

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**EFEITO DOS MICRORRESERVATÓRIOS DE LOTE
SOBRE A MACRODRENAGEM URBANA**

Rutinéia Tassi

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

Orientador: Adolfo O. N. Villanueva

Banca Examinadora

Prof. Dr. Carlos E. M. Tucci	IPH/UFRGS
Prof. Dr. Joel A. Goldenfum	IPH/UFRGS
Prof. Dr. Márcio Baptisa	DEHRH/UFMG

Porto Alegre, Dezembro de 2002

*“Do rio que tudo arrasta se diz que é violento. Mas ninguém diz:
violentas as margens que o comprimem...”*

Bertolt Brecht

Apresentação

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Prof. Adolfo O. N. Villanueva.

Para concretização deste trabalho de pesquisa, foi possível contar com a colaboração e apoio de diversas entidades e pessoas a quem gostaria de externar meus melhores agradecimentos.

Meu agradecimento especial aos meus pais, Alei e Maria, e meus irmãos, Lediane e Antônio Carlos, pelo apoio e compreensão nestes dois anos.

Ao povo brasileiro pela oportunidade de ter estudado em uma Universidade pública e de qualidade como a UFRGS, e a possibilidade de aprimoramento na pesquisa através do CNPq.

Prof. Adolfo, meu muito obrigado pela orientação, paciência, observações e disponibilidade.

Ao Prof. Tucci, que proporcionou-me um ambiente de trabalho enriquecedor, cercada de pessoas altamente competentes.

A todos os funcionários do IPH, pela colaboração na busca de solução para quaisquer tipos de problemas que possam ter ocorrido.

Aos amigos que fiz no IPH desde os tempos de bolsista de iniciação científica: Vladi, Sidnei, Marcus, Omar, Jaime, Jaildo, James, André (Sefione e Mito), Janaina, Jean, Cleuda, Walter Viana, Paulo Araújo, Ane, Grazi, Helo, Karine, Fábio, Luis G., Joana, Mônica, Márcio, Adriano, Caroline (Câmara e Costi), Eduardo e Diego. A Sávio, Daniel e Paulo, trio de colegas que me acompanharam durante longas noites de estudo no primeiro semestre.

Aos colegas de convivência diária Adolfo, Marllus, Simone, Walter Collischonn, e Daniel, que além de colega tornou-se um grande amigo e companheiro de todas as horas.

Às amigadas que mesmo longe nunca foram esquecidas. Muito Obrigado.

Resumo

Infelizmente os problemas relativos a recursos hídricos, conseqüentes do crescimento urbano desordenado têm ocupado, com uma frequência cada vez maior, a manchete dos noticiários. A impermeabilização das superfícies vem provocando o aumento das enchentes nas cidades, e a população é a principal vítima de suas ações.

Para contornar os problemas relativos aos alagamentos de uma maneira sustentável, o enfoque adotado é a solução dos problemas o mais próximo possível de sua origem. Uma medida sugerida é o controle das vazões na saída dos lotes, através de microrreservatórios de retenção. No entanto, pouco se sabe sobre a ação distribuída dos microrreservatórios na bacia.

A partir da constatação desta falta de informação, este trabalho buscou avaliar o efeito do controle na fonte, através da utilização do microrreservatório de lote, sobre a macrodrenagem urbana. Para isso, optou-se pela montagem de uma bacia hipotética, cujas superfícies de escoamento foram representadas em detalhe (telhado, calçada, rua, jardim, microrreservatório, etc.), e através de simulações numéricas avaliou-se o impacto com a utilização dos microrreservatórios.

Foram dimensionados microrreservatórios para várias combinações de TRs e vazões de descarga, e testados na bacia. Foi possível obter níveis de eficiência na bacia na ordem de 50 a 70%, de acordo com a vazão na saída dos lotes, e verificou-se que ao fixar até 3 vezes a vazão de pré-urbanização na saída do lote é possível obter uma eficiência da mesma ordem daquela obtida ao controlar a vazão de pré-urbanização. A vantagem obtida ao permitir maiores vazões na saída dos lotes é o aumento do diâmetro do descarregador de fundo, que para as vazões menores resultaram muito pequenos, e possivelmente inviáveis em uma situação real.

Uma análise econômica foi realizada, a partir dos critérios de dimensionamento usados para os microrreservatórios e redes de drenagem, na tentativa de encontrar evidências indicando uma alternativa de projeto eficiente e ao mesmo tempo econômica. A análise mostrou que o custo global (microrreservatórios + redes) pode ser, em alguns casos, maior que o custo de implantação de uma rede de drenagem sem microrreservatórios. No entanto, para as vazões de restrição maiores (3 a 5 vezes a vazão de pré-urbanização) a diferença diminuiu. Portanto, desde que haja capacidade na rede coletora, a utilização de vazões de restrição em torno de 3 vezes a vazão de pré-urbanização parece ser a alternativa mais adequada.

Abstract

Urban flooding problems, mainly because of unplanned land occupation, are quite frequent in newspaper headlines. The increase in impervious areas causes an increase in flooding frequency, and the population suffers the consequences of its own actions. Flow control, as close to the source as possible, is the recommended approach to prevent this problem. On site detention is one of the devices to this purpose. There are several studies on individual reservoirs, but little is known about its impact at basin scale. This study evaluates the impact of micro-reservoirs for on-site detention, on the macro drainage network.

To be able to analyse basin-scale impact, a hypothetical 10 km² basin was simulated, at an every-roof, every-lawn detail level, thus allowing to represent individual micro-reservoirs. The physical and urbanisation characteristics of the basin closely followed an actual basin (arroio da Areia, Porto Alegre). Up to the macro drainage entry points, a kinematic wave model was used, and the macro drainage network was simulated using a hydrodynamic model.

Micro-reservoirs were projected for several combinations of storm recurrence and duration, and permissible site discharge, and the basin was then simulated with those reservoirs. Hydrographs at several points in the basin were compared, among different reservoirs, and with simulations without reservoirs. Beside control efficiency, results were analysed for possible slope and size effects.

Results showed that it is possible to obtain a control efficiency of 50% to 70%, and that permissible site discharges of up to 3 times the pre-urbanisation discharge result in almost the same efficiency. requires a very small bottom orifice, too vulnerable to leaves and dirt. Higher permissible site discharges allow bigger orifices, operationally more feasible.

Also, an economic analysis was made, considering both drainage network and micro reservoir costs. It showed that the joint cost could sometimes be higher than the cost of a network without on-site detention. For the higher permissible site discharge tested (3 to 5 times pre-urbanisation discharge) the difference would be small. Being so, permissible site discharges around 3 times pre-urbanisation discharge seem to be the more appropriate values. However, discharge capacity limitations of the channels may dictate otherwise.

Sumário

1. Introdução	1
1.1 Justificativa	1
1.2 Objetivo.	2
1.3 Descrição geral do trabalho	2
2. Medidas de controle dos impactos da urbanização nos processos hidrológicos	4
2.1 Impacto da urbanização nos processos hidrológicos	4
2.2 Planejamento da drenagem urbana	5
2.3 Medidas de controle não-estruturais	7
2.4 Medidas de controle estruturais	8
2.4.1 Medidas de controle na fonte	9
2.4.1.1 Infiltração e percolação	10
2.4.1.2 Armazenamento	11
3. Microrreservatório de retenção para controle na fonte	13
3.1 Critérios para dimensionamento dos microrreservatórios	15
3.1.1 Determinação da vazão de pré-urbanização	15
3.1.2 Determinação do volume de armazenamento	17
3.2 Estudos com microrreservatórios.....	21
4. Metodologia	26
4.1 Características da bacia e lotes simulados	28
4.2 Modelo Schaake	34
4.2.1 Método da onda Cinemática	37
4.2.2 Esquema numérico	39
4.2.3 Verificação da aplicabilidade do modelo Schaake	39
4.2.4 Algoritmo de Puls	41
4.3 Modelo Hidrodinâmico	42
4.3.1 Equações básicas	43
4.3.2 Esquema numérico	45
4.4 Chuva de projeto	45
4.5 Separação de escoamento	46
4.6 Coeficiente de rugosidade – n Manning	47
4.7 Critérios utilizados para o dimensionamento das redes de microdrenagem e macrodrenagem	48

4.8 Critérios utilizados para o dimensionamento dos microrreservatórios	49
4.9 Análise econômica das rede de drenagem	52
4.10 Análise econômica dos microrreservatórios	55
5. Análise do impacto dos microrreservatórios	57
5.1 Simulações para a bacia com diferentes impermeabilizações	58
5.1.1 Bacia permeável	58
5.1.2 Impacto causado pela impermeabilização das ruas	64
5.1.3 Impacto causado pela impermeabilização dos lotes	66
5.1.4 Impacto causado pela impermeabilização dos lotes e ruas	67
5.2 Dimensionamento dos microrreservatórios	69
5.2.1 Microrreservatórios on-line	71
5.2.2 Microrreservatórios off-line	74
5.2.3 Análise dos microrreservatórios dimensionados	77
5.3 Impacto dos microrreservatórios para diferentes vazões de restrição nos lotes.	82
5.3.1 Avaliação dos resultados	88
5.4 Análise do efeito de escala no impacto.....	96
5.5 Análise do efeito de declividade no impacto.....	100
5.6 Avaliação do funcionamento dos microrreservatórios para chuvas reais	104
5.6.1 Análise do desempenho dos microrreservatórios	112
5.7 Análise econômica	113
5.7.1 Custo de implantação dos microrreservatórios	114
5.7.2 Custo de implantação das redes de drenagem	117
5.7.3 Custos globais–implantação das redes de drenagem e microrreservatórios	120
5.7.4 Resultados da análise econômica	126
	4
6. Discussões, conclusões e recomendações	127
6.1 Conclusões	127
6.2 Recomendações	132
7. Referências Bibliográficas	135

Lista de tabelas

Tabela 4.1 -	Composição do lote	30
Tabela 4.2 -	Declividades das superfícies	30
Tabela 4.3 -	Características das sub-bacias	34
Tabela 4.4 -	CNs utilizados	47
Tabela 4.5 -	n Manning utilizados	47
Tabela 4.6 -	Valores de coeficiente de descarga para orifícios circulares	50
Tabela 4.7 -	Valores de condutividade hidráulica para tubos circulares e galerias	55
Tabela 5.1 -	Vazões de pré-urbanização para 3 metodologias	60
Tabela 5.2 -	Microrreservatórios – Restrição lote = $Q_{\text{pré-urb.}}$ – chuva 1 hora	72
Tabela 5.3 -	Microrreservatórios – Restrição lote = $2xQ_{\text{pré-urb.}}$ – chuva 1 hora	72
Tabela 5.4 -	Microrreservatórios – Restrição lote = $3xQ_{\text{pré-urb.}}$ – chuva 1 hora	73
Tabela 5.5 -	Microrreservatórios – Restrição lote = $5xQ_{\text{pré-urb.}}$ – chuva 1 hora	73
Tabela 5.6 -	Microrreservatórios <i>off-line</i> – Restrição lote = $Q_{\text{pré-urb.}}$ – chuva 1 hora	75
Tabela 5.7 -	Microrreservatórios <i>off-line</i> – Restrição lote = $2xQ_{\text{pré-urb.}}$ – chuva 1 hora	76
Tabela 5.8 -	Microrreservatórios <i>off-line</i> – Restrição lote = $3xQ_{\text{pré-urb.}}$ – chuva 1 hora	76
Tabela 5.9 -	Microrreservatórios <i>off-line</i> – Restrição lote = $5xQ_{\text{pré-urb.}}$ – chuva 1 hora	77
Tabela 5.10 -	Características dos eventos testados	104
Tabela 5.11 -	Custo microrreservatórios	114
Tabela 5.12 -	Custo microrreservatórios para implantação das combinações I e II	115
Tabela 5.13 -	Custo de implantação das redes de micro e macrodrenagem	118
Tabela 5.14 -	Custo total e economia das redes de drenagem das combinações I e II	119
Tabela 5.15 -	Custo global na implantação das combinações I e II	120

Lista de figuras

Figura 3.1 -	Hidrograma unitário do SCS	16
Figura 3.2 -	Método Simplificado (McCuen, 1989)	19
Figura 4.1 -	Fluxograma da seqüência de simulação	28
Figura 4.2 -	Bacia do Arroio Areia	29
Figura 4.3 -	Lote de 300 m ² simulado	31
Figura 4.4 -	Esquema da composição da rede	32
Figura 4.5 -	Configuração da bacia simulada	33
Figura 4.6 -	Representação esquemática dos planos de escoamento	35
Figura 4.7 -	Esquema da montagem dos arquivos no modelo Schaake	36
Figura 4.8 -	Esquema numérico para solução da equação da onda cinemática	39
Figura 4.9 -	Fenda de Preissmann	44
Figura 4.10 -	Esquema numérico para solução das equações hidrodinâmicas	45
Figura 4.11 -	<i>Layout</i> do microrreservatório simulado	49
Figura 4.12 -	Exemplo de coeficientes de descarga assumidos na simulação e tabelados	51
Figura 4.13 -	Curva de custos para as redes de drenagem	54
Figura 5.1 -	Sentido do escoamento no lote	58
Figura 5.2 -	Vazões de restrição para diferentes condições de escoamento no lote exemplo para chuva de 1 hora e 10 anos de TR	59
Figura 5.3 -	Hidrograma na saída da bacia pré-urbanização	61
Figura 5.4 -	Vazão de pré-urbanização para diferentes CNs	62
Figura 5.5 -	Vazão de pré-urbanização para diferentes durações de chuva	63
Figura 5.6 -	Volume de armazenamento para diferentes durações de chuva	64
Figura 5.7 -	Hidrograma na saída da bacia – chuva de 1 hora impacto na bacia pela impermeabilização das ruas e calçadas	65
Figura 5.8 -	Hidrograma na saída da bacia – chuva de 1 hora impacto na bacia pela impermeabilização dos lotes	66
Figura 5.9 -	Hidrograma na saída da bacia – chuva 1 hora com lotes urbanizados, ruas e calçadas impermeáveis	68
Figura 5.10 -	Hidrograma na saída da bacia – chuva 1 hora 10 anos TR lotes 300 m ² – diferentes coberturas do solo	68
Figura 5.11 -	Características dos microrreservatórios para alguns diâmetros comerciais.....	71

Figura 5.12 - Funcionamento do MR <i>on-line</i>	74
Figura 5.13 - Funcionamento do microrreservatório <i>off-line</i>	75
Figura 5.14 - Volume dos microrreservatórios para 5 e 10 anos de TR	78
Figura 5.15 - Descarregadores de fundo dos microrreservatórios para 5 e 10 anos de TR	79
Figura 5.16 - Tempo de esvaziamento dos microrreservatórios para 5 e 10 anos de TR	80
Figura 5.17 - Volume de armazenamento dos microrreservatórios para diferentes taxas de impermeabilização nos lotes e vazões de restrição	82
Figura 5.18 - Hidrograma na saída da bacia com lotes urbanizados, e vazão de restrição igual a vazão de pré-urbanização para TR 5 anos	84
Figura 5.19 - Hidrograma na saída da bacia com lotes urbanizados, e vazão de restrição igual a vazão de pré-urbanização para TR 10 anos	84
Figura 5.20 - Hidrograma na saída da bacia com lotes urbanizados, e vazão de restrição igual a 3,0 x vazão de pré-urbanização para TR 5 anos	86
Figura 5.21 - Hidrograma na saída da bacia com lotes urbanizados, e vazão de restrição igual a 3,0 x vazão de pré-urbanização para TR 10 anos	86
Figura 5.22 - Efeito do controle nos lotes – chuva de 1 hora - TR 5 anos	88
Figura 5.23 - Efeito do controle nos lotes – chuva 1 hora - TR 10 anos	89
Figura 5.24 - Efeito dos microrreservatórios no controle das vazões na bacia TR 5 e 10 anos	89
Figura 5.25 - Efeito dos microrreservatórios no controle das vazões nas sub-bacias TR 5 anos ..	90
Figura 5.26 - Efeito dos microrreservatórios no controle das vazões nas sub-bacias TR 10 anos	91
Figura 5.27 - Vazão na saída da bacia com MR dimensionado para TR 10 anos sujeito a chuvas com outros TRs	92
Figura 5.28 - Chuva com 5 anos de TR testada nos MR para 5 e 10 anos de TR	92
Figura 5.29 - Chuva com 5 e 10 anos de TR testadas nos MR para 5 e 10 anos de TR	93
Figura 5.30 - Implementação parcial de microrreservatórios na bacia -Lotes 300 m ² - TR 5 anos	94
Figura 5.31 - Hidrogramas resultantes da implementação parcial de microrreservatórios na bacia Lotes 300 m ² – TR 5 anos	95
Figura 5.32 - Efeito de escala – TR 5 anos	97
Figura 5.33 - Efeito de escala – TR 10 anos	98
Figura 5.34 - Efeito da declividade para as diferentes vazões de restrição analisadas para 5 anos de TR	101
Figura 5.35 - Efeito da declividade para as diferentes vazões de restrição analisadas para 10 anos de TR	101
Figura 5.36 - Hidrogramas e eficiência nas sub-bacias B e K – TR 5 anos	102
Figura 5.37 - Efeitos de jusante na sub-bacia K – sem microrreservatórios	103
Figura 5.38 - Desempenho do MR - evento dia 01/10/2001	105

Figura 5.39 -	Desempenho do MR - evento dia 28/11/2001	106
Figura 5.40 -	Desempenho do MR - evento dia 12/05/1987	107
Figura 5.41 -	Hietograma do evento IV	108
Figura 5.42 -	Desempenho do MR - evento dia 23/01/2001	109
Figura 5.43 -	Hidrograma na saída da bacia - evento dia 23/01/2001	110
Figura 5.44 -	Hietograma do evento V	110
Figura 5.45 -	Desempenho do MR - evento dia 05/05/2000	111
Figura 5.46 -	Hidrograma na saída da bacia - evento dia 05/05/2000	112
Figura 5.47 -	Microrreservatório cilíndrico	116
Figura 5.48 -	Custos dos microrreservatórios em alvenaria e cilíndrico	
	Lote 300 m ² - chuva 5 anos TR – 1 hora de duração	117
Figura 5.49 -	Hidrograma saída quarteirão – chuva 10 anos TR	119
Figura 5.50 -	Custo e economia das redes de drenagem das combinações I e II	120
Figura 5.51 -	Composição dos custos - Combinações I e II	121
Figura 5.52 -	Custos globais e custo das redes de drenagem	121
Figura 5.53 -	Economia global para as combinações I e II	122
Figura 5.54 -	Economia global para as combinações I e II x Eficiência	123
Figura 5.55 -	Regiões simuladas com reservatório de macroescala	125

Lista de símbolos

μ e m	parâmetros característicos físicos do canal ou superfície de escoamento
Δt	intervalo de tempo de cálculo
Δx	comprimento de cada sub-trecho para o cálculo das diferenças finitas
$2xQ_{\text{pré-urb}}$	vazão na saída do lote igual a 2x vazão de pré-urbanização
$3xQ_{\text{pré-urb}}$	vazão na saída do lote igual a 3x vazão de pré-urbanização
$5xQ_{\text{pré-urb}}$	vazão na saída do lote igual a 5x vazão de pré-urbanização
a_r	celeridade do golpe de aríete
a, b, c e d	parâmetros característicos da IDF
A	área da seção transversal do conduto
A_{dren}	área drenada na bacia
A_I	área impermeável
A_P	área permeável
B	largura
c	celeridade da onda
C	coeficiente de escoamento
C_d	coeficiente de descarga do orifício
C_v	coeficiente de descarga do vertedor
CN	<i>curve number</i>
e'	eficiência
F	número de Froude
g	constante gravitacional terrestre
h	profundidade
H	altura piezométrica
I	intensidade da precipitação de projeto
I_t e I_{t+1}	vazões de entrada no reservatório em t e $t+1$
k	condutividade hidráulica
L	largura do soleira do vertedor
L_o	comprimento longitudinal do escoamento
MR	microrreservatório
n	coeficiente de rugosidade de Manning
P	altura da soleira do vertedor
P_{ef}	precipitação efetiva
q	vazão lateral

Q	vazão máxima
Q_{in}	vazão de entrada no reservatório
Q_n	vazão de pré-desenvolvimento
Q_{nat}	vazão de pico no trecho obtida para a bacia permeável
Q_{out}	vazão de saída do reservatório
$Q_{pré-urb}$	vazão na saída do lote igual a vazão de pré-urbanização
Q_{sMR}	vazão de pico no trecho para a bacia sem microrreservatório
Q_t e Q_{t+1}	vazões de saída do reservatório em t e t+1
Q_u	vazão resultado do desenvolvimento urbano
R	raio hidráulico da seção
S	capacidade máxima de armazenamento no solo
S_f	declividade da linha de atrito
S_0	declividade de fundo do conduto
S_t e S_{t+1}	armazenamento no microrreservatório em t e t+1
t	tempo
T	período da onda
T_b	tempo de base do hidrograma de entrada
T_{bo}	tempo de base do hidrograma de saída
t_c	tempo de concentração
t_e	tempo de recessão do hidrograma
T_p	tempo de pico do hidrograma de entrada
T_p'	tempo desde o início da precipitação
Tr	duração da precipitação
TR	tempo de retorno
v	velocidade
V	volume de armazenamento
V_r	volume total escoado
y	profundidade média
Z	altura da água sobre a soleira do vertedor
Z_w	altura do vertedor

Lista de siglas

BMP	Best management practices
DBO	Demanda bioquímica de oxigênio
DAER	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem
DEP	Departamento de Esgotos Pluviais
DER	Department of environmental resources
EPA	Environmental protection agency
E.U.A	Estados Unidos
HU	Hidrograma unitário
IDF	Curva intensidade - duração e frequência
IMP	Integrated management practices
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
NBR	Norma Brasileira
PDDUA	Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental
PDDrU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
POA	Porto Alegre
RS	Rio Grande do Sul
SCS	Soil Conservation Service
UPRCT	Upper Parramatta River Catchment Trust

1. Introdução

1.1 Justificativa

Nos centros urbanos em processo de expansão, os sistemas de drenagem vão se tornando insuficientes à medida em que a ocupação, e portanto a impermeabilização das bacias aumenta.

A consequência direta do aumento da impermeabilização é o acréscimo das vazões de pico e do volume escoado superficialmente, tornando necessárias obras de ampliação do sistema de drenagem. Muitas vezes essa ampliação torna-se impraticável dado os altos custos e limitações físicas. Além disso, o planejamento e controle são mais baratos.

Os Planos Diretores de Drenagem Urbana vêm identificando os problemas e apontando para soluções integradas nas bacias urbanas, buscando resolvê-los o mais próximo possível da fonte. Uma das propostas dos planos, a exemplo de outros países, é não permitir o aumento da vazão natural na saída dos lotes, utilizando medidas de controle na fonte. A utilização deste tipo de medida tem alguns objetivos como amortecer o pico de enchente, através da melhoria das condições de infiltração e de armazenamento.

No entanto, o impacto sobre a macrodrenagem, que a distribuição desses dispositivos de controle gera, é uma questão pouco estudada. Em geral, o tratamento dado a este tipo de alternativa tem sido a análise pontual, não considerando a combinação de efeitos resultante das ações distribuídas. Em alguns casos, a medida de controle sugerida pode ser aparentemente aceitável quando analisada isoladamente, mas técnica ou economicamente ineficiente quando a bacia é analisada de forma conjunta.

No Brasil, podemos citar trabalhos numéricos desenvolvidos por Genz (1994), Barbosa (1996), Cruz (1998), Milograna e Campana (2001), e um trabalho experimental de Agra (2001). À exceção do trabalho de Barbosa, que avaliou o impacto da implantação de microrreservatórios de lote em um loteamento, o restante dos trabalhos restringiram-se em avaliar seu funcionamento e impacto exclusivamente no lote.

1.2 Objetivo

O objetivo geral deste trabalho foi avaliar o impacto do uso de microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana. Mais especificamente, os principais objetivos do trabalho foram:

- análise da eficiência dos microrreservatórios de lote na redução das vazões de pico que escoam nas redes de macrodrenagem;
- análise de critérios de dimensionamento dos microrreservatórios que levem a estruturas mais eficientes sob o ponto de vista de controle hidrológico e econômico, associado à eficiência nas redes de macrodrenagem;

Em última instância, buscou-se quantificar os efeitos de caráter hidrológico e econômico na macrodrenagem, obtidos com a utilização do microrreservatório no lote, através de sua ação distribuída em uma bacia urbana, tentando representar os intervenientes físicos existentes em uma bacia real.

1.3 Descrição geral do trabalho

O trabalho está dividido em cinco partes:

- revisão bibliográfica sobre o planejamento da drenagem urbana e as principais medidas de controle utilizadas na redução nos impactos causados pela urbanização (capítulo 2);

- avaliação dos aspectos relacionados à utilização dos microrreservatórios nos lotes, abordando as metodologias utilizadas no dimensionamento e alguns estudos com microrreservatórios (capítulo 3);
- descrição da bacia utilizada na simulação, critérios, parâmetros considerados, e modelos utilizados, reunidos na metodologia (capítulo 4);
- apresentação das simulações e resultados encontrados após as simulações numéricas, conclusões, recomendações e discussões, apresentadas nos capítulos 5 e 6.

2. Medidas de controle dos impactos da urbanização nos processos hidrológicos

Com uma frequência cada vez maior, a imprensa vem chamando a atenção da população para as inundações urbanas das cidades brasileiras. Na grande maioria das vezes, a sociedade ignora a verdadeira causa deste problema, ou seja, o crescimento urbano, e atribui a responsabilidade dos acontecimentos às decisões políticas. De fato, a ausência de planos de uso do solo e a inexistência de fiscalização que controlem o desenvolvimento urbano, acabam contribuindo para que os alagamentos venham crescendo.

As soluções para os problemas de drenagem urbana dependem do esforço conjunto da sociedade, que organizada, deve buscar um planejamento adequado aos seu desenvolvimento, e dos profissionais que planejam o controle dos impactos crescentes.

2.1 Impactos da urbanização nos processos hidrológicos

Embora sejam conhecidas as desvantagens da urbanização para o ecossistema e o bem-estar humano, as pessoas continuam a migrar do meio rural para áreas urbanas (Geiger, 1993). Aliada a esta migração, está o crescimento e desenvolvimento das cidades, que muitas vezes ocorre de forma desordenada ou irregular, consequência da falta de planos de desenvolvimento, de fiscalização e controles eficientes.

As principais mudanças que ocorrem com o desenvolvimento de uma área urbana, em relação aos processos hidrológicos, são decorrentes da nova ocupação do solo. O solo passa a ter revestida uma grande parte de sua área. Esse revestimento, que se reflete através de edificações, ruas, calçadas, modifica o ciclo hidrológico. A porcentagem da

água que infiltra é reduzida, uma vez que as novas superfícies são impermeáveis ou quase impermeáveis; os pontos de detenção superficial são eliminados nas áreas construídas; a rugosidade das superfícies é reduzida; os pequenos canais da drenagem natural são substituídos por tubulações subterrâneas ou retificados e revestidos; os planos de escoamento superficial são pequenos (Genz, 1994).

Pequenos eventos que anteriormente não chegavam a produzir escoamento superficial passam a gerar significativos volumes escoados (Canholi, 1995). Além desses aspectos, podem-se citar os impactos ambientais provocados pela impermeabilização, como: aumento da temperatura, criando condições para precipitações mais intensas; aumento de sedimentos e material sólido e contaminação de aquíferos (Tucci, 2001a).

Em resumo, as alterações mais típicas no regime hidrológico, resultante do desenvolvimento incluem:

- acréscimo dos volumes escoados;
- acréscimo da frequência e vazões extremas;
- redução da infiltração;
- redução do tempo de pico, combinado com uma redução do tempo de concentração através da implantação das redes de drenagem;
- perda de armazenamento.

2.2 Planejamento da drenagem urbana

Com raras exceções, a grande maioria das obras de drenagem no Brasil segue até hoje o conceito higienista do século XIX (Silveira, 2000), onde a idéia era a eliminação sistemática das águas. Uma das razões é o fato de o conceito ambiental ser mais difícil e em geral mais caro de aplicar, porque exige ações integradas sobre grandes áreas, com conhecimento técnico multidisciplinar, ao contrário das ações higienistas, voltadas às soluções locais, e concebidas unicamente por engenheiros civis.

O procedimento para o controle dos volumes excedentes gerados pela urbanização tem sido, tradicionalmente, o uso de medidas fortemente centradas em proteger a propriedade de danos provocados pelos alagamentos. No entanto, o procedimento ideal é o planejamento integrado e abrangente dos sistemas de drenagem urbana, visando a solução dos conflitos aos quais o planejador deve dar respostas apropriadas. Alguns dos principais problemas causados pela expansão urbana, e pela precária infra-estrutura de drenagem foram citados por Braga (1994):

- rápida expansão da população urbana;
- inexistência de planos de longo prazo;
- precária utilização de medidas não-estruturais;
- baixo nível de conscientização do problema;
- manutenção inadequada dos sistemas de controle de cheias;

Entre as alternativas possíveis do planejamento de drenagem é necessário eleger uma política que determine as decisões atuais e futuras. Para consolidação de tais políticas é necessário, entre outros aspectos, dispor-se de:

- critérios gerais de projeto, operação e manutenção;
- dados topográficos, hidráulicos, hidrológicos (definição do volume de controle de deflúvio a ser considerada no dimensionamento das estruturas de enchentes, picos de vazão que não podem exceder aos valores de pré-urbanização), uso e ocupação da área em estudo;
- dados de qualidade d'água (controle de sedimentos e DBO);
- regulamentação para aprovação de projetos na bacia;
- planos de financiamento disponíveis;
- políticas de fiscalização;

O planejamento de drenagem deve ser parte de um abrangente processo de estruturação urbana, e portanto, coordenado com os demais planos, principalmente saneamento básico (água e esgoto), uso do solo e transporte. De acordo com Wanielista (1988), para aceitação da implementação de um plano de drenagem são necessárias as seguintes verificações: viabilidade técnica (comprovar que o projeto é capaz de

responder fisicamente, biologicamente e quimicamente aos requisitos enunciados), econômica, financeira, política e social.

Para reduzir os impactos da urbanização em uma bacia, podem-se utilizar técnicas conhecidas como BMP (*best management practices*, EPA) e IMP (*integrated management practices*, DER, 1999). Esses tipos de práticas buscam a preservação da qualidade e a manutenção da quantidade da água na bacia. Seguindo o conceito, o critério típico para projeto dessas bacias requer que a vazão de pico da situação de pós-desenvolvimento seja mantida a níveis inferiores, ou no máximo igual, à vazão de pico na situação de pré-desenvolvimento, através da implantação de estruturas de armazenamento ou infiltração, que controlam a vazão.

