Para a simulação das condições atuais (cenários 1,3,5, apresentados no item 5.2) a região foi discretizada conforme a figura 5.6a, onde pode-se perceber a ausência de qualquer melhoramento na rede de drenagem, a não ser da presença da escavação do reservatório nº 1.

Já para a situação de ocupação futura (cenários 2, 4, 6, apresentados no item 5.2), a região foi dividida, numa primeira concepção básica, em dez sub-bacias, onde em cada uma foi planejado um reservatório de detenção em sua saída (figura 5.6b). Dos reservatórios bacias de

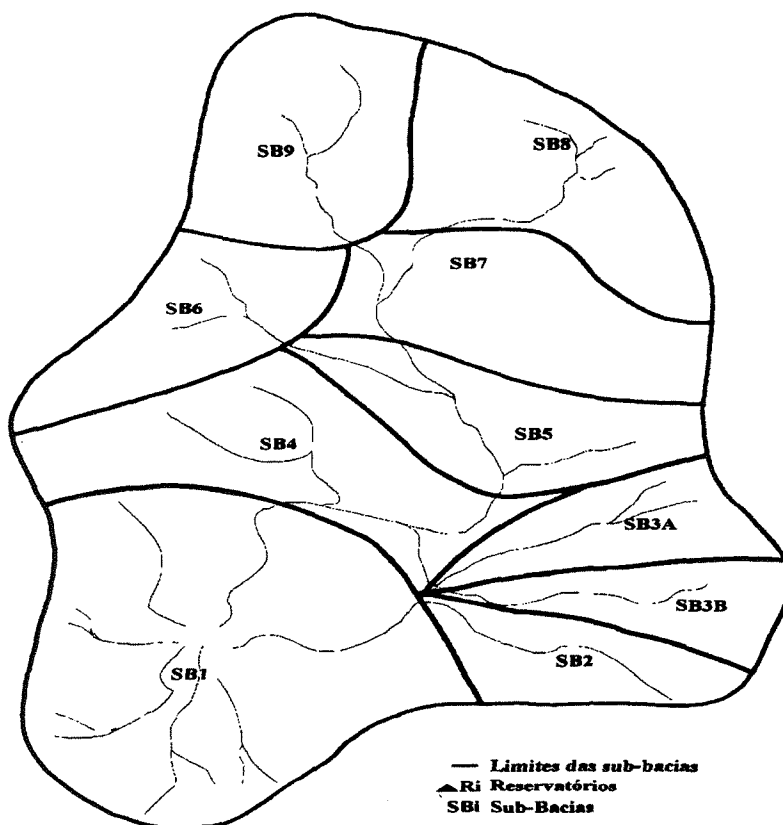
detenção exibidos na figura 5.6b, salienta-se que o reservatório n° 1 já existe, entretanto, trata-se simplesmente de um “buraco” no chão, pois não possui nenhuma melhoria realizada.

Evidentemente houve a preocupação de minimizar (ótimo necessário) o número das bacias de detenção, bem como seus volumes e as áreas requeridas, devido aos custos de desapropriação, construção e manutenção, etc. O ideal seria buscar através de modelos de otimização a combinação economicamente ótima, ou seja, manter o pico do hidrograma da cheia natural, para as sub-bacias, utilizando o menor número de reservatórios, bem como as menores áreas e volumes.

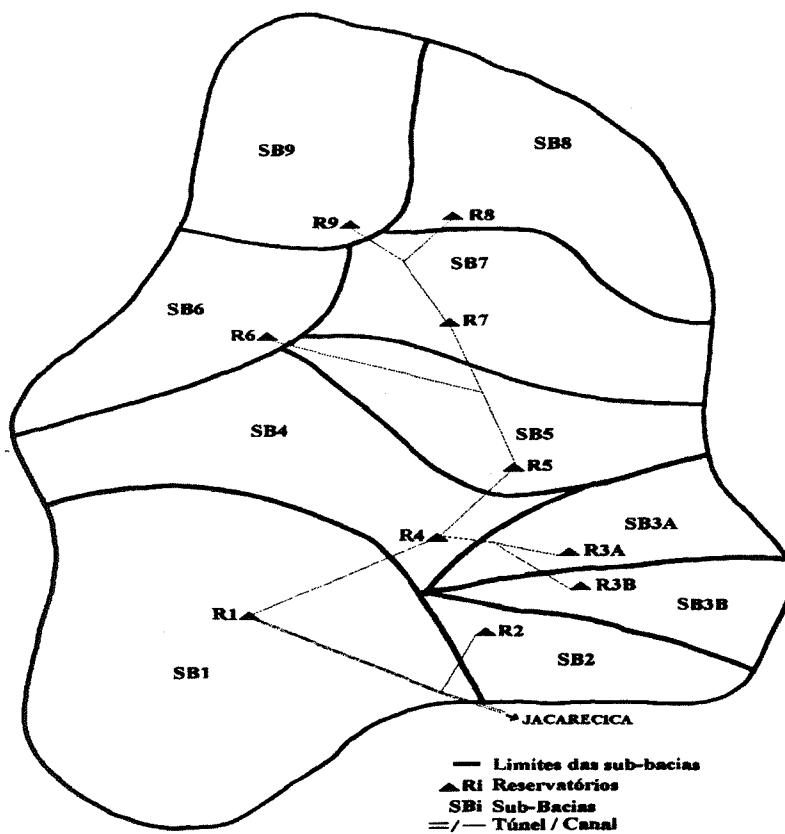
Este caminho mais exato e laborioso, foi contornado nesta pesquisa, através da simulação de várias alternativas de controle da drenagem, que envolveram diferentes números de reservatórios e volumes utilizados (apresentados no item 5.8). E dentre as alternativas simuladas verificou-se qual era a mais viável economicamente; além disto, ao realizá-las, obteve-se as áreas de detenção realmente necessárias, juntamente com as respectivas dimensões requeridas, tipo e tamanho das estruturas de extravasamento, e demais detalhes.

Na concepção geral deste cenário de divisão, os reservatórios são interligados por canais, e sistematicamente, todo o escoamento superficial é drenado para o reservatório n° 1 (SB1), e daí por meio de um túnel, as águas retidas seriam esgotadas para o arroio Jacarecica. Esta concepção foi, primeiramente, proposta no PMTM, e foi seguida neste trabalho, com algumas alterações. O cenário esquematizado a ser utilizado pelo modelo hidrológico é mostrado na figuras 5.7a e 5.7b, estando de acordo com o item 4.3.1. Na mesma figura são apresentadas as seções de interesse do estudo.

Para definir as características das sub-bacias dependentes da topografia do terreno, utilizou-se cartas nas escalas 1:2 000 e 1:25 000. Nesta definição os divisores de águas são aproximados pois em áreas urbanas, principalmente na microdrenagem, o escoamento é definido em parte pela ocupação do solo, disposição das ruas, sistemas de drenagem, entre outros. As características das sub-bacias são apresentadas na tabela 5.2. As seções referenciadas nesta tabela são as mesmas que a figura 5.7 apresenta.



a) Situação atual da rede de drenagem (sem nenhuma obra adicional)



b) Situação futura da rede de drenagem (com canais e bacias de detenção)
 Figura 5.6. Discretização das sub-bacias para dois cenários de ocupação

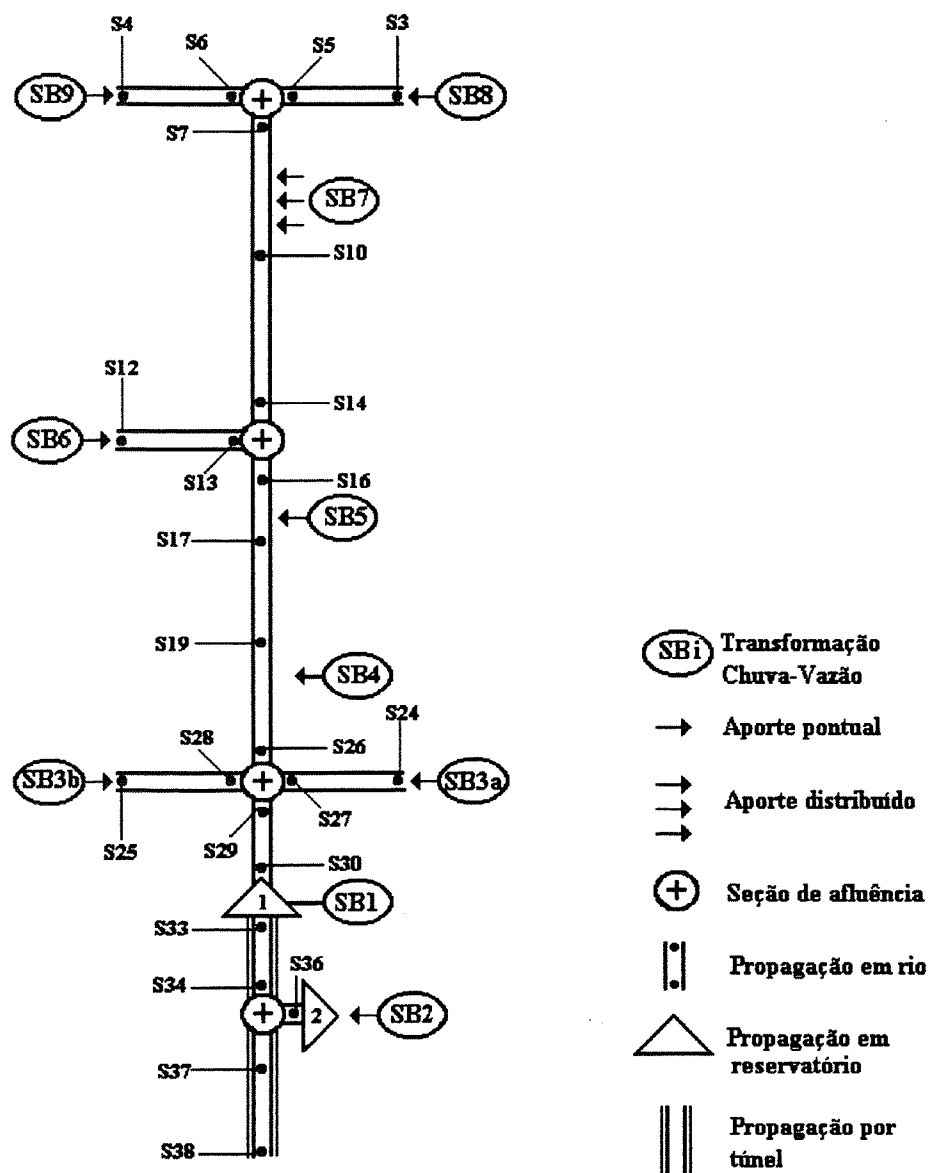


Figura 5.7a. Discretização esquemática da bacia de estudo, para o cenário atual (sem nenhuma obra adicional)

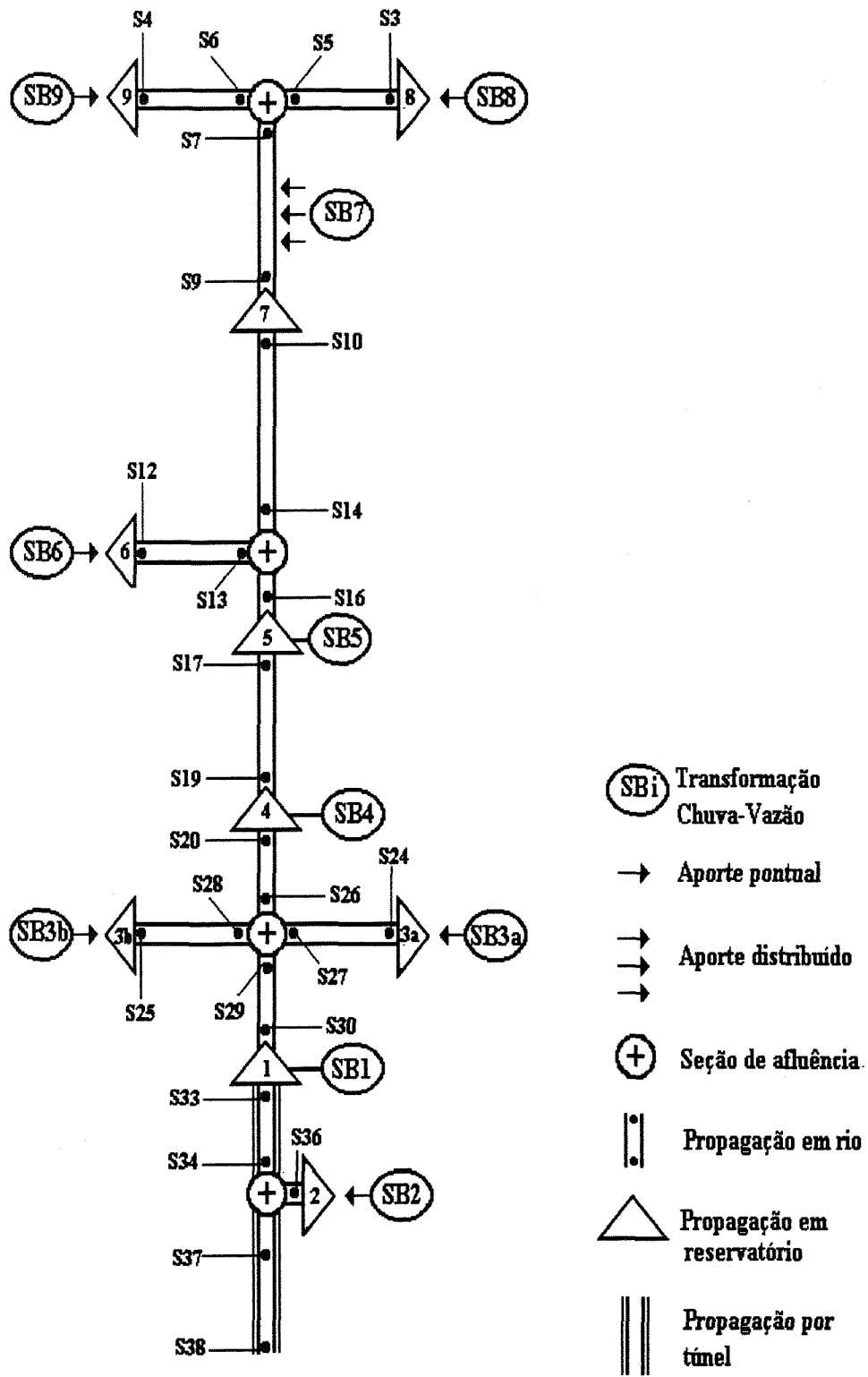


Figura 5.7b. Discretização esquemática da bacia de estudo, para o cenário futuro da rede de drenagem (com projeto)

Tabela 5.2. Características fisiográficas das sub-bacias

Sub-Bacias	Área	Comprimento	Declividade
Contribuintes	(km ²)	Talvegue(km)	(m/m)
9	3,40	1,98	0,010
8	5,10	2,90	0,009
7	5,88	2,40	0,014
6	1,92	1,83	0,012
5	3,15	3,33	0,006
4	3,90	2,50	0,005
3A	1,24	1,20	0,007
3B	3,24	2,70	0,006
2	1,82	1,70	0,006
1	11,70	3,05	0,008

Já as dimensões dos canais que interligam as bacias, não representam nenhum curso de água perene ou seção transversal em particular, constituindo-se, em canais capazes de escoar as vazões de projeto (a serem apresentadas no item 5.8). As características dos trechos são apresentadas na tabela 5.3.