O conjunto de medidas para o controle do impactos da urbanização, que visam a correção e/ou prevenção, minimizando os danos das inundações, pode ser classificado, de acordo com sua natureza, em medidas estruturais ou não-estruturais.

2.3 Medidas de controle não-estruturais

Medidas não-estruturais são aquelas em que se procura reduzir os danos ou conseqüências das inundações, não por intervenções constituídas por obras, mas fundamentalmente pela introdução de normas, regulamentos e programas que visem, por exemplo, o disciplinamento do uso e ocupação do solo, a implementação de sistemas de alerta, a conscientização da população quanto à manutenção dos diversos componentes do sistema de drenagem e outros (Tucci, 1993).

O poder público pode instituir medidas de controle não-estruturais através do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental (PDDUA), regulamentando o uso e ocupação do solo em áreas urbanas. O Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU) deve fornecer informações complementares à administração pública com relação aos problemas dos sistemas de drenagem, frente à possíveis alterações do uso e ocupação do solo, condicionados pelo PDDUA. Os critérios e metodologia para o dimensionamento das ligações de residências e loteamentos à rede de drenagem pluvial, devem estar contidos em um Manual de Drenagem (Tucci, 2001b).

Para que haja eficácia da implantação das medidas não-estruturais, deve haver controle e fiscalização na implantação das obras, através da aprovação de projetos de loteamentos, obras públicas e de drenagem, onde também devem ser verificados aspectos ambientais.

As medidas não-estruturais não são concebidas para dar proteção completa. A combinação dessas medidas com as medidas estruturais pode minimizar significativamente os prejuízos com um custo menor.

2.4 Medidas de controle estruturais

As medidas estruturais dizem respeito às obras que podem ser implantadas visando à correção ou prevenção dos problemas decorrentes de enchentes.

Segundo Tucci (1993), as medidas estruturais podem ser extensivas ou intensivas. As medidas extensivas são aquelas que agem na bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como a alteração da cobertura vegetal sobre o solo, que reduz e retarda os picos de enchente e controla a erosão na bacia. As medidas intensivas são aquelas que agem no rio e podem: acelerar o escoamento, através da construção de diques e *polders*; aumentar a capacidade de descarga dos rios com corte de meandros; retardar o escoamento, com a implantação de reservatórios e bacias de amortecimento; desviar o escoamento.

De acordo com Tucci e Genz (1995), as medidas de controle estruturais do escoamento podem ser classificadas, de acordo com sua ação na bacia hidrográfica, em :

- distribuída: tipo de controle que atua sobre o lote, praça e passeios;
- na microdrenagem: controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos;
- na macrodrenagem: controle sobre os principais riachos urbanos.

As medidas podem ser organizadas de acordo com o tipo de ação sobre o hidrograma:

- Infiltração e percolação: normalmente, cria espaço para que a água armazenada tenha maior infiltração e percolação no solo, utilizando o armazenamento e o fluxo subterrâneo para retardar o escoamento superficial. Podem ser utilizadas estruturas do tipo trincheira de infiltração, pavimento permeável, vala de infiltração, poço de infiltração, bacias de infiltração e percolação;
- Armazenamento: através de reservatórios, que podem ser de tamanho adequado para o uso em uma residência, até porte para a macrodrenagem urbana. O efeito do reservatório é de reter parte do volume do escoamento superficial, reduzindo o seu pico e distribuindo a vazão no tempo. As estruturas que utilizam armazenamento podem ser microrreservatórios, bacias de detenção, bacias de retenção e até mesmo alguns pavimentos porosos. Pode-se combinar por exemplo, estruturas com princípio de infiltração às de armazenamento;
- Aumento da eficiência do escoamento: através de condutos e canais, drenando áreas inundadas. Esse tipo de solução tende a transferir enchentes de uma área para outra, mas pode ser benéfico quando utilizado em conjunto com soluções de retenção e/ou infiltração.

A seguir são apresentados os principais aspectos do controle distribuído localizado no lote (controle na fonte), por tratar-se do objeto deste estudo.

2.4.1 Medidas de controle na fonte

Este tipo de medida tem caráter estrutural, pois em geral as formas de controle do escoamento em um lote necessitam que sejam implementadas obras complementares para o desvio das vazões. As principais medidas de controle localizados no lote podem ser divididas em:

- aumento das áreas de infiltração e percolação e;
- armazenamento temporário em reservatórios residenciais.

Segundo Urbonas e Stahre (1993), as vantagens e desvantagens do controle local do escoamento são as seguintes:

- são normalmente compostos por pequenas unidades, que podem ser padronizadas;
- a alocação dos custos pode ser simplificada, devido à menor sobrecarga para cada área controlada, e relação direta que pode ser estabelecida entre área urbanizada x deflúvio;
- os custos de manutenção e operação podem ser elevados devido ao alto número de unidades;
- a avaliação do desempenho global para fins de dimensionamento e projeto pode se tornar complexa ou mesmo trazer incertezas ao projetista;
- aumento da eficiência do sistema de drenagem a jusante dos locais controlados;
- aumento da capacidade de controle das enchentes dos sistemas.

2.4.1.1 Infiltração e percolação

O funcionamento deste tipo de estrutura depende das características do solo e do estado de umidade da zona não saturada. Em solos com baixa capacidade de infiltração ou com nível do lençol freático alto, este tipo de estrutura não tem um funcionamento eficiente. Para os solos com permeabilidade suficiente para que ocorra a infiltração, a água infiltrada retorna ao aquífero como fluxo subterrâneo. Como resultado, este tipo de estrutura não deve ser usada em locais onde haja postos de gasolina, áreas de armazenamento de produtos químicos ou outros contaminantes químicos provenientes do uso urbano do solo (Urbonas, 1993).

Essas práticas incluem o uso de trincheiras de infiltração, planos de infiltração, pavimentos permeáveis e bacias infiltração.

- Trincheiras de infiltração – As trincheiras funcionam armazenando temporariamente a água até que ela se infiltre no solo. Este tipo de dispositivo é constituído por uma valeta preenchida de material granular (brita, pedra de mão e outros) com porosidade em torno de 40%. Este material é revestido por um filtro com geo-têxtil, que, além da função estrutural, impede a entrada de finos no dispositivo, reduzindo

o risco de colmatção precoce e podendo trabalhar como filtro anti-contaminante (Souza e Goldenfum, 2001);

- Planos de infiltração – são em geral áreas rebaixadas, revestida com grama, que recebem a precipitação de áreas impermeáveis. Nesse tipo de estrutura pode ocorrer a situação onde a capacidade de infiltração do solo seja menor que chuva, e a área fique inundada. A eficiência do plano de infiltração está associada à manutenção e limpeza do local, principalmente se há transporte de material fino (Tucci e Genz, 1995);
- Pavimentos permeáveis – são estruturas construídas em asfalto ou concreto poroso, podendo ser utilizado blocos de concreto vazado. Este tipo de controle pode ser implantado nos passeios, estacionamento, e locais com tráfego (Schueller, 1987). Os pavimentos permeáveis não apenas mantêm as condições originais de geração do escoamento superficial, mas podem reduzi-lo a praticamente zero (Araújo, 1999); no entanto, o bom funcionamento da estrutura é assegurado mediante adequada manutenção para que não haja colmatção com o tempo;
- Bacias de infiltração – as bacias de infiltração são reservatórios de paredes e fundo permeáveis, que armazenam temporariamente os excessos das águas pluviais, infiltrando os volumes escoados de acordo com a capacidade do solo. Este tipo de estrutura pode estar integrada a depressões naturais do terreno, ou ainda projetada para integrar-se ao jardim de uma residência. O funcionamento adequado só é garantido se houver manutenção, evitando que haja colmatção do fundo pelo deposição de material fino (Livingston, 1993).

2.4.1.2 Armazenamento

Urbanas e Staher (1993) definiram as estruturas de armazenamento na fonte como dispositivos próximos aos locais onde os escoamentos são produzidos, buscando restituir o armazenamento natural perdido após a urbanização.

A estrutura de armazenamento pode estar localizada no telhado da edificação; no entanto, ao utilizar esta solução, deve-se considerar que as obras estruturais de execução

do telhado deverão ser reforçadas para o suportar o peso da água armazenada (Tucci e Genz, 1995). Este tipo de solução parece ser mais atrativo nos casos onde a edificação é um edifício, onde a estrutura da cobertura pode ser projetada de forma a dar sustentação às cargas provenientes do armazenamento.

A possibilidade de execução com diferentes materiais (concreto, alvenaria, fibrocimento, acrílico, etc.) e a adaptação da estrutura de controle no local conveniente dentro do próprio lote, fazem com que os microrreservatórios sejam uma das estruturas de armazenamento mais conhecidas. No capítulo 3, o microrreservatório de detenção para controle na fonte é abordado com maior detalhe, por se tratar da medida de controle utilizada neste estudo.

3. Microrreservatórios de retenção para controle na fonte

Atualmente o uso de reservatórios de retenção é uma das alternativas consideradas para o controle de cheias urbanas. A finalidade principal desta solução é a de promover a redução do pico das enchentes, através do amortecimento conveniente das ondas de cheia, pelo armazenamento temporário dos volumes escoados.

O'Loughlin et al.(1995) fizeram um estudo na cidade de Sydney, Austrália, onde analisaram o uso de dispositivos de retenção na saída de unidades de habitação, variando com o tipo de construção, desde áreas abertas até reservatórios subterrâneos. Os autores listaram algumas vantagens e desvantagens da aplicação dos microrreservatórios.

Vantagens:

- o microrreservatório previne impactos adversos do desenvolvimento restaurando, pelo menos parcialmente, o armazenamento natural perdido;
- não transfere para jusante os impactos da urbanização, diferenciando-se por isso do sistema tradicional;
- o sistema é equitativo, já que coloca a responsabilidade do controle para quem está implementando a urbanização e se beneficia dela;
- os problemas são resolvidos na sua origem e as soluções não são adiadas.

Desvantagens:

- os regulamentos são ainda deficientes, e os critérios e métodos de projeto são usualmente muito simplificados;

- sob algumas condições hidrológicas, armazenamentos localizados nas partes mais baixas das bacias podem aumentar as taxas de escoamento a jusante devido aos hidrogramas retardados;
- a manutenção das estruturas é o maior problema, pois os microrreservatórios impõem obrigações muito pesadas aos proprietários;
- os microrreservatórios possibilitam pouca redução de poluentes na água coletada.

Como classificação geral, tais reservatórios podem ser designados, de acordo com o seu posicionamento no sistema de drenagem. O microrreservatório pode ser *on-line*, a ele conectado em série; ou *off-line*, quando implantado em paralelo, para desvio dos escoamentos (Urbonas e Stahre, 1993) .

Segundo O'Loughlin (1998), há situações onde a implementação dos microrreservatórios seja talvez a única solução possível, como por exemplo no caso onde o incremento da vazão de pré-desenvolvimento deve escoar através de uma propriedade adjacente e não há canalização, ou é proibido, caro e difícil se obter a licença.

Nos E.U.A., diversos municípios possuem leis bastante restritivas quanto ao controle das enchentes causadas pelas áreas a serem desenvolvidas. O critério básico é que a urbanização proposta não deve ampliar os picos naturais ou anteriores. A aprovação de novas áreas de desenvolvimento é condicionada a tal requisito por força de instrumentos legais.

O controle no lote pode ser exigido pelo poder público, pois uma vez aprovado o loteamento, a aplicação de planos de infiltração e de reservatórios de retenção no interior dos lotes pode ser obrigatória (Cruz, 1998). O custo de implantação pode ser repassado total ou parcialmente ao proprietário do lote, que poderá pagar mais caro quanto maior seja seu nível de impermeabilização.

Por outro lado, conforme Edwards (1982), apud Canholi (1995) e Urbonas (1999), pode ser desaconselhável a pulverização de bacias de retenção em virtude das dificuldades e custos de inspeção, operação e manutenção, e das próprias incertezas

quanto à real eficiência hidráulica destes sistema. Em alguns casos pode ocorrer o resultado inverso ao pretendido, ou seja, a ampliação dos picos de vazão através da chegada simultânea de hidrogramas retardados. É recomendada portanto, uma análise global do problema, em fase anterior ao projeto de tais sistemas.

3.1 Critérios para dimensionamento dos microrreservatórios

O microrreservatório funciona armazenando o escoamento que chega na estrutura e é amortecido pelo volume disponível, reduzindo o pico do hidrograma de saída a um valor igual ou menor que o existente antes da urbanização planejada, ou para valores de vazão que o sistema de drenagem a jusante possa suportar. A vazão de restrição e o volume de armazenamento necessário podem ser determinados segundo diversas metodologias e recomendações citadas a seguir.

3.1.1 Determinação da vazão de pré-urbanização

A vazão permissível na saída lote pode estar definida, por exemplo, no Plano Diretor de Drenagem Urbana, ou deve ser determinada mediante metodologias, como por exemplo o método Racional, o hidrograma unitário do SCS, ou ainda utilizando outros modelos de transformação chuva-vazão.

O Método Racional é freqüentemente utilizado para determinação desta vazão em pequenas bacias. Uma das principais justificativas para sua utilização é a simplicidade e necessidade de poucos parâmetros. A vazão máxima é obtida segundo a equação 3.1

$$Q = 0,278.C.I.A_{dren} \quad \text{equação 3.1}$$

onde:

Q : vazão máxima;

0,278: fator para correção de unidade;

C : coeficiente de escoamento;

A_{dren} : área da bacia em km^2 ;

I: intensidade da precipitação de projeto em mm/hora para o TR pré-definido.

O coeficiente de escoamento depende de uma série de fatores e deve ser determinado em função do tipo e ocupação do solo. A duração da chuva deve ter o mesmo tempo de concentração da bacia, e o tempo de concentração pode ser estimado utilizando relações empíricas ou conceituais, de acordo com o grau de informações disponíveis (Porto, 1995).

O método desenvolvido pelo Soil Conservation Service (SCS, 1975, apud Tucci, 1993) consiste na determinação de um hidrograma unitário triangular, cuja área é igual ao volume precipitado (figura 3.1). Para a definição do hidrograma unitário, é necessária a solução das seguintes equações:

$$tp' = \frac{tr}{2} + 0,6.tc \quad \text{equação 3.2}$$

e

$$te = 1,67.tp' \quad \text{equação 3.3}$$

onde:

tp': tempo desde o início da precipitação;

tr: duração da precipitação em horas;

tc: tempo de concentração em horas;

te: tempo de recessão do hidrograma.

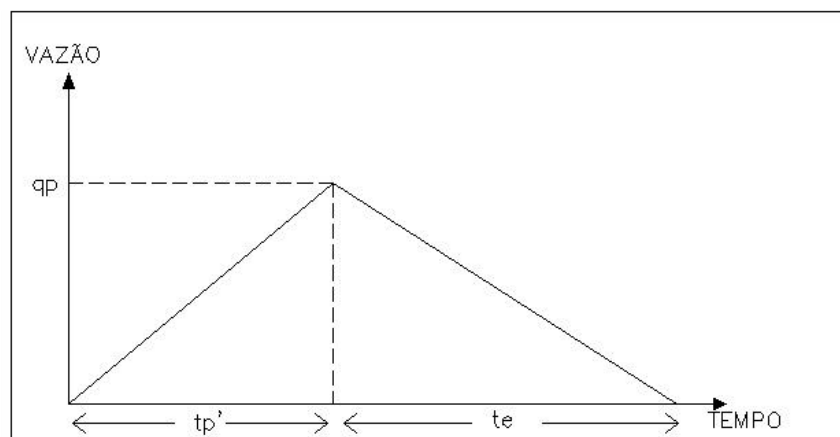


Figura 3.1 – Hidrograma unitário do SCS

O tempo de concentração pode ser determinado segundo as informações disponíveis, conforme comentado para o método Racional.

Definido o hidrograma unitário, pode-se determinar hidrogramas resultantes para diferentes precipitações. Assim, seleciona-se a precipitação a ser usada, e determina-se a precipitação efetiva para cada intervalo de tempo, seguindo o método proposto pelo SCS, ou seja

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2.S)^2}{P + 0,8.S} \quad \text{se } P > 0,2.S \quad \text{equação 3.4}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{equação 3.5}$$

onde:

P : precipitação;

P_{ef} : precipitação efetiva;

S : capacidade máxima de armazenamento no solo;

CN : *curve number* (valor tabelado, característico do tipo e cobertura do solo).

Definida a precipitação efetiva para cada intervalo de tempo, e utilizando uma equação para convolução da chuva (Chow et. al., 1994), define-se o hidrograma de escoamento superficial direto, e a vazão de pré-urbanização.

3.1.2 Determinação do volume de armazenamento

Inúmeros métodos, simplificados ou mais complexos foram e vêm sendo propostos para a estimativa de volumes a serem reservados nas bacias de detenção. As diferenças observadas, assim como os critérios assumidos, fazem com que também estejam disponíveis na literatura diversos trabalhos onde se realizaram comparações entre os diversos métodos, para específicos casos de aplicação,.

Wycoff e Singh (1976) propuseram um método simplificado para análises preliminares de microrreservatórios de detenção. Usando regressões com dados obtidos

em modelagem hidrológica, os autores desenvolveram a seguinte expressão para determinação do volume

$$\frac{V}{V_r} = \frac{[1,291.(1 - \frac{Q_{out}}{Q_{in}})^{0,753}]}{(T_b - T_p)^{0,411}} \quad \text{equação 3.6}$$

$$V_r = 0,5.T_{bo}.Q_{out} \quad \text{equação 3.7}$$

onde:

V : volume de armazenamento;

V_r : volume total escoado;

Q_{out} : vazão de pico na saída do reservatório;

Q_{in} : vazão de pico na entrada do reservatório;

T_b : tempo de base do hidrograma de entrada;

T_p : tempo de pico do hidrograma de entrada;

T_{bo} : tempo de base do hidrograma de saída.

Tucci e Genz (1995) citaram o modelo desenvolvido por McCuen (1989), indicado para a etapa de planejamento. A conceituação do modelo, bem como o seu desenvolvimento permitem uma grande familiaridade com os parâmetros intervenientes nesta questão. De forma simplificada, é adotado um hidrograma triangular com o tempo para o pico igual ao tempo de concentração (tca) e um tempo de base (tcb) igual ao dobro do tempo de pico, conforme a figura 3.2. Os picos das vazões podem ser obtidos pelo método do S.C.S. ou Racional, dependendo das características da bacia, e o volume de armazenamento necessário é dado pela área entre os dois hidrogramas de pós-desenvolvimento e o hidrograma de pré-ocupação.

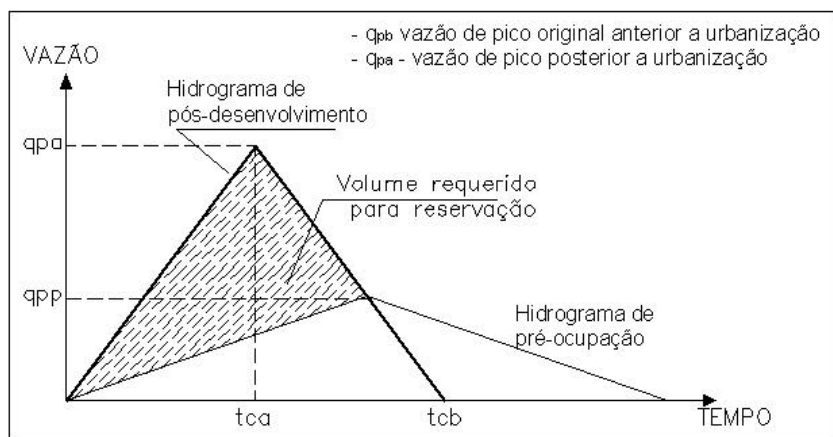


Figura 3.2 – Método Simplificado (McCuen, 1989)

Tucci (1998a) sugere o método da duração crítica da chuva, onde o volume de controle para pequenas áreas urbanas (< 2 km²) pode ser estimado com base na seguinte equação

$$V = (Q_u - Q_n)t.k \quad \text{equação 3.8}$$

onde:

V : volume em m³;

Q_n : vazão de pré-desenvolvimento em m³/s;

Q_u : vazão resultado do desenvolvimento urbano;

t : duração em minutos;

$k = 60$ para conversão de unidades.

Combinando a equação 3.1 e a equação 3.8 tem-se o volume específico, ou seja volume por unidade de área

$$\frac{V}{A_{dren}} = (0,278.C.I - q_n).60.t \quad \text{equação 3.9}$$

O coeficiente de escoamento pode ser estimado de acordo com as áreas impermeáveis do lote. Substituindo a IDF do local resulta

$$\frac{V}{A_{dren}} = [0,278.C. \frac{a.TR^b}{(t+c)^d} - q_n].t.60 \quad \text{equação 3.10}$$

onde:

V : volume é obtida em m^3/km^2 ;

a, b, c e d : parâmetros característicos da IDF do local;

TR : tempo de retorno utilizado no dimensionamento.

A duração que produz o maior volume é obtida pela derivada da equação 3.10 em função de t . A equação resultante é não-linear e pode ser resolvida por iteração, fazendo

$$t = \left(\frac{t+s}{w} \right)^r - c \quad \text{equação 3.11}$$

$$w = \frac{q_n}{0,278.a.C(1-d).Tr^b} \quad \text{equação 3.12}$$

$$s = \frac{c}{1-d} \quad \text{equação 3.13}$$

$$r = \frac{1}{d+1} \quad \text{equação 3.14}$$

O autor comenta que esta metodologia tende a fornecer volumes maiores para o armazenamento, pois conduz a durações mais longas de chuva.

Urbanas e Stahre (1993) definiram o volume preliminar do reservatório como sendo a máxima diferença entre as curvas de volumes acumulados na entrada e saída do reservatório. Sendo conhecido o hidrograma de entrada no reservatório, o hidrograma de saída, para fins de estimativa do volume de reservação, pode ser o hidrograma correspondente à área anterior à urbanização, como mostra a equação 3.15.

$$V = \text{máx} \left[\int Q_{in}(t) dt - \int Q_{out}(t) dt \right] \quad \text{equação 3.15}$$

onde:

V : volume de armazenamento necessário;

Q_{in} : vazão de entrada no reservatório;

Q_{out} : vazão de saída do reservatório.

Tucci (2001) ajustou a equação 3.16 para a cidade de Porto Alegre para um tempo de retorno de 10 anos.

$$V = 5,44.AI.A_{dren} \quad \text{equação 3.16}$$

Onde:

A_{dren} : área drenada em ha;

AI : área impermeável em %;

V : volume de armazenamento em m³.

A descarga permissível pode ainda ser previamente definida, como por exemplo o no plano de bacia do Upper Parramata River Catchment Trust (UPRCT, 1994) na Austrália. Nesta bacia especificou-se como descarga permissível 80 l/s/ha, e um volume de armazenamento de 470 m³/ha para 100 anos de TR.

As metodologias apresentadas aplicam-se em uma fase preliminar para estimativas de volume. Entretanto, na fase de projeto hidráulico recomenda-se que os estudos sejam realizados de uma maneira abrangente, considerando as variações das vazões efluentes conseqüentes das dimensões dos reservatórios e das estruturas de descarga. Neste caso, pode-se utilizar um algoritmo como o de Puls (Tucci, 1993), cujo equacionamento básico considera a variação do armazenamento no tempo, como uma função das vazões de entrada e saída no reservatório (melhor apresentado no item 4.1.4).

3.2 Estudos com microrreservatórios

Existem diversos trabalhos numéricos sobre microrreservatórios, objetivando responder as dúvidas freqüentes que surgem acerca da utilização dos dispositivos de controle. No entanto, há pouca informação disponível sobre microrreservatórios em condições reais de funcionamento à escala de bacia.

A grande maioria dos estudos restringem-se à avaliação do desempenho dos microrreservatórios no lote. Nesta linha de pesquisa, podem ser citados trabalhos como de Schilling (1982), Genz (1994), Cruz (1998) e Pilar e Biain (2000), descritos a seguir.

Em 1982, Schilling, na tentativa de utilizar uma alternativa simples e barata para diminuir os efeitos da urbanização, testou a possibilidade de utilização de cisternas como pequenas bacias de detenção. Na análise pequenos dispositivos são conectados com a rede pluvial que recolhe água dos telhados. O princípio do funcionamento do armazenamento, é a utilização do diâmetro do tubo de saída menor que o tubo de queda do telhado. Para uma bacia de 2,69 ha de área e 0,78 ha de telhado, com 140 cisternas de 0,5 m³, houve a redução da vazão de pico de 10 a 20% para toda a faixa de recorrência de chuvas analisadas. No entanto, para os eventos mais frequentes, como período de retorno de 2 anos, a redução chega até 80%.

O uso de microrreservatórios de detenção no interior de lotes urbanos foi estudado por Genz (1994). A proposta analisou a diminuição da vazão de pico. Foi estudado um lote hipotético de 360 m² várias taxas de impermeabilização. Foram avaliadas situações com o microrreservatório 1,5x1,5 m e 95 cm de altura, com diferentes descarregadores de fundo. O autor concluiu que os dispositivos eram eficientes no controle das vazões e poderiam estar adaptados ao telhado ou na saída do lote.

Cruz (1998) simulou, através do modelo da onda cinemática, diferentes tipos de estrutura para reservação, para lotes com taxas de impermeabilização diversas. Os volumes escoados o aumentaram desde 39 a 109% com relação à condição de pré-ocupação. Os reservatórios para amortecimento foram dimensionados para os lotes buscando reduções nas vazões de pico à condições de pré-ocupação. Verificou-se que para uma situação considerada como a mais desfavorável, ou seja, o maior lote, com o máximo de impermeabilização, a introdução de um reservatório de 2,5 m³ possibilita a manutenção da vazão de pico desejado, ocupando cerca de apenas 1% da área total em planta.

Seguindo a metodologia apresentada por Cruz (1998), Pilar e Biain (2000), apresentaram resultados de um estudo numérico sobre a viabilidade da implantação de estruturas de detenção dentro de lotes urbanos na cidade de Resistencia na Argentina. No estudo, considerou-se um telhado com área de 50 m². A superfície horizontal dos reservatórios estudados corresponderam a 2%, 3% e 4% da área da superfície do telhado. As diminuições nas vazões de pico variaram na ordem de 25 e 63%. A máxima

altura do reservatório calculada foi de 45 cm. Os autores concluíram que, além de eficazes, os reservatórios nos lotes podem ser construídos a um baixo custo dadas suas pequenas dimensões.

A avaliação dos efeitos dos microrreservatórios em escalas maiores é um processo mais complexo, dependendo do maior número de informações e modelagem adequada. Alguns trabalhos, apresentados a seguir, como os de Sugio et. al. (1995), Barbosa (1996), Milograna e Campana (2001) retrataram os efeitos conseqüentes da utilização dos microrreservatórios, desde o lote até a rede de drenagem final.

Sugio et. al. (1995) fizeram um estudo a respeito da implementação de reservatórios residenciais na bacia de Komatsu, localizada na cidade de Miyazaki, Japão. A bacia, que ocupa uma área de 3,54 km², tem sido atingida freqüentemente por inundações. Os autores assumiram que o telhado das edificações possuíam uma área média de 138 m². Após uma seqüência de simulações, concluíram que os reservatórios somente eram eficientes na redução do nível das vazões a jusante quando o volume dos mesmos estivesse entre 12 e 20 m³, o que poderia reduzir o pico das vazões na ordem de 60%.

Barbosa (1996) testou a eficiência do controle do escoamento urbano, para um loteamento na cidade de Porto Alegre, mantendo-o dentro dos níveis anteriores ao desenvolvimento. A autora utilizou dois sistemas de detenção: um reservatório de detenção para implantação em pequenos loteamentos; e um segundo, que são os microrreservatórios de detenção implantados nos lotes. Os resultados obtidos mostraram-se satisfatórios para ambos os sistemas. No entanto, são levantados alguns fatores favoráveis à utilização do reservatório único implantado no loteamento, visto que ele pode controlar o escoamento das ruas e calçadas e possuir um menor custo global de implementação e manutenção.

Milograna e Campana (2001) avaliaram a eficiência hidráulica dos reservatórios de detenção centralizados e distribuídos como estruturas no controle das cheias em uma sub-bacia na cidade de Goiânia-Brasil. A área de 0,17 km² estava ocupada em aproximadamente 50% da sua área com lotes praticamente impermeáveis. A utilização do controle centralizado permitiu reduzir a vazão a níveis inferiores à vazão de pré-

desenvolvimento; no entanto, os autores enfatizam a necessidade de área para implantação de tais estruturas. Para o controle distribuído o resultado foi igualmente satisfatório, sendo que o custo de implantação do controle distribuído resultou em valor maior que obtido para reservação descentralizada.

Um trabalho de observação do funcionamento e eficiência dos microrreservatórios foi realizado por Agra (2001). O autor testou a estrutura com um volume disponível de 1m^3 , implantada no IPH (Instituto de Pesquisas Hidráulicas), recebendo as vazões escoadas de um telhado com $337,5\text{ m}^2$. Paralelamente ao monitoramento do reservatório foram coletados os dados de chuva durante um período de 8 meses. Os resultados foram satisfatórios para a redução dos picos da vazões. No entanto, para um descarregador de fundo de menor diâmetro experimentado, ocorreram diversos problemas decorrentes da obstrução provocada pelas folhas depositadas junto ao orifício, provocando até mesmo o extravasamento da estrutura.

A aplicação dos microrreservatórios em escala de bacia, pode ser exemplificada pelo Upper Parramatta River Catchment Trust (UPRCT, 1994) – Austrália, com a instituição do plano de regulamentação dos OSD (*on-site detention*) em 1994. Após a implantação dos microrreservatórios, observou-se que, em alguns casos, os mesmos não haviam funcionado adequadamente para eventos de chuva mais significativos, justamente onde seria necessário seu desempenho. Outro aspecto levantado durante as inspeções foi quanto à necessidade de manutenção deste tipo de estrutura (O’Loughlin, 1998).

A análise de Still e Bewsher (1999) a respeito do UPRCT apresentou aspectos negativos observados na utilização dos dispositivos de controle de lote. Os autores mostraram que a utilização dos dispositivos pode gerar uma série de transtornos, que é solucionada mediante adoção de novas medidas mitigadoras, fazendo com que os custos adicionais sejam bem consideráveis.

Os estudos acima mencionados mostram que os trabalhos numéricos parecem não ter considerados os aspectos relacionados às condições reais de funcionamento dos microrreservatórios (sujeitos a fatores externos, como a entrada de folhas, falta de manutenção, eventos críticos, etc.), sempre com bons resultados. No entanto, nas

experiências práticas foi constatada uma série de problemas advindas com eventos reais e situações físicas existentes no lote, que poderiam em alguns casos indicar a inviabilidade de implantação da estrutura.

4. Metodologia

Para quantificar os impactos obtidos com a utilização dos microrreservatórios nos lotes, fixou-se como parâmetro de análise a capacidade de redução das vazões de pico nas redes de macrodrenagem. Para não trabalhar com um único segmento de macrodrenagem, optou-se pela montagem e simulação numérica de uma bacia hipotética, na qual foram contemplados diversos segmentos de macrodrenagem, além da representação detalhada dos possíveis planos de escoamento.

Assim foi montada uma bacia hipotética, com duas ocupações de lotes padrão (300 e 600 m²), utilizando uma representação detalhada das superfícies da bacia (telhados, calçadas, jardins, passeios públicos e ruas), incluindo a distribuição das redes de drenagem.

Para definir as características da bacia hipotética, utilizou-se uma bacia urbana da cidade de Porto Alegre, da qual foram mantidas a área, topografia, configuração da rede de macrodrenagem e a forma. Procurando obedecer a topografia e a configuração da rede de macrodrenagem da bacia real, os lotes de 300 e 600 m² foram distribuídos de maneira a cobrirem a superfície da bacia a ser simulada, resultando em uma área de 977 ha.

Montadas as bacias com lotes de 300 e 600 m², e representados os sistemas de drenagem, partiu-se para a escolha dos modelos de simulação. Para simular as superfícies contempladas em detalhe na montagem da bacia, houve a necessidade da utilização de um modelo no qual fosse possível a representação dos diferentes planos de escoamento e redes de drenagem de microdrenagem. Por outro lado, o modelo deveria ser capaz de representar as condições de escoamento em que as redes de

macrodrenagem trabalham em uma bacia real, ou seja, com condutos sob pressão e sujeitos a efeitos de remanso, entre outros.

Definiram-se então duas escalas de trabalho a serem simuladas, e selecionaram-se dois diferentes modelos:

- sub-bacia: o escoamento gerado nos lotes, passeios públicos, ruas e redes de microdrenagem, simulado com um modelo de onda cinemática (modelo Schaake, 1971). Utilizando o modelo Schaake para as sub-bacias, foi possível representar ruas e passeios públicos, além das diferentes situações de escoamento dentro do lote, tais como: telhado, áreas gramadas, calçadas e o microrreservatório;
- bacia: os hidrogramas gerados na saída das redes de microdrenagem e a água que escoou pelas ruas, resultantes da simulação com a onda cinemática, foram introduzidos nas redes de macrodrenagem, através de condições de contorno de montante e como vazão lateral de um modelo hidrodinâmico (Villanueva, 1990; Villanueva e Tucci, 1996).

A simulação da bacia foi feita sob diferentes condições de impermeabilização do solo, desde a bacia “permeável” (estágio anterior à ocupação) até a impermeabilização dos lotes, ruas e calçadas. Os microrreservatórios de lote foram dimensionados para manterem a vazão a níveis inferiores ou iguais aos existentes antes da ocupação, ou ainda para as outras vazões de restrição consideradas neste estudo.

Foram tomadas as vazões de pico (em diferentes pontos das redes de microdrenagem, macrodrenagem e na saída da bacia) para as diferentes coberturas na superfície da bacia, desde seu estado “natural”, até a impermeabilização das superfícies, considerando ou não os microrreservatórios nos lotes, e determinou-se a eficiência. Algumas considerações feitas para atender aos objetivos do estudo são comentadas no capítulo 5, onde são apresentados os resultados para cada análise independentemente.

Para a análise da economia na implantação das redes de drenagem com a utilização dos microrreservatórios, as redes de micro e macrodrenagem foram

dimensionadas para os tempos de retorno conforme os critérios apresentados no item 4.7, para as bacias sem os microrreservatórios e com os microrreservatórios nos lotes

A montagem da bacia, os modelos utilizados, assim como todos os parâmetros necessários para as simulações são descritos nos itens seguintes com maior detalhe. A figura 4.1 mostra o fluxograma do processo de simulação utilizado.

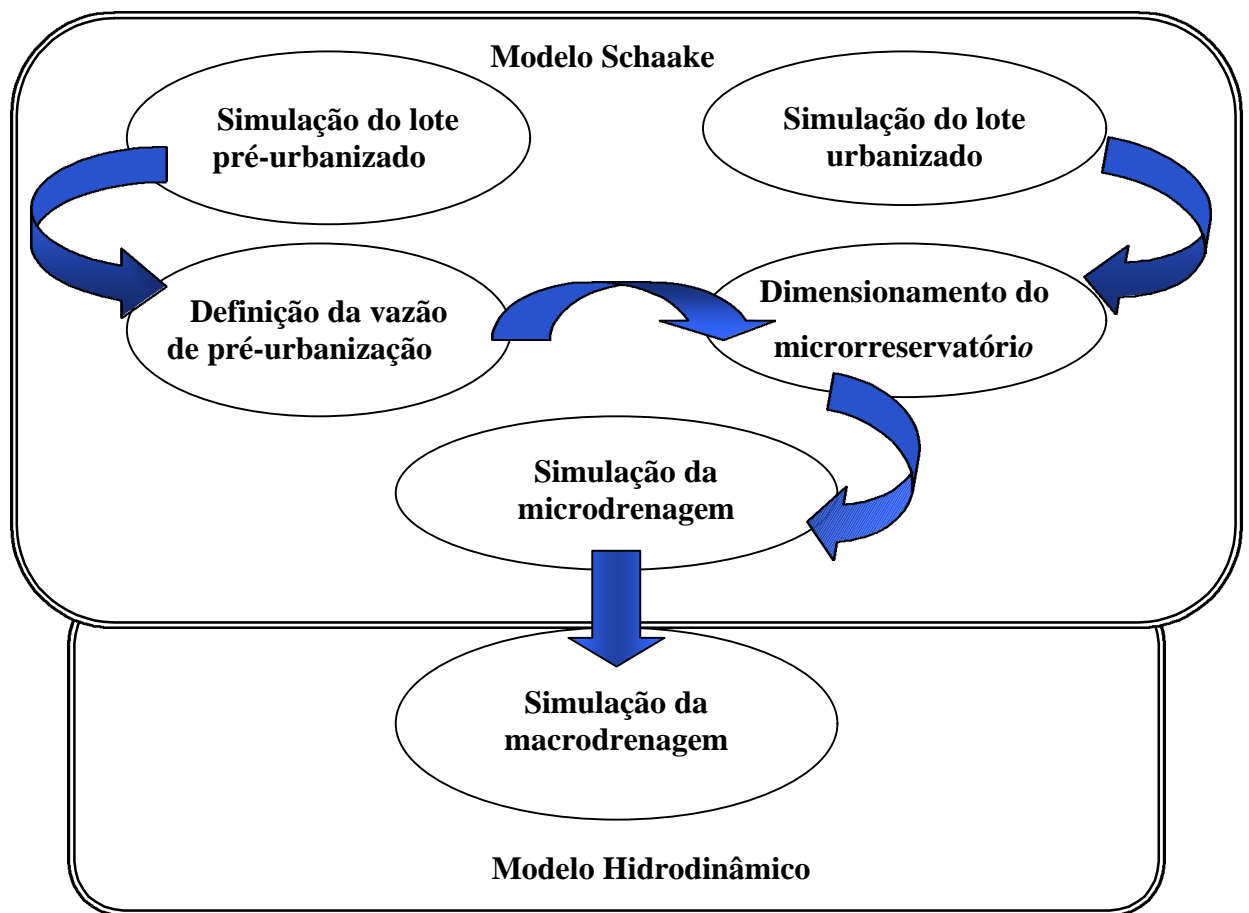


Figura 4.1 – Fluxograma da seqüência de simulação

4.1 Características da bacia e lotes simulados

Como optou-se pela montagem e simulação de uma bacia hipotética, foi necessário estabelecer as condições e características da bacia a ser simulada que pudessem gerar as informações essenciais para atender os objetivos deste estudo. Para trabalhar próximo à configuração de uma bacia urbana, foi selecionada a bacia do

Arroio Areia, analisada durante a elaboração do Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre/PDDrU (IPH, 2001). Escolheu-se esta bacia principalmente pela disponibilidade dos dados relacionados com as características físicas da região, tais como forma, distribuição da rede de macrodrenagem, declividade do terreno, e tipo de solo. A bacia do Arroio Areia estudada do PDDrU é mostrada na figura 4.2.

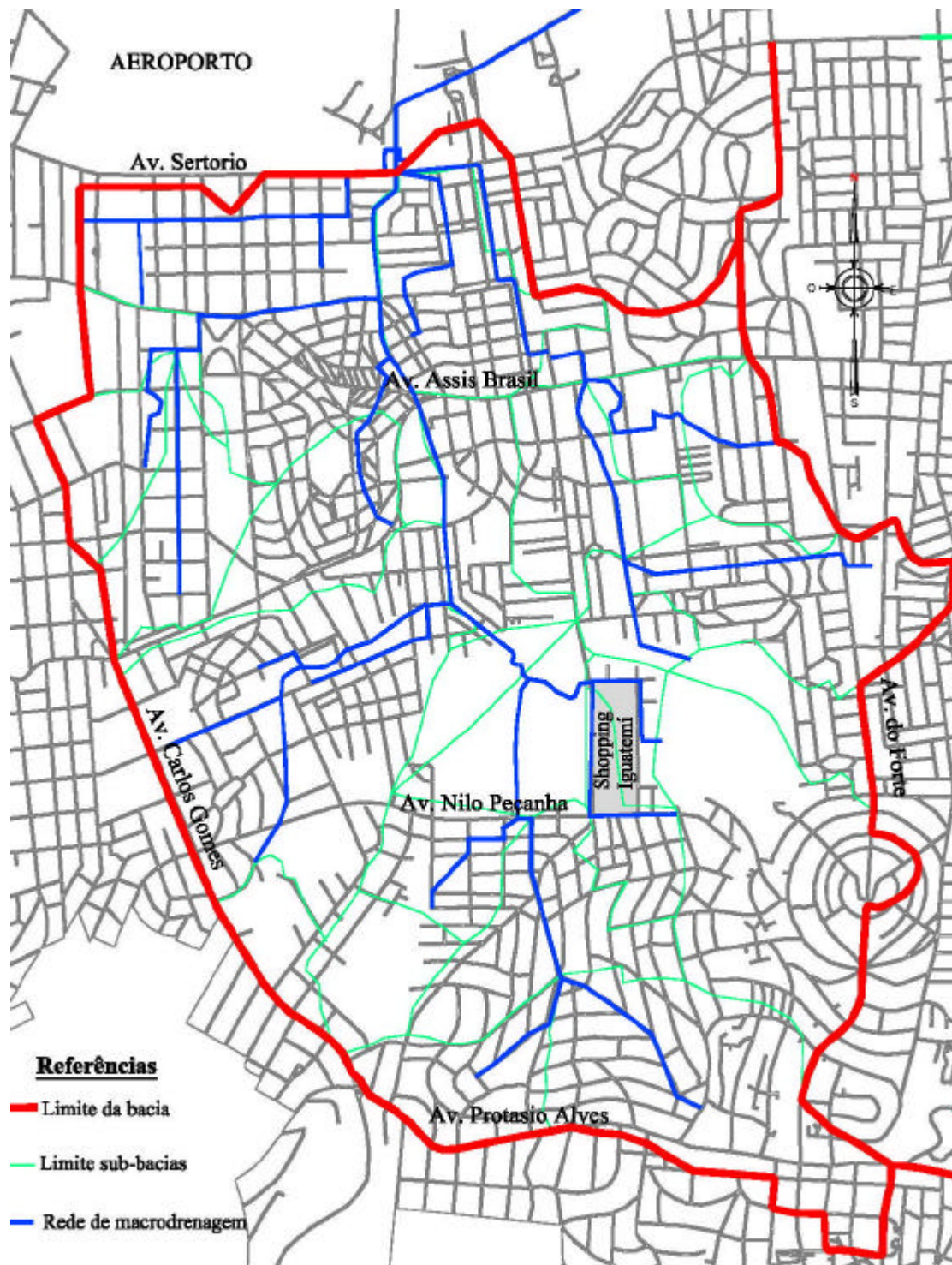


Figura 4.2 – Bacia do Arroio Areia

Em função das características dos bairros da região foram definidos os lotes padrões a serem simulados. Foram montadas duas bacias para simulação: uma bacia formada por lotes de 300 m² e outra bacia formada por lotes de 600 m².

A configuração dos lotes é apresentada na figura 4.3 (a) para o lote com 300 m², e 4.3 (b) para o lote com 600 m², onde também é possível identificar as superfícies permeáveis e impermeáveis. A tabela 4.1 mostra os tipos de superfícies que compõem os lotes, e na tabela 4.2 as declividades usadas em cada uma das superfícies. Procurou-se manter a mesma proporção de área impermeável nos lotes com diferentes tamanhos, com a finalidade de preservar as duas bacias simuladas com a mesma taxa de impermeabilização.

Tabela 4.1 - Composição do lote

	Área permeável (m ²)	Área impermeável (m ²)	% de área permeável
Lote 600m ²	296	304	51
Lote 300m ²	147	153	51

Tabela 4.2 – Declividades das superfícies

Superfície	Declividade (m/m)
Jardim de fundos	0,015
Telhado	0,120
Recuo lateral	0,020
Calha do telhado	0,005
Recuo frontal	0,020

O microrreservatório foi colocado na região central da residência, recebendo através de condutos a água provenientes das superfícies impermeáveis (telhado e calçadas), e as áreas permeáveis tiveram um sistema independente de drenagem. Este critério foi utilizado para correlacionar unicamente a percentagem de área impermeável no lote com o volume de armazenamento necessário. Em um microrreservatório real,

esta é uma medida eficiente para evitar a entrada de sedimentos finos que não ficariam retidos em um tela de proteção, e mesmo porque em muitos casos as áreas permeáveis não são drenadas por obras de drenagem, e a água gerada nestas superfícies acaba infiltrando.

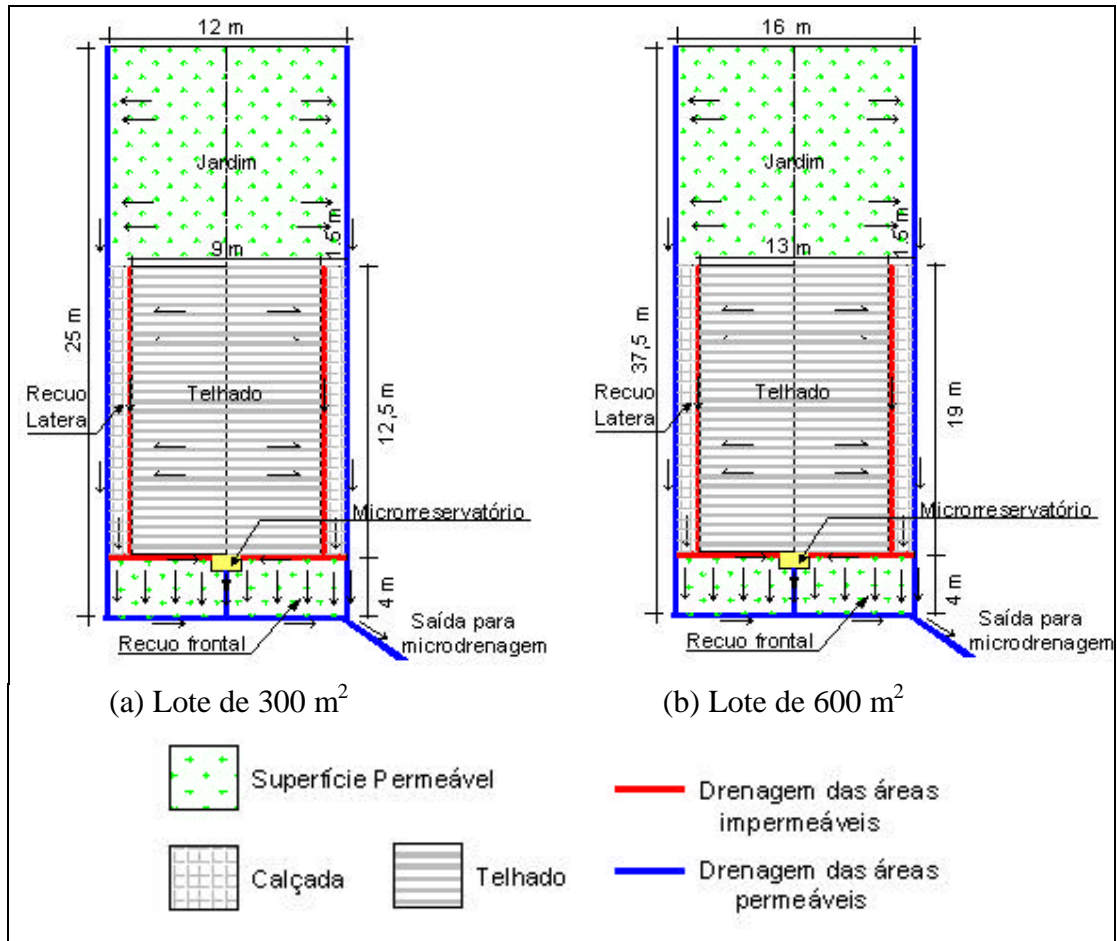


Figura 4.3 - Lote padrão simulado

Na bacia formada pelos lotes de 600 m², os quarteirões foram compostos por 12 lotes, resultando uma dimensão de 99 x 78 m, incluindo 1,50 m de passeio público. Considerou-se ruas com 7 m de largura. Esta largura foi escolhida após a verificação das imagens de satélite da bacia real, onde foi possível constatar que a configuração utilizada para a disposição dos quarteirões estava gerando uma área ocupada pelas ruas maior que a existente em uma bacia real, aumentando significativamente a área impermeável na bacia. Para a bacia formada pelos lotes de 300 m², foram utilizadas 24 unidades de lotes neste quarteirão já definido. As declividades nas ruas do entorno dos quarteirões foram diferentes conforme o sentido do escoamento, em geral sendo maiores no sentido longitudinal.

Com a união de quarteirões, foram formados diversos “blocos de quarteirões” com diferentes declividades. Os blocos foram distribuídos na área da bacia selecionada, procurando representar as declividades encontradas na bacia real, os limites das sub-bacias, além de preservar a configuração da rede de macrodrenagem. A combinação dos quarteirões nos blocos gerou uma porção de pequenos coletores que aportam às redes de microdrenagem, e estas poderiam estar ligadas diretamente à rede de macrodrenagem, ou conectadas a outra rede de microdrenagem, e posteriormente convergir para a macrodrenagem. A figura 4.4 apresenta um esquema da composição da rede de microdrenagem até a confluência na macrodrenagem. Na figura 4.5 é mostrada a configuração resultante da disposição dos quarteirões na bacia, onde as linhas azuis representam a rede de macrodrenagem.

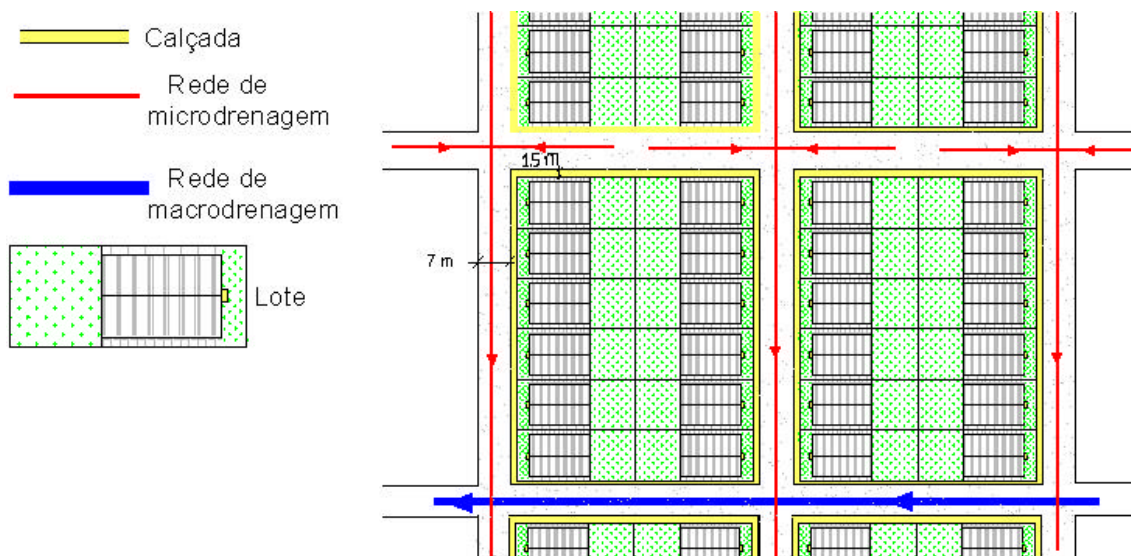


Figura 4.4 – Esquema da composição da rede

Pode-se verificar, através da comparação entre as figura 4.5 e 4.2, que na montagem da bacia hipotética não houve a preocupação em preservar as áreas sem ocupação existentes na bacia real, nem mesmo obedecer as configuração das ruas.

A bacia simulada tem 11 sub-bacias, com áreas variando entre 15 ha e 194 ha, com declividades entre 0,04% nas partes mais baixas da bacia, até 6% nas regiões de cabeceira. As características destas sub-bacias estão apresentadas na tabela 4.3, onde as mesmas são identificadas através de letras. A área total simulada foi de

aproximadamente 9,77 km². O número de lotes distribuídos na bacia foi de 13.800 lotes com 600 m², e de 27.600 lotes com 300 m².

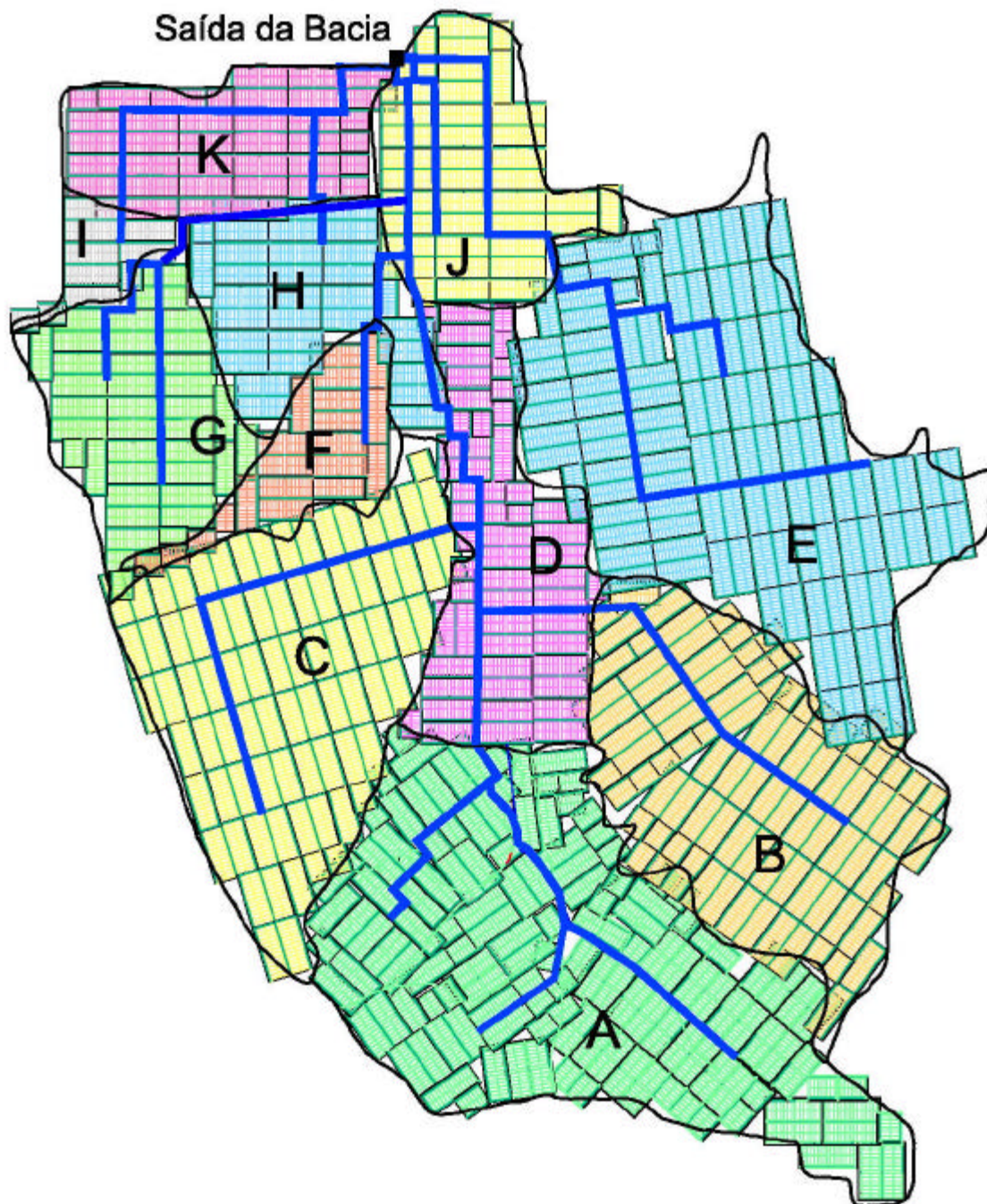


Figura 4.5 – Configuração da bacia simulada

Foram considerados passeios públicos e ruas completamente impermeáveis. A porcentagem de área impermeável na bacia resultou em 59%, sendo que deste total, cerca de 16% corresponde à impermeabilização das ruas e calçadas e 43% às superfícies

impermeáveis nos lotes. A verificação das áreas impermeáveis resultantes na bacia foram compatíveis com o esperado em locais com este tipo de urbanização.

Tabela 4.3 – Características das sub-bacias

Sub-bacia	Área (ha)	S_o (%)		Nº lotes	
		microdrenagem	macrodrenagem	300 m ²	600 m ²
A	194	6 – 5	4,5 – 2	5.448	2.724
B	130	5 – 4	3 - 2	3.648	1.824
C	133	5 – 4	3 - 2	3.744	1.872
D	74	4 – 3	1,5 – 1	2.088	1.044
E	186	4 – 3	1,5 – 1	5.232	2.616
F	31	4 – 3	1,5 – 1	864	432
G	62	4 – 3	1,5 – 1	1.728	864
H	44	3 – 2	0,5	1.224	612
I	15	3 – 2	0,5	432	216
J	61	2 – 1	0,5 – 0,05	1.704	852
K	56	2 – 1	0,1 – 0,04	1.488	744
Total	977			27.600	13.800

onde S_o é a declividade de fundo do conduto.

4.2 Modelo Schaake

O modelo Schaake (1971) foi desenvolvido no MIT (Massachusetts Institute of Technology), por uma equipe coordenada por John Schaake. Em resumo, o modelo trabalha com o método da onda cinemática, com contribuições laterais e de montante, mediante um conjunto de planos e canais que vão se combinando para simular o escoamento na bacia. O modelo resultante é conceitual da bacia de drenagem real, e considerado determinístico, porque sob as mesmas condições iniciais produz sempre a mesma saída (Chow, 1964).

O modelo calcula a precipitação efetiva pelo método de Horton (Tucci, 1993) ou pelo SCS (Soil Conservation Service). A propagação da chuva efetiva se dá em dois

tipos básicos de escoamento: escoamento superficial e escoamento em canais. O escoamento em canais pode receber a contribuição lateral e de montante proveniente de outros canais.

A bacia é representada pelo conjunto de planos e canais (figura 4.6), que combinados, permitem ao modelo a propagação do escoamento em todos os segmentos de uma bacia urbana, sejam eles escoamentos superficial, em sarjeta, canais ou galerias, aos quais é aplicada a teoria da onda cinemática.

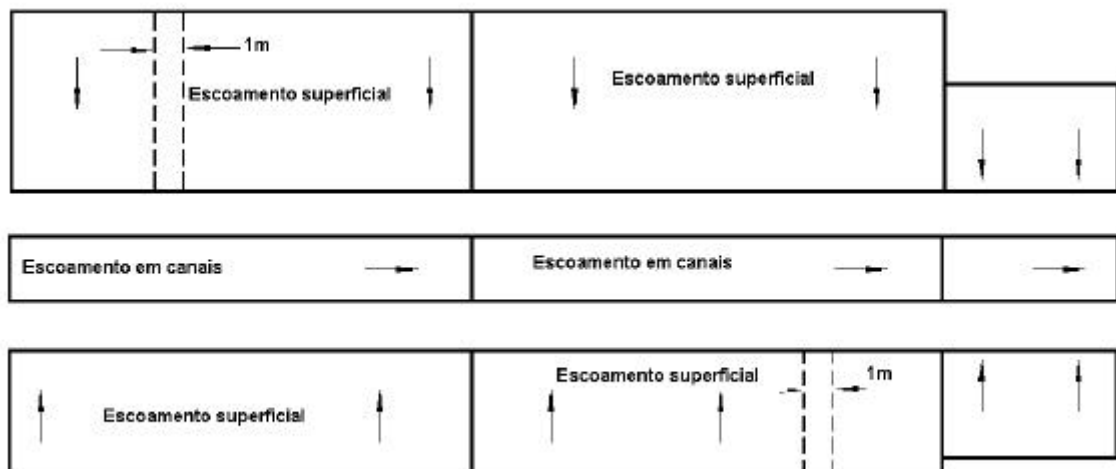


Figura 4.6 – Representação esquemática dos planos de escoamento

Para cada segmento devem ser informados:

- identificação;
- segmentos que aportam lateralmente e a montante;
- comprimento;
- rugosidade;
- declividade;
- forma (plano de escoamento; canal - circular, retangular ou triangular);
- parâmetros de infiltração (escoamento em planos).

O modelo Schaake foi escolhido por permitir a representação da bacia em detalhe, a partir da escala de lote, e apresentar uma série de aspectos positivos destacados por Villanueva (1984):

- flexibilidade: o modelo é capaz de trabalhar com diferentes situações e diferentes enfoques, sem perder em nenhum caso a simplicidade e clareza;
- a maioria dos parâmetros utilizados são características físicas e portanto, podem ser estimados a partir das características do lote e dos condutos;
- o modelo Schaake reduz significativamente o trabalho em representar os lotes e compor os quarteirões. Uma vez definido o quarteirão tipo ou blocos formados pelos quarteirões, basta distribuí-los na bacia, formando o conjunto a ser simulado (ver figura 4.7).