Tabela 5.3. Características dos canais que interligam as sub-bacias

Trecho	Localização (Montante- Jusante)	Largura (m)	Profundidade (m)	Comprimento (m)	Declividade (m/m)
1	S4-S6	1,25	1,25	710	0,0050
2	S3-S5	2,00	1,50	930	0,0020
3	S7-S9	3,00	1,50	1130	0,0020
4	S10-S14	3,00	1,50	500	0,0010
5	S12-S13	1,25	1,25	1080	0,0020
6	S17-S19	3,00	1,50	650	0,0020
7	S20-S26	3,00	1,50	550	0,0020
8	S25-S28	1,25	1,25	830	0,0010
9	S24-S27	1,25	1,25	830	0,0010
10	S29-S30	4,00	1,70	1000	0,0017
11	S33-S38	2,00	2,00	2400	0,0020

5.5 Estimativa dos parâmetros do modelo hidrológico

Como foram analisadas as mudanças que ocorrerão no hidrograma, função da urbanização, foi preciso estimar parâmetros para os cenários de ocupação atual e futura apresentados no item 5.3. McCuen(1975) numa discussão sobre a questão de obtenção de parâmetros de modelos hidrológicos para cenários futuros, concluiu que o conhecimento do planejamento previsto para a área, é essencial nesta predição. Através do tipo de ocupação do solo, da densidade demográfica, e dos tipos de habitações da região, previstas no PDU, foi possível avaliar alguns parâmetros do modelo hidrológico utilizado. Neste trabalho, a estimativa destes parâmetros foi feita a nível das sub-bacias e dos trechos de canais. Nas sub-bacias foi necessário estimar : i) o Curva Número (CN); ii) tempo de concentração; e nos trechos de canal foi necessário estimar o coeficiente de rugosidade e a seção transversal.

Na estimativa do CN de cada sub-bacia, é preciso estabelecer o uso e tipo do solo, e as condições de umidade. Para a determinação das condições de uso de solo para as condições atuais e futuras, utilizou-se os cenários apresentados nas figuras 5.4 e 5.5, já discutidas neste texto.

Já para estimar o tipo de solo, em acordo com as tabelas do SCS (tabela 5.4), utilizou-se uma carta de tipo de solo da região e um trabalho de Cavalcante(1989), op.cit., que descreve as principais características do solo relacionadas com a infiltração e armazenamento. Diante destes dados, optou-se por escolher a opção de solo tipo B (classificação do SCS) para área estudada.

Quanto as Condições de Umidade Antecedente (CUA) do solo, achou-se por bem, admitir as condições intermediárias, ou seja, adotar-se a condição CUA II, que refere-se a situação onde os solos correspondem à umidade da capacidade de campo.

Tabela 5.4. Tipos de solo identificados nas tabelas do CN(SCS)¹

Propriedades	Tipos de solos da classificação do SCS			
	A	B	C	D
Escoamento Superficial	Baixo	Baixo	Acima da média	Alto
Infiltração	Alta	Superior a média	Abaixo da média	Muito baixa
Solos	Arenosos profundos com pouco silte e argila	Arenosos menos profundos que o do tipo A	Argiloso pouco profundo	Argila expansiva e pouco profunda

(Fonte: Tucci, 1993).

¹ Esta classificação refere-se a tabela de estimação do CN proposta pelo SCS

De posse destas classificações, e utilizando o princípio das médias ponderadas, apresentada no item 4.3.2.3, estimou-se o CN para cada sub-bacia. A tabela 5.5 ilustra o valores de CN estimados para cada tipo de região identificada e a tabela 5.6 mostra os valores de CN avaliados para cada sub-bacia.

Tabela 5.5. Valores de CN, para as condições:
Classe de solo tipo B Condições de Umidade
Antecedente CN-II(Média)

Cobertura do Solo:	CN
Solo com Vegetação (SV)	69
Solo Nu(SN)	61
Área Residencial(AR)	75
Área Industrial(AI)	88

Tabela 5.6. Valores de CN para as sub-bacias, para os cenários atual e futuro

Sub-Bacias contribuintes	Parcelamento das Bacias		CN Médio	
	Atual	Futura	Atual	Futuro
9	SV	0,2SV+0,8AR	69	74
8	0,3AR+0,7SV	0,2SV+0,8AR	71	74
7	SV	0,1SV+0,9AR	69	74
6	0,3SN+0,7AR	AR	71	75
5	0,3SN+0,5AR+0,2SV	0,2SN+0,8AR	70	72
4	0,5SN+0,5AR	0,1SN+0,9AR	68	74
3A	0,5AR+0,5SN	0,1SN+0,9AR	68	74
3B	0,5AR+0,25SV+0,25SN	0,1SN+0,9AR	70	74
2	0,3SN+0,7AR	AR	71	75
1	0,1AI+0,6AR+0,3SN	0,1AI+0,9AR	72	76

O tempo de concentração foi estimado conforme a metodologia do SCS (ver item 4.3.2.3). Nas tabelas 5.2 , 5.3 e 5.6 estão expostas todas as variáveis necessárias ao cálculo do tempo de concentração (t_c), que são: coeficiente de Manning, comprimento e declividade do trecho (canalizado ou não), CN (condição atual e futura). Para o cálculo do (t_c) tentou-se identificar na carta plani-altimétrica (escala 1 : 2000) caminhos preferenciais de escoamento. Para áreas onde não se encontra estes caminhos, determinou-se o tempo de concentração pela equação(4.12), definida pelo SCS. Já para áreas onde se percebeu um caminho preferencial do escoamento (podendo ser em última análise um trecho canalizado), utilizou-se a equação de Manning. A determinação do t_c ,para cada sub-bacia, pode ser resumidamente descrita pela equação abaixo,

$$t_c = t_{c(\text{Manning})} + t_{c(\text{SCS})} \quad (5.1)$$

onde $t_{c(\text{Manning})}$ e $t_{c(\text{SCS})}$ são os tempos de concentração calculados por Manning e SCS, respectivamente.

Para os trechos em canal, os coeficientes de Manning foram avaliados pelas opções contidas em Chow(1986) e conhecimento de campo da região. Para condições futuras admitiu-se que os canais fossem revestidos de concreto, com acabamento médio. O valor do coeficiente de Manning para estas características é $n=0,016$. Para as condições atuais os valores dos coeficientes de Manning foram avaliados em $n=0,035$. Na tabela 5.7 estão exibidos os tempos de concentração das sub-bacias.

Tabela 5.7. Tempo de concentração das sub-bacias para os cenários atual e futuro

Sub-Bacias Contribuintes	Tempo de Concentração(h)	
	Atual	Futuro
9	1,83	1,02
8	2,65	1,43
7	1,90	1,06
6	1,61	0,91
5	3,43	1,82
4	2,89	1,55
3A	1,43	0,81
3B	2,84	1,53
2	2,01	1,11
1	2,87	1,54

5.6 Precipitação utilizada

Conforme Ponce(1989), para bacias de tamanho médio (<250 km²) as simulações chuva-vazão podem adotar precipitações uniformemente distribuída no espaço, mas é imprescindível levar em conta a sua variação temporal. Baseado neste critério, adotado em muitos trabalhos, todas as simulações efetuadas nesta pesquisa, admitiram uma uniformidade espacial na precipitação sobre toda a bacia. Já para o hietograma utilizou-se a distribuição temporalmente de acordo com o Método do Bureau of Reclamation, desenvolvido pelo SCS (item 4.3.2.1). Em síntese: para a bacia estudada(40 km²) a distribuição temporal e espacial foi a mesma para toda área, apesar de que, para o dimensionamento das bacias de retenção o enfoque foi feito a nível de sub-bacia.

Para o presente trabalho foi utilizada a curva i-d-f do posto Maceió, para a determinação do hietograma de projeto. Segundo os critérios de escolha de duração da precipitação, foi definido uma precipitação com duração de 4 horas para as simulações. A escolha desta duração foi resultado de várias simulações que estudaram diversas durações, analisando-se os resultados das vazões de pico e dos volumes gerados, conforme metodologia exposta no capítulo 4 referente a precipitação de projeto.

A tabela 5.8 mostra algumas características das precipitações utilizadas nas simulações, para os tempos de retorno estudados. Quanto ao pico do hietograma, admitiu-se que ocorra a 50% da duração do evento. Este valor é conservador, já que para um mesmo volume de chuva (no caso triangular, ver figura 4.4) quanto mais tarde ocorrer o pico do hietograma, maiores serão as vazões máximas dos hidrogramas correspondentes. Podia-se utilizar 75% ao invés de 50%, entretanto, como já citado, a própria metodologia do SCS é conservadora, assim não é adequado sincronizar todas as características que traduzam em maiores valores de vazão.

Tabela 5.8. Volumes precipitados e intensidades máximas das tormentas, para uma chuva de duração de 4 horas

	Tempo de Retorno(anos)				
	2	5	10	25	50
Intensidade					
Máxima (mm/min)	0,258	0,334	0,394	0,475	0,539
Volume					
Precipitado (mm)	61,8	80	94,3	113,9	129,3

5.7 Sensibilidade dos arâmetros do modelo hidrológico

Como a região de estudo não possui dados fluviométricos, que possibilitem o estudo da adequação dos parâmetros adotados nas simulações dos cenários apresentados, fez-se necessário um outro tipo de “balizamento”, através da análise de sensibilidade dos parâmetros. Dentre os parâmetros utilizados pelo modelo hidrológico, o CN foi o único parâmetro que apresentou uma sensibilidade significativa. Por exemplo, usou-se várias simulações para

analisar a sensibilidade do valor do coeficiente de Manning (n), responsável pela velocidade das águas nos canais, e verificou-se que para variações de 100% no seu valor, as variações correspondentes no valor do pico do hidrograma não passaram de 3%. As mesmas variações de “ n ” também produziram pouca alteração nas características temporais do pico do hidrograma. Como os canais simulados apresentam pouca capacidade de armazenamento, não gerando nenhum abatimento considerável no hidrograma, conclui-se que os valores de “ n ” são muito pouco sensíveis na propagação dos hidrogramas pelos canais, no máximo provocando um pequeno atraso ou adiantamento no pico do hidrograma, entretanto, para efeito de volume ou pico do hidrograma seu efeito foi insignificante. Isso se deve a pequena distância dos trechos canalizados.

Na apresentação do método da Curva Número(CN), para separação do escoamento, foi alertado que o parâmetro CN é muito sensível, ou seja, pequenas variações em seu valor provocam grandes alterações nos volumes escoados e nos picos dos hidrogramas. Assim uma fiel avaliação de seu valor é de importância fundamental. Para analisar a sensibilidade deste parâmetro, foram feitas algumas simulações, onde variou-se unicamente o CN, mantendo-se as demais entradas do modelo inalteradas. Esta análise, permite uma melhor apreciação da influência deste parâmetro nos eventos simulados.

As figuras 5.8 , 5.9 e 5.10 ilustram as variações das vazões de pico do hidrograma em função das variações do CN para as seções S3, S4 e S7. Salienta-se que a numeração das seções referidas nas figuras supracitadas, continuam de acordo com a figura 5.7, onde está descrito o esquema simulado pelo modelo.

Diferentemente dos demais casos, verificou-se na figura 5.8, que as três seções de interesse apresentaram comportamento similares, ou seja, em média, para variações do CN de 9%(positiva ou negativa), a vazão de pico do hidrograma apresenta uma variação de cerca de 30 %(positiva ou negativa).

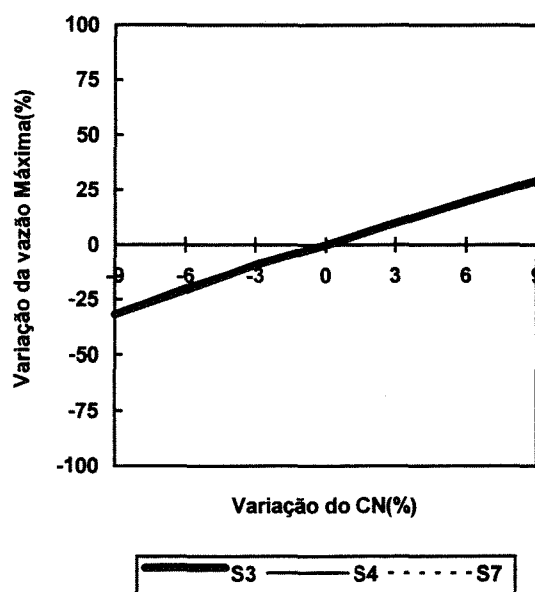


Figura 5.8. Variação percentual da vazão máxima do hidrograma em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 2 anos, para três seções de interesse.

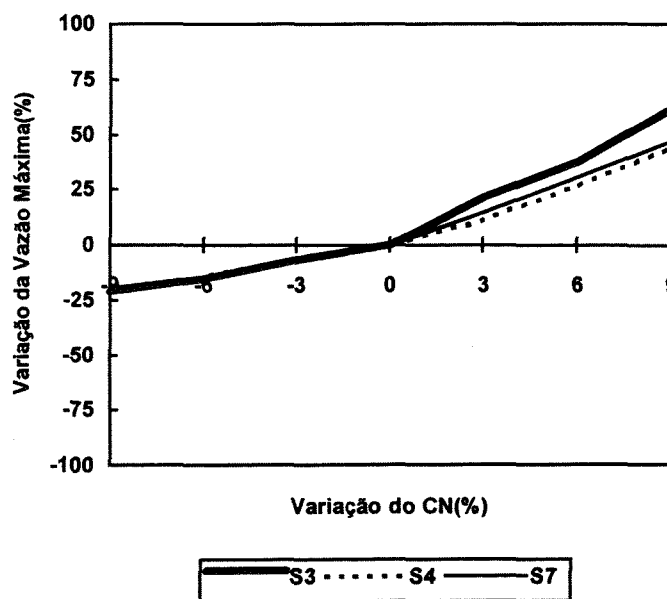


Figura 5.9. Variação percentual da vazão máxima do hidrograma em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 10 anos, para três seções de interesse.

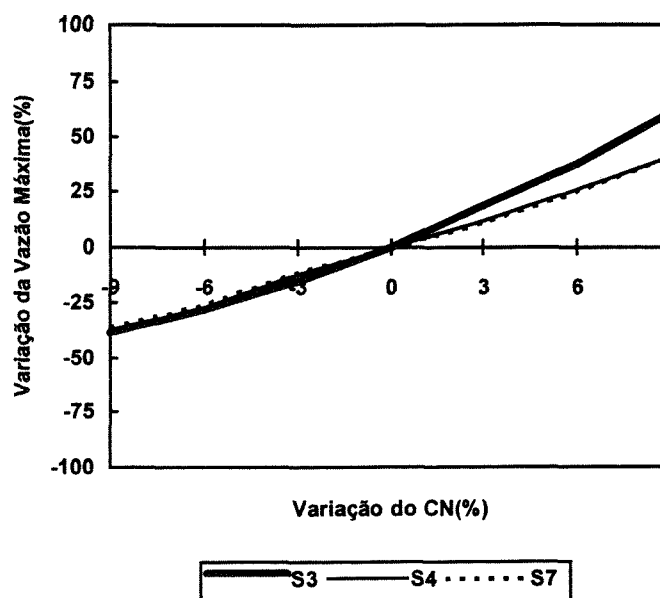


Figura 5.10. Variação percentual da vazão máxima do hidrograma em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 25 anos, para três seções de interesse.

Pode-se perceber que a sensibilidade da vazão de pico do hidrograma em função do CN é alta, e cresce quando se observa eventos mais raros. Diante desta maior sensibilidade do CN, é preciso que a sua avaliação seja feita com muito cuidado.

A alta sensibilidade do CN, requer que se faça considerações (comparações), para assegurar que os valores das vazões, estejam de acordo com que se esperava para a região, e se possível com valores encontrados por outros autores. Esta comparação foi feita e será apresentada nos próximos itens.

Analisou-se, paralelamente, a influência do CN sobre a quantidade de escoamento superficial, onde os resultados são apresentados resumidamente nas figuras 5.11, 5.12, 5.13.

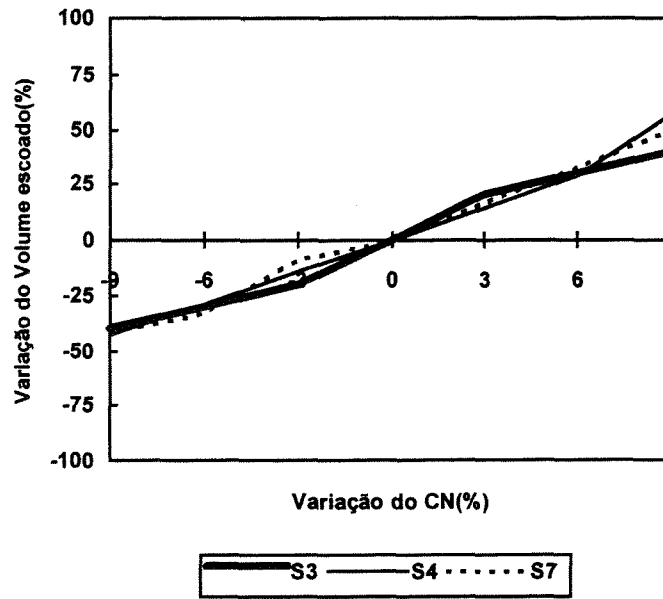


Figura 5.11. Variação percentual do volume escoado em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 2 anos, para três seções de interesse.

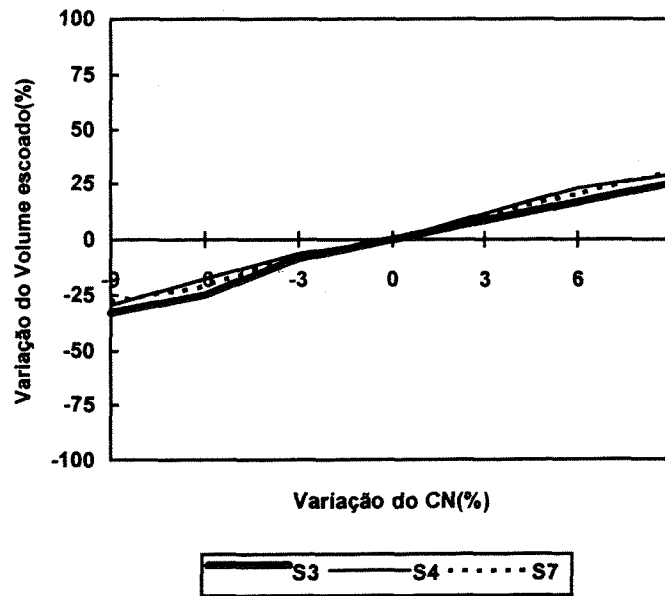


Figura 5.12. Variação percentual do volume escoado em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 10 anos, para três seções de interesse.

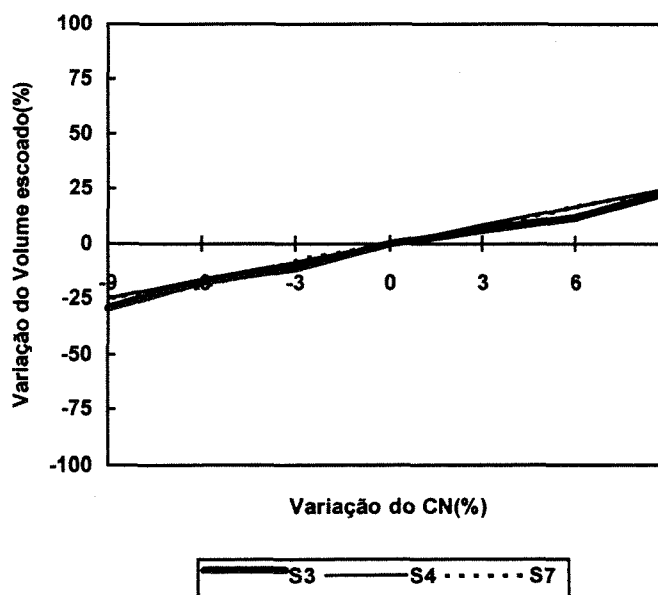


Figura 5.13. Variação percentual do volume escoado em função do parâmetro CN, para o tempo de retorno de 25 anos, para três seções de interesse.

Fica explicitado pelas figuras 5.11 a 5.13, que a sensibilidade do parâmetro CN decresce quando cresce o tempo de retorno. Este comportamento já era esperado, pois como foi dito no capítulo 2, o efeito da impermeabilização do solo sobre as alterações no hidrograma, são mais sentidas para eventos freqüentes, enquanto que para eventos raros os efeitos são menores e o aumento do CN, significa, justamente o gradual crescimento da impermeabilização do solo.

Analisando o modelo é possível observar que este resultado é conseqüência do CN ser fixo e a precipitação aumentar com o tempo de retorno, portanto, o impacto da variação de CN para uma precipitação maior é percentualmente menor.

Esta análise é importante aos usuários que não tem prática com o uso desta metodologia, pois percebe-se a relevância da avaliação do CN, na determinação das vazões e volumes escoados. Do exposto neste tópico, fica claro que a avaliação do CN para as sub-bacias exigem muito cuidado e atenção.

5.8 Avaliação do impacto da urbanização

O modelo hidrológico, descrito no capítulo 4, foi utilizado para simular o comportamento da bacia em estudo, enfocando o problema das enchentes urbanas. Para o estudo da viabilidade das bacias de retenção no controle das enchentes da região do Tabuleiro dos Martins, foi necessário avaliar os hidrogramas das enchentes para o cenário atual e futuro, em alguns tempos de retorno, já que o critério de utilização das áreas de retenção foi o de não-ampliação das cheias naturais.

As tabelas 5.9 e 5.10 expressam os picos dos hidrogramas para as seções de interesse, enfocando os dois cenários de ocupação apresentados no item 5.2. Nestas duas tabelas pode-se perceber a influência da impermeabilização do solo (maiores CN, tabela 5.6) e do aumento da velocidade do escoamento superficial (diminuição do tempo de concentração, tabela 5.7) sobre os picos dos hidrogramas, implicando claramente no aumento das magnitudes das enchentes.

Tabela 5.9. Vazões de pico estimadas para as condições atuais ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)

Seções	Área (km^2)	Tempo de retorno (anos)			
		5	10	25	50
S3	3,4	6,9	9,6	13,5	16,8
S4	5,1	9,9	13,3	18,3	22,4
S10	14,4	27,7	37,9	52,6	64,9
S12	1,9	4,7	6,5	8,9	11,0
S15	3,2	4,5	6,2	8,7	10,7
S17	19,5	35,7	48,8	67,9	83,7
S18	3,9	5,2	7,3	10,4	13,0
S21	23,4	40,6	55,7	77,6	96,1
S24	1,2	2,4	3,4	4,9	6,2
S25	3,2	5,4	7,4	10,3	12,7
S29	27,8	47,7	65,5	91,4	113,0
S32	39,5	68,1	93,0	129,4	159,8

Como a região de estudo não apresenta dados fluviométricos que sirvam para averiguar os valores dos picos de vazões simulados, foram feitos alguns testes na tentativa de verificar a validade dos valores supracitados. Para isto, trabalhou-se com comparações: i) entre os coeficientes de escoamento; ii) e entre as vazões específicas.

Tabela 5.10. Vazões de pico estimadas para as condições futuras ($m^3 s^{-1}$)

Hidrogramas	Tempo de Retorno (anos)			
	5	10	25	50
S3	14,11	18,53	24,67	29,58
S4	17,72	23,30	31,07	37,34
S10	55,01	71,96	95,30	114,00
S12	9,38	12,15	15,88	18,84
S15	8,12	10,91	14,87	18,11
S17	70,91	92,98	123,45	147,90
S18	13,00	17,07	22,74	27,32
S21	83,11	109,16	145,21	174,20
S24	5,68	7,47	9,92	11,87
S25	10,89	14,30	19,04	22,88
S29	97,50	127,81	170,15	204,20
S32	140,59	183,65	243,18	291,10

5.8.1 Avaliação dos coeficientes de escoamento

Na primeira tentativa de avaliar os valores das vazões de pico e volumes dos hidrogramas simulados, verificou-se se os coeficientes de escoamento encontrados para os cenários atual e futuro, estão de acordo com os apresentados nas tabelas que o correlacionam com o tipo de ocupação do solo (presentes na maioria dos textos técnicos de hidrologia, quando se demonstra o uso do método racional). Nas tabelas 5.11 e 5.12 são apresentados os coeficientes simulados para algumas seções de interesse, para os dois cenários de ocupação.

Tabela 5.11. Coeficientes de escoamento para o cenário de ocupação atual

Seções	Tempo de retorno (anos)			
	5	10	25	50
S4	0,37	0,41	0,46	0,52
S3	0,42	0,46	0,53	0,56
S12	0,41	0,44	0,50	0,56
S17	0,36	0,40	0,47	0,52
S20	0,29	0,35	0,43	0,46
S24	0,30	0,34	0,42	0,44
S25	0,39	0,43	0,49	0,53

Percebe-se destas tabelas, que os valores dos coeficientes de escoamentos encontrados, estão próximos aos valores sugeridos para obras de macrodrenagem. Verificando com mais

detalhes esta concordância, pode-se com os padrões de ocupações descritos na tabela 5.6, estimar o coeficiente de escoamento e então compará-los com os exibidos nas tabelas 5.11 e 5.12.

Por exemplo, para a sub-bacia 8 (tabela 5.6), adotando-se o coeficiente de escoamento de 0,30 para ocupação “solo com vegetação” e 0,55 para a “área residencial”, estima-se que o coeficiente de escoamento seja de 0,38 e 0,50 ($t_r=5$ anos) para os dois cenários de ocupação, atual e futura, respectivamente. Se comparado com os valores das tabelas 5.11 e 5.12, que são, 0,42 e 0,49 ($t_r=5$ anos), vê-se que as simulações apresentam valores satisfatórios. Na tabela 5.13 fez-se um valor médio de toda área, para deixar mais claro a semelhança entre os valores esperados e os obtidos.

Tabela 5.12. Coeficientes de escoamento para o cenário de ocupação futura

Seções	Tempo de retorno(anos)			
	5	10	25	50
S4	0,48	0,56	0,59	0,64
S3	0,49	0,54	0,60	0,64
S12	0,52	0,61	0,64	0,68
S17	0,44	0,47	0,56	0,59
S20	0,51	0,54	0,61	0,63
S24	0,50	0,51	0,57	0,62
S25	0,50	0,56	0,60	0,64

Tabela 5.13. Coeficientes de escoamento médios para os cenários de ocupação atual e futura

Cenário	Tempo de concentração(anos)			
	5	10	25	50
Atual	0,37	0,42	0,48	0,52
Futuro	0,50	0,55	0,60	0,64

5.8.2 Avaliação das vazões específicas

Continuando a tentativa de “balizar” os valores simulados, fez-se uma análise das vazões específicas encontradas. As tabelas 5.14 e 5.15 ilustram os valores das vazões específicas encontradas para os cenários simulados. Como esperado, percebe-se que as vazões específicas apresentam-se mais elevadas para os maiores tempos de retorno.