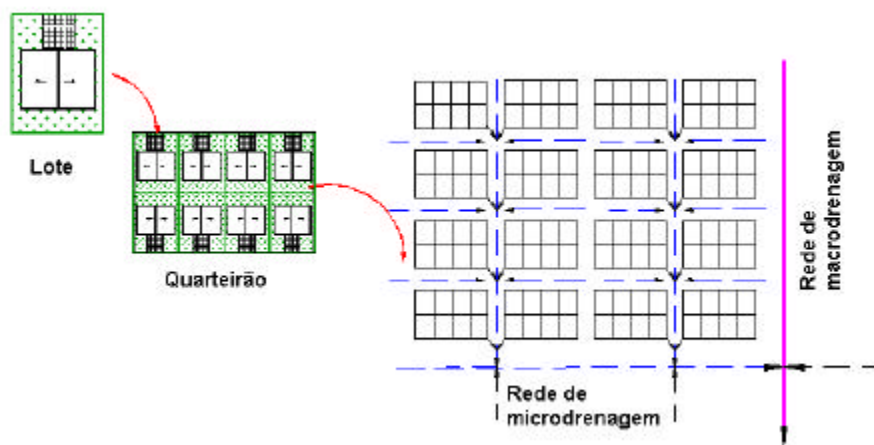


Figura 4.7 – Esquema da montagem dos arquivos no modelo Schaake

Além desses fatores, outro aspecto que influenciou na escolha do modelo, foi a possibilidade de alterações na programação. O acesso ao programa em linguagem FORTRAN permitiu que fossem representados alguns processos como a divisão do escoamento em sarjeta e condutos, e alteradas algumas rotinas para que fornecessem as informações de saída necessárias, e no formato adequado para a entrada no modelo hidrodinâmico.

Como o modelo original não previa a propagação em reservatórios, agregou-se ao mesmo uma nova sub-rotina com o algoritmo de Puls. Nesta mesma sub-rotina agregaram-se as equações para considerar as variações do coeficiente de descarga do descarregador de fundo e vertedor (melhor descrito no item 4.8), conforme a carga hidráulica.

Na versão original do modelo, toda a água que não conseguia entrar nos condutos (vazão excedente) por falta de capacidade ficava armazenada até que o conduto recuperasse capacidade suficiente para liberar o volume acumulado. Essa consideração não retratava o que realmente acontece nas ruas quando não há capacidade suficiente da rede de drenagem: a água que não consegue entrar nos condutos geralmente escoava pelas ruas, até atingir a entrada de um próximo conduto com capacidade suficiente para ser drenada, ou acaba escoando e acumulando-se nas regiões planas da bacia. Dessa forma, foi agregada ao modelo uma nova rotina de propagação dos excedentes, onde é verificado, a cada intervalo de tempo de cálculo, se há capacidade suficiente no conduto. Se o conduto tem capacidade, toda a água entra no mesmo e é propagada para jusante; caso contrário, o modelo cria uma espécie de “sarjeta virtual” (com declividade e comprimento iguais aos do conduto) paralela ao trecho, e cuja forma pode ser definida pelo usuário, se triangular ou retangular, e propaga os excedentes.

Uma limitação encontrada neste modelo reside no fato da teoria da onda cinemática (descrita no item seguinte) não ser capaz de representar efeitos de jusante. Além disso, o esquema numérico explícito utilizado pelo modelo, pode algumas vezes, tornar-se instável.

Para a verificação das condições de estabilidade e aplicabilidade do modelo (comentados a seguir), foi adicionado ao mesmo uma seqüência de verificações que sinalizam os trechos em que a discretização deve ser modificada.

4.2.1 Método da onda Cinemática

Conforme citado, o modelo Schaake é fundado na teoria da onda cinemática. A teoria da onda cinemática se baseia nas equações da continuidade (equação 4.1) e da quantidade de movimento (equação 4.2), desprezando os efeitos dinâmicos existentes na propagação de uma onda (Singh, 1996).

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \text{equação 4.1}$$

$$\frac{I}{A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{I}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot \frac{\partial h}{\partial x} - g \cdot (S_o - S_f) = 0 \quad \text{equação 4.2}$$

onde:

Q : vazão;

A : área transversal;

x : comprimento longitudinal;

t : tempo;

q : vazão lateral;

v : velocidade;

h : profundidade;

g : aceleração da gravidade;

S_o : declividade de fundo;

S_f : declividade da linha de atrito.

Eliminando os termos de inércia e pressão da equação de quantidade de movimento de Saint Venant, resulta

$$S_o = S_f \quad \text{equação 4.3}$$

e utilizando por exemplo a equação de Manning escrita com $S_o = S_f$ resulta

$$Q = \mathbf{a} \cdot A^m \quad \text{equação 4.4}$$

onde μ e m são parâmetros que dependem das características físicas do canal ou superfície de escoamento. No caso do modelo Schaaake, o cálculo dos parâmetros μ e m é feito internamente utilizando a equação de Manning, ou então pode ser fornecido pelo usuário. Diferenciando a equação 4.4 substituindo em 4.1, resulta

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \mathbf{a} \cdot m \cdot A^{m-1} \cdot \frac{\partial A}{\partial x} = q \quad \text{equação 4.5}$$

onde a única variável dependente é A .

4.2.2 Esquema Numérico

O modelo da onda cinemática utiliza uma solução explícita da figura 4.8 para a resolução da equação 4.5.

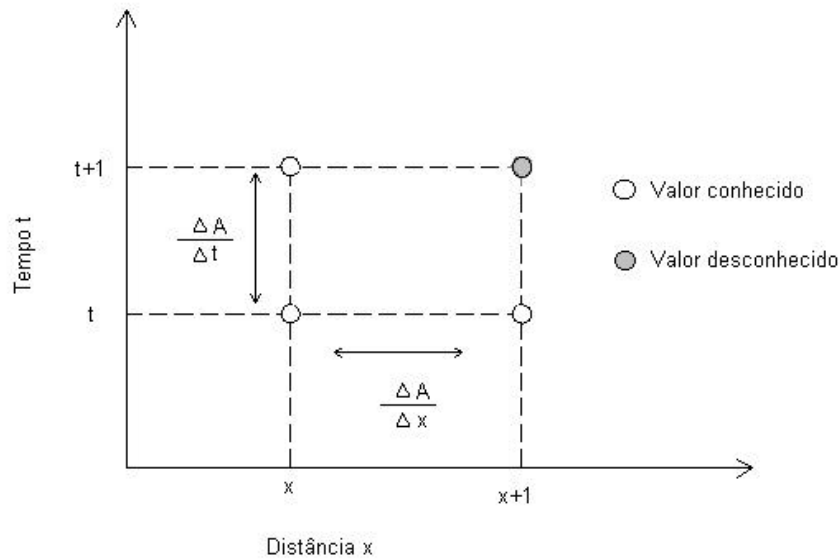


Figura 4.8 – Esquema numérico para solução da equação da onda cinemática

Para a garantia de estabilidade de esquemas numéricos explícitos, Liggett e Cunge (1975) recomendam que seja atendida a condição de *Courant*, definida como

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \leq \frac{1}{v + c} \quad \text{equação 4.6}$$

onde:

v : velocidade do escoamento;

c : celeridade da onda.

4.2.3 Verificação da aplicabilidade do modelo Schaaque

Para a aplicação dos modelos que utilizam a teoria da onda cinemática, devem ser observadas as seguintes condições:

- O número de *Froude* deve ser menor que 1,5, para que a celeridade da onda dinâmica seja maior que a da onda cinemática (Tucci, 1993). O número de Froude é obtido conforme a equação 4.7,

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y}} \quad \text{equação 4.7}$$

onde:

v : velocidade;

g : aceleração da gravidade;

y : profundidade hidráulica.

- O índice K , determinado por Liggett e Woolhisher (1967), deve ser maior que 20. Os autores concluíram que, quando K é maior que este valor, pode-se dizer que os valores foram linearizados com base num valor médio, e que a onda cinemática seria uma boa aproximação. O índice K é obtido, conforme a equação 4.8,

$$K = \frac{S_o \cdot L_o}{F^2 \cdot y} \quad \text{equação 4.8}$$

onde:

S_o : declividade do fundo do canal ;

L_o : comprimento longitudinal do escoamento;

y : profundidade média;

F : número de *Froude*.

- Ponce et. al. (1978) verificaram que para que o modelo tenha 95% de precisão, a expressão 4.9 deve ser satisfeita.

$$\frac{T \cdot S_o \cdot v}{y} \geq 171 \quad \text{equação 4.9}$$

onde T é o período da onda.

Para a verificação da aplicabilidade do modelo, implementou-se ao modelo uma rotina, para que ao final de cada simulação fornecesse os números de *Courant* e *Froude*, o período da onda e o índice *K*.

Quando algum dos segmentos simulados não atendiam a algum dos requisitos, um novo ajuste era tentado, rediscretizando o segmento. Dessa forma procurou-se trabalhar dentro dos limites para os quais são aceitas as hipóteses da onda cinemática.

4.2.4 Algoritmo de Puls

Este modelo é um dos mais conhecidos para a simulação em reservatórios (Tucci, 1998b). O método utiliza a equação da continuidade (equação 4.1) e a relação entre armazenamento e vazão é obtida considerando a linha d'água no reservatório horizontal. Discretizando a equação da continuidade, e organizando as variáveis conhecidas de um lado e desconhecidas de outro, resulta

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad \text{equação 4.10}$$

onde:

I_t e I_{t+1} são as vazões de entrada no reservatório em t e $t+1$;

Q_t e Q_{t+1} são as vazões de saída em t e $t+1$;

S_t e S_{t+1} são o armazenamento em t e $t+1$.

As incógnitas do problema são Q e S no tempo $t+1$. A relação entre Q e S é estabelecida com base nas curva cota x armazenamento e cota x vazão. A curva cota x armazenamento é função da geometria do reservatório; já a curva cota x vazão depende dos tipos de extravasores do reservatório.

4.3 Modelo Hidrodinâmico

Conforme mencionado, a propagação dos hidrogramas na saída das redes de microdrenagem gerados pelo modelo Schaake foi realizada com um modelo hidrodinâmico.

O modelo hidrodinâmico utilizado foi inicialmente desenvolvido por Villanueva (Villanueva, 1990; Villanueva e Tucci, 1996). O modelo é do tipo rede de condutos, que utiliza equações e sistemas não-lineares, e trata o escoamento sob pressão através da fenda de Preissmann (Cunge e Wegner, 1964; Chaudhry, 1979). Posteriormente o modelo foi ampliado por Ramseyer (1996), e por Neves (2000).

Para a simulação é necessário fornecer ao modelo um arquivo com a discretização dos trechos, neste caso da macrodrenagem, com os seguintes elementos:

- forma dos condutos - que podem ser circulares, retangulares, trapezoidais, ou de seção composta – podendo ser abertos ou fechados;
- a declividade de cada trecho;
- a rugosidade dos condutos;
- o intervalo de tempo de cálculo e o comprimento de cada sub-trecho para o cálculo das diferenças finitas (\mathbf{Dt} e \mathbf{Dx});
- os hidrogramas de entrada nos condutos - que podem entrar no extremo de montante do conduto (através de uma condição de contorno), ou através de contribuições laterais, representado as bocas-de-lobo e rede de microdrenagem afluyente;
- condição de contorno de jusante;
- poços-de-visita (representados pelos nós).

Ao utilizar as equações completas de Saint Venant (equações 4.1 e 4.2), os modelos hidrodinâmicos levam em consideração os principais elementos governantes do fluxo unidimensional. Dessa forma, o modelo utilizado considerou o escoamento em regime supercrítico e subcrítico, condutos trabalhando sob pressão, efeitos de jusante, foi possível representar poços de visita, e a discretização da rede de drenagem esteve mais próxima da realidade.

4.3.1 Equações básicas

Para representar as condições de escoamento e as características físicas do sistema de drenagem, os autores conceberam um modelo considerando que a maior parte do fluxo pode ser representada a partir das equações de Saint Venant, conforme apresentado a seguir.

Ao considerar o fluxo subcrítico com superfície livre o modelo utiliza as equações:

$$\frac{I}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad \text{equação 4.11}$$

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g.A \frac{\partial y}{\partial x} + g.A.S_f = 0 \quad \text{equação 4.12}$$

ao considerar o fluxo supercrítico com superfície livre adota-se uma simplificação do modelo de difusão, com as seguintes equações:

$$\frac{I}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad \text{equação 4.13}$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} + S_f = 0 \quad \text{equação 4.14}$$

para o fluxo sob pressão, as equações são adaptadas utilizando a denominada “fenda de *Preissmann*”, resultando:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{ar^2}{g.A} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{equação 4.15}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g.A.S_f + g.A \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad \text{equação 4.16}$$

onde:

Q : vazão;
 A : área transversal;
 X : comprimento longitudinal;
 t : tempo;
 y : cota da linha da água;
 g : aceleração da gravidade;
 B : largura;
 S_f : declividade da linha de atrito;
 ar : celeridade do golpe de aríete;
 H : altura piezométrica.

A fenda de Preissmann consiste em um prolongamento vertical imaginário a partir do topo do conduto, de largura muito pequena (da ordem de milímetros), conforme figura 4.9. Recorrendo ao artifício da fenda e às equações 4.15 e 4.16 que têm a mesma forma das equações 4.11 e 4.12, resultam dois sistemas de equações equivalente, fazendo $y=H$ e $ar=c=(g.A/B)^{1/2}$.

A pequena largura da fenda impede que o acréscimo de volume seja significativo. A representação do fenômeno não é rigorosa, mas é suficiente para simulação de redes de drenagem urbana (Villanueva e Tucci, 1996).

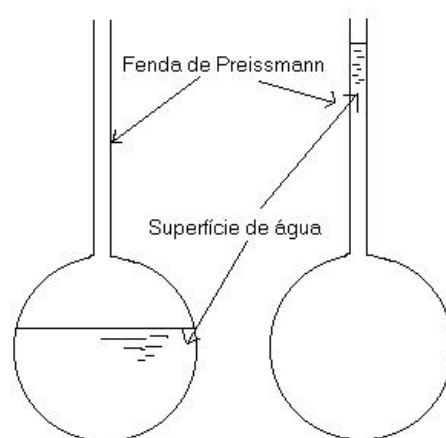


Figura 4.9 – Fenda de Preissmann

4.3.2 Esquema numérico

A solução numérica das equações é feita através do esquema implícito de quatro pontos de Preissmann (1961), onde as variáveis y e Q são as incógnitas nas seções i e $i+1$ entre os intervalos de tempo t e $t+1$ (figura 4.10). Além de ser um esquema bastante difundido na literatura, assegurou estabilidade numérica durante as simulações.

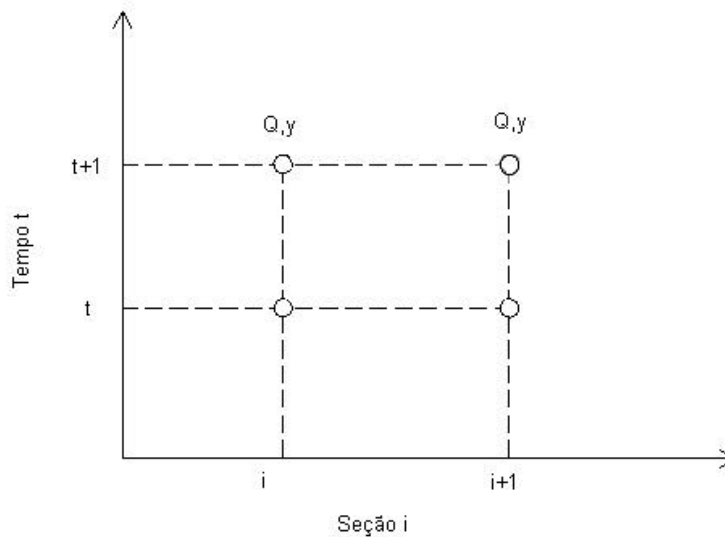


Figura 4.10 – Esquema numérico para solução das equações hidrodinâmicas

A utilização deste tipo de modelagem, que embora resulte em maior trabalho por parte do usuário na elaboração das informações necessárias, e conhecimento dos processos envolvidos durante a fase de condições iniciais e simulações, se justificou pela necessidade de avaliar os efeitos mencionados, especialmente a possibilidade de remanso e interações na rede, além da melhor representação da rede de drenagem.

4.4 Chuva de projeto

Foi utilizada a chuva de projeto do local. Bemfica (1999) obteve a curva I-D-F da região próxima à bacia simulada (equação 4.17)

$$i = \frac{826,8 \cdot TR^{0,143}}{(t + 13,3)^{0,79}} \quad \text{equação 4.17}$$

onde:

i : intensidade máxima da chuva em mm/h;

TR : período de retorno em anos;

t : duração em minutos.

A recomendação da maioria dos autores é de que se utilize a duração da chuva na bacia igual ao tempo de concentração da mesma. A análise à escala de lote conduziria a uma duração de chuva muito pequena, inferior a 3 minutos, levando ao dimensionamento de um microrreservatório com volume insuficiente para eventos mais longos. Por outro lado, o tempo de concentração total da bacia resultou em aproximadamente 1 hora. Desta forma, admitiu-se a duração de 1 hora um valor razoável para este estudo, possibilitando a otimização do volume do microrreservatórios para os eventos de maior duração, e trabalhando de forma integrada os processos hidrológicos na bacia.

A distribuição temporal da chuva foi realizada utilizando a metodologia dos Blocos Alternados (Tucci, 1993), posicionando o pico da chuva na metade (50%) da duração do evento.

Para complementar o trabalho, foram testadas nos reservatórios dimensionados para precipitação de projeto com 1 hora de duração, chuvas com 2 horas de duração à escala de bacia. Foram selecionados alguns eventos observados (chuvas reais) na cidade para a verificação do funcionamento dos dispositivos dimensionados para a chuva de projeto.

4.5 Separação de escoamento

Para determinação da precipitação efetiva, trabalhou-se com o algoritmo de infiltração do SCS. A informação necessária neste algoritmo é o *Curve Number* (CN). O CN é um parâmetro determinado em função das condições antecedentes de umidade e do tipo e cobertura do solo (Chow et. al., 1994).

Neste estudo, o solo e cobertura existentes na bacia foram classificados como do grupo *C*, e assumiu-se que o solo estava em condições normais de umidade. (AMC II).

Na tabela 4.4 são mostrados os CN utilizados para cada uma das superfícies de escoamento, conforme a recomendação de Porto (1995).

Tabela 4.4 – CNs utilizados

Superfície	CN
Telhado	98
Gramma (áreas urbanas)	74
Calçadas e ruas	98

O CN (74) das regiões permeáveis foi obtido para espaços abertos, como parques e campos, em boas condições, com mais de 75% de relva na área.

4.6 Coeficiente de rugosidade – *n* Manning

Da mesma forma, como o CN foi associado aos diferentes tipos de planos de escoamento, houve a necessidade da escolha do coeficiente de rugosidade que mais se aproximasse do tipo de superfície a ser simulada.

Na tabela 4.5 estão os coeficientes recomendados por Bidone e Tucci (1995) e por Chow (1994) para estes tipos de superfície.

Tabela 4.5 – *n* Manning utilizados

Superfície	<i>n</i>
Telhado	0,015
Gramma	0,450
Calçadas	0,015
Ruas (pavimentadas)	0,030
Conduitos fechados	0,020
Sarjetas	0,030

Na rede de drenagem, tentou-se utilizar coeficientes representando as perdas de carga provocadas pelos poços-de-vista e curvas, não representados individualmente.

4.7 Critérios utilizados para o dimensionamento das redes de microdrenagem e macrodrenagem

O conjunto de obras de drenagem em uma bacia urbana, que formam a rede de drenagem urbana, podem ser divididos em dois sistemas distintos: a rede de microdrenagem e a rede de macrodrenagem. A microdrenagem é responsável pela drenagem do escoamento gerado nos lotes, ruas, calçadas, e canais coletores de rede pluvial de loteamentos. A macrodrenagem recebe a contribuição das regiões do entorno, no entanto, o principal ingresso de água no sistema se dá através das redes de microdrenagem para chuvas com tempos de retorno não muito superiores do dimensionamento. Normalmente, a rede de macrodrenagem é adaptada aos talvegues naturais da região, sendo que na grande maioria dos casos encontram-se em regiões mais baixas e potencialmente sujeitas a alagamentos. Para evitar transtornos frequentes, a rede de macrodrenagem é dimensionada para períodos de retorno mais elevados.

A recomendação da maioria dos autores, é de que se utilize a chuva com 5 anos de período de retorno para o dimensionamento das obras de microdrenagem. Para a rede de macrodrenagem, exceto em casos específicos, a recomendação é que se utilize uma vazão com período de retorno de 10 a 25 anos.

Como um dos objetivos do estudo do estudo foi avaliar as diferentes combinações de riscos de projeto para macro e microdrenagem, foram consideradas as seguintes combinações:

- TR 5 anos para microdrenagem e TR 10 anos para macrodrenagem;
- TR 10 anos para microdrenagem e macrodrenagem.

4.8 Critérios utilizados para o dimensionamento dos microrreservatórios

Como uma das propostas do trabalho era gerar resultados que auxiliassem na tomada de decisões quanto ao dimensionamento e funcionamento dos microrreservatórios, procurou-se trabalhar com uma estrutura que fosse simples e de fácil implementação em uma edificação.

Buscou-se estudar um reservatório conforme figura 4.11, composto por uma única câmara, com um descarregador no fundo, e um dispositivo de saída na parte superior, tipo vertedor. O vertedor entra em funcionamento quando há ocorrência de eventos que superem o volume de armazenamento disponível, extravasando diretamente para a rede de drenagem pluvial.

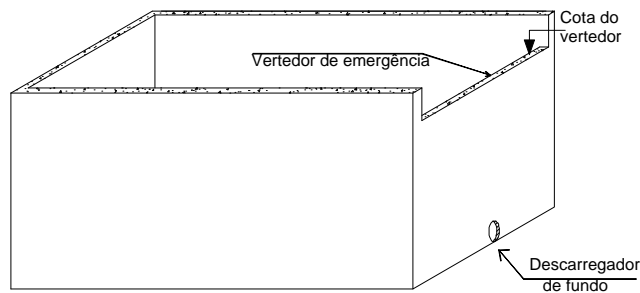


Figura 4.11 – *Layout* do microrreservatório simulado

Considerou-se, para fins de dimensionamento, que o descarregador de fundo estaria trabalhando como um orifício circular por descarga livre (Mello Porto, 2001). Assim a expressão geral para a vazão de saída é

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad \text{equação 4.18}$$

onde:

A : área do descarregador de fundo;

g : aceleração da gravidade;

H : carga hidráulica;

C_d : coeficiente de descarga para considerar as perdas de energia geradas junto ao orifício.

O coeficiente C_d em geral não é constante para um dado orifício, variando com a carga, as condições de fluxo e a viscosidade do líquido (água neste caso). Conforme a tabela 4.6, verifica-se as variações de C_d , para os diferentes diâmetros de descarregadores de fundo, e da carga hidráulica determinados experimentalmente.

Tabela 4.6 – Valores de coeficiente de descarga para orifícios circulares (adaptada de Mello Porto, 2001)

H (m)	Diâmetro do orifício (cm)				
	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
0,20	0,653	0,632	0,609	0,607	0,607
0,40	0,651	0,625	0,610	0,607	0,607
0,60	0,648	0,625	0,610	0,607	0,608
0,80	0,645	0,623	0,610	0,607	0,608
1,00	0,642	0,622	0,610	0,607	0,608
1,50	0,638	0,622	0,610	0,607	0,608
2,00	0,636	0,622	0,610	0,607	0,608

Neste caso, para não utilizar um coeficiente fixo, desconsiderando a variação da carga hidráulica, foram ajustadas curvas para os diâmetros tabelados (tabela 4.6), sendo que todas elas resultaram em um ajuste com R^2 maior que 94%, e essas curvas foram adicionadas ao modelo Schaake, na rotina de propagação no reservatório. Dessa forma, durante a simulação, o modelo identifica o diâmetro do descarregador, e para cada intervalo de tempo assume a curva que considera a variação do coeficiente de descarga (C_d) com a carga hidráulica. Ao final da determinação do C_d , este coeficiente é corrigido segundo a equação 4.19, já que o descarregador está localizado junto ao fundo do microrreservatório, ocorrendo a contração incompleta do jato:

$$C_d^* = C_d \cdot (1 + 0,13 \cdot K) \quad \text{equação 4.19}$$

onde K é a relação entre a parte do perímetro em que há supressão da contração e o perímetro total do orifício. O fator K é recomendado como 0,25 para orifícios junto a

uma parede lateral ou ao fundo do reservatório. Na figura 4.12 estão exemplificados os valores de C_d assumidos pelo modelo contra os valores fornecidos na tabela 4.6.

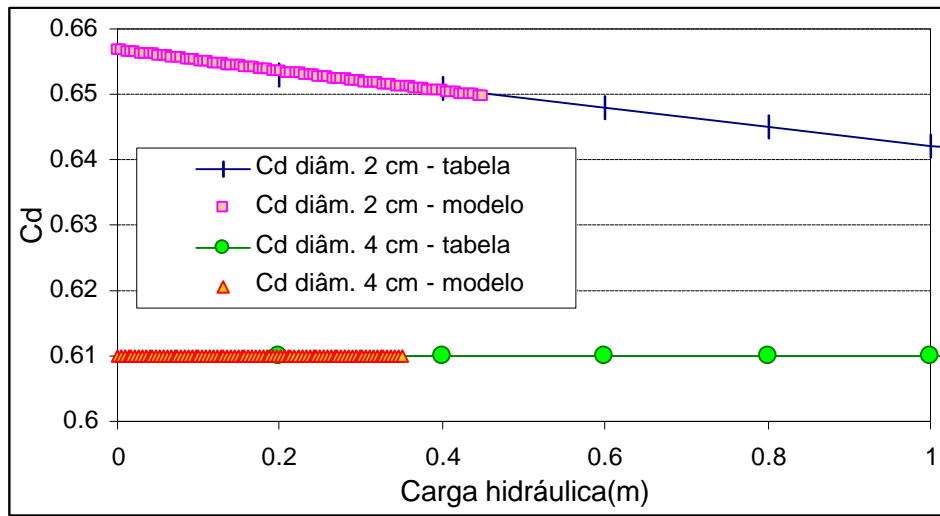


Figura 4.12 – Exemplo de coeficientes de descarga assumidos na simulação e tabelados

O vertedor utilizado no microrreservatório é do tipo retangular, trabalhando com descarga livre. A largura da soleira do vertedor foi considerada igual à largura do microrreservatório, de forma a não haver contrações laterais.

A equação 4.20 fornece a vazão de saída para este tipo de vertedor (Mello Porto, 2001).

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_v \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot L \cdot (Z - Z_w)^{1,5} \quad \text{equação 4.20}$$

onde:

C_v : coeficiente de descarga do vertedor;

g : aceleração da gravidade;

L : largura do soleira do vertedor;

Z : altura da água sobre a soleira do vertedor;

Z_w : altura do vertedor.

O coeficiente de descarga do vertedor foi determinado conforme a equação 4.21 obtida por Rehbock (1929, apud Mello Porto, 2001) para o coeficiente de descarga de um vertedor retangular:

$$C_v = \left\{ 0,635 + 0,0813 \cdot \left[\frac{(h+0,0011)}{P} \right] \right\} \cdot \left[1 + \left(\frac{0,0011}{h} \right) \right]^{\frac{3}{2}} \quad \text{equação 4.21}$$

onde:

h : é a carga sobre a soleira do vertedor, e deve variar entre 0,03m e 0,75m;

P : é a altura da soleira do vertedor devendo ser maior que 0,30m.

Deve-se também avaliar que h seja menor que P , e que a largura do vertedor seja maior que 30 cm.

A vazão de saída do microrreservatório é dada pela soma da vazão do descarregador de fundo e de extravasamento pelo vertedor. Durante o dimensionamento dos microrreservatórios, foram evitadas alturas inferiores a 30 cm para trabalhar dentro dos limites de validade da equação 4.21, e alturas superiores a 1 m. Essa restrição na altura superior foi utilizada, porque em muitos casos há uma grande dificuldade na conexão destas estruturas com a rede de drenagem pluvial pública, em função da declividade necessária na rede de ligação entre o lote e rede coletora.

O dimensionamento dos microrreservatórios foi realizado com o modelo Schaake, através de tentativas, otimizando o mesmo, até atingir a vazão de restrição admissível na saída do lote, para chuvas com 5 e 10 anos de TR, com 1 hora de duração.

4.9 Análise de custos das redes de drenagem

Conforme discutido no item 4.7, normalmente as obras de microdrenagem são dimensionadas para 5 anos de TR, e as de macrodrenagem para 10 anos. Se a bacia fosse planejada, de forma que todos os lotes controlassem os aumentos de vazão provocados pela impermeabilização em microrreservatórios, as redes de microdrenagem e macrodrenagem poderiam ser dimensionadas para menores vazões de pico. A consequência direta deste controle parcial dos volumes nos microrreservatórios, já que

os dispositivos não controlam os excessos de volume gerados pela impermeabilização das ruas e calçadas, é uma economia na implantação das redes de drenagem.

Partindo desta consideração, foram realizadas análises econômicas para implantação das redes de micro e macrodrenagem para as diferentes combinações de tempo de retorno de projeto. Os custos foram estimados através de uma curva contínua que relaciona custos x condutividade hidráulica (Allasia, 2002), através da equação 4.22. Os dados para a elaboração da curva foram obtidos junto ao Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre – DEP/POA, que mantém atualizada uma tabela de custos para condutos circulares e retangulares. Nestes custos estão incluídos todos os insumos (aquisição, escavação, poços-de-visita, bocas-de-lobo, mão-de-obra, etc.) para implantação da rede de drenagem.

$$Custo = d \cdot (k - b)^c \quad \text{equação 4.22}$$

onde k é a condutividade hidráulica e b , c e d , coeficiente do ajuste da equação, conforme o tipo de seção:

Para condutos circulares

$$d = 88,84$$

$$b = -1,704$$

$$c = 0,631$$

Para condutos retangulares

$$d = 112,61$$

$$b = -0,545$$

$$c = 0,548$$

A variável k é um valor próprio da seção do conduto, independentemente da topografia, obtida a partir da equação de Manning

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{equação 4.23}$$

reunindo as características da seção do conduto na variável k , resulta

$$Q = k \cdot S^{1/2} \quad \text{equação 4.24}$$

onde:

Q : vazão máxima no conduto trabalhando em condições de superfície livre;

A : área transversal do conduto;

n : coeficiente de rugosidade de Manning;

R : raio hidráulico da seção (relação entre área e perímetro molhado);

S : declividade do conduto (m/m).

Como neste estudo, as declividades das redes de macro e microdrenagem mantiveram-se inalteradas, as vazões máximas são conservadas.

Na figura 4.13 são mostradas as curvas de custos utilizadas, e na tabela 4.7 encontram-se alguns valores de k para tubulações circulares e galerias.

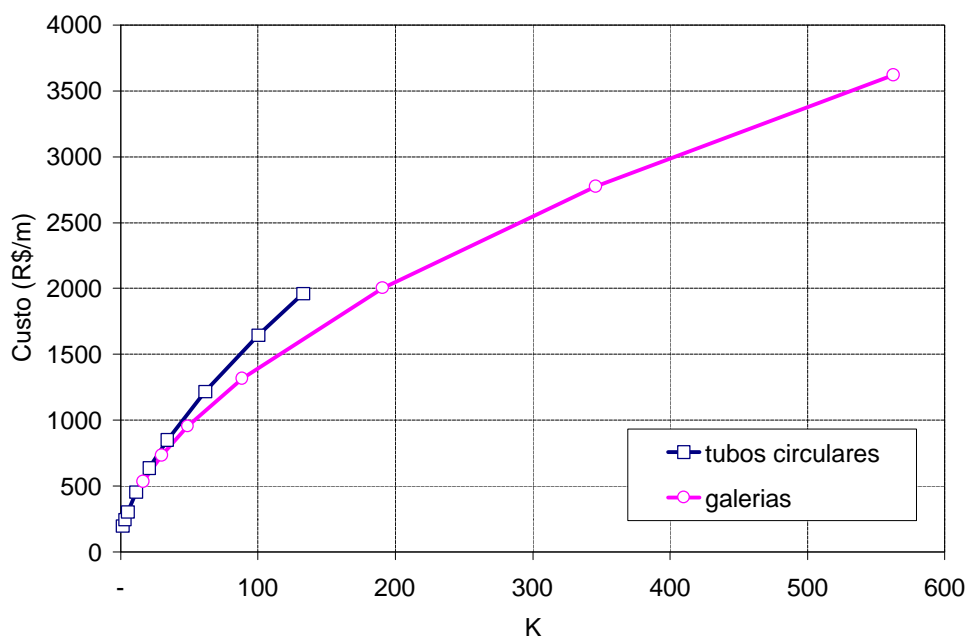


Figura 4.13 – Curva de custos para as redes de drenagem

A análise foi realizada comparando os custos necessários para implantação de redes de micro e macrodrenagem, com capacidade suficiente para escoar as vazões geradas na bacia sem o controle distribuído, e as vazões escoadas com o controle para cada vazão de restrição selecionada. A opção pela utilização de tubos circulares ou retangulares foi função da economia. Sempre buscando um dimensionamento mais

econômico, utilizou-se uma curva até o momento em que a outra passasse a ser mais econômica.

Como na rede de microdrenagem não são utilizados diâmetros inferiores a 30 cm, esse foi o limite inferior da curva, portanto podem ter ocorrido pontos da rede em que o conduto esteja trabalhando com excesso de capacidade.

Tabela 4.7 – Valores de condutividade hidráulica para tubos circulares e galerias

Tubos circulares		Galerias		
Diâmetro (m)	k	Base (m)	Altura (m)	k
0,30	0,42	0,80	0,80	16,56
0,40	1,82	1,00	1,00	30,04
0,50	3,30	1,20	1,20	48,84
0,60	5,36	1,50	1,50	88,57
0,80	11,55	2,00	2,00	190,76
1,00	20,95	2,50	2,50	345,90
1,20	34,06	3,00	3,00	562,50
1,50	61,76			
1,80	100,44			
2,00	133,03			

4.10 Análise de custos dos microrreservatórios

Os custos de implantação dos microrreservatórios foram estimados através do material e mão-de-obra necessários para construção das estruturas. Foram contempladas duas possibilidades de execução do microrreservatório: concreto armado ou alvenaria.

O microrreservatório no lote pode estar localizado em um jardim, sob a laje de alguma dependência, ou até mesmo sob o acesso de veículos, a critério do proprietário. Considerando que os microrreservatórios sejam executados enterrados para facilitar a adaptação dentro do lote, há necessidade de uma laje de cobertura. Portanto, para contemplar a pior situação possível em termos estruturais, considerou-se uma laje de

cobertura de 12 cm (item 6.1.1.1 da NBR 6118 - espessura mínima da laje destinada à passagem de veículos) para os dois tipos de microrreservatórios.

O microrreservatório executado em concreto deve ter paredes armadas com capacidade de suporte das cargas da laje de cobertura, e para que haja distribuição uniforme das cargas no solo deve estar assentado sobre uma base armada. As paredes e base armadas foram dimensionadas com 6 cm de espessura.

Para o microrreservatório em alvenaria, considerou-se paredes de 15 cm, sem revestimento, executada com tijolos maciços (autoportantes) com capacidade de suporte das cargas da laje de cobertura, e base armada de 6 cm de espessura.

O custo dos materiais e mão-de-obra para execução dos microrreservatórios foram obtidos a partir de tabelas de preços praticados pelo DAER/RS e recomendados para orçamento na Regional Sul do mês Fevereiro de 2002. Estes materiais foram escolhidos porque a instalação dos microrreservatórios normalmente está vinculada às obras da edificação no lote, e portanto tanto materiais quanto mão-de-obra estão disponíveis, tornando mais econômica a estrutura.

Foram analisados os custos envolvidos na implantação dos microrreservatórios dimensionados para chuvas com 5 e 10 anos de TR.

5. Análise do impacto dos microrreservatórios

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos para os objetivos propostos neste estudo, e algumas verificações que não faziam parte do escopo do trabalho, mas surgiram com a necessidade de esclarecimento de algumas observações.

Durante a apresentação dos resultados é mencionado o parâmetro eficiência como indicador do impacto com os microrreservatórios. Definiu-se a eficiência, neste caso, como uma relação entre as vazões escoadas, dadas pela seguinte equação

$$e' = \frac{Q - Q_{sMR}}{Q_{nat} - Q_{sMR}} \quad \text{equação 5.1}$$

onde:

e' : eficiência;

Q : vazão de pico no trecho;

Q_{sMR} : vazão de pico no trecho para a bacia sem microrreservatório;

Q_{nat} : vazão de pico no trecho obtida para a bacia permeável.

Analisando os termos da equação, percebe-se que a eficiência só é de 100% se Q é igual a Q_{nat} , ou seja, a eficiência máxima seria possível se os microrreservatórios fossem capazes de controlar as vazões geradas nas ruas e calçadas, devolvendo à bacia as vazões de pico existentes na situação anterior à ocupação.

Para a definição das vazões necessárias para a determinação da eficiência dos microrreservatórios, uma série de simulações foram realizadas e são apresentadas a seguir.

5.1 Simulações para a bacia com diferentes impermeabilizações

Neste item são apresentados os resultados das simulações obtidas para as diferentes possibilidades de cobertura do solo na bacia (bacia com lotes de 300m² e bacia com lotes de 600m²). A análise foi realizada para quantificar os impactos decorrentes da alteração da cobertura do solo, e a obtenção de vazões que foram tomadas como valores de referência durante o transcorrer do estudo.

5.1.1 Bacia permeável

Uma primeira simulação foi realizada, considerando a bacia na situação anterior à ocupação. Para essa finalidade, todas as superfícies simuladas foram consideradas permeáveis (CN 74).

Durante as simulações com o modelo Schaake, verificou-se que a direção do escoamento dentro do lote (transversal - figura 5.1a; longitudinal - figura 5.1b) produzia diferenças significativas na definição da vazão de pré-urbanização, conforme a figura 5.2.

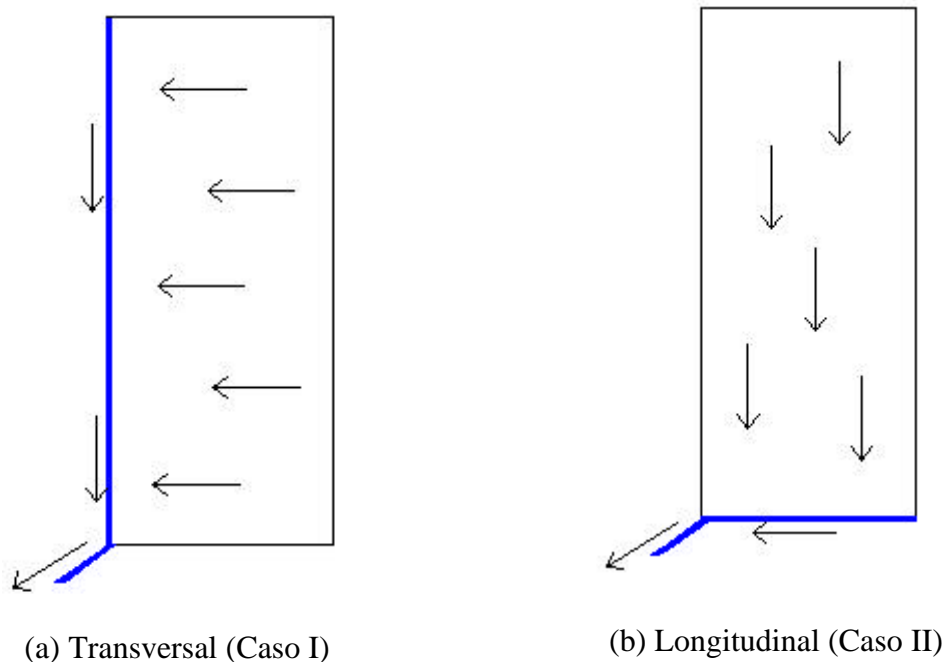


Figura 5.1 – Sentido do escoamento no lote

Dessa forma, para retratar as possíveis situações de escoamento no interior do lote, foram realizadas duas simulações com o modelo Schaake: uma com o escoamento no sentido longitudinal e outra no sentido transversal. Para determinar a vazão de pré-urbanização resultante, fez-se uma média com os hidrogramas de saída do modelo da onda cinemática para as duas situações de escoamento no lote (o hidrograma médio é mostrado na figura 5.2).

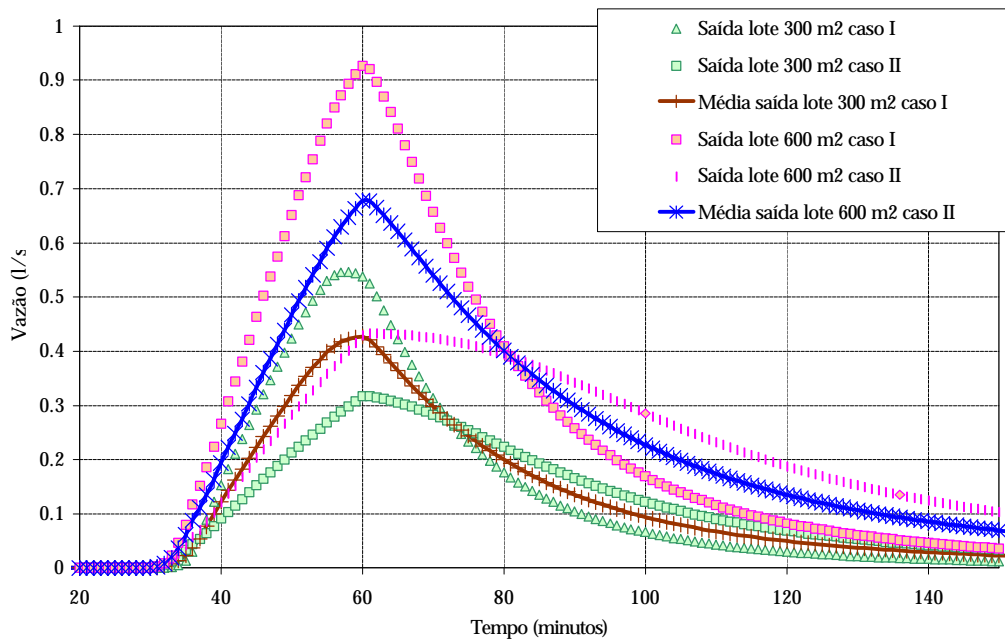


Figura 5.2 - Vazões de restrição para diferentes condições de escoamento no lote exemplo para chuva de 1 hora e 10 anos de TR

Os valores das vazões de pré-urbanização resultantes da simulação nos lotes foram comparados com métodos freqüentemente aplicados para a determinação desta vazão. Para os mesmos lotes e mesma duração de chuva, utilizou-se o método Racional e o Hidrograma Unitário (HU) do SCS.

Para o utilizar o método Racional, foi determinado o coeficiente de escoamento (C) resultante da simulação no lote com o modelo Schaake, através da relação entre o volume escoado e o volume precipitado. O coeficiente de escoamento resultante foi de 0,10, que embora seja um valor relativamente baixo, encontra-se na faixa de valores esperado para este tipo de cobertura vegetal (Tucci, 1993). O tempo de duração da chuva utilizado no cálculo foi de 1 hora, seguindo o critério utilizado para o dimensionamento com o modelo numérico.

Para o HU do SCS (metodologia foi apresentada no item 3.1.1), adotou-se o mesmo CN (74) e a chuva (1 hora) utilizada no modelo da onda cinemática (Schaake). A tabela 5.1 mostra as vazões de pré-urbanização nos lotes para os diferentes métodos.

Tabela 5.1 – Vazões de pré-urbanização para 3 metodologias

	Área do lote (m ²)	Método Racional (l/s)	HU-SCS (l/s)	Modelo Schaake (l/s)
TR 5 anos	300	0,29	0,14	0,25
	600	0,58	0,27	0,35
TR 10 anos	300	0,32	0,20	0,42
	600	0,64	0,38	0,68

Conforme a tabela 5.1, verifica-se que o método racional, com relação ao modelo da onda cinemática, forneceu valores de vazão superiores para o TR de 5 anos e valores inferiores para 10 anos de TR. O hidrograma unitário do SCS produziu as vazões mais baixas quando comparadas aos resultados da onda cinemática e aos cálculos obtidos pelo método racional. Como a seqüência do estudo se deu com o modelo Schaake, e para haver coerência nos processos, as vazões de pré-urbanização utilizadas foram as resultantes da simulação numérica.

Após a simulação dos lote e rede de microdrenagem, a média dos hidrogramas na saída das redes de microdrenagem nas sub-bacias foi feita antes da propagação nas redes de macrodrenagem com o modelo hidrodinâmico. A figura 5.3 mostra apenas o hidrograma saída da bacia, resultante das simulações na macrodrenagem, para a bacia permeável.

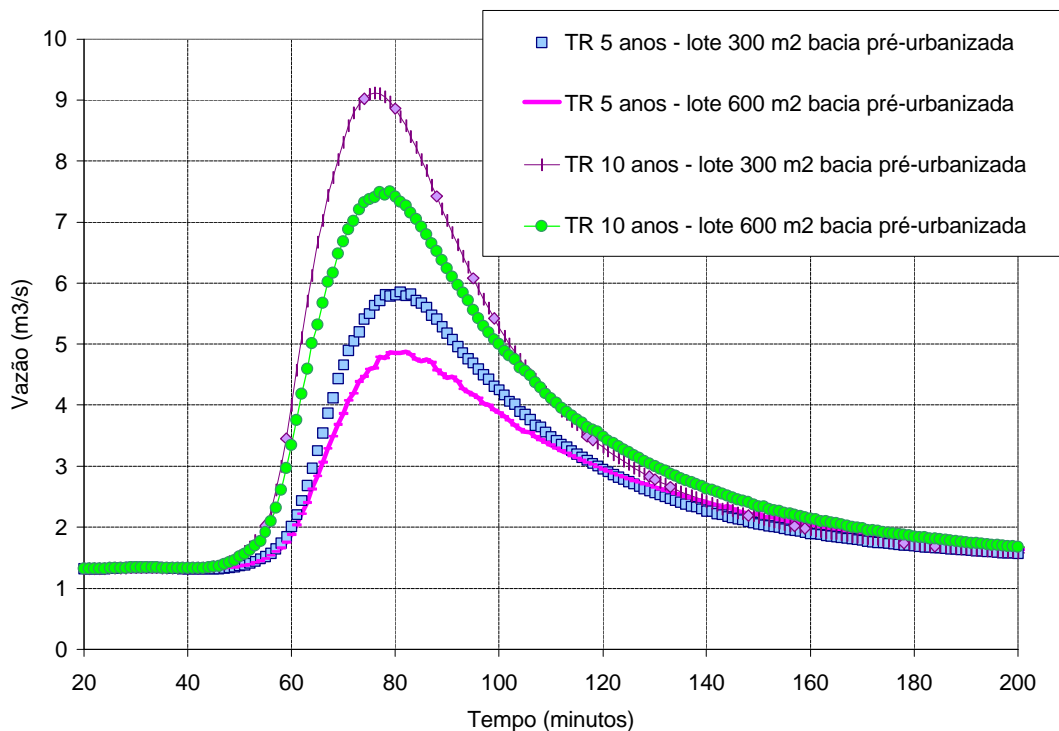


Figura 5.3 – Hidrograma na saída da bacia pré-urbanização

Na bacia formada com lotes de 300 m², a vazão de pico foi superior à obtida para os lotes com 600 m² de área. Essa diferença ocorreu porque ao definir planos de escoamento nos lotes, indiretamente foi aumentada a velocidade do escoamento; dessa forma, nas superfícies dos lotes de 300 m² os planos de escoamento são menores e os volumes escoados chegaram rapidamente aos canais coletores. Além deste fato, a utilização das redes de drenagem para escoar as vazões geradas na bacia faz com que haja uma melhor eficiência hidráulica na drenagem. Em uma bacia sem ocupação, a água converge por caminhos preferenciais até as partes mais planas, podendo ficar armazenada ou escoar para as partes baixas; portanto, a solução adotada na simulação é uma simplificação, e a vazão de pico em uma situação real seria provavelmente mais baixa, e os resultados poderiam ter sido os mesmos, independentemente do tamanho dos lotes.

Verificação

Com a finalidade de verificar a sensibilidade da variação da vazão de pré-ocupação mediante alterações no parâmetro de infiltração (CN), foram determinadas novas vazões de restrição para diferentes CNs nos lotes de 300 m². Selecionaram-se 3

novos CNs recomendados pela literatura para áreas não urbanizadas, localizadas em bacias urbanas:

- CN 70 – solo tipo C, com cobertura de árvores;
- CN 77 – solo tipo A, em zonas residenciais, com lotes menores a 500 m² com menos de 65% da área impermeável;
- CN 80 – solo tipo D, com relva em mais de 75% da área.

Na figura 5.4 é mostrada a variação da vazão de pré-urbanização para os diferentes CNs, inclusive para o CN 74 utilizado durante o estudo.

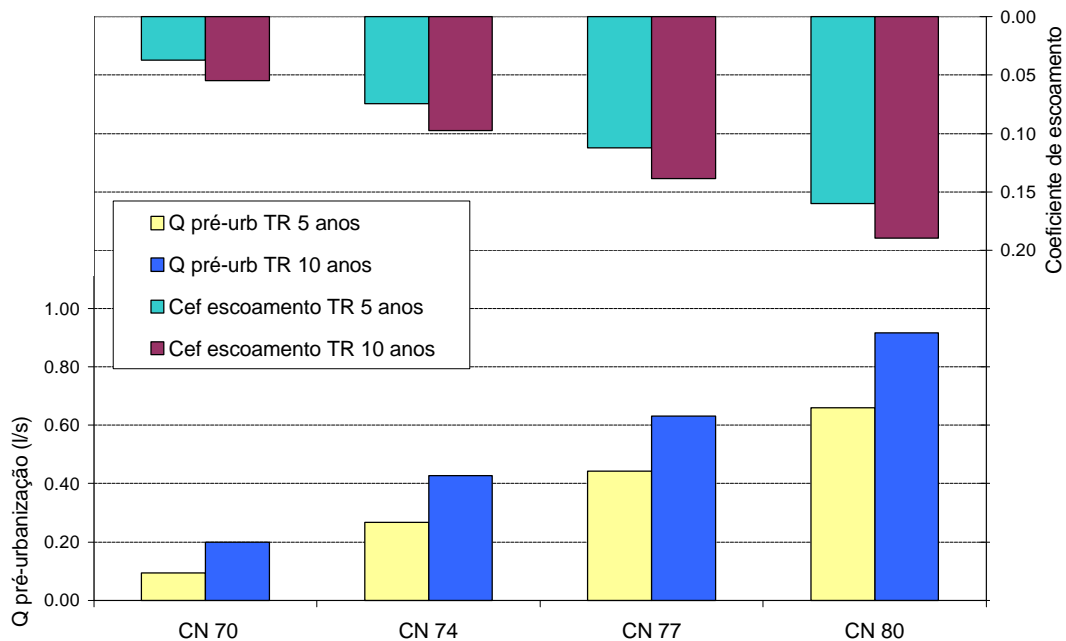


Figura 5.4 – Vazão de pré-urbanização para diferentes CNs

A vazão de pré-urbanização mostrou-se altamente sensível às alterações no CN. Por ser um parâmetro de grande subjetividade na sua determinação, dependendo muito da experiência do projetista (quando não há dados de campo), fica a recomendação do levantamento de informações sobre as características do solo do local em que se está projetando, incorrendo em menores erros, e muitas vezes projetando com custos menores.

Outro parâmetro que produz diferenças significativas na determinação da vazão de pré-urbanização é a duração da chuva. Durante o estudo considerou-se uma chuva com 1 hora de duração (mesmo tempo de concentração da bacia); no entanto, se o critério houvesse sido outro, poderiam resultar diferentes vazões de restrição para o mesmo CN 74, conforme a figura 5.5, onde são mostrados os resultados obtidos para as simulações com chuvas de meia, 1, 1 e meia e 2 horas de duração.

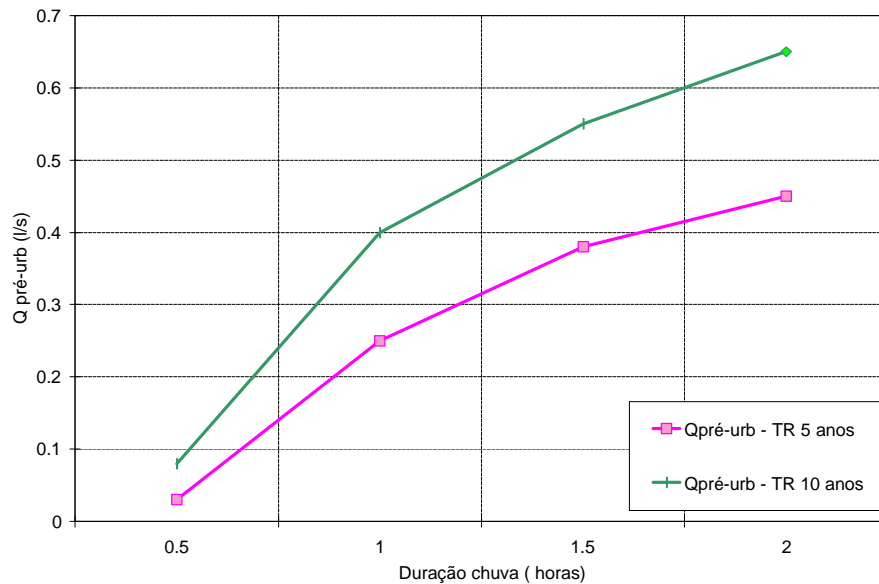


Figura 5.5 – Vazão de pré-urbanização para diferentes durações de chuva

Para meia hora de chuva os lotes praticamente não geram escoamento superficial e as vazões de pico resultaram extremamente baixas. Para durações iguais e maiores a 1 hora, as diferenças entre a vazão de pré-urbanização para 5 anos de TR e para 10 anos de TR foram maiores.

Considerando as diferentes durações da chuva, foram dimensionados microrreservatórios para o lote de 300 m², com a finalidade de verificar os volumes necessários para armazenamento. À exceção da chuva de meia hora, os volumes de armazenamentos não variaram muito para o mesmo tempo de retorno e para as diferentes durações de chuva; da mesma forma, para a mesma duração de chuva e diferentes tempos de retorno a variação de volumes não foi significativa, embora as vazões de restrição tenham aumentado consideravelmente para as durações mais longas de chuva (figura 5.6). Para a chuva de meia hora, ocorreu um aumento considerável no

volume de armazenamento para 10 anos de TR com relação ao armazenamento para 5 anos de TR, embora as vazões de restrição estivessem próximas. O acréscimo de volume escoado foi consequência do maior volume precipitado e perda da capacidade de infiltração para esta chuva.

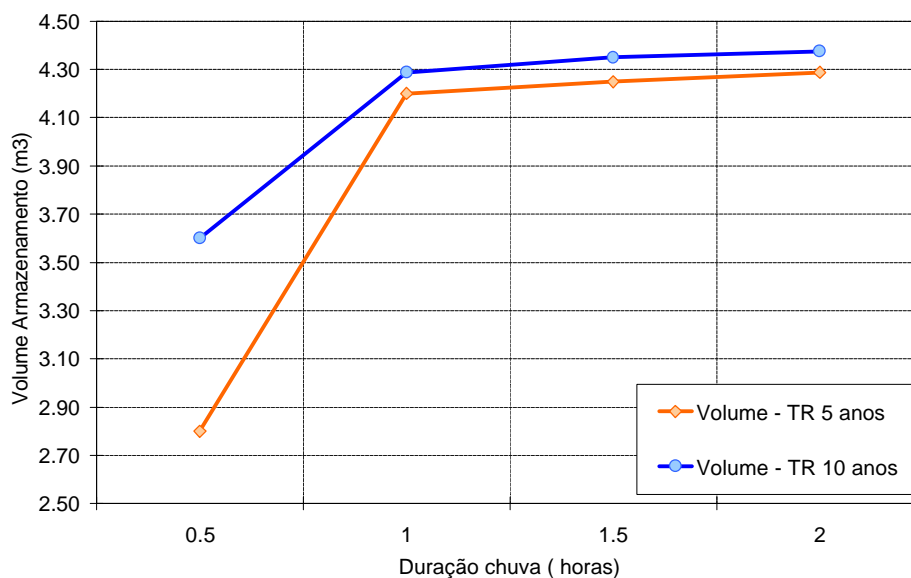


Figura 5.6 – Volume de armazenamento para diferentes durações de chuva

A partir desta verificação, pode-se dizer que para chuvas de mesmo TR e de durações superiores à chuva de 1 hora usada no dimensionamento dos microrreservatórios, o extravasamento da estrutura leva a pequenos volumes excedentes, dada a pouca variabilidade dos volumes encontrados nesta análise.

5.1.2 Impacto causado pela impermeabilização das ruas

Esta verificação foi realizada para posterior comparação da eficiência com os resultados obtidos para a bacia com controle na fonte, visto que as vazões geradas nas ruas e calçadas não são controladas pelos microrreservatórios nos lotes.

Esta simulação foi realizada considerando-se que os lotes permaneçam na condição de pré-ocupação, ou seja, com CN 74 definido para o terreno em seu estado permeável, e as ruas e calçadas com o CN 98 adotado para essas superfícies

impermeáveis. Para esta simulação, conforme citado no item 5.1.1, houve a necessidade de uma dupla simulação, para considerar os dois casos de escoamento dentro do lote.

Os hidrogramas na saída da bacia e sub-bacias têm o mesmo comportamento, portanto são mostradas apenas as vazões na saída da bacia (figura 5.7).

Comparando os resultados obtidos para as duas bacias com diferentes tamanhos de lotes simulados, constata-se que a vazão de pico na saída da bacia foi praticamente a mesma, diferentemente do que havia sido constatado no item anterior. Isso ocorreu porque a impermeabilização das ruas e calçadas provocou um grande acréscimo nas vazões, preponderando sobre a vazão de pré-urbanização dos lotes, e nas duas bacias estes planos têm a mesma área não provocando assim alterações nos resultados. Com relação à vazão de pré-urbanização, a impermeabilização das ruas e calçadas (correspondente a 16% da área da bacia), provocou um acréscimo médio de 3,7 vezes na vazão escoada no estágio anterior à ocupação.

A impermeabilização das ruas e calçadas causou uma redução no tempo de pico das vazões na saída da bacia em quase meia hora, com relação à situação de pré-urbanização, que acontecia aproximadamente aos 75 minutos, passando para 45 minutos.

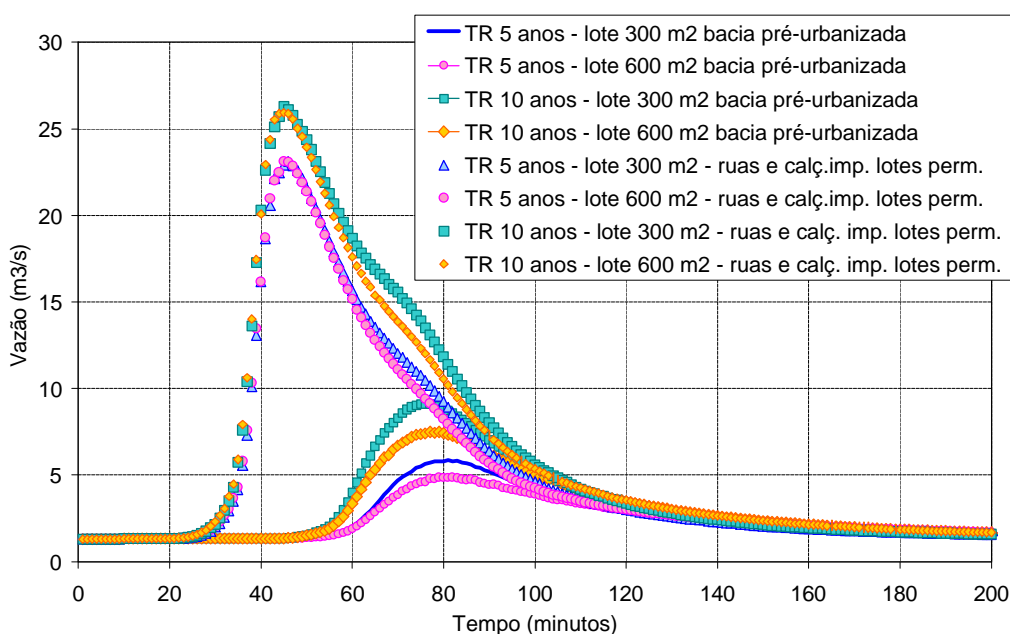


Figura 5.7 – Hidrograma na saída da bacia – chuva de 1 hora impacto na bacia pela impermeabilização das ruas e calçadas

5.1.3 Impacto causado pela impermeabilização dos lotes

O acréscimo na vazão de pico causado exclusivamente pela impermeabilização dos lotes foi determinado, visto que os microrreservatórios são responsáveis pelo controle deste acréscimo de vazões unicamente.

Para esta simulação, considerou-se os CNs previstos para os diferentes tipos de superfície dentro de cada lote. Já as ruas e calçadas mantiveram o CN em seu estado permeável, ou seja aqueles utilizados para a simulação da bacia pré-urbanizada. A impermeabilização nos lotes resultou em uma bacia com 43% de área impermeável. O hidrograma na saída da bacia, resultante da simulação é apresentado na figura 5.8.