Teoricamente, também era esperado que o aumento das vazões específicas, devido a urbanização, fosse menos pronunciado para os maiores tempos de retorno. Os aumentos, são resumidamente apresentados na tabela 5.16, onde está claro que os efeitos da urbanização no aumento das vazões comportaram-se conforme as expectativas. Este comportamento (discutido no capítulo 2) é explicado pelo menor efeito da urbanização (sobre o ciclo hidrológico), para elevados tempos de retorno.

Tabela 5.14. Vazões específicas para o cenário atual de ocupação do Tabuleiro dos Martins($m^3/s/km^2$)

Seções de Interesse	Tempo de retorno(anos)			
	5	10	25	50
S3	2,03	2,82	3,97	4,93
S4	1,94	2,62	3,58	4,38
S10	1,93	2,63	3,66	4,51
S12	2,46	3,36	4,66	5,72
S15	1,44	1,97	2,75	3,39
S17	1,83	2,51	3,49	4,30
S18	1,33	1,87	2,67	3,34
S21	1,74	2,38	3,33	4,11
S24	1,94	2,76	3,99	5,01
S25	1,68	2,28	3,17	3,91
S29	1,71	2,35	3,28	4,06
S32	1,72	2,35	3,27	4,04

Apesar de ser indiscutível que as características regionais são marcantes para a determinação desta variável, procurou-se observar se os resultados obtidos atendem uma tendência geral para obras de drenagem. A tabela 5.17 reúne os resultados de algumas vazões específicas encontradas em diversos trabalhos que tratam do controle das enchentes urbanas. Estes trabalhos também expressam valores simulados por modelos hidrológicos para cenários futuro e atual.

Tabela 5.15. Vazões específicas para o cenário futuro de ocupação do Tabuleiro dos Martins($m^3/s/km^2$)

Seções de Interesse	Tempo de retorno(anos)			
	5	10	25	50
S3	4,15	5,45	7,26	8,70
S4	3,48	4,57	6,09	7,32
S10	3,83	5,00	6,63	7,93
S12	4,88	6,33	8,27	9,81
S15	2,58	3,46	4,72	5,75
S17	3,65	4,78	6,35	7,61
S18	3,33	4,38	5,83	7,00
S21	3,56	4,68	6,22	7,46
S24	4,58	6,02	8,00	9,57
S25	3,36	4,41	5,88	7,06
S29	3,50	4,59	6,11	7,34
S32	3,56	4,65	6,15	7,37

Tabela 5.16. Aumento percentual das vazões específicas(%)

Seções de Interesse	Tempo de retorno(anos)			
	5	10	25	50
S3	104,23	93,05	82,62	76,54
S4	78,74	74,65	69,96	66,99
S10	98,54	90,06	81,22	75,75
S12	98,73	88,15	77,60	71,58
S15	78,71	75,72	71,75	69,40
S17	98,70	90,43	81,82	76,77
S18	150,07	134,40	118,76	109,43
S21	104,60	96,05	87,03	81,35
S24	136,56	117,94	100,76	91,18
S25	100,00	93,41	85,19	80,37
S29	104,43	95,18	86,15	80,81
S32	106,44	97,53	87,92	82,22

Do exposto, pode-se perceber que os valores das tabelas 5.14 e 5.15 estão enquadrados numa tendência geral observada nos trabalhos apresentados pela tabela 5.17, dando uma certa aceitabilidade aos valores das vazões máximas estimadas para a bacia do Tabuleiro dos Martins. Para finalizar esta análise salienta-se que : i) como esperado, as vazões específicas decresceram com o acréscimo da área; ii) e que como foi preciso avaliar as vazões para cenários futuros, a “incerteza” na sua estimativa fica inerente a qualquer trabalho, não importando se a região possui ou não dados fluviométricos, pois há grandes dificuldades na definição de ocupações futuras.

Tabela 5.17. Vazões específicas encontradas em outros estudos sobre drenagem urbana

Condição de ocupação	Área (km ²)	Tempo de concentr (h)	Área Imperm. (%)	Tempo de retorno(anos)			
				5	10	25	50
1. atual	0,18	10,13	60		9,48		
2. futura	0,22			7,20	8,36	13,89	
3. atual	0,34				19,29		
4. futura	0,80			19,67	25,15	29,61	
5. futura	0,90			1,82	7,11		9,48
6. atual	2,22	0,25	60			19,00	23,20
7. atual	19,10	1,25		2,36	2,88		4,19
8. atual(+)	19,10	1,25		3,66	4,45		7,59
9. futura	25,60			1,20	1,54	1,74	
10. atual	42,00	24,00		2,93	3,81	5,02	5,93
11. atual	75,00	1,25	15	0,93	1,33	2,00	
12. futura	112,00	16,5	35-60				3,36
13. futura(+)	112,00	16,5	35-60				4,51
14. futura	235,00	4,00	70		5,96		

1. McCuen(1979)

2. Chaney(1982)

3. RCE(1993)

4. Amandes(1980)

5. Chaney(1982)

6. Canholi(1994)

7. Barbassa(1991)

8. Barbassa(1991)

9. Flores(1982)

10. Barros(1993)

11. Righetto(1993)

12. Tucci(1992)

13. Tucci(1992)

14. Yoshimoto(1990)

5.9 Controle do escoamento na macrodrenagem, através de bacias de detenção

A escolha da região do Tabuleiro dos Martins para avaliar as potencialidades das bacias de detenção baseou-se, em princípio, nos critérios definidos no Plano Diretor da cidade de Maceió, onde é assegurado que um percentual da área loteada deve ser reservado para áreas verdes, além de que, já foi feito um trabalho, a nível de anteprojeto sobre a macrodrenagem da região, que consta de várias áreas de armazenamento, interligadas por canais.

O capítulo IV, do Plano Diretor do Município de Maceió(1989), que trata dos terrenos a lotear, na sua secção I, artigo 71, estabelece que:

“Art71- Não será permitido o arruamento em terrenos alagadiços e sujeitos a inundações, antes de executados por parte dos interessados os serviços de aterro e drenagem considerados necessários para assegurar o escoamento das águas, de antemão aprovados pelo órgão competente da Prefeitura Municipal.”

O Plano Diretor não trata da forma que deve ser feito a drenagem destas áreas sujeitas a inundações, porém no mesmo capítulo IV, secção III, o artigo 85 define que:

“ Art85 - A expedição do decreto que determina a aprovação do loteamento bem como a entrega ao requerente do alvará de licença e do plano de loteamento e seus anexos visados pelo prefeito, deverá ser procedida de assinatura, por parte do interessado, de termo de compromisso em que estarão fixadas as seguintes obrigações:

(...)

II - Transferir ao domínio público, sem ônus de qualquer espécie para o Município e mediante escritura pública a percentagem de áreas públicas ..., em que se incluem as vias urbanas de circulação, as áreas livres de preservação da paisagem natural e equipamentos públicos urbanos.”

No código de edificações, em seu complemento de 1989, está estabelecido no artigo 9, que: “Os planos de parcelamento serão elaborados e executados, de sorte que os logradouros públicos tenham a localização mais adequada, ficando estabelecido que da superfície loteada, 5% serão destinados a equipamentos comunitários e 10% a áreas verdes, sendo que 50% desse percentual serão contínuas...”.

Essas áreas verdes, obrigatoriamente, presentes nos loteamentos, podem servir nos períodos chuvosos como local de armazenamento. Outra vantagem, além da aquisição destas áreas verdes ocorrerem sem ônus ao município, é que geralmente as áreas baixas (alagadiças) por serem mais desvalorizadas acabam sendo doadas ao município, e são justamente essas áreas que interessam ao controle de inundação, pois já são locais de armazenamento natural das águas pluviais.

5.9.1 O efeito das áreas de armazenamento sobre o escoamento

As bacias de detenção conferem a bacia, um aumento na capacidade de reter parte do volume precipitado. Esta detenção faz com que o escoamento seja melhor distribuído no tempo, gerando hidrogramas de cheia com menores picos.

O abatimento no hidrograma de cheia, na sua passagem pelo reservatório, foi simulado para todas as sub-bacias do sistema do Tabuleiro dos Martins. Apresenta-se a seguir, nas figuras 5.14 a 5.16, alguns desses resultados, onde utilizou-se uma precipitação com tempo de retorno de 10 anos. O objetivo destas três figuras é que se entenda como o volume escoado é redistribuído no tempo, apresentando assim hidrogramas com vazões máximas menores e maiores tempo de base.

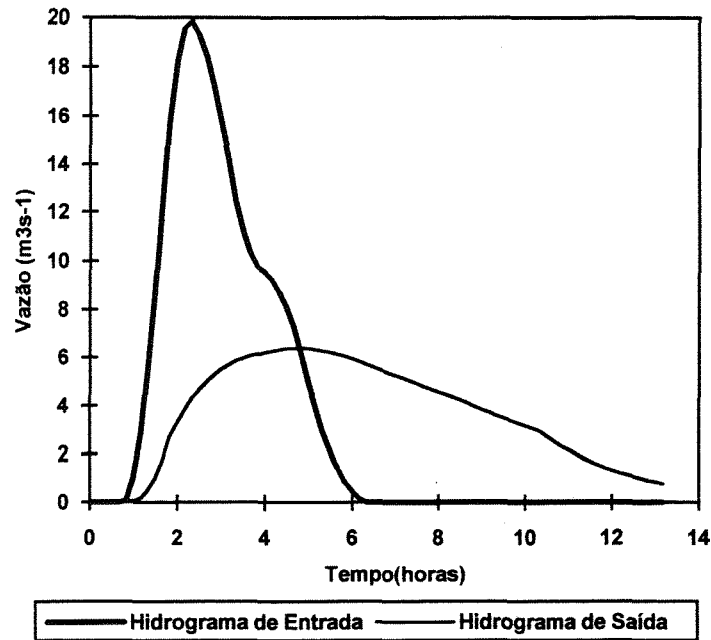


Figura 5.14. Abatimento do hidrograma no reservatório 8, para tempo de retorno de 10 anos.

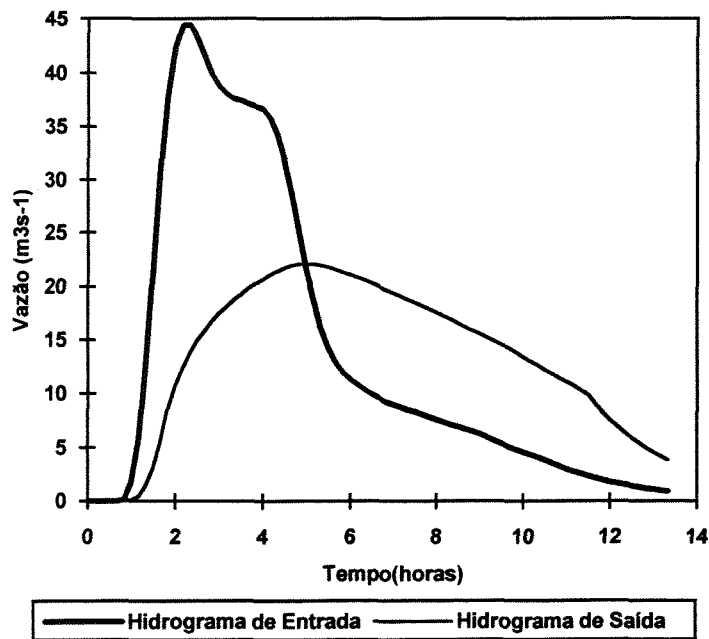


Figura 5.15. Abatimento no hidrograma no reservatório 5, para tempo de retorno de 10 anos.

Percebe-se pelas figuras acima, que o pico do hidrograma é significativamente reduzido com a inserção das bacias de detenção. Entretanto, uma questão sobremaneira importante de se questionar, é quanto de área e volume precisa-se para amortizar desta maneira o hidrograma de montante. A viabilidade das áreas de detenção, passa pela verificação de não ser preciso ocupar uma grande parcela da área drenada. Pois áreas livres, em regiões urbanizadas, são caras e escassas, além de que, no Plano Diretor do Município, estipula-se que apenas 5% da

área loteada deverá ser destinada a áreas verdes. As necessidades de área e volume para as bacias de retenção são tratadas nos próximos itens.

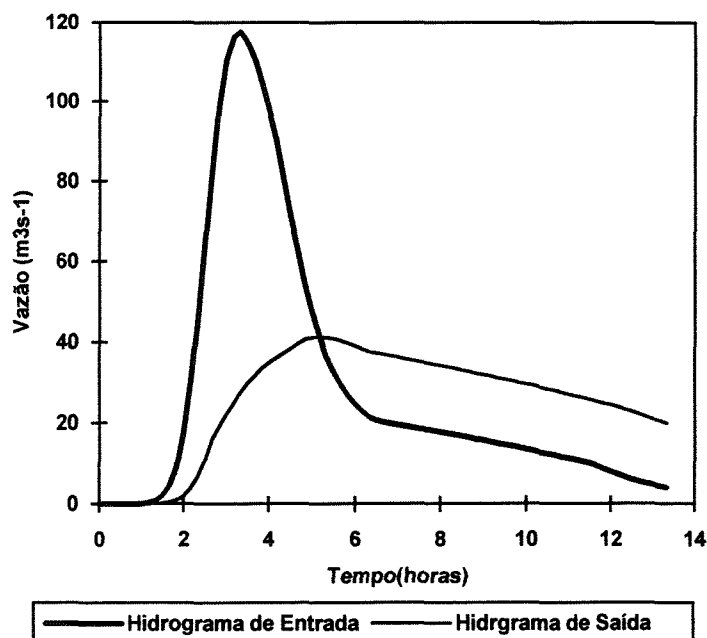


Figura 5.16. Abatimento do hidrograma no reservatório 1, para tempo de retorno de 10 anos.

5.9.2 Capacidade e necessidade das bacias de retenção

Foram feitos diversos testes para verificar as potencialidades das bacias de retenção, onde observou-se principalmente os seguintes tópicos : i) manutenção do pico do hidrograma igual ou menor ao da pré-urbanização da bacia; ii) necessidades de áreas e volumes para realizar estas funções; iii) redução dos diâmetros dos condutos a jusante das áreas de armazenamento, barateando o custo com a rede de drenagem, entre outros.

Procurando-se conhecer as vantagens (desvantagens) e características das bacias de retenção, apresentam-se a seguir algumas simulações, onde pode-se obter informações sobre as dimensões dos reservatórios, incluindo os seus dispositivos hidráulicos de saída, bem como sua eficiência para o abatimento do hidrograma.

Nas simulações apresentadas usou-se o seguinte roteiro para dimensionamento dos reservatórios: i) foi dimensionado o volume do reservatório, bem como, seus descarregadores de fundo de forma que as enchentes para um evento com período de retorno de 2 anos

(microdrenagem) não provoque vertimento pelo vertedor, onde o volume foi preliminarmente calculado através da equação 4.28, apresentada no capítulo 4; ii) o reservatório para o cenário de ocupação futura é pensado, de forma que a vazão máxima vertida (vertedor + descarga de fundo) seja no máximo igual a vazão que a bacia apresentava para a condição antes do desenvolvimento (ver tabela 5.9), para um evento com tempo de retorno de 10 anos. Apesar de que, por motivos de segurança, o seu vertedor é dimensionado para cheias de 100 anos de tempo de retorno, devido aos riscos e prejuízos com rompimentos por eventos extremos. Em algumas áreas pode-se considerar outra condição, pois a própria vazão antes da urbanização pode ser muito prejudicial.

Na estimativa preliminar dos volumes e dispositivos de saída dos reservatórios, utilizou-se as fórmulas apresentadas no item 4.4.1. Entretanto foi observado grande variabilidade entre os valores estimados, sendo preciso realizar várias simulações (método da tentativa-erro) para “refinar” estas características de forma a atender satisfatoriamente estes critérios.

A simbologia utilizada para descrever as estruturas de saída foram: i) 1D1,0: um descarregador de fundo de diâmetro de 1 metro; ii) 5D0,5: cinco descarregadores de fundo, cada um com diâmetro de 0,5 metros; iii) 1,25X1,25, um orifício quadrangular de lado 1,25, e assim sucessivamente. Observa-se que os diâmetros a partir de 1,5m não são comerciais, encontrando-os somente por encomenda.

Procurou-se fazer com que as profundidades exigidas pelos reservatórios, não ultrapassem 3 metros de profundidade, apesar do nível estático do aquífero, na área, variar de 36 a 52 metros (Cavalcante et al., 1993). Na figura 5.17 é apresentada a forma das bacias de detenção, onde foi admitido uma declividade (β) de 45%, em média, nas bordas laterais da área de armazenamento.

Para a sub-bacia 9, que possui área de 3,40 km², foram simulados quatro tipos de reservatórios, variando-se área, volume, e seus dispositivos de entrada, conforme ilustra a tabela 5.19. Pelos critérios supracitados para o dimensionamento dos reservatórios, observa-se na tabela 5.18, que o reservatório foi capaz de devolver a bacia as condições presentes antes do desenvolvimento. Na mesma tabela informa-se como seria o hidrograma de cheia para uma

condição futura, sem que haja nenhum controle de escoamento na bacia. O amortecimento do hidrograma para as condições naturais não é completamente realizado para os eventos mais raros ($t_r=25$ e 50 anos), apesar de que a redução no hidrograma para esses eventos seja significativo.

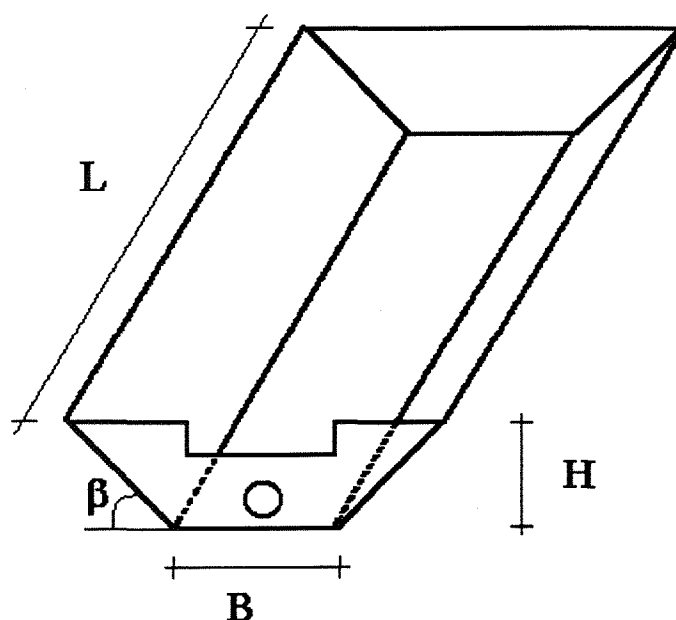


Figura 5.17. Descrição genérica da forma das bacias de retenção utilizadas nas simulações, e no cálculo da curva cota versus volume, $\text{Volume} = BLH + \frac{H^2L}{\text{tg}(\beta)}$

Tabela 5.18. Vazões ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) dos hidrogramas para a sub-bacia 9

Bacia 9	Tipo de estrutura	Descarga de Fundo	Tempo de retorno(anos)			
			2	10	25	50
Não-desenvolvida			2,93	8,65	12,93	16,61
Desenvolvimento sem controle			5,96	15,90	22,70	28,35
Desenvolvimento com controle	1	1D 1,0	2,58	8,57	15,26	21,46
	2	3D 0,7	3,10	7,76	15,22	20,54
	3	5D 0,5	2,92	8,56	15,28	20,62
	4	1,2 x 2,5	2,87	8,95	14,92	19,61

Como já foi explicitado, é preocupação deste trabalho, que a área exigida pelo reservatório, não seja demasiadamente grande. Neste exemplo, a sub-bacia apresenta área de

3,40 km², e a área requerida pelo reservatório foi ,em média, 15 625 m² (0,015 km²), ou seja, 0,45% da área da drenada (tabela 5.19), que não representa uma grande área, pelos menos, em relação a área drenada.

A eficiência dos reservatórios no abatimento do hidrograma, pode ser constatada na tabela 5.20, onde a percentagem de abatimento é mostrada. Constata-se eficiência, em média, de 52; 47; 33; 28%, para os tempos de retorno de 2, 10, 25 e 50 anos, respectivamente.

Tabela 5.19. Características do reservatório utilizado para o abatimento do hidrograma na sub-bacia 9

Bacia 9						
Tipo de estrutura	Área drenada (km ²)	Volume (m ³)	Área (m ²)	Altura da crista do vertedor (m)	Largura do Vertedor (m)	Descarregador de fundo
1	3,4	36750	15000	2,5	3,0	1D1,0
2	3,4	43063	17550	2,5	5,0	3D0,7
3	3,4	36750	15000	2,5	3,0	5D0,5
4	3,4	36750	15000	2,5	3,0	1,2 x 2,5

Tabela 5.20. Eficiência no abatimento do hidrograma para a sub-bacia 9.

Bacia 9						
Tipo de estrutura	Lâmina máxima sobre o vertedor p/tr= 10 anos (m)	Vazão máxima vertida p/tr= 10 anos (m ³ s ⁻¹)	Percentagem de abatimento(%)			
			tempo de retorno(anos)			
			2	10	25	50
1	0,89	8,57	57	46	33	24
2	0,39	7,76	48	51	33	28
3	0,77	8,56	51	46	33	27
4	0,71	8,95	52	44	34	31

Estudo semelhante ao desenvolvido anteriormente, foi realizado para a sub-bacia 3A, que apresenta área de 1,24 km² . Com a mesma preocupação passada, verifica-se que a área requerida pelo reservatório para promover os abatimentos, relacionados na tabela 5.21, é, em média, de 6000 m² (0,006 km²), ou seja, 0,48 % da área drenada.

Após estes testes fica claro que a principal característica das áreas de armazenamento simuladas, após a eficiência no abatimento do hidrograma, é requerer pequenas áreas para tal tarefa.

Tabela 5.21. Vazões ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$) dos hidrogramas para a sub-bacia 3A

Bacia 3A	Tipo de estrutura	Descarga de fundo	Tempo de retorno(anos)			
			2	10	25	50
Não-desenvolvida			1,08	3,38	5,14	6,65
Desenvolvimento sem controle			2,37	6,37	9,10	11,35
Desenvolvimento com controle	1	1D 1,0	1,69	3,25	6,02	9,33
	2	1D 0,7	1,09	3,43	6,71	9,47
	3	2D 0,5	1,11	3,403	6,71	9,46
	4	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø

Igualmente, com o acontecido na sub-bacia 9, as diferentes estruturas de extravasamento (tabela 5.22), não apresentaram diferenças significativas, nem a nível de eficiência na redução dos hidrogramas, bem como, no volume e área requerido para tal. Da tabela 5.23, pode-se avaliar que a eficiência do reservatório no abatimento do hidrograma de cheia, apresentou uma percentagem de abatimento, média, de 45; 47; 28; 17%, para os tempos de retorno de 2, 10, 25 e 50 anos, respectivamente.

Apesar do abatimento no pico do hidrograma realizado pelas bacias de detenção ser significativo, pode ser necessário promover maiores abatimentos que os apresentados, seja por incapacidade de transporte de vazões elevadas dos canais a jusante, seja pelo interesse de reduzir consideravelmente os diâmetros dos condutos a jusante, entre outras particularidades. Desta forma, simulou-se o abatimento que os hidrogramas sofrem na passagem pelo reservatório, para diferentes volumes.

As figuras 5.18 e 5.19 apresentam o resumo destes estudos. Destas figuras constata-se que dois fatos influem na determinação do abatimento do hidrograma: i) os dispositivos de saída; ii) e próprio volume do reservatório. Percebe-se que a incapacidade de descarga do extravasador limita o aumento do abatimento nos reservatórios mesmo que o volume do

reservatório cresce gradualmente. Pois, teoricamente, para elevar o abatimento a qualquer taxa (80, 95%, e.g.) seria preciso unicamente reservatórios cada vez maiores.

Tabela 5.22. Características do reservatório utilizado para o abatimento do hidrograma na sub-bacia 3A

Sub-Bacia 3A						
Tipo de drenada	Área (km ²)	Volume (m ³)	Área (m ²)	Altura da crista do vertedor(m)	Largura do Vertedor(m)	Descarregador de fundo
1	1,24	14531	6000	2,5	3,5	1D1,0
2	1,24	14531	6000	2,5	3,0	1D0,7
3	1,24	14531	6000	2,5	3,0	2D0,5
4	∅	∅	∅	∅	∅	∅

Tabela 5.23. Eficiência no abatimento do hidrograma para a sub-bacia 3A.

Bacia 3A						
Tipo de estrutura	Lâmina máxima sobre o vertedor p/tr= 10 anos (m)	Vazão máxima vertida p/tr= 10 anos (m ³ s ⁻¹)	Percentagem de abatimento(%)			
			Tempo de retorno(anos)			
			2	10	25	50
1	0	3,25	0,29	0,49	0,34	0,18
2	0,43	3,43	0,54	0,46	0,26	0,17
3	0,42	3,43	0,53	0,46	0,26	0,17
4	∅	∅	∅	∅	∅	∅

Feita estas considerações, pode-se constatar na figura 5.18 que para elevar o percentual de abatimento de 50% para 70% (tr=10 anos, sub-bacia 9), é necessário que o reservatório sofra aumento de 160% em seu volume. Ficando caracterizado, também, que para os eventos simulados, foi diagnosticada uma maior eficiência no abatimento dos hidrogramas dos eventos mais raros. Não se pode esquecer a influência da capacidade de descarga do extravasor, no fato dos abatimentos tenderem a um patamar máximo.

5.9.3 Manutenção do pico do hidrograma natural

A manutenção do hidrograma natural através das bacias de retenção pode ser avaliada, por meio das figuras 5.20 a 5.23, que apresentam os hidrogramas em três situações distintas. Primeiramente, em sua condição natural (antes do desenvolvimento da bacia), em segundo, o hidrograma esperado para a bacia urbanizada, sem que seja feita nenhuma obra de controle do escoamento, e por último se apresenta a bacia já urbanizada, porém contando com as áreas de retenção. Percebe-se a capacidade do hidrograma em armazenar temporariamente parte do escoamento superficial, aumentando o tempo de resposta da bacia, que conjuntamente acarreta a redução do pico do hidrograma.

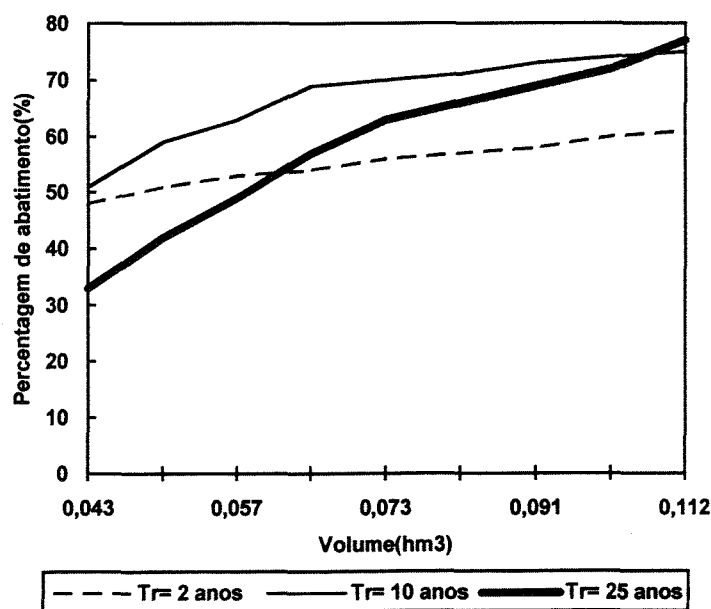


Figura 5.18. Abatimento do hidrograma como função do volume do reservatório das sub-bacia 9, utilizando-se as estruturas de saídas do tipo 3 (descrita na tabela 5.19).