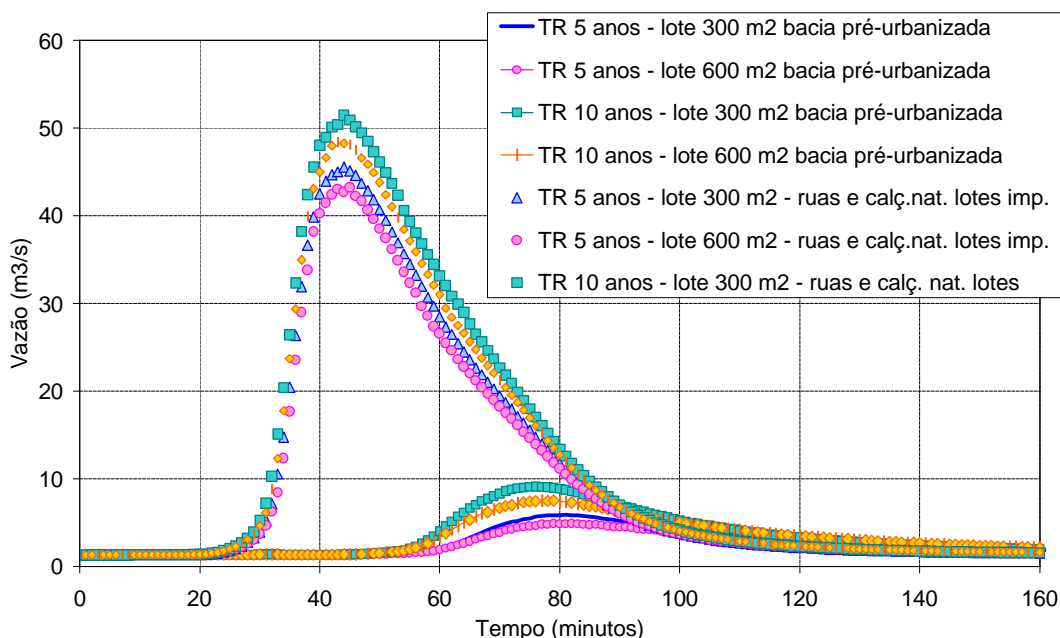


Figura 5.8 – Hidrograma na saída da bacia – chuva de 1 hora
impacto na bacia pela impermeabilização dos lotes

Conforme o hidrograma, para a bacia com lotes de 300m² o acréscimo na vazão de pico, com relação à bacia pré-urbanizada, foi de cerca de 5,6 vezes para 10 anos de TR e de 7,7 vezes para 5 anos de TR. Para a bacia com lotes de 600m², este acréscimo foi da ordem de 6,5 vezes para 10 anos de TR e de 8,8 vezes para 5 anos de TR.

Nas duas bacias simuladas, a chuva com 5 anos de TR gerou um impacto maior com relação à bacia permeável. A bacia permeável permitia uma maior infiltração do

escoamento gerado para a chuva com 5 anos de TR que para a chuva de 10 anos de TR, pois a capacidade de infiltração do solo já estava diminuindo como função do maior volume precipitado. Ao impermeabilizar os lotes, as superfícies de infiltração foram reduzidas, e a capacidade de infiltração foi perdida para os volumes antes infiltrados para a chuva de 5 anos.

O tempo de pico dos hidrogramas na saída da bacia, assim como havia acontecido para a análise isolada da impermeabilização das ruas e calçadas, diminuiu em cerca de meia hora com relação à situação de pré-urbanização.

5.1.4 Impacto causado pela impermeabilização dos lotes e ruas

A simulação contemplando a bacia em estágio posterior à impermeabilização dos lotes, calçadas e ruas serviu para quantificar os acréscimos nas vazões de pico com relação à bacia pré-urbanizada, sem as estruturas de controle na fonte.

A impermeabilização dos lotes, ruas e calçadas resultou em 59% de área impermeável na bacia. Na figura 5.9 é mostrado o hidrograma na saída da bacia para esta condição, onde não se utilizou os microrreservatórios.

Para a chuva com 10 anos de TR, ocorreu um aumento médio na vazão de pico na saída da bacia de cerca de 8,4 vezes para os lotes com 300 m² e 600 m². Já para a chuva com 5 anos de TR esse impacto foi maior, a vazão na saída da bacia foi aproximadamente 12 vezes superior à vazão gerada na bacia permeável.

Na figura 5.10 são exemplificadas as alterações nas vazões escoadas na bacia formada pelos lotes com 300 m² para as diferentes coberturas de solo analisadas.

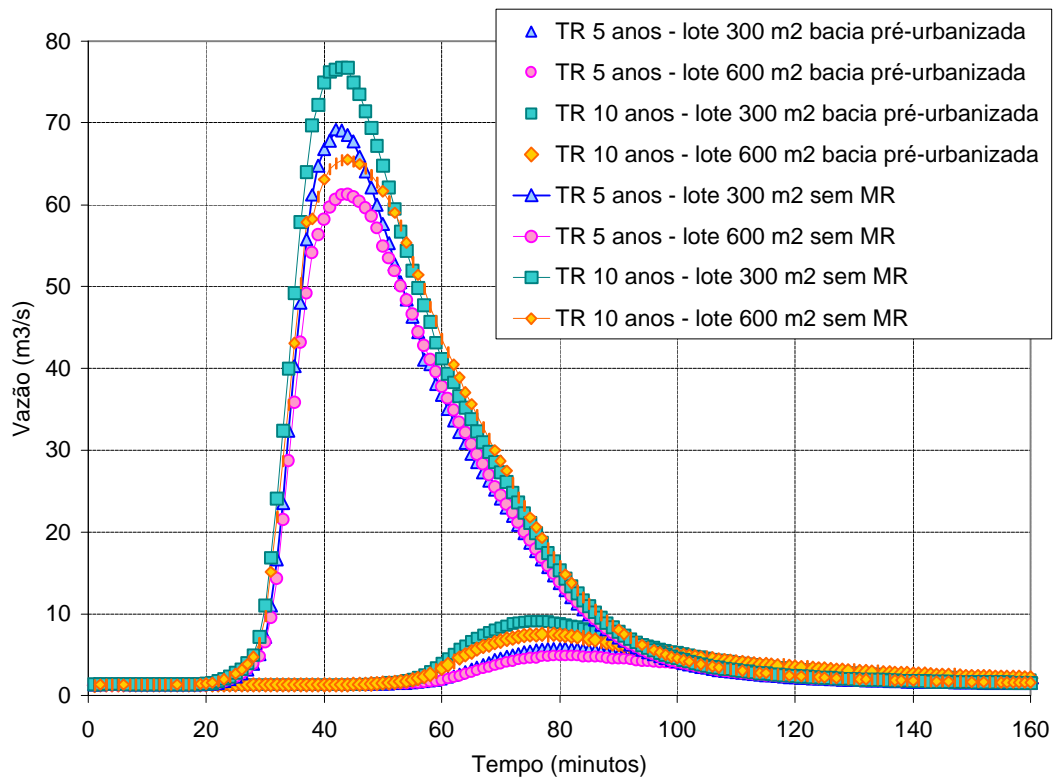


Figura 5.9 – Hidrograma na saída da bacia – chuva 1 hora com lotes urbanizados, ruas e calçadas impermeáveis

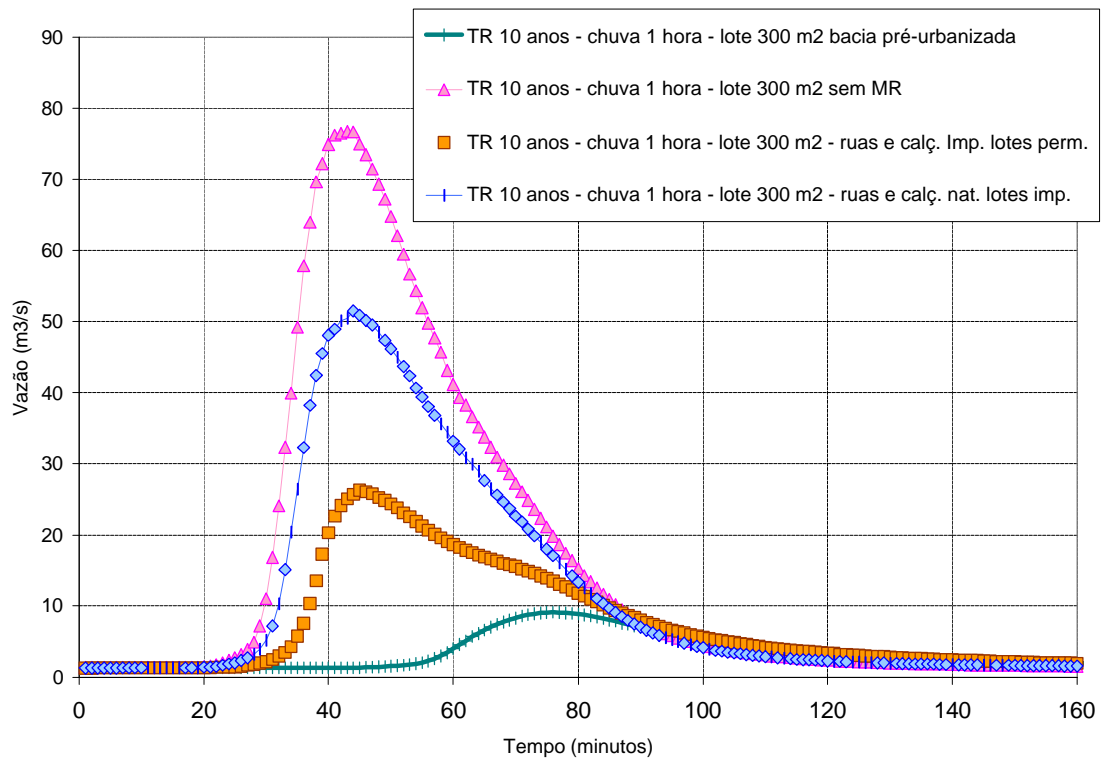


Figura 5.10 – Hidrograma na saída da bacia – chuva 1 hora 10 anos TR lotes 300 m² – diferentes coberturas do solo

5.2 Dimensionamento dos microrreservatórios

Definidas as vazões de pré-urbanização para os dois tamanhos de lote e para os diferentes tempos de retorno, foi necessário o dimensionamento dos microrreservatórios para dar seqüência às simulações com o controle na fonte.

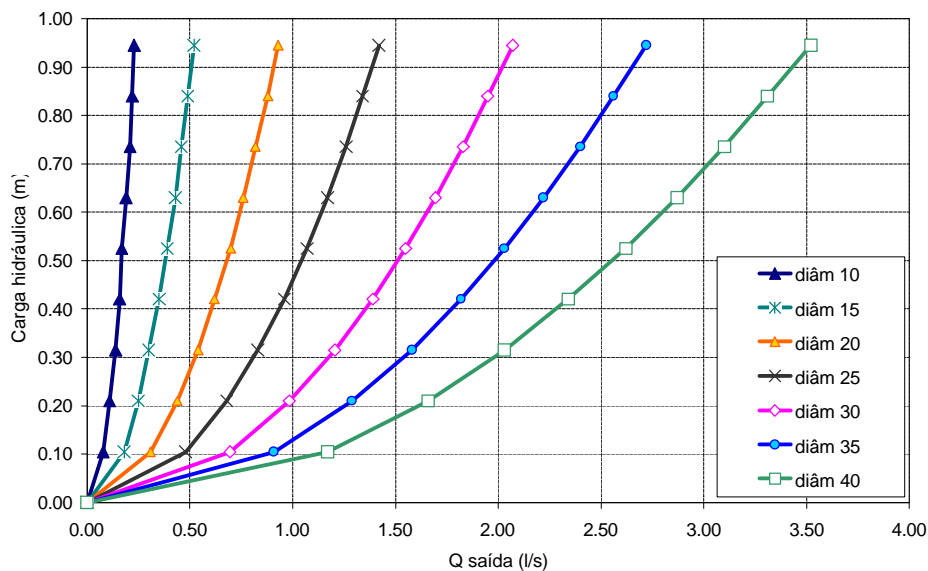
Conforme citado no item 4.8, a recomendação da maioria dos autores é que se projetem reservatórios capazes de limitar a vazão na saída do lote ao valor da vazão de pré-urbanização. Durante o processo de dimensionamento, verificou-se que os microrreservatórios para controlar a vazão de pré-urbanização estavam resultando em estruturas de funcionamento questionável em situações reais, devido aos pequenos descarregadores de fundo. Essa hipótese foi sustentada pelo trabalho de Agra (2001), que apontou os descarregadores de fundo de pequenas dimensões como um dos maiores problemas para o bom funcionamento do microrreservatório.

Dessa forma, decidiu-se dimensionar novos microrreservatórios para vazões de restrição maiores na saída dos lotes. As novas vazões de restrição foram sendo avaliadas segundo o critério preferencial de aumento do diâmetro do descarregador de fundo. Como a vazão de saída no descarregador de fundo é função da carga hidráulica sobre o orifício (quanto maior a altura de água sobre o descarregador, menor deve ser seu diâmetro para a mesma vazão de restrição), a solução adotada para adequar a vazão de saída dos microrreservatórios e não reduzir os diâmetros dos descarregadores de fundo, que já eram pequenos, foi em alguns casos a redução da altura das estruturas. Houve casos em que foi possível aumentar a altura e reduzir a área em planta dos microrreservatórios, indicando que talvez o descarregador de fundo poderia ter sido pouco maior.

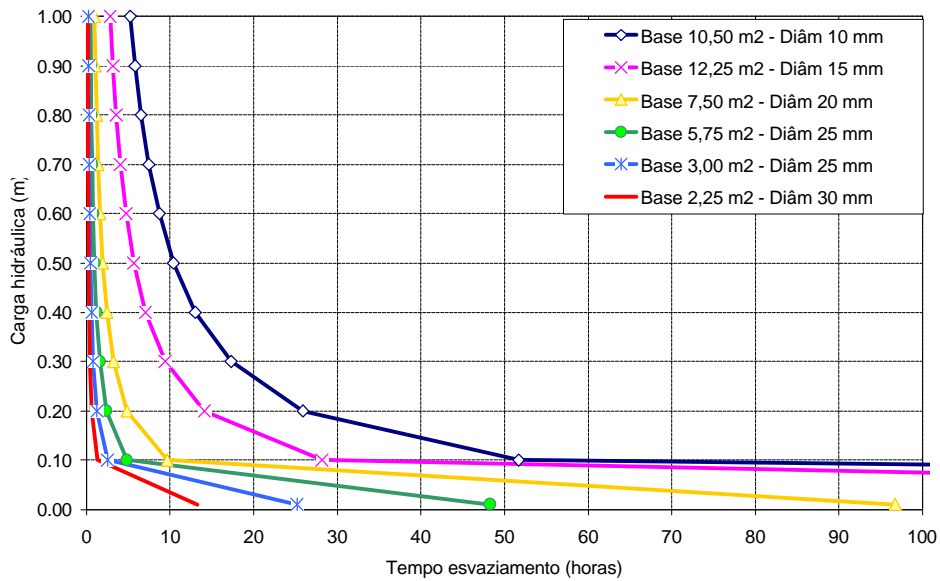
Os microrreservatórios foram dimensionados para os lotes com 300 m² e 600 m², para vazões de restrição entre a vazão de pré-urbanização até cinco vezes este valor, para chuvas com 5 e 10 anos de TR com 1 hora de duração; e ainda, com o objetivo de selecionar as estruturas operacionalmente mais eficientes, foram dimensionados microrreservatórios trabalhando *on-line* e *off-line*. As características resultantes do dimensionamento para as diferentes vazões de restrição são apresentadas a seguir em forma de tabelas onde:

- tempo de armazenamento: tempo contado a partir do instante que o microrreservatório passa a armazenar água, até o esvaziamento da estruturas (instante em que a água atinge a cota superior do descarregador de fundo, deixando de trabalhar afogado);
- tempo de esvaziamento: tempo necessário para o nível da água baixar até atingir a cota superior do descarregador de fundo, a partir do instante em que ocorreu a vazão máxima;
- ocupação no lote: representa o percentual da área em planta no lote que a estrutura de reservação ocupa;
- volume útil: o volume disponível para armazenamento sem que ocorra extravasamento.

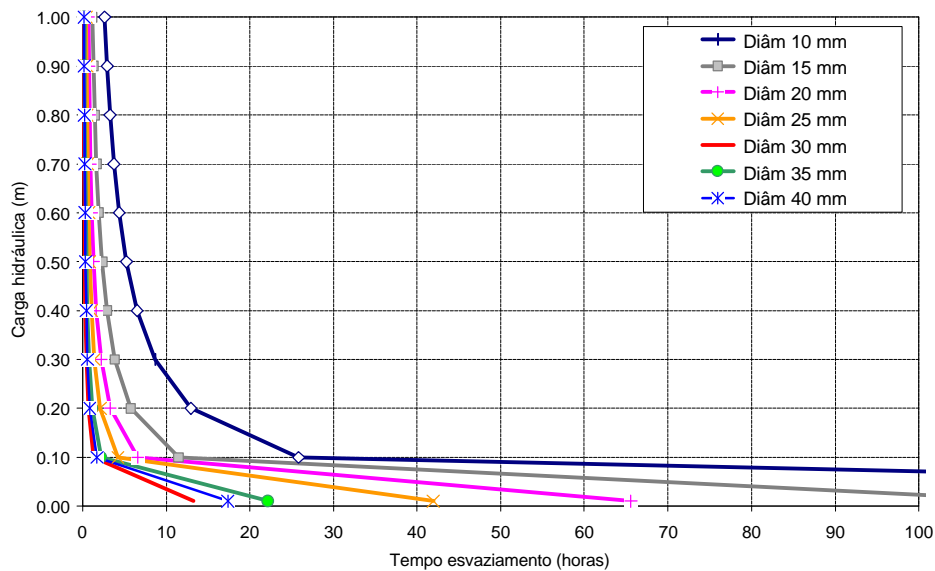
Na figura 5.11 são apresentadas curvas características dos microrreservatórios para diferentes diâmetros de descarga e carga hidráulica. Na figura 5.11 a é apresentada a curva de descarga para os diâmetros utilizados, na figura 5.11b a curva de esvaziamento para alguns microrreservatórios, e na figura 5.11c a curva de esvaziamento unicamente para um reservatório com 5 m² de área de base.



(a) Curva de descarga



(b) Curva de esvaziamento



(c) Curva de esvaziamento – MR com base de 5m²

Figura 5.11 – Características dos microrreservatórios para alguns diâmetros comerciais

5.2.1 Microrreservatórios *on-line*

Este tipo de microrreservatório está na linha principal do sistema de drenagem das áreas impermeáveis do lote, recebendo todo o escoamento superficial gerado nestas superfícies.

Nas tabelas a seguir são apresentadas as características dos microrreservatórios dimensionados para as diferentes vazões de restrição na saída dos lotes de 300 e 600 m², para 5 e 10 anos de TR.

Vazão de Pré-urbanização

Tabela 5.2 – Microrreservatórios – Restrição lote = Q_{pré-urb.} – chuva 1 hora

	Lote de 300 m ²		Lote de 600 m ²	
	5 anos TR	10 anos TR	5 anos TR	10 anos TR
Vazão saída lote (l/s)	0,25	0,42	0,35	0,68
Vazão saída MR (l/s)	0,15	0,31	0,17	0,39
Base (m)	3,0 x 3,5	3,5 x 3,5	4 x 4	4 x 4
Altura (m)	0,45	0,40	0,55	0,60
Cota vertedor (m)	0,40	0,35	0,50	0,55
Descarregador de fundo (mm)	10	15	10	15
Ocupação no lote (%)	3,50	4,08	2,67	2,67
Tempo armazenamento (h: min)	13: 17	6: 42	23: 09	10: 56
Tempo esvaziamento (h: min)	12: 45	6: 15	22: 40	10: 26
Volume útil (m ³)	4,20	4,29	8,00	8,80

2xVazão de Pré-urbanização

Tabela 5.3 – Microrreservatórios – Restrição lote = 2xQ_{pré-urb.} – chuva 1 hora

	Lote de 300 m ²		Lote de 600 m ²	
	5 anos TR	10 anos TR	5 anos TR	10 anos TR
Vazão saída lote (l/s)	0,50	0,84	0,70	1,40
Vazão saída MR (l/s)	0,40	0,70	0,50	1,10
Base (m)	2,5 x 2,5	2,5 x 2,5	3,5 x 2,5	3,5 x 3,5
Altura (m)	0,60	0,60	0,90	0,60
Cota vertedor (m)	0,55	0,55	0,85	0,55
Descarregador de fundo (mm)	15	20	15	25
Ocupação no lote (%)	2,08	2,08	1,46	2,04
Tempo armazenamento (h:min)	4: 56	3: 06	8: 05	3: 45
Tempo esvaziamento (h: min)	4: 24	2: 36	7: 34	3: 15
Volume útil (m ³)	3,43	3,43	7,44	6,74

3xVazão de Pré-urbanização

Tabela 5.4 – Microrreservatórios – Restrição lote = 3xQ_{pré-urb.} – chuva 1 hora

	Lote de 300 m ²		Lote de 600 m ²	
	5 anos TR	10 anos TR	5 anos TR	10 anos TR
Vazão saída lote (l/s)	0,75	1,26	1,05	2,10
Vazão saída MR (l/s)	0,64	1,12	0,82	1,82
Base (m)	3,0 x 2,5	2,3 x 2,5	3,0 x 3,0	3,0 x 3,0
Altura (m)	0,50	0,60	0,75	0,75
Cota vertedor (m)	0,45	0,55	0,70	0,70
Descarregador de fundo (mm)	20	25	20	30
Ocupação no lote (%)	2,08	1,77	1,50	1,50
Tempo armazenamento (h:min)	3: 05	2: 07	4: 42	2: 28
Tempo esvaziamento (h: min)	2: 35	1: 36	4:13	1: 57
Volume útil (m ³)	2,80	3,15	6,30	6,30

5xVazão de Pré-urbanização

Tabela 5.5 – Microrreservatórios – Restrição lote = 5xQ_{pré-urb.} – chuva 1 hora

	Lote de 300 m ²		Lote de 600 m ²	
	5 anos TR	10 anos TR	5 anos TR	10 anos TR
Vazão saída lote (l/s)	1,25	2,10	1,75	3,40
Vazão saída MR (l/s)	1,14	1,95	1,58	3,12
Base (m)	1,50 x 2,0	1,5 x 1,5	3,0 x 3,0	2,0 x 2,0
Altura (m)	0,70	0,85	0,60	0,85
Cota vertedor (m)	0,65	0,70	0,55	0,80
Descarregador de fundo (mm)	25	30	30	40
Ocupação no lote (%)	1,00	0,75	1,5	0,67
Tempo armazenamento (h:min)	1: 37	1: 15	2: 22	1: 21
Tempo esvaziamento (h: min)	1:00	0: 46	1: 53	0: 50
Volume útil (m ³)	1,95	1,58	4,95	3,20

Na figura 5.12 é mostrado o funcionamento do microrreservatório dimensionado para restringir a vazão de pré-urbanização, sujeito a chuva com 1 e 2 horas de duração

com 10 anos de TR para um lote de 300 m². É possível identificar o momento em que houve o extravasamento (marcado com uma elipse) da estrutura para a chuva de 2 horas, aproximadamente aos 80 minutos.

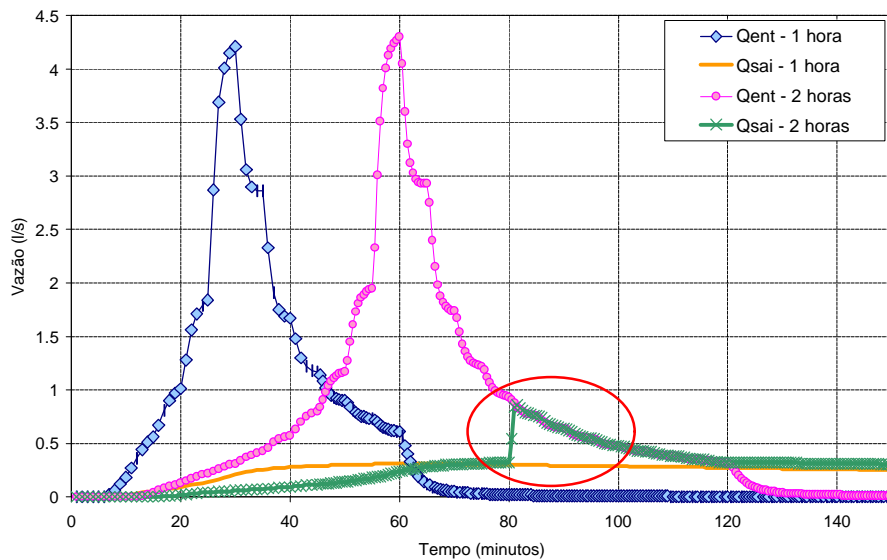
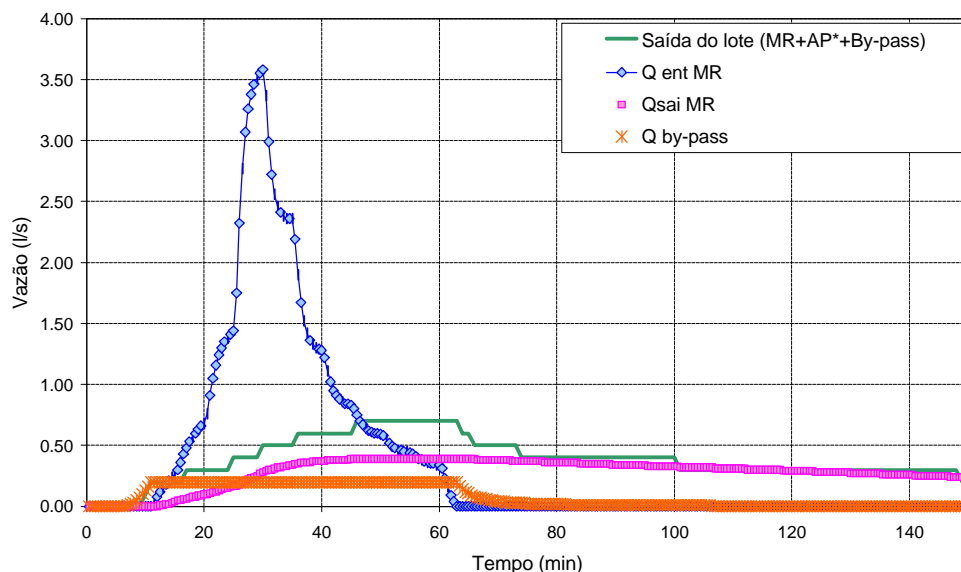


Figura 5.12 – Funcionamento do MR *on-line*

5.2.2 Microrreservatórios *off-line*

Os microrreservatórios *off-line* foram dimensionados na tentativa de reduzir os volumes necessários para o armazenamento, e conseqüentemente diminuir os custos de implantação das estruturas nos lotes.

O princípio de funcionamento dos reservatórios *off-line* é permitir que a vazão abaixo de um determinado valor passe diretamente para a rede de drenagem, sem entrar no microrreservatório. Esse efeito pode ser obtido por exemplo, com uma estrutura do tipo *by-pass* com uma capacidade de escoamento limite, e a partir deste valor, todo o excedente entra na estrutura de controle. Um exemplo do funcionamento do *by-pass* combinado como microrreservatório é mostrado na figura 5.13.



* onde AP são as áreas que saem diretamente para a rede coletora

Figura 5.13 – Funcionamento do microrreservatório *off-line*

Foram dimensionados e simulados microrreservatórios *off-line* para todas as vazões de restrição analisadas nos microrreservatórios *on-line*, anteriormente apresentadas. Nas tabelas seguintes, são apresentadas as características resultante do dimensionamento dos microrreservatórios *off-line*.

Vazão de Pré-urbanização

Tabela 5.6 – Microrreservatórios *off-line* – Restrição lote = $Q_{\text{pré-urb.}}$ – chuva 1 hora

	Lote de 300 m ²		Lote de 600 m ²	
	5 anos TR	10 anos TR	5 anos TR	10 anos TR
Vazão saída lote (l/s)	0,25	0,42	0,35	0,68
Vazão <i>by-pass</i> (l/s)	0,10	0,15	0,10	0,10
Vazão saída MR (l/s)	0,05	0,16	0,07	0,29
Base (m)	3 x 3	3,5 x 3,5	4 x 4	4 x 4
Altura (m)	0,40	0,45	0,55	0,55
Cota vertedor (m)	0,35	0,40	0,50	0,50
Descarregador de fundo (mm)	10	10	10	15
Ocupação no lote (%)	3,50	4,08	2,67	2,67
Tempo armazenamento (h: min)	11: 48	14: 03	22: 26	10: 36
Tempo esvaziamento (h: min)	11: 18	13: 30	22: 00	10:05
Volume útil (m ³)	3,15	4,90	8,00	8,00

2,0xVazão pré-urbanização

Tabela 5.7 – Microrreservatórios *off-line* – Restrição lote = 2xQ_{pré-urb.} – chuva 1 hora

	Lote de 300 m ²		Lote de 600 m ²	
	5 anos TR	10 anos TR	5 anos TR	10 anos TR
Vazão saída lote (l/s)	0,50	0,84	0,70	1,40
Vazão <i>by-pass</i> (l/s)	0,15	0,15	0,15	0,20
Vazão saída MR (l/s)	0,25	0,58	0,37	0,91
Base (m)	3,3 x 3,5	3,3 x 3,5	3,3 x 3,5	3 x 2,5
Altura (m)	0,35	0,35	0,65	0,95
Cota vertedor (m)	0,30	0,30	0,60	0,90
Descarregador de fundo (mm)	15	20	15	20
Ocupação no lote (%)	3,85	3,85	1,92	1,25
Tempo armazenamento (h: min)	5: 38	3: 30	8: 36	4: 27
Tempo esvaziamento (h: min)	5: 05	3: 00	8: 05	3: 55
Volume útil (m ³)	3,47	3,47	6,93	6,75

3,0xVazão pré-urbanização

Tabela 5.8 – Microrreservatórios *off-line* – Restrição lote = 3xQ_{pré-urb.} – chuva 1 hora

	Lote de 300 m ²		Lote de 600 m ²	
	5 anos TR	10 anos TR	5 anos TR	10 anos TR
Vazão saída lote (l/s)	0,75	1,26	1,05	2,10
Vazão <i>by-pass</i> (l/s)	0,20	0,25	0,30	0,50
Vazão saída MR (l/s)	0,45	0,90	0,57	1,31
Base (m)	2,0 x 2,5	2,5 x 3,0	2,5 x 3,0	2,5 x 2,5
Altura (m)	0,60	0,40	0,90	0,85
Cota vertedor (m)	0,55	0,35	0,85	0,80
Descarregador de fundo (mm)	15	25	15	25
Ocupação no lote (%)	1,67	2,50	1,25	1,04
Tempo armazenamento (h: min)	4: 06	2: 03	7: 01	2: 44
Tempo esvaziamento (h: min)	3: 30	1: 30	6: 30	2: 15
Volume útil (m ³)	2,75	2,63	6,38	5,00

5,0xVazão pré-urbanização

Tabela 5.9 – Microrreservatórios *off-line* – Restrição lote = 5xQ_{pré-urb.} – chuva 1 hora

	Lote de 300 m ²		Lote de 600 m ²	
	5 anos TR	10 anos TR	5 anos TR	10 anos TR
Vazão saída lote (l/s)	1,25	2,10	1,75	3,40
Vazão <i>by-pass</i> (l/s)	0,35	0,35	0,60	0,90
Vazão saída MR (l/s)	0,80	1,64	0,97	2,21
Base (m)	1,5 x 1,5	1,5 x 2,0	2,5 x 2,0	2,0 x 2,0
Altura (m)	0,85	0,55	0,95	0,85
Cota vertedor (m)	0,80	0,50	0,90	0,80
Descarregador de fundo (mm)	20	30	20	35
Ocupação no lote (%)	0,75	1,00	0,83	0,67
Tempo armazenamento (h: min)	1: 49	1: 12	3: 12	1: 21
Tempo esvaziamento (h: min)	1: 15	0: 45	2: 43	0: 55
Volume útil (m ³)	1,80	1,50	4,50	3,20

5.2.3 Análise dos microrreservatórios dimensionados

Os volumes dos microrreservatórios, embora relativamente grandes, não garantem a eficiência dos dispositivos de controle se as estruturas de saída não estiverem adequadamente dimensionadas. Pequenas alterações nos diâmetros dos descarregadores de fundo fazem com que a vazão de restrição não seja mantida.