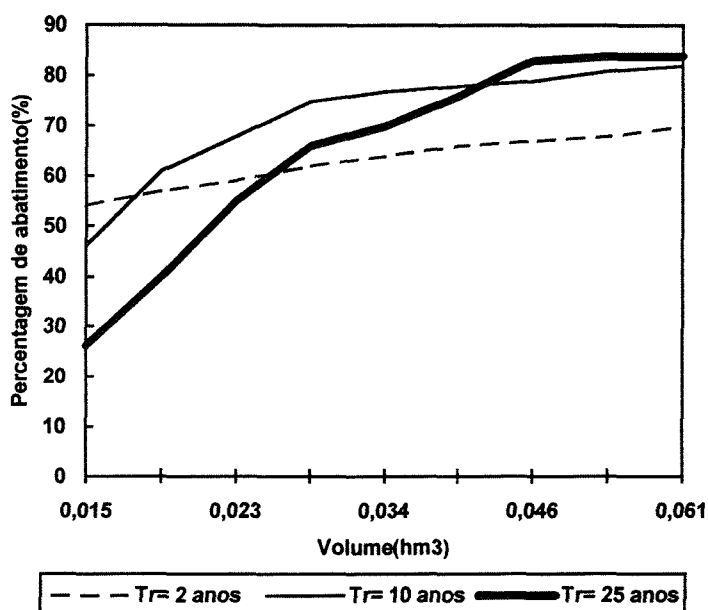


Figura 5.19. Abatimento do hidrograma como função do volume do reservatório das sub-bacia 3A, utilizando-se a estruturas de saídas do tipo 3.(descrita na tabela 5.19).

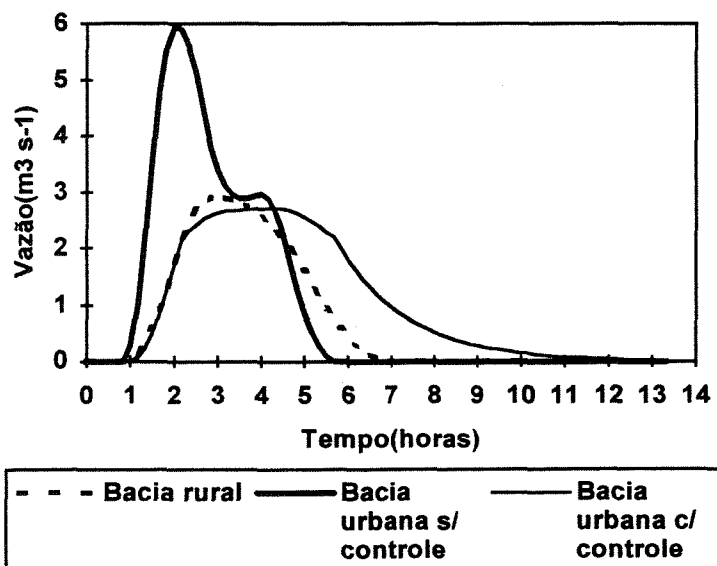


Figura 5.20. Manutenção do hidrograma natural da sub-bacia 9, para o tempo de retorno de 2 anos, usando a estrutura tipo 3 (descrito na tabela 5.19).

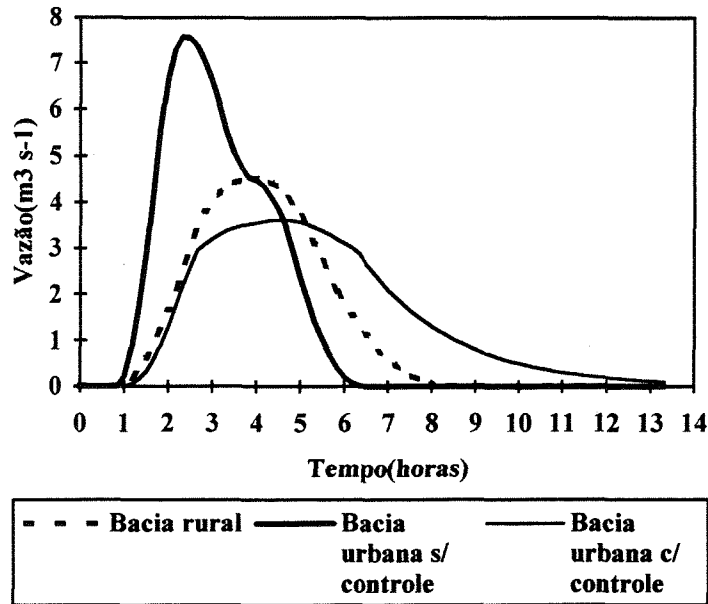


Figura 5.21. Manutenção do hidrograma natural da sub-bacia 8, para o tempo de retorno de 2 anos, usando a estrutura tipo 3 (descrito na tabela 5.19).

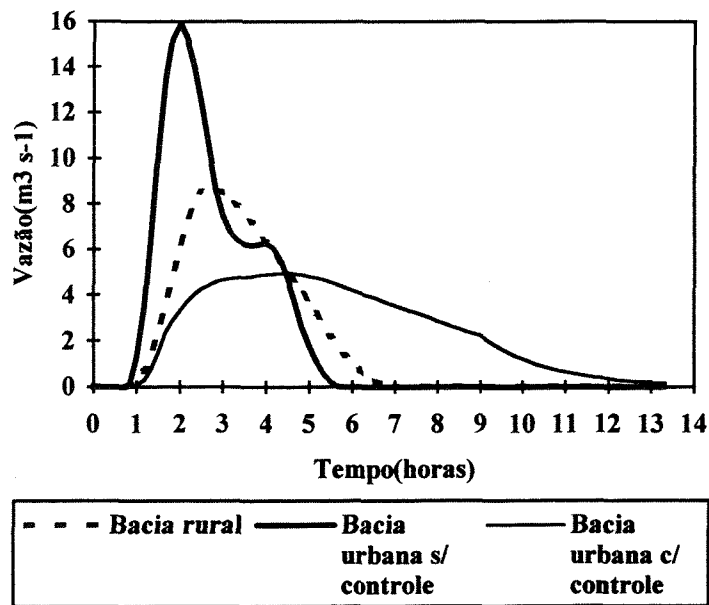


Figura 5.22. Manutenção do hidrograma natural da sub-bacia 9, para o tempo de retorno de 10 anos, usando a estrutura tipo 3 (descrito na tabela 5.19).

Constata-se que apesar de devolver as bacias os picos dos hidrogramas da condição natural, nem todas as características temporais do hidrograma natural são recuperadas. Os hidrogramas controlados pelos reservatórios, apresentam um maior período com vazões

elevadas, fomentando a preocupação sobre um possível aumento do potencial erosivo da bacia. Assim, cuidados com a estabilidade das seções a jusante dos reservatórios são necessárias. Entretanto, os rotineiros revestimentos dos canais, podem torná-la uma preocupação secundária.

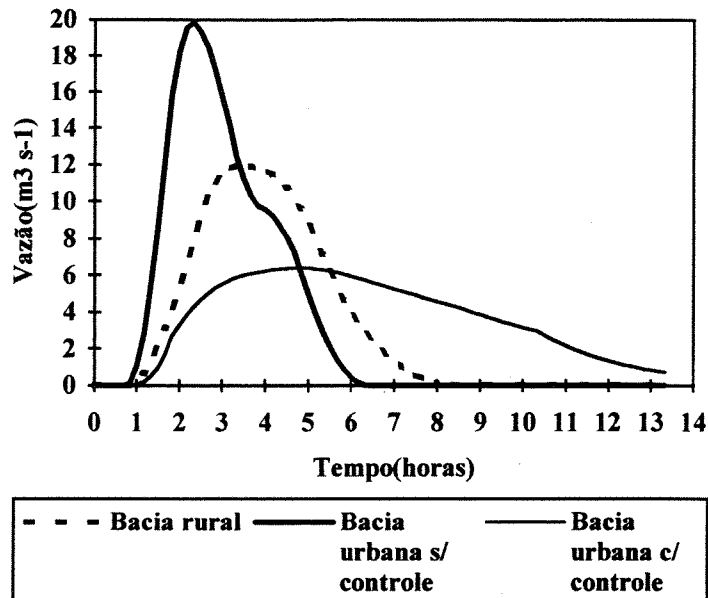


Figura 5.23. Manutenção do hidrograma natural da sub-bacia 8, para o tempo de retorno de 10 anos, usando a estrutura tipo 3 (descrito na tabela 5.19).

Finalizando esta fase da análise pode-se concluir das últimas figuras que é possível reduzir consideravelmente os picos nos hidrogramas de cheia, sendo preciso destinar pequenos volumes e áreas. Deve, entretanto, ficar claro que as bacias de detenção não devolvem a bacia todas as características que possuíam na fase rural, mas o abatimento nos picos dos hidrogramas, através da distribuição temporal dos volumes de forma mais homogênea, possibilita muitos benefícios, entre eles, principalmente: i) capacidade de redução nos diâmetros dos condutos pluviais a jusante da bacia; ii) reduzir, ou mesmo eliminar os danos que atingem as populações nos eventos mais raros; iii) diminuir as freqüências das enchentes nas áreas urbanas.

5.10 Controle da macrodrenagem pelas bacias de detenção

Procurando-se avaliar o uso de áreas de armazenamento no controle do escoamento de forma global, pois até então fixou-se a visão a nível de sub-bacias, a região do Tabuleiro dos Martins foi dividida em 10 sub-bacias, conforme já colocado em itens passados.

Definiu-se nesta etapa, quatro opções para o controle do escoamento a nível da macrodrenagem que utilizam as bacias de detenção, e uma opção que corresponderia a drenagem tradicional, onde não é utilizado as bacias de detenção. Em todas as opções avaliadas, o critério usado para o controle das enchentes, constitui-se em manter o pico do hidrograma igual ou menor ao da pré-urbanização da bacia, conforme procedimento já explicado no início do item 5.9.2.

As bacias de detenção foram testadas, empregando-se um tempo de retorno (t_r) de 25 anos para os canais da macrodrenagem e um t_r de 10 anos para os canais de microdrenagem. Explica-se: para as áreas que drenam diretamente para o reservatório, por em geral, tratar-se de pequena extensão, admitiu-se que fossem projetadas como microdrenagem. Já para os canais que interligam as bacias, por si tratarem de áreas sensivelmente maiores que as primeiras, tratou-se como macrodrenagem.

As simulações para as opções analisadas no controle do escoamento da bacia, são apresentadas na tabela 5.24. Esta tabela apresenta os valores dos picos dos hidrogramas para as quatro opções com bacias de detenção e para a situação que se utiliza a macrodrenagem convencional. As seções escolhidas referem-se aos canais da macrodrenagem.

Tabela 5.24. Valores dos picos dos hidrogramas para as opções simuladas, para um tempo de retorno de 25 anos ($m^3 s^{-1}$).

Seção	Controle tradicional	Opção 1	Opção 2	Opção 3	Opção 4
S3	24,67	15,22	9,40	9,40	9,40
S4	31,07	19,77	10,71	10,71	10,71
S10	95,30	56,73	46,12	46,12	46,12
S12	15,88	10,60	10,60	14,11	14,01
S15	14,87	17,40	17,40	17,40	17,40
S17	123,45	44,76	40,61	41,56	62,16
S18	22,74	25,66	25,66	25,66	25,66
S21	145,21	53,65	52,93	55,06	81,16
S24	9,92	9,13	9,13	11,06	11,06
S25	19,04	16,29	16,29	21,49	21,49
S29	170,15	72,33	72,91	78,29	97,16
S32	243,18	143,46	146,08	161,40	178,75
S36	13,67	65,81	66,46	71,93	72,03

Esses valores dos picos dos hidrogramas foram conseguidos através das bacias de retenção apresentadas na tabela 5.25. Os números apresentados nesta tabela foram conseguidos através de simulações que visaram manter o pico do hidrograma igual ou menor ao da condição de pré-urbanização, utilizando-se para isto, bacias de retenção com a forma apresentada na figura 5.17, e quanto as estruturas extravasoras, foi empregada a estrutura do tipo 3 (ver tabelas 5.18 a 5.23). Como pode ser visto, em alguns sub-bacias foi dispensada a presença das áreas de retenção.

Das tabelas 5.24 e 5.10 pode-se ter uma idéia de como a inclusão das bacias de retenção podem reduzir os picos dos hidrogramas de cheia na áreas do Tabuleiro dos Martins. Por exemplo, para a seção 12, observou-se abatimentos nos picos dos hidrogramas na ordem de 34,0; 34,0; 12,0; 12,0 %, respectivamente, para as quatro opções simuladas. Estes percentuais de abatimento, repetem-se, quase com a mesma grandeza, para as demais seções.

De antemão, pode-se constatar que as simulações realizadas, baseadas nos critérios supracitados, apontou que a bacia de retenção localizada na saída da sub-bacia 4, fez-se desnecessária nas opções idealizadas. Percebe-se, também, que das opções simuladas, a que requer a menor área e volume é a opção 4, que conta com 5 reservatórios.

De forma global, a opção 4 necessita de uma área total de armazenamento que corresponde a 0,99% da área da bacia do Tabuleiro dos Martins. Em relação ao volume que precisa ser armazenado para promover a manutenção do pico do hidrograma igual ou menor ao da pré-urbanização, o sistema se comportou como se fosse preciso armazenar todo o escoamento superficial de uma bacia que possui um coeficiente de escoamento igual a 0,23, ou seja, foi preciso armazenar 23% do volume total precipitado, para assegurar o controle das enchentes (para uma chuva com tempo de retorno de 25 anos).

A situação dos canais para cada uma das opções simuladas é apresentada na tabela 5.26. Onde pode-se verificar os tipos e dimensões necessários para o transportes das vazões máximas expostas na tabela 5.2.

Tabela 5.25. Características dos reservatórios das quatro opções simuladas

Sub-bacia	Opção 1		Opção 2		Opção 3		Opção 4	
	Volume (m ³)	Área (m ²)	Volume (m ³)	Área (m ²)	Volume (m ³)	Área (m ²)	Volume (m ³)	Área (m ²)
9	43 063	17 550	65 000	26 400	65 000	26 400	65 000	26 400
8	49875	20 300	111 563	45 150	111 563	45 150	111 563	45 150
7	101 250	41 000	∅	∅	∅	∅	∅	∅
6	20 813	8550	20 813	8550	∅	∅	∅	∅
5	274 313	110 550	274 313	110 550	274 313	110 550	∅	∅
4	∅	∅	∅	∅	∅	∅	∅	∅
3A	14 531	6000	14 531	6000	∅	∅	∅	∅
3B	39 844	16 250	39 844	16 250	∅	∅	39 844	16 250
2	23 156	9 500	23 156	9 500	23 156	9 500	23 156	9 500
1	579 000	232 800	579 000	232 800	579 000	232 800	759 688	305 250
∑	1 145 845	462 500	1 128 220	455 200	1 053 032	424 400	999 251	402 550

Além da análise dos volumes e áreas requeridas, para o controle do escoamento, fez-se preciso avaliar (de forma sucinta) os aspectos econômicos das áreas de armazenamento para essas opções, de forma a saber qual delas é a que propicia uma maior economia com as reduções das dimensões dos condutos a jusante das bacias de detenção. Para isto, calculou-se os custos com: i) a drenagem tradicional, que seriam canalizações sem bacias de detenção; ii) e para uma situação futura com bacias de detenção e respectivos canais.

Tabela 5.26. Dimensões dos canais para as cinco opções simuladas(m).

Seção	Tipo de canal	Controle tradicional	Opção 1	Opção 2	Opção 3	Opção 4
S3	□	2,4X2,4	2,1X2,1	1,8X1,8	1,8X1,8	1,8X1,8
S4	□	2X(1,8X1,8)	2X(1,6X1,6)	2,6x2,6	2,6x2,6	2,6x2,6
S10	□	2X(2,4X2,4)	2X(2,1X2,1)	2X(1,7X1,7)	2X(1,7X1,7)	2X(1,7X1,7)
S12	□	2X(3,1X3,1)	2X(2,6X2,6)	2X(2,5X2,5)	2X(2,5X2,5)	2X(2,5X2,5)
S15	□	2,5x2,5	2,2x2,2	2,2x2,2	2,4x2,4	2,4x2,4
S17	□	2X(3,0X3,0)	2X(2,2X2,2)	2X(2,2X2,2)	2X(2,2X2,2)	2X(2,5X2,5)
S18	□	2X(3,2X3,2)	2X(2,3X2,3)	2X(2,3X2,3)	2X(2,4X2,4)	2X(2,7x2,7)
S21	□	2,9x2,9	2,7X2,7	2,7X2,7	2,7X2,7	3,0X3,0
S25	□	2,4x2,4	2,3X2,3	2,3X2,3	2,4X2,4	2,4X2,4
S29	□	2X(3,8X3,8)	2X(2,9X2,9)	2X(2,9X2,9)	2X(3,0X3,0)	2X(3,2X3,2)
S32 e S36	□	2X(3,7X3,7)	2X(3,2X3,2)	2X(3,2X3,2)	2X(3,3X3,3)	2X(3,2X3,4)

□ Canal retangular aberto: i x (a x b) : i-quantidade; a-largura; b- altura

□ Canal retangular fechado: i x (a x b) : i-quantidade; a-largura; b- altura

A quantificação dos custos dos elementos empregados nas alternativas da macrodrenagem consistiram em avaliar separadamente : i) custos com as áreas de detenção; ii) e custos com os canais que interligam as bacias e por último o custo com o túnel que liga a subacia 1 ao arroio Jacarecica, conforme esquema de simulação descrito na figura 5.7.

No Manual de Minicentraís Hidrelétricas (DNAEE, 1985) são destacados os principais componentes na avaliação dos custos numa construção de reservatório, entre eles: i) preparo da fundação; ii) lançamento, espalhamento e compactação do material de aterro; iii) proteção da barragem; iv) concreto e forma, entre outras. Para o vertedor, os custos são semelhantes. Nesta pesquisa não foi feito o levantamento de todos estes componentes, fazendo-se tão somente, uma quantificação preliminar dos custos com escavação e aquisição da área, supondo que o município tenha que adquirir, ao invés de adquiri-las através de doações dos loteadores(ver artigos do PDU, no item 5.9), o que poderia ser encarado com um custo adicional com o projeto de macrodrenagem.

Esta prática foi utilizada, pois a intenção deste estudo de custos, não foi avaliar fielmente os custos totais de um projeto de macrodrenagem. Procurou-se verificar, de forma geral, que economia ter-se-ia com relação aos custos de canais pluviais ao se inserir as bacias de detenção no contexto da macrodrenagem do Tabuleiro dos Martins.

Segundo o Departamento de Águas Pluviais(DEP-RS) o custo médio de escavação foi orçado, em agosto de 1995, em 2,45 reais por m^3 , e o custo com a aquisição da área, através de pesquisa com imobiliárias locais está avaliado, em média, em 30 reais o m^2 .

Já os custos lineares com as canalizações são apresentadas na tabela 5.27, segundo informações colhidas no DEP-RS, atualizado em agosto de 1995. Salienta-se que esses custos referem-se ao custo total(aquisição e assentamento) dos canais.

Tabela 5.27. Custo linear, em reais, dos condutos pluviais

Dimensão (m)	Custo Linear(R\$)
0,5 ^a	17,69
1 ^a	90,30
1,5 ^a	187,69
1,0X1,0 ^b	113,22
1,0X1,5 ^b	225,48
1,5X1,5 ^b	483,26
2,0X2,0 ^b	1501,81
2,5X1,70 ^b	1694,98

a Condutos circulares

b Canais retangulares

De forma sucinta, utilizou-se o seguinte procedimento para levantar os custos com as opções simuladas:

- Cálculo da área transversal que cada trecho de canal necessita para transportar as respectivas vazões definidas na tabela 5.24;
- Cálculo do custo médio linear de cada um desses trechos(ver tabela 5.27);
- De posse dos comprimentos de cada trecho, levanta-se o custo global médio com as obras de canalização. Este procedimento foi realizado para cada opção simulada;
- Para as bacias de detenção, utilizou-se a tabela 5.25, que relaciona as exigências de áreas e volumes para cada opção, e os custos com escavações e aquisição das áreas, efetuando-se o cálculo preliminar de seus custos.

Através da tabela 5.28, pode-se ter uma idéia da redução de custos que pode se fazer com a redução das dimensões dos condutos do sistema de macrodrenagem do Tabuleiro dos Martins, por meio do uso de áreas de armazenamento. A opção 2, apresentou a maior economia com os condutos, apesar de que, compõe-se por oito reservatórios. Assim, outras componentes econômicas de decisão sobre qual a opção mais viável, devem ser levadas em conta, por exemplo: i) custos com a implantação dos reservatórios, neste caso os custos estruturais; ii) a quantidade de reservatórios, pois, quanto menos bacias de detenção, menores serão os custos com a manutenção; iii) entre outros aspectos que englobam os sistemas com essa magnitude.

Tabela 5.28. Comparação dos gastos, entre as opções de utilizar ou não áreas de armazenamento, em dezenas de milhões de reais

	Custo Total (x10 ⁸) R\$	Diferença de custos entre as opções com e sem controle (x10 ⁸)R\$
Sem Controle	6,16	∅
Opção 1	2,57	3,59
Opção 2	2,27	3,89
Opção 3	2,39	3,77
Opção 4	3,03	3,13

Assim, a escolha da melhor opção é envolvida de vários outros fatores que não puderam ser mensurados neste trabalho. Fica a informação das capacidades que as bacias de detenção apresentam em reduzir as magnitudes e frequências das enchentes, além da conseqüente redução nos condutos pluviais. Finalizando, lembra-se da importância destes aspectos estarem envolvidos no Plano Diretor da Região, bem como, a necessidade de se apresentar esta e outras soluções na fase que a bacia ainda não se encontra ocupada, pois áreas livres para esses armazenamentos, são escassas, apesar da obrigatoriedade dos loteamentos reservarem 5% da área loteada para áreas verdes ou livres.

Uma preocupação comum, nas obras que envolvem reservatórios, é tentar prever qual o efeito que teria sobre a estrutura e enchentes da região, uma tormenta, com frequência menor do que a utilizada para o dimensionamento do mesmo.

Dentro deste enfoque, e finalizando os estudos sobre a macrodrenagem do Tabuleiro dos Martins, buscou-se qual seria o efeito de um tormenta severa de 50 anos de tempo de retorno, sobre os reservatórios de detenção apresentados na tabela 5.25. A tabela 5.29 ilustra algumas dessas características.

Tabela 5.29. Efeito de um evento de $tr=50$ anos sobre alguns reservatórios

Reservatórios	Seção	Vazão máxima vertida($m^3 s^{-1}$).	Lâmina máxima vertida(m)
9	S4	14,37	1,1
8	S3	15,02	1,3
3B	S25	21,24	2,2
2	S37	15,4	1,6
1	S33	102,01	2,1

Conforme pode-se averiguar, os reservatórios, mesmo não conseguindo manter o pico do hidrograma natural, para este tempo de retorno, provocariam um grande abatimento no picos das cheias, fazendo com que os prejuízos advindos destas tormentas, sejam, teoricamente, menores.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A metodologia utilizada para as simulações do efeito da urbanização sobre a macrodrenagem, mostrou-se satisfatória e simples. Os procedimentos envolvidos no modelo hidrológico usado, são de fácil entendimento, e possuem uma rica literatura a respeito.

Fez-se análises de sensibilidade dos parâmetros utilizados pelo modelo hidrológico, constatando-se que dos parâmetros presentes, o único que apresentou destacada sensibilidade foi o CN. Pequenas variações no CN, presente na metodologia do SCS para a separação do escoamento, acarretam grande variações nos volumes escoados e nos picos dos hidrogramas de cheia. Por exemplo, alterações no CN na ordem de 9% (positiva ou negativa), fez com que a vazão de pico do hidrograma apresente uma variação de cerca de 30 % (positiva ou negativa), em média. O mesmo comportamento foi observado para os volumes escoados.

Percebeu-se claramente que a sensibilidade do CN decresce para os eventos mais raros, quando se trata de volumes escoados, porém para os picos dos hidrogramas, o comportamento é justamente o contrário, ou seja, para maiores tempo de retorno, maior é a sensibilidade do CN. Este comportamento é explicado pelo, reconhecido, menor efeito da urbanização sobre os eventos mais raros.

A alta sensibilidade do CN, na determinação dos volumes escoados e nas vazões de pico calculados, obriga que as características que venham a ser realizadas para a determinação do CN, seja feita com muito cuidado e critério, de forma a não permitir que valores não razoáveis das variáveis simuladas, surjam no estudo. Assim, ficou claro a importância fundamental que tem a determinação do CN, sobre os resultados subsequentes desta pesquisa.

Outra importante característica que deve ser destacada na metodologia utilizada é a facilidade que se tem na obtenção dos parâmetros, tanto para a situação atual como futura. As recomendações de ocupações descritas pelo Planos Diretores de Urbanismo, juntamente, com cartas temáticas, plani-altimétricas, e do uso do solo, foram suficientes para a predição dos parâmetros utilizados.

Pela falta de dados que se encontra na bacia do Tabuleiros dos Martins, foi preciso balizar os valores dos volumes escoados, bem como os picos dos hidrogramas de cheia. Comparações entre os valores simulados, com os obtidos por outros trabalhos, permitiram ratificar os valores dos parâmetros utilizados, dando uma certa confiança sobre o grau de precisão que se estava tendo com as simulações. Através destas comparações, buscou-se “ajustar” o modelo as duas situações, atual e futura, idealizadas para o estudo das capacidades das bacias de retenção. Foram comparados os coeficientes de escoamento e as vazões específicas, com o obtido por outros trabalhos. Mesmo que as características das regiões sejam importantes na determinação destas variáveis, foi possível afirmar que os valores simulados, enquadram-se numa tendência média, para as obras de macrodrenagem.

Finalizando os comentários sobre a metodologia empregada, convém alertar a sua grande aplicação e simplicidade no planejamento urbano, no controle das enchentes urbanas, levando em conta, as características do crescimento urbano, exigindo informações, que na sua grande maioria encontra-se disponíveis nos centros urbanos.

Foi simulado o efeito que teria a urbanização sobre as enchentes da região. Pelas próprias características da topografia local, juntamente com a impermeabilização do solo devido a intensa ocupação aguardada, mostrou-se que os picos, volumes e frequências das enchentes da região deverão ser agravados sensivelmente.

Estudos sobre o controle deste potencial de inundações que apresenta a região foi, neste trabalho, realizado através das bacias de retenção. Os resultados obtidos indicam que para reduzir significativamente os picos do hidrograma, não é preciso recorrer a grandes áreas de armazenamento. Em geral, as bacias de retenção, que foram dimensionadas para a manutenção do pico do hidrograma igual ou menor a da situação da pré-urbanização, exigiram em termos de área, em geral, menos de 1% da área drenada. Este resultado é muito importante, pois torna viável a implantação das áreas de retenção, visto que para regiões urbanas, áreas livres são caras e escassas. Entretanto, outros fatores devem ser avaliados na decisão de usar áreas de retenção.

Nas simulações efetuadas, foi possível avaliar que as estruturas de saída utilizadas não apresentam diferença significativa, quanto ao abatimento provocado pelo reservatório. Assim,

o volume do reservatório, ficou-se sendo a característica mais marcante na redução das vazões máximas.

Ficou clara, a possibilidade que as bacias de retenção tem em promover a manutenção das enchentes naturais. Sendo que a principal característica para esta ação foi o fato de precisar de pouca área e volume. Basicamente, pode-se atribuir este comportamento, as características gerais das cheias urbanas, que apresentam pequeno volume e altas vazões de pico. As simulações mostraram que quanto mais pronunciada for esta tendência maiores serão os abatimentos.

Na definição do uso das bacias de retenção, foi preciso avaliar que tipo de benefício, ter-se-ia com a inclusão desta estruturas, no tocante aos custos com as canalizações a jusante dos reservatórios. Verificou-se que a inclusão das áreas de armazenamento reduz substancialmente os custos com a rede de drenagem a jusante. Deixando as bacias de retenção em posição muita promissora, quando se busca medidas eficientes de controle do escoamento. Além de que as tradicionais obras de drenagem, como as canalizações, apresentam, em geral, elevado custo e causando diversos transtornos, contrastando com as bacias de retenção, que se apresentam como economicamente viáveis, e apresentando baixos transtornos urbanos.