Mesmo com o dimensionamento correto do descarregador de fundo, se a área em planta do microrreservatório for reduzida e o volume necessário para armazenamento compensado com uma altura maior, a vazão na saída do lote passa a ser superior à vazão de pré-urbanização.

A utilização de vazões de restrição maiores na saída do lote permitiu melhorias consideráveis no componente da estrutura que poderia apresentar problemas com maior facilidade: o descarregador de fundo. Foi possível aumentar os descarregadores de fundo de 1 cm obtido para Q_{pré-urb} até 4 cm para 5xQ_{pré-urb}.

Com a utilização do microrreservatório *off-line*, a vazão na saída do lote é a soma das vazões de saída do *by-pass*, do microrreservatório, e as vazões geradas nas áreas permeáveis. Para que a soma dessas vazões se mantivesse de acordo com a restrição imposta na saída do lote, foi necessário reduzir a vazão de saída dos microrreservatórios. A forma utilizada para reduzir esta vazão foi diminuir o diâmetro do descarregador de fundo quando possível, ou em último caso, o aumento da área em planta da estrutura de reservação. Esta última alternativa foi evitada ao máximo, porque os resultados obtidos para os microrreservatórios *on-line* mostraram que as estruturas teriam, em geral, pouca altura e grande área em planta.

Não foi possível diminuir significativamente os volumes das estruturas com a utilização de microrreservatórios *off-line*, a redução média foi de apenas 5% (ver figura 5.14), variando conforme a vazão de restrição analisada, pois a redução do diâmetro dos descarregadores de fundo não permitiu a diminuir os volumes de armazenamento necessário.

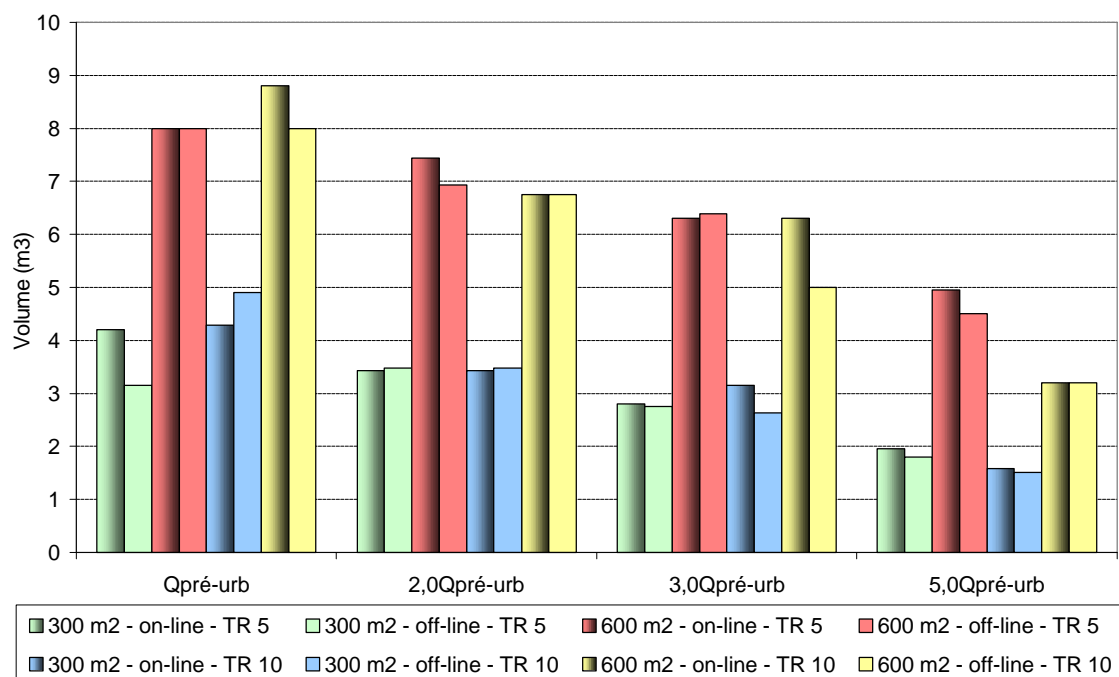


Figura 5.14 – Volume dos microrreservatórios para 5 e 10 anos de TR

Para manter a vazão na saída do lote de acordo com a vazão de restrição, durante o dimensionamento dos microrreservatórios *off-line* foi necessária a redução do

diâmetro dos descarregadores de fundo para a grande maioria dos microrreservatórios, conforme pode ser verificado na figura 5.15 para 5 e 10 anos de TR.

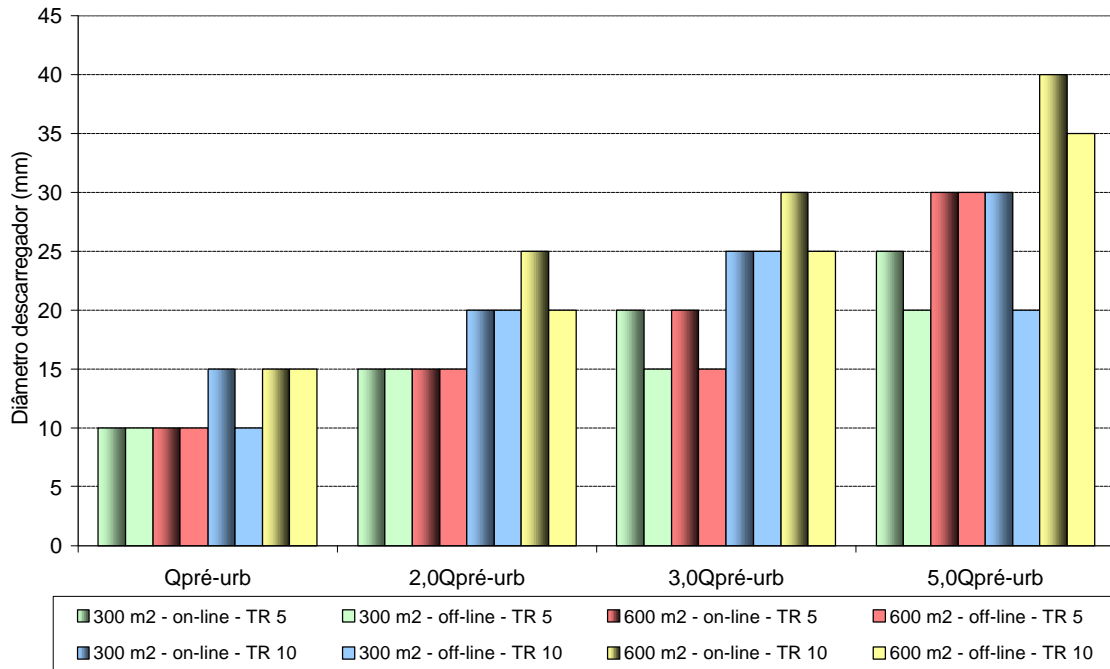


Figura 5.15 – Descarregadores de fundo dos microrreservatórios para 5 e 10 anos de TR

Conforme já mencionado, descarregadores muito pequenos podem ser uma fonte de problemas para o bom funcionamento da estrutura, uma vez que podem ser facilmente obstruídos, e é necessária uma manutenção periódica dos dispositivos; portanto deve-se pensar como seria feita a limpeza dessas estruturas de baixa altura. Se o microrreservatório for enterrado, por exemplo, pode-se colocar a caixa de inspeção em local que facilite o acesso ao descarregador de fundo, além de utilizar uma tela para contenção de sedimentos e folhas na entrada do microrreservatório. A obstrução do descarregador de fundo faz com que a estrutura deixe de atuar no controle das vazões, e pode causar inconvenientes dentro do próprio lote.

Diâmetros menores nos descarregadores de fundo implicam no aumento do tempo de permanência da água no interior dos microrreservatórios. O tempo de detenção é importante em estruturas de armazenamento, pois a mesma deve estar preparada para receber os volumes de eventos consecutivos. Além dos aspectos da caráter basicamente funcional, algumas doenças de veiculação hídrica têm sua origem em águas paradas, portanto, microrreservatórios com altos tempos de permanência

podem ser fontes de doenças. Somente aqueles casos onde foi possível manter o diâmetro do descarregador de fundo do microrreservatório dimensionado para trabalhar *on-line* houve redução nos tempos de armazenamento (ver figura 5.16).

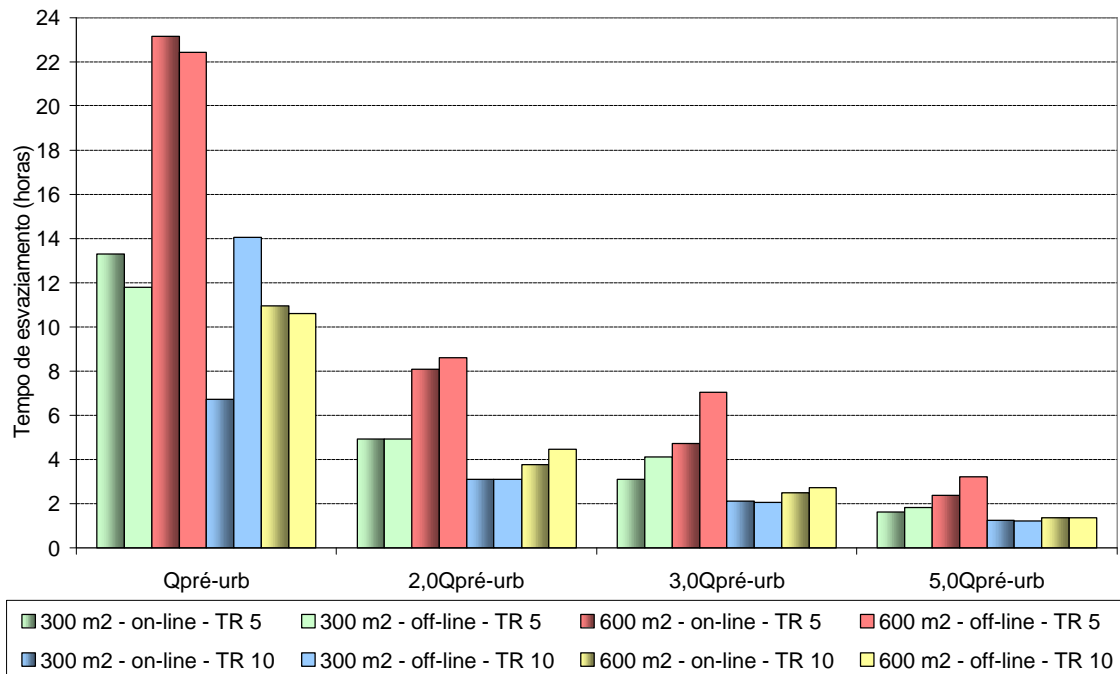


Figura 5.16 – Tempo de esvaziamento dos microrreservatórios para 5 e 10 anos de TR

Comparando os microrreservatórios dimensionados para trabalharem *on-line* com os *off-line*, verifica-se que a redução do volume nas estruturas foi praticamente desprezível. O tempo de armazenamento da água aumentou em alguns casos e foi necessária a redução do diâmetro do descarregador de fundo. Além destes aspectos, convém ressaltar que a implantação de um *by-pass* requer um projeto hidráulico e execução de uma estrutura adicional, elevando o custo.

No entanto, os microrreservatórios *off-line* podem gerar uma melhoria na qualidade da água armazenada. Isso porque a porção inicial do escoamento, rica em poluentes, vai direto para a rede de drenagem. Portanto, se é pretendida a utilização posterior das águas armazenadas, é importante a adoção desse tipo de sistema.

Considerando os aspectos abordados, a seqüência do trabalho foi realizada com os microrreservatórios *on-line* dimensionados para as diferentes vazões de restrição.

Verificação

Como os microrreservatórios foram dimensionados para uma impermeabilização no lote de 51%, foram verificadas as variações de volume de armazenamento em função de diferentes taxas de impermeabilização (38, 66, 84 e 100%) nos lotes. Mantendo o mesmo critério utilizado anteriormente, onde somente o escoamento gerado nas superfícies impermeáveis chega ao microrreservatório, os volumes encontrados correspondem à capacidade necessária para armazenar a água escoada nas superfícies impermeabilizadas.

Selecionou-se o lote de 300 m² e realizou-se o dimensionamento para uma chuva de 1 hora de duração para 5 e 10 anos de TR. As variações das taxas de impermeabilização foram obtidas através da alteração dos CNs nas diferentes superfícies dos lotes. Procurou-se manter o descarregador de fundo do dimensionamento realizado para os microrreservatórios *on-line*, possibilitando assim a comparação unicamente da variação do volume nas estruturas.

Os volumes de armazenamento apresentaram uma tendência praticamente linear (figura 5.17) com a percentagem de área impermeável no lote, e como era de se esperar foram maiores para as maiores taxas de impermeabilização. Ocorreram casos em os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR resultaram em maiores volumes de armazenamento que aqueles dimensionados para 10 anos de TR, principalmente para o controle de 5xQ_{pré-urb}. Utilizar um volume menor nestes casos só era possível se fosse alterado o descarregador de fundo; medida que foi evitada pela razão anteriormente mencionada, portanto em um dimensionamento seguindo outros critérios poderiam ter resultado volumes completamente diferentes.

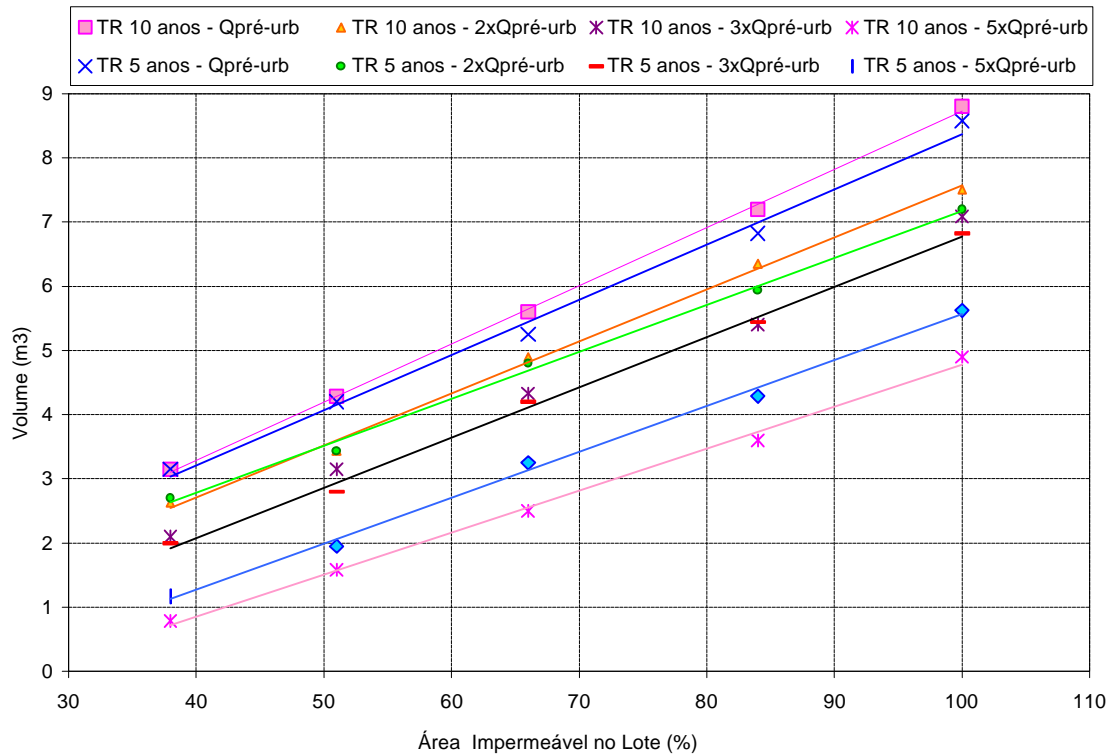


Figura 5.17 – Volume de armazenamento dos microrreservatórios para diferentes taxas de impermeabilização nos lotes e vazões de restrição

5.3 Impacto dos microrreservatórios para diferentes vazões de restrição nos lotes

Com a finalidade de quantificar a eficiência dos microrreservatórios no controle das vazões de pico, as bacias com lotes de 300 e 600 m² foram simuladas com os microrreservatórios dimensionados para as diferentes vazões de restrição apresentadas no item 5.2.

A verificação do impacto causado pela utilização dos microrreservatórios foi realizada através dos índices de eficiência (e') para as bacias com lotes de 300 e 600 m², em diversos pontos das redes de micro e de macrodrenagem para cada sub-bacia, e na saída da bacia.

Para a verificação da eficiência nas redes de microdrenagem, foram selecionados 60 trechos de redes entre as 11 sub-bacias, buscando pelo menos 5 trechos em cada uma delas. Os trechos utilizados possuíam declividades e áreas de drenagem diferentes

dentro da mesma sub-bacia, para que as características físicas não levassem a resultados tendenciosos. Para cada um dos trechos de microdrenagem dentro de uma mesma sub-bacia foi calculada a eficiência, e posteriormente a média destas eficiências obtidas foi considerada como representativa da eficiência dos microrreservatórios na sub-bacia. A utilização da média como representativa para cada uma das sub-bacias é aceitável dado o grau de homogeneidade dos valores encontrados. Por exemplo, a maior dispersão de valores ocorreu dentro da sub-bacia A, onde a e' média foi de 0,71, o desvio padrão foi 0,02 resultando em um coeficiente de variação de 3,2%. Da mesma forma, nas redes de macrodrenagem dentro de cada sub-bacia, a eficiência foi calculada em pelo menos duas seções dos condutos, e a eficiência média em cada sub-bacia foi a média das eficiências encontradas.

Embora a eficiência tenha sido muito próxima na bacia simulada com os dois tamanhos de lote, as vazões de pico na bacia para um mesmo tempo de retorno variaram conforme o tamanho do lote. A seguir são comentadas as principais observações para cada uma das vazões de restrição analisadas e apresentados alguns hidrogramas na saída da bacia.

Impacto com o controle da vazão de pré-urbanização (Q_{pré-urb})

São apresentados os hidrogramas na saída da bacia nas figuras 5.18 e 5.19. A utilização dos microrreservatórios fez com que as vazões de pico na bacia e sub-bacias ocupada com lotes de 600 m² ficasse muito próxima à bacia com lotes de 300 m². Para a bacia com lotes com 300 m², foi possível um maior controle das vazões, chegando a reduzir em média 63% as vazões de pico para os dois tempos de retorno; para os lotes com 600 m² este percentual foi de 59%.

No entanto, mesmo usando os microrreservatórios, a vazão de pico é cerca de 4 vezes maior que a vazão obtida para a bacia pré-urbanizada. Caso não fossem utilizados os microrreservatórios, o impacto da impermeabilização causaria um aumento médio no pico das vazões de 10 vezes, com relação à vazão de pico da bacia pré-urbanizada.

A simulação com uma chuva de 2 horas de duração, mostrou que, mesmo com o extravasamento do microrreservatório nos lotes, foi possível o controle das vazões de

pico na bacia, pois os microrreservatórios só extravasaram após o pico da chuva, conforme havia sido mostrado na figura 5.12.

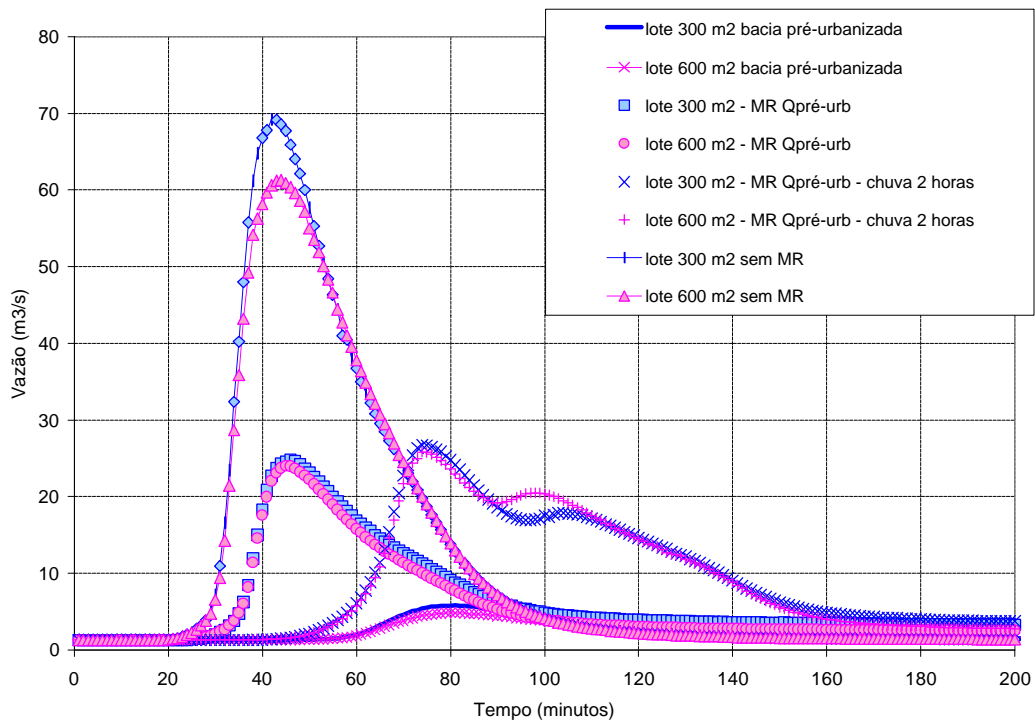


Figura 5.18 – Hidrograma na saída da bacia com lotes urbanizados, e vazão de restrição igual a vazão de pré-urbanização para TR 5 anos

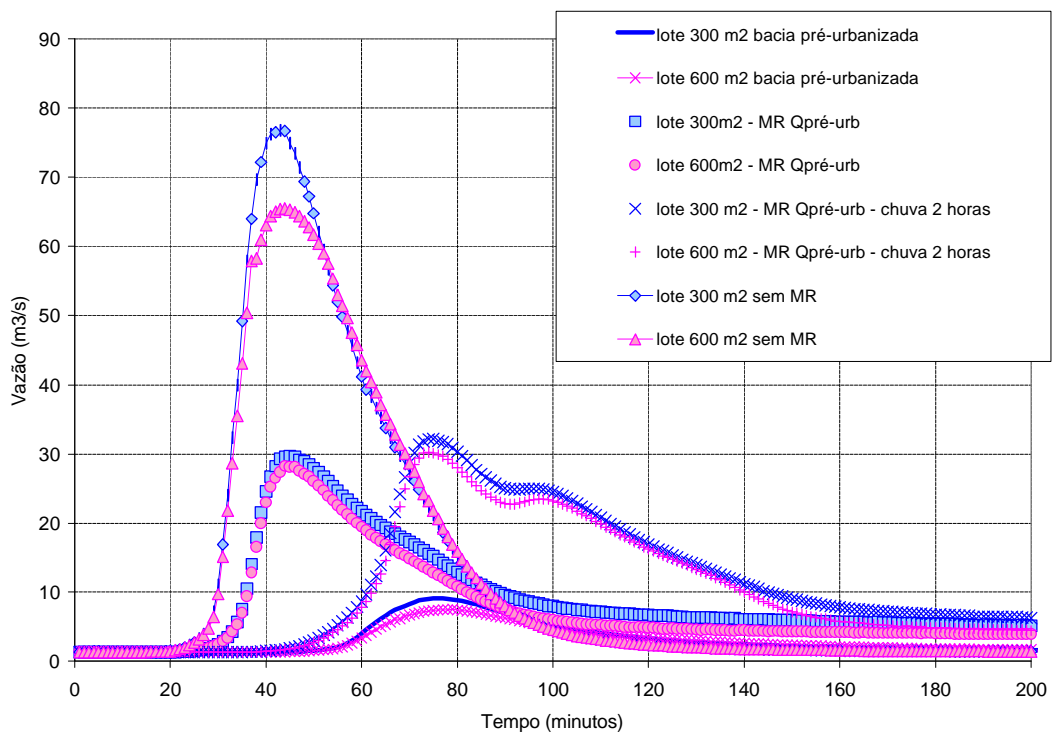


Figura 5.19 – Hidrograma na saída da bacia com lotes urbanizados, e vazão de restrição igual a vazão de pré-urbanização para TR 10 anos

Impacto com o controle de 2 x vazão de pré-urbanização (2xQpré-urb)

Embora a vazão de restrição duplicasse, não houve grandes diferenças na saída das sub-bacias e bacia com relação à restrição da vazão de pré-urbanização. Na bacia a vazão de pico aumentou em 2 e 4 m³/s para 5 e 10 anos de TR, respectivamente. Para os lotes com 300 m², foi possível um maior controle das vazões, reduzindo em média 56% as vazões de pico para os dois tempos de retorno; para os lotes com 600 m² este percentual foi de 53%.

Com esta restrição, foi possível trabalhar com descarregadores de fundo maiores no microrreservatórios, mas mesmo assim são orifícios muito pequenos; por exemplo o diâmetro de 1,5 cm para o dimensionamento com 5 anos de TR. O tempo de esvaziamento dos microrreservatórios para controlar esta vazão diminuiu consideravelmente, principalmente para os lotes de 600 m², passando de cerca de 10 horas (para o controle da vazão de pré-urbanização) para 3 horas.

Impacto com o controle de 3 x vazão de pré-urbanização (3xQpré-urb)

Controlando 3xQpré-urb, houve uma mudança em relação aos resultados obtidos para o controle das vazões inferiores a esta. Quando controlada até 2xQpré-urb, a vazão na saída da bacia foi a mesma para o mesmo TR, independentemente do tamanho do lote simulado. Nas figuras 5.20 e 5.21 há o descolamento dos hidrogramas que representam o escoamento na bacia com os microrreservatórios para os dois tamanhos de lote, mostrando que o impacto na bacia foi influenciado pelo tamanho do lote. Anteriormente, as vazões de pico eram governadas basicamente pelo escoamento das ruas e calçadas. Ao permitir uma maior vazão na saída dos lotes, as características do hidrograma passaram a ser influenciadas pelos planos de escoamento dos lotes, conforme comentado nos itens 5.1.1 e 5.1.3.

Comparando os resultados obtidos nesta análise com os resultados para a bacia sem controle, verifica-se que mesmo esta restrição nos lotes (3 vezes superior à vazão de pré-urbanização), em média, é possível reduzir a vazão sem controle em cerca de 45% para TR de 10 anos, e em aproximadamente 55% para 5 anos de TR.