É importante frisar que a utilização de bacias de retenção não trarão resolvidos todos os problemas com a macrodrenagem urbana. Sempre será preciso uma visão global das enchentes, provocadas pela urbanização, de forma a combater com eficiência suas causas e conseqüências. O disciplinamento do uso do solo, através da definição de padrões e densidades de ocupação das parcelas urbanas, pelo Plano Diretor de Urbanismo, surge como uma poderosa medida de controle das enchentes urbanas. Ficando claro, que baseia-se no disciplinamento do uso do solo, a eficiência e exequibilidade das bacias de retenção no controle das enchentes urbanas.

Finalizando, analisou-se o efeito que teria sobre a região um evento extremo com tempo de retorno de 50 anos. As simulações mostraram que apesar de não conseguir manter as vazões naturais iguais as vazões da fase urbana, conseguiram reduzir substancialmente os

picos dos hidrogramas desta tormenta. Este comportamento, deixa a indicação que com as bacias de retenção, a frequência e a magnitudes das enchentes da região serão reduzidas.

Para outros trabalhos na região, recomenda-se:

- Que outras características das bacias de retenção, como a sua manutenção, sejam analisadas. Um modelo de otimização também poderia ser útil, na hora de simular grandes áreas, minimizando-se os volumes e áreas requeridas para o manutenção do hidrograma de cheia;
- Que os impactos da vazão de projeto sobre o rio Jacarecica em termos quantitativos e ambientais sejam analisados;
- Que a alternativa de custo de bombeamento seja estudada, visto que a vazão de projeto foi reduzida com o amortecimento dos reservatórios;
- Que seja regular e eficiente a limpeza de sedimentos e lixos urbanos, nas áreas de retenção, evitando o entupimentos dos canais;
- Que as áreas de retenção sejam projetadas como áreas de lazer;
- Que de forma a viabilizar o sistema sugerido, seja necessário, entre outras medidas:
 - i) evitar as ligações clandestinas de esgotos domésticos;
 - ii) realizar uma avaliação ambiental do uso das áreas de retenção com ou sem lâmina permanente;
 - iii) e realizar um estudo mais criterioso de viabilidade de inclusão da áreas de retenção na macrodrenagem do Tabuleiro dos Martins, de forma a quantificar os benefícios que elas trarão, inclusive os benefícios econômicos através da redução dos condutos de águas pluviais a jusante dos reservatórios. Tal estudo daria maior poder de decisão na escolha das bacias de retenção para o controle das enchentes urbanas.

Enfim, os resultados deste trabalho servem como referência inicial ao estudo do uso de bacias de retenção para o controle de enchentes urbanas. Os trabalhos que foram analisados também, servem como fonte de pesquisa sobre esta forma de controle da enchentes na macrodrenagem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVAREZ, C., SANCHEZ O., J. 1979. Estudo Hidrológico da Urbanização da Bacia do Arroio Dilúvio: relatório final. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 196p.
- AMANDES, C.B., BEDIANT, P.B. 1980. Stormwater Detention in Developing Watersheds. J. of the Environmental Engineering Division, ASCE, Vol 106(EE2), 403-420.
- ANTONIO, M. de A. 1993. Enchentes em Bauru, SP: efeito da urbanização. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 10, 1993, Gramado. Anais. Porto Alegre: ABRH. 5v v.2, p. 99-108.
- BOYD, M.J., 1981. Preliminary Design Procedures for Detention Basins. in: Second International Conference on Urban Drainage, Urbana, pp. 370 - 378. (Water Resources Publications).
- BRAS, R. L.; PERKINS, F.E., 1975. Effects of urbanization on catchment response. *J. Hydr. Div. ASCE*, 101(HY3), 451-466
- CHOW, V.T. (ed.) 1964. Handbook of Applied Hydrology. New York:McGraw-Hill. Não paginado.
- CHOW, V.T. (ed.) 1986. Open channel hydraulics. New York:McGraw-Hill. 680p.
- DAEE/CETESB 1980. Drenagem Urbana 2 ed. São Paulo.
- DALLY, L.K., LETTENMAIER, D.P. 1984. Urban Storm Drainage Detention Facilities for Runoff and Water Quality Control. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. Proceedings. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.1, p. 47-56.
- 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, 2, 1981, Urbana. Proceedings. Urbana: University of Illinois. v.1, p 434-443.
- DONAHUE, J.R., McCUEN, R.H., BONDELID, T.R. 1981. Comparison of Detention Basin Planning and Design Models. Journal of the Water Resources Planning and Management, New York, v.107, n.2, p.385-409, Oct.
- GENZ, F., 1994. *Parâmetros para previsão e controle de cheias urbanas*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 160p.
- GRANDÃO, A.M.P.M., CASTRO M.F.G., MOREIRA, M.A. 1993. Impactos pluviais da década de 1980 na metrópole carioca. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 10, 1993, Gramado. Anais. Porto Alegre: ABRH. 5v v.?, p. 525-534.
- HALL, M.J. 1977. The effect of urbanization on storm runoff from two catchment areas in North London. In: AMSTERDAM SYMPOSIUM, 1977. Effects of Urbanization and

- Industrialization on the Hydrological Regime and on Water Quality. Paris: IAHS/UNESCO. 572p. p.144-152. (Studies nad Reports in Hydrology, n.24).
- IDE, C., 1984. Qualidade da drenagem pluvial urbana. dissertação de mestrado, Programa de pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento, IPH/UFRGS, 137 p.
- IDE, C.N. 1984. Qualidade da drenagem pluvial urbana. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 137f. Dissertação de Mestrado.
- LINDH, G. 1990. Functions and uses of water in urbanized areas. In: DUISBURG SYMPOSIUM, 1988. Hydrological Processes and Waster Management in Urban Areas: proceedings. Wallingford: IAHS. 362p. p.71-82. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.198).
- MACHADO, E.S., RIGHETTO, A.M. 1981. Modelo hidrológico determinístico para bacias urbanas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 4, 1981, Fortaleza. Anais. São Paulo: ABRH. 4v. v.3, p. 561-580.
- MAIDMENT, D.R. (ed.) 1993. Handbook of Hydrology. New York: McGraw-Hill.
- MAIDMENT, D.R.(ed.) 1993. Handbook of Hydrology. New York: McGraw-Hill. Não paginado.
- MARSALEK, J. 1977. Runoff control on urbanizing catchments. In: AMSTERDAM SYMPOSIUM, 1977. Effects of Urbanization and Industrialization on the Hydrological Regime and on Water Quality. Paris: IAHS/UNESCO. 572p. p.153-161. (Studies nad Reports in Hydrology, n.24).
- MASSING, H., ZUIDEMA, F.C. 1990. Introduction. In: DUISBURG SYMPOSIUM, 1988. Hydrological Processes and Waster Management in Urban Areas: proceedings. Wallingford:IAHS. 362p. p.1-5. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.198).
- McCUEN, R. H. 1975. Flood Runoff from Urban Areas. College Park: University of Maryland. 70f. (Technical Report n.33).
- McCUEN, R., 1988. Multicriterion Stormwater Management Methods, *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, Vol. 114, No. 4, julho.
- McCUEN, R., 1989. *Hydrologic Analysis and Design* Prentice Hall, Englewood Cliffs, NewJersey, 850 p.
- McCUEN, R.H. 1989. Hydrologic Analysis adn Design. Englewood Cliffs: Prentice-Hall.
- McCUEN, R.H., MOGLEN G.E. 1988. Multicriterion Stormwater Management Methods. Journal of Water Resources Planning and Management. v.114, n.4, p414-431, July.
- MIRANDA, J.A., BRANDÃO, J.L.B., GUIMARÃES, M.A. 1987. Prevenção e controle de enchentes em bacias urbanas da região metropolitana de São Paulo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 7, 1987, Salvador. Anais. São Paulo: ABRH. 5v v.1, p. 55-73.

- MOTA JUNIOR, J.C. 1982. Simulação hidrológica de uma bacia urbana: Arroio Dilúvio. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 177f. Dissertação de Mestrado.
- NEVES, E.T. 1968. Curso de Hidráulica. 2.ed. Porto Alegre: Globo. p.111.
- PACKMAN, J.C. 1980. The effects of urbanisation on flood magnitude and frequency. Wallingford: Institute of Hydrology. (Report No 63).
- PONCE, V.M. 1989. Engineering hydrology - principles and practices. Englewood Cliffs: Prentice-Hall. 640p.
- PORTO, R.L.L. et al.,1993. Drenagem Urbana.In: Tucci C.E., org. Hidrologia: ciência e aplicação Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH/EDUSP. 943p., Cap.21,p805-842.
- SANCHEZ ORDONEZ, J., SIMÕES LOPES, M.O. 1981. Enchentes urbanas: caso de Joinville, SC. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 4, 1981, Fortaleza. Anais. São Paulo: ABRH. 4v. v.3, p. 519-532.
- SANCHEZ, J., SIMÕES LOPES, M., 1984. Regionalização de hidrogramas unitários para bacias urbanas do sul do Brasil. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. Não paginado. (Recursos Hídricos. Publicação n.8).
- SILVA, M.J.D. da, PORTO, R.L.L. 1991. Análise de efeitos da alteração do uso do solo através de modelo matemático de chuva-vazão. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 9, 1991, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABRH/APRH. 4v. v.1, p.527-535.
- SIMÕES LOPES, M., SANCHEZ O., J. 1986. Avaliação do Impacto Hidrológico Causado pela Urbanização. In: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Pesquisa em recursos hídricos: relatório final. Porto Alegre. vol 1.
- TUCCI, C.E.M. 1994. Enchentes urbanas no Brasil. Revista Brasileira de Engenharia. Caderno de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, v.12, n.1, p.117-136.
- TUCCI, C.E.M. (org.) 1993. Hidrologia: ciência e aplicação. Porto Alegre: Editora da Universidade/ABRH/EDUSP. 943p.
- TUCCI, C.E.M., 1992. Estudos Hidrológicos e Hidráulicos do Ribeirão dos Meninos - Lote A; Simulação Hidráulica., Encibra - Estudos e e Projetos Ltda, 110p.
- TUCCI, C.E.M., BRAGA JR.,B.P.F. e SILVEIRA, A.L.L. 1989. Avaliação do Impacto da Urbanização nas Cheias Urbanas. Revista Brasileira de Engenharia. Caderno de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, v.7, n.1, p.77-101.
- TUCCI, C.E.M., PORTO, R.L.L., BARROS, M.T. (org.) 1995. Drenagem Urbana. Porto Alegre: Editora da Universidade/ABRH/EDUSP. 428p.
- TUCCI, C.E.M., SANCHEZ, J. e SIMÕES LOPES, M. 1981. Modelo matemático precipitação-vazão IPH II. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS. 64p. (Recursos Hídricos. Publicação n.3).

- TUCCI, C.E.M.; VILLANUEVA, A., 1992. *Estudos Hidrológicos e Hidráulicos do Ribeirão dos Meninos- Lote A: Estudos Hidrológicos Encibra Estduso e Projetos de Engenharia/ DAEE*, 120p
- TUCCI, C.E.M; BRAGA, B.; SILVEIRA, A.,1989. Avaliação do Impacto da urbanização nas cheias urbanas, *RBE Caderno de Recursos Hídricos V7 N.1*
- URBONAS, B.; ROESNER, L.A., 1993. Hydrologic Design for Urban Drainage and Flood Control. In: *Handbook of Hydrology*. D.R. Maidment (ed.). Cap. 28.
- URBONAS, B.; STAHERE, P., 1993. *Stormwater Best Management Practices and Detetion*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.
- VEN, F.H.M. van de. 1990. Water Balances of Urban Areas. In: DUISBURG SYMPOSIUM, 1988. Hydrological Processes and Waster Management in Urban Areas: proceedings. Wallingford: IAHS. 362p. p.21-32. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.198).
- VEN,F.H.M., 1990. Water Balances of Urban Areas. in: DUISBERG SYMPOSIUM, 1988. *Hydrological Processes and Water Management in Urban Areas*, IAHS , p21-32 International Association of Hydrological Sciences Publication 198).
- WEIJLAND, H.B., VAN CAMPEN, A.L.B.M., VAN DER MAAREL, A.J.G. 1990. Methods of Reducing Storm Sewage Overflows. In: DUISBURG SYMPOSIUM, 1988. Hydrological Processes and Waster Management in Urban Areas: proceedings. Wallingford: IAHS. 362p. p.141-148. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.198).
- WILKEN, P.S., 1978. *Engenharia de Drenagem Superficial*, CETESB, São Paulo, 477p.
- WISNER, P.E., CHEUNG, P.W., 1982. Parks against storms. In: YEN, B., ed. *Urban stormwater quality, management and planning*. Littleton, Water Resources Publications. p.322-330.
- WISNER, P.E., KASSEM, A.M. 1982. Analysis of dual drainage systems by OTTSWMM. In: FEATHERSTONE, R.E., JAMES, A. (ed.). Urban drainage systems. Southampton: Computational Mechanis Centre. ch.2, p.93-108.
- WONG, T.S.W. 1993. Assessment of flood peak increase due to urbanization. Singapore: National University of Singapore. 280p. PhD thesis.
- WONG, T.S.W., CHEN, C. 1993. Pattern of flood peak increase in urbanizing basins with constant and variable slopes. Jouranal of Hydrology, Amsterdam, v.143, p.339-354, Mar.
- WRIGHT-McLAUGHLIN ENGINEERS, 1960. *Urban Storm Drainage Criteria Manual*. Denver, v1
- WRIGHT-McLAUGHLIN ENGINEERS. 1969. Urban Storm Drainage Criteria Manual. Denver. v.1.
- YOSHIMOTO, T.; SUETSUGI, T., 1990. Comprehensive Flood Disaster Prevention Measures in Japan. in: DUISBERG SYMPOSIUM, 1988. *Hydrological Processes and Water Management in Urban Areas*, IAHS , p175-183 International Association of Hydrological Sciences Publication 198).
- YOSHINO, F., TERAOKAWA, A. 1986. Infiltration of stormwater utilizing underground pipes: Urban runoff restriction and groundwater recharge. In: BUDAPEST

SYMPOSIUM, 1986. Conjunctive water use: proceedings. Wallingford: IAHS. 547p.
p.501-512. (International Association of Hydrological Sciences. Publication n.156)