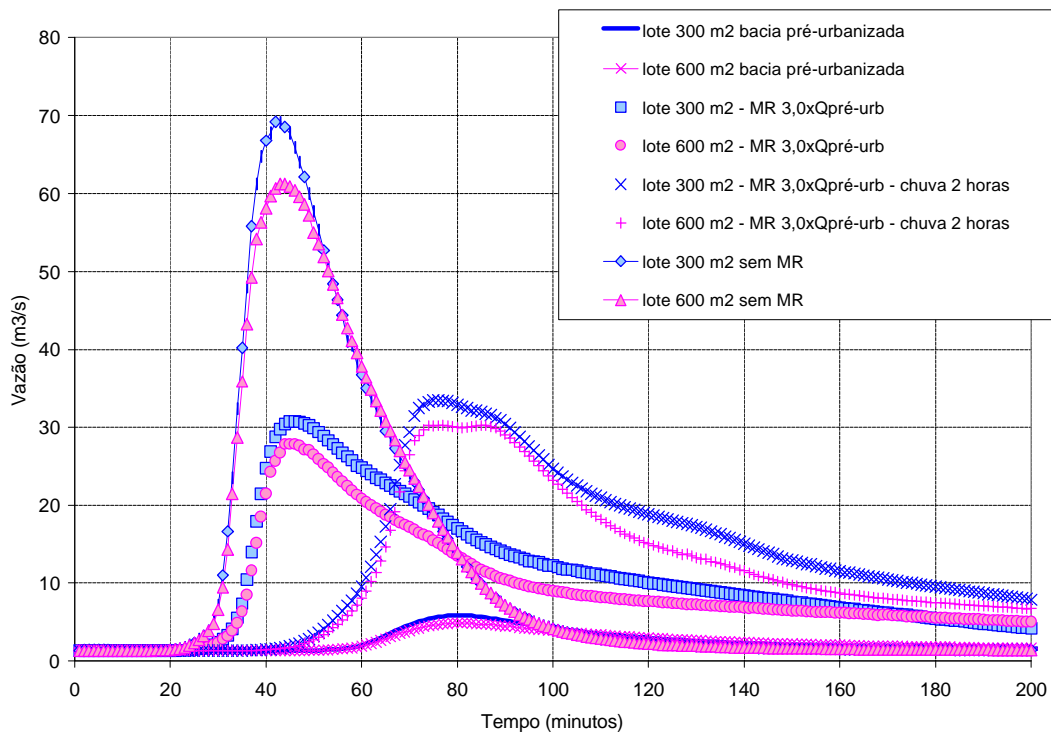


Figura 5.20 – Hidrograma na saída da bacia com lotes urbanizados, e vazão de restrição igual a 3,0 x vazão de pré-urbanização para TR 5 anos

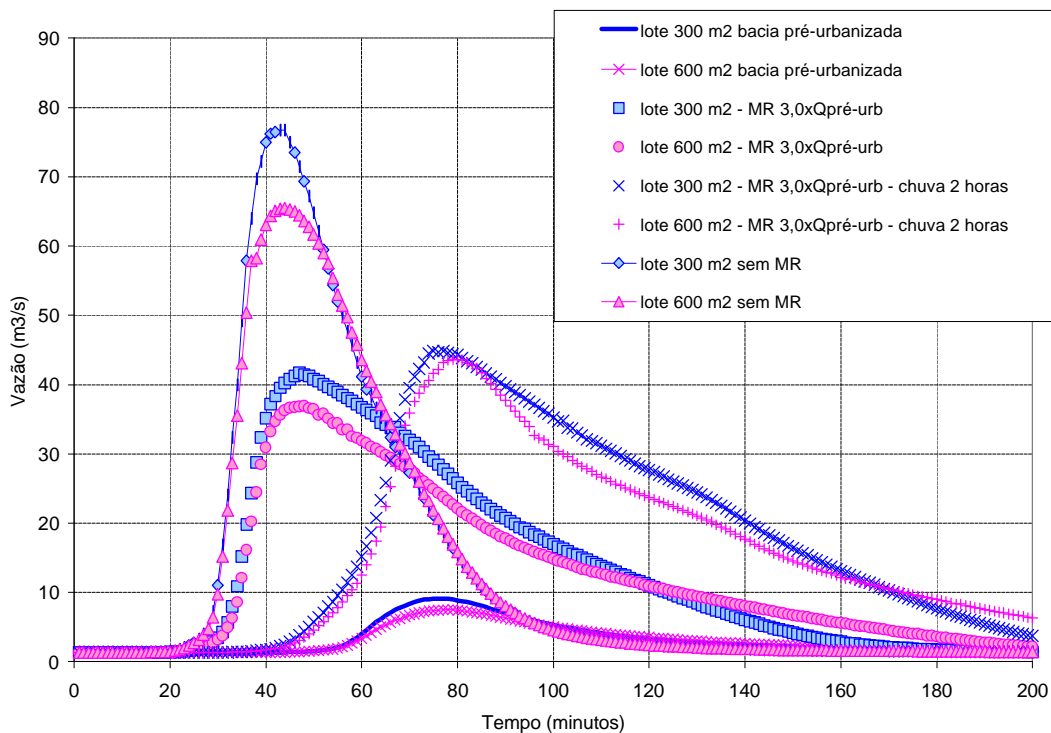


Figura 5.21 – Hidrograma na saída da bacia com lotes urbanizados, e vazão de restrição igual a 3,0 x vazão de pré-urbanização para TR 10 anos

Para uma chuva de 2 horas de duração, o impacto sobre a macrodrenagem foi mais notável para 10 anos de TR e lotes de 600 m², onde houve um acréscimo de aproximadamente 6 m³/s na vazão de pico escoada. Já com a utilização dos microrreservatórios dimensionados para uma chuva com 5 anos de TR o acréscimo de vazões foi de cerca de 2,4 m³/s para ambos os lotes.

Além desta vazão de restrição ter proporcionado um controle significativo na bacia, os microrreservatórios para esta vazão de restrição possuem descarregadores de fundo mais eficientes sob o ponto de vista operacional, visto que conseguiu-se trabalhar com diâmetros entre 2 e 3 cm. Com relação aos microrreservatórios dimensionados para controlar a vazão de pré-urbanização na saída do lote, foi possível uma redução média de 40% no volume das estruturas; outro aspecto positivo foi a notável redução nos tempos de esvaziamento, que passaram por exemplo, de 23 horas para cerca de 5 horas nos lotes de 600m² com TR de 5 anos. Com relação aos microrreservatórios dimensionados para controlar o dobro da vazão de pré-urbanização houve uma redução de aproximadamente 3 horas no tempo de esvaziamento.

Impacto com o controle de 5 x vazão de pré-urbanização (5xQ_{pré-urb})

Para uma precipitação com 10 anos de TR o controle de 5xQ_{pré-urb} na saída dos lotes consegue reduzir a vazão de pico na saída da bacia em 28% para os lotes de 300 m², e em 23% para os lotes de 600 m². Para 5 anos de TR esse efeito é de 40% para os lotes de 300 m² e de 45% para os lotes de 600 m².

Como o objetivo foi investigar vazões na saída do lote que promovessem eficiências na macrodrenagem entorno da eficiência obtida ao restringir Q_{pré-urb}, adotou-se então esta vazão como o limite para a análise, visto que a partir dela as vazões de pico passaram a aproximar-se muito das vazões de pico sem microrreservatório nos lotes.

5.3.1 Avaliação dos resultados

Conforme os resultados obtidos, os microrreservatórios mostraram-se uma medida eficiente no controle das vazões decorrentes da urbanização. A restrição imposta na saída do lote reduziu as vazões de pico, e mesmo não controlando o escoamento gerado nas ruas e calçadas, foi possível um controle significativo das vazões. Os gráficos em forma de barra (figuras 5.22 e 5.23) mostram as vazões na saída da bacia para os dois tamanhos de lote e para as diferentes vazões de restrição na saída dos lotes.

Os resultados mostram que os microrreservatórios dimensionados para uma chuva com 5 anos de TR possibilitaram uma maior redução nas vazões de pico. Por exemplo: para um tempo de retorno de 5 anos, se a vazão na saída do lote for mantida em até $3xQ_{pré-urb}$, é possível uma redução de mais de 50% nas vazões de pico na saída da bacia em relação às vazões de pico sem controle. Já para um tempo de retorno de 10 anos, a restrição de até $3xQ_{pré-urb}$ no lote não gerou o mesmo efeito obtido para 5 anos de TR, sendo da ordem de 45%. Para reduzir as vazões de pico à metade do valor escoado sem controle, é necessário manter a vazão de saída dos lotes no máximo até $2xQ_{pré-urb}$. Embora a redução das vazões nestas duas situações exemplificadas estejam muito próximas, a diferença passou a ser mais significativa para maiores vazões de restrição na saída do lote.

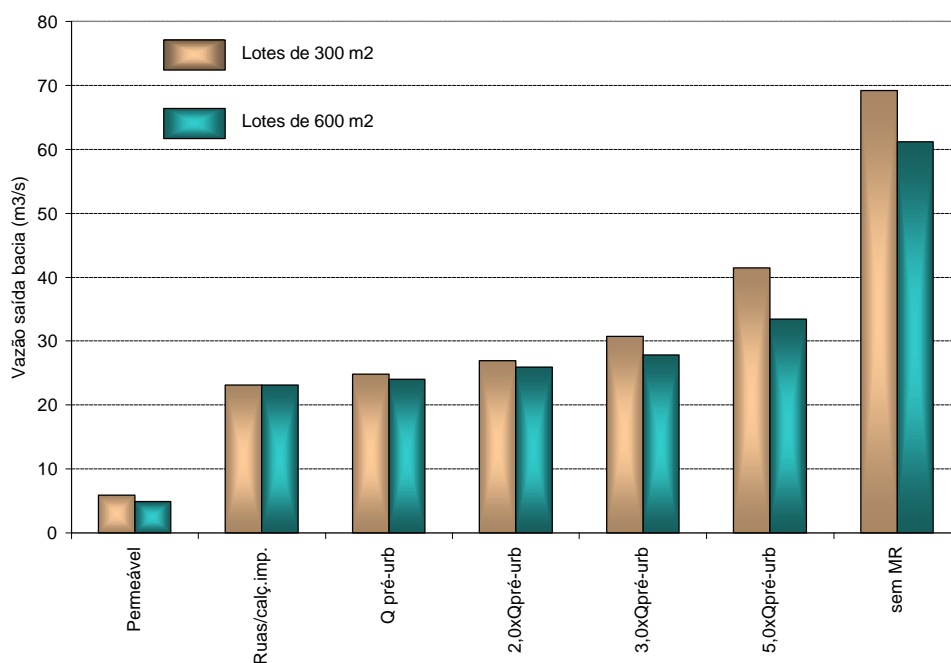


Figura 5.22 – Efeito do controle nos lotes – chuva de 1 hora - TR 5 anos

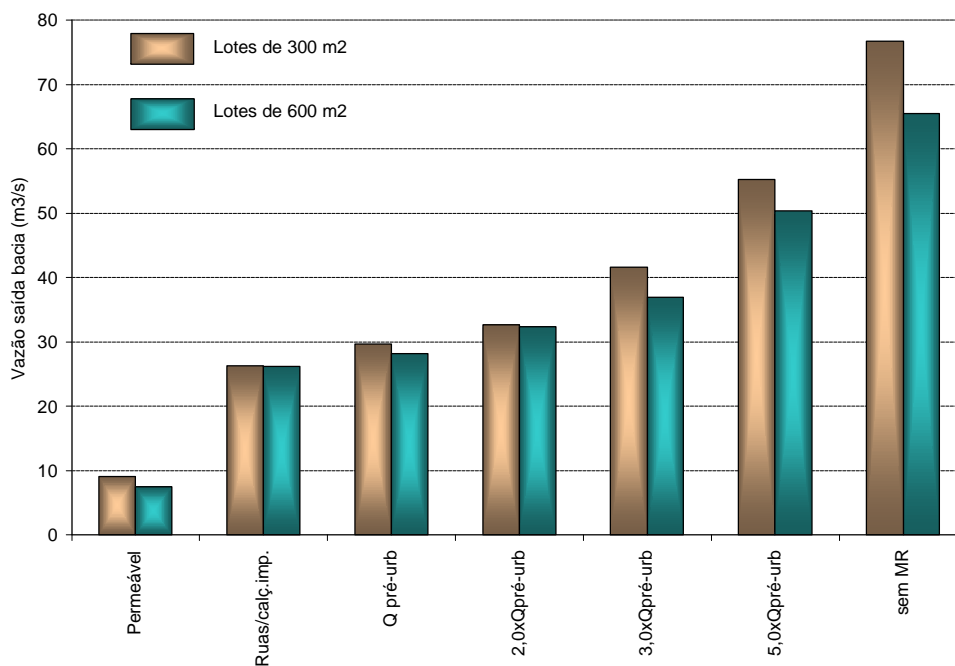


Figura 5.23 – Efeito do controle nos lotes – chuva 1 hora - TR 10 anos

Os resultados relacionados à eficiência dos microrreservatórios são apresentados (para as 11 sub-bacias apresentadas no item 4.1) somente para os lotes com 300 m², pois verificou-se que com relação aos lotes de 600m² o resultado após adimensionalização foi praticamente o mesmo. Na figura 5.24 é mostrada a eficiência na saída da bacia para 5 e 10 anos de TR, e nas figuras 5.25 e 5.26 são apresentados os índices de eficiência para 5 e 10 anos de TR respectivamente nas redes de microdrenagem e macrodrenagem. As barras representam a eficiência nas redes de macrodrenagem e as linhas a eficiência nas redes de microdrenagem.

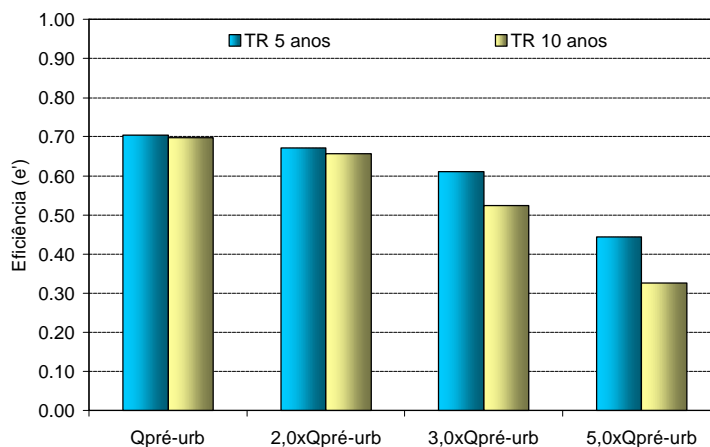


Figura 5.24 – Efeito dos microrreservatórios no controle das vazões - TR 5 e 10 anos

A análise à escala de sub-bacia leva à mesma observação feita para a bacia, ou seja, os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR tiveram um impacto ligeiramente superior no controle das vazões àqueles dimensionados para 10 anos de TR. O mesmo efeito foi observado nas microbacias formadoras das sub-bacias.

Foram verificadas reduções na eficiência entre as redes de micro e macrodrenagem para os dois tempos de retorno analisados, para as maiores vazões na saída dos lotes. Após a análise dos dados utilizados para o cálculo de e' , pôde-se associar unicamente essa redução da eficiência à condutos de menor declividade dentro da mesma sub-bacia; e como nas redes de macrodrenagem as declividades foram em geral menores que nas redes de microdrenagem a redução da eficiência foi marcada à escala de macrodrenagem. Além desta observação, as sub-bacias localizadas nas regiões mais planas foram as que apresentaram os menores índices de eficiência, independentemente de serem redes de macro ou microdrenagem.

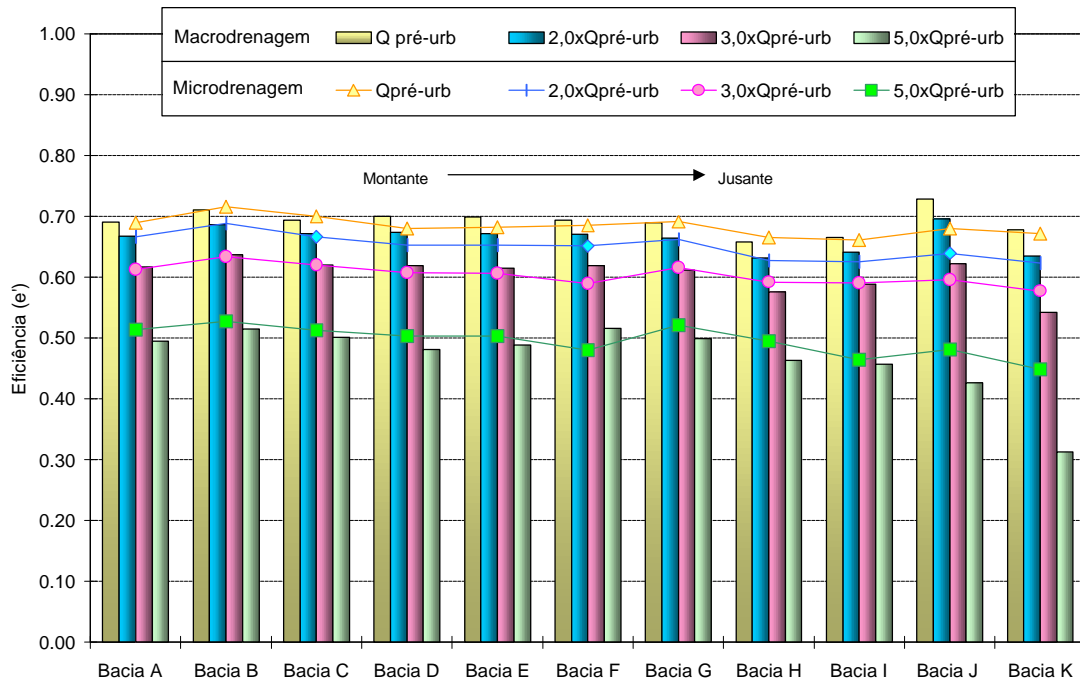


Figura 5.25 – Efeito dos microrreservatórios no controle das vazões nas sub-bacias TR 5 anos

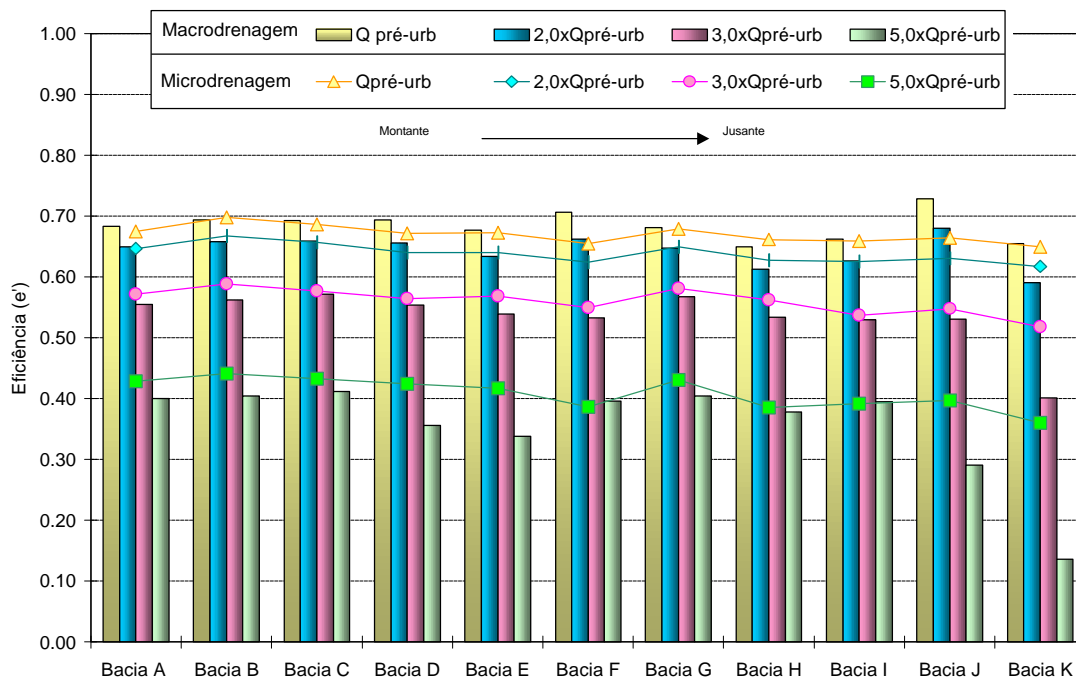


Figura 5.26 – Efeito dos microrreservatórios no controle das vazões nas sub-bacias TR 10 anos

As diferenças entre a eficiência nas redes de micro e macrodrenagem aumentaram quanto maiores as vazões controladas na saída dos lotes para ambos os tempos de retorno, principalmente nas regiões mais planas. Nas sub-bacias das regiões planas de jusante foi possível identificar que as redes de macrodrenagem não conseguiam drenar os volumes de água que chegavam provenientes das redes de microdrenagem, pois em função da declividade não tinham capacidade suficiente, e passaram a trabalhar como se fossem reservatórios lineares. Nestas regiões não foi possível detectar reduções da eficiência nas redes de microdrenagem tão acentuadas quanto nas redes de macrodrenagem, mas que provavelmente seriam identificadas se a simulação a esta escala também houvesse sido a hidrodinâmica.

Como a análise de eficiência dos microrreservatórios foi realizada para uma chuva com mesma recorrência da chuva utilizada no dimensionamento, foram testadas chuvas de 2, 5, 7 anos de TR utilizando os microrreservatórios dimensionados para a chuva com 10 anos de TR, com a finalidade de verificação da eficiência do controle para chuvas de maior frequência. Na figura 5.27 são apresentadas as vazões na saída da bacia para as chuvas testadas.

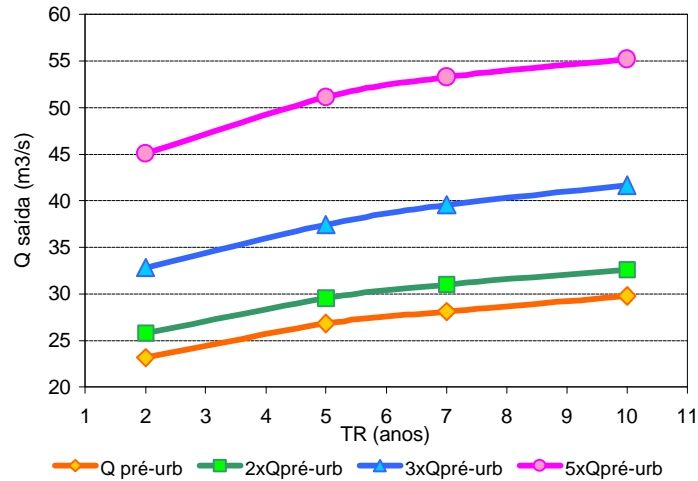


Figura 5.27 – Vazão na saída da bacia com MR dimensionado para TR 10 anos sujeito a chuvas com outros TRs

Os resultados mostraram que foi possível manter a vazão na saída da bacia a níveis inferiores à vazão de dimensionamento (10 anos de TR) para todas as situações analisadas. Na seqüência da análise, foram comparados os resultados obtidos para a chuva com um TR de 5 anos aos resultados encontrados quando os microrreservatórios foram dimensionados para 5 anos de TR. Identificou-se que os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR apresentaram uma eficiência superior no controle das vazões de pico, conforme a figura 5.28.

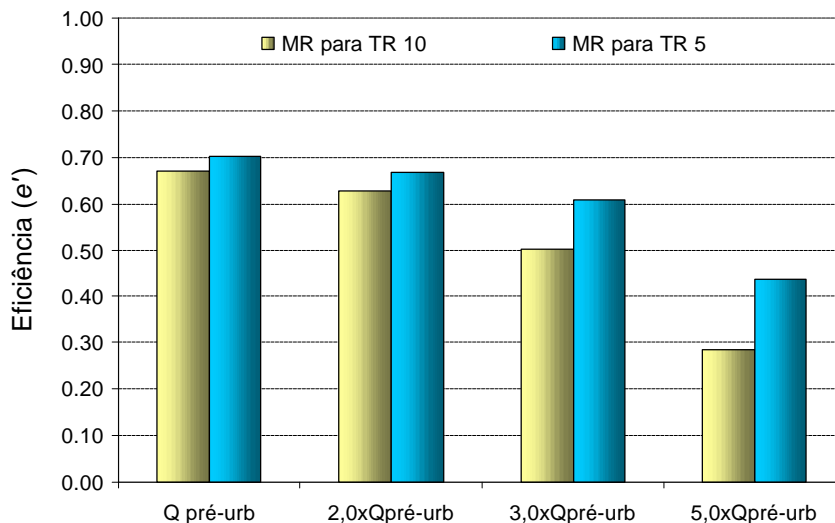


Figura 5.28 – Chuva com 5 anos de TR testada nos MR para 5 e 10 anos de TR

Foram comparados os hidrogramas (figura 5.29) gerados sob 4 circunstâncias possíveis. Para as possibilidades testadas, verificou-se que, embora pequenas as diferenças na vazões de pico, elas sempre resultaram menores quando utilizados os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR, mesmo havendo ocorrido o extravasamento para a chuva com 10 anos de TR. O extravasamento do microrreservatório não compromete a eficiência na macrodrenagem, pois ele ocorre já na recessão do hidrograma.

Como análise global do sistema de drenagem, pode-se dizer que, ao dimensionar os microrreservatórios para uma chuva com 5 anos de TR, e fixando a vazão de restrição em $2xQ_{\text{pré-urb}}$ foram obtidos resultados muito próximos àqueles para o controle da vazão de pré-urbanização, e mesmo para o controle de $3xQ_{\text{pré-urb}}$ foi possível uma considerável redução das vazões na macrodrenagem.

A adoção de uma vazão de restrição maior na saída do lote representa um menor custo de implantação do microrreservatório, uma vez que é possível trabalhar com volumes menores. Além do aspecto econômico, o tempo de permanência e o descarregador de fundo dos microrreservatórios dimensionados para vazões maiores fazem com que os dispositivos sejam operacionalmente mais eficientes.

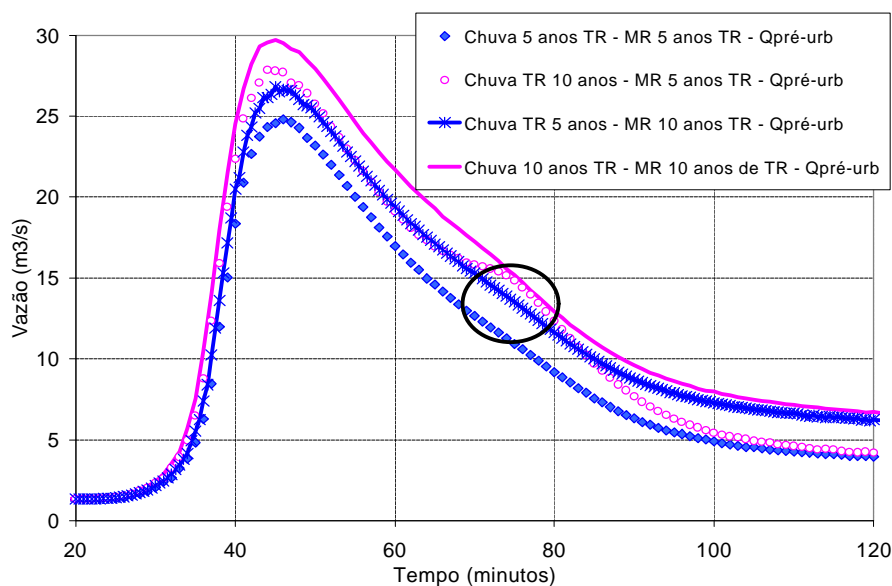


Figura 5.29 – Chuva com 5 e 10 anos de TR testadas nos MR para 5 e 10 anos de TR

Foram verificadas algumas situações onde a eficiência nos condutos com baixas declividades diminui, levantando a suspeita de possíveis efeitos de declividade. Para tentar responder se de fato a declividade e/ou a área tem alguma influência no impacto obtido com a utilização do controle na fonte, são apresentadas a seguir as análises para os efeitos de escala e de declividade.

Com a finalidade de avaliar o impacto na bacia com a implantação parcial de microrreservatórios, foram distribuídos uniformemente e testados, microrreservatórios em 25, 50 e 75% dos lotes. Essa distribuição dos microrreservatórios permitiu traçar curvas de eficiência para as vazões de restrição consideradas nos lotes. Na figura 5.30 são apresentadas as curvas de eficiência para as vazões de restrição contempladas e para as diferentes percentagens de lotes com microrreservatórios, e na figura 5.31 encontram-se os hidrogramas na saída da bacia.

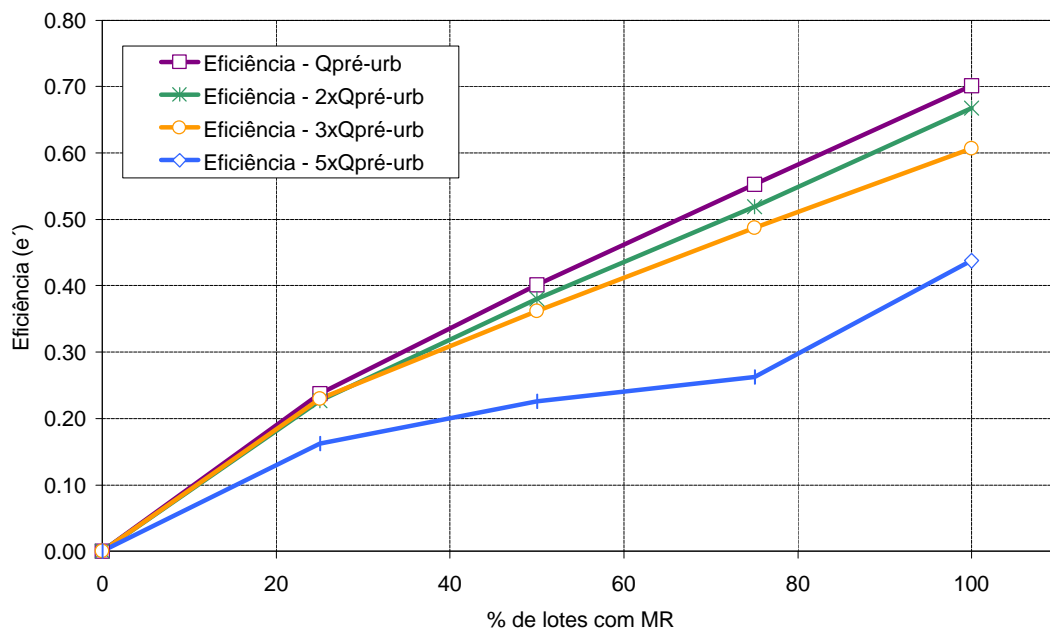


Figura 5.30 – Implementação parcial de microrreservatórios na bacia
Lotes 300 m² – TR 5 anos

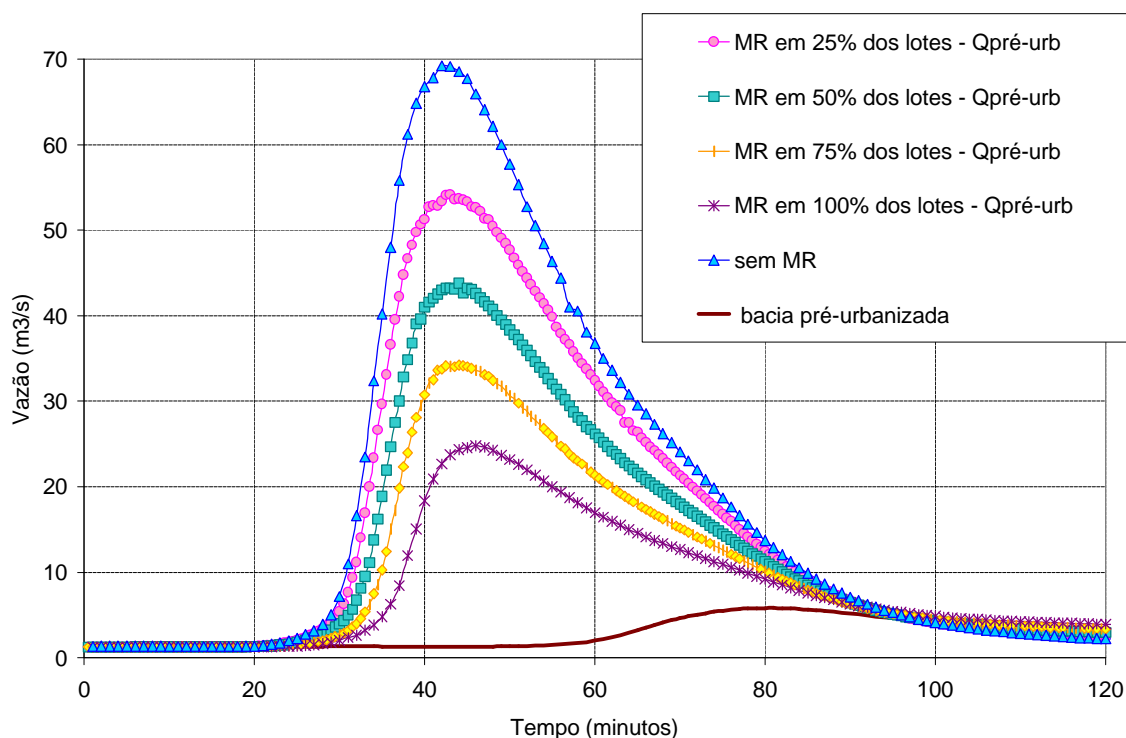


Figura 5.31 – Hidrogramas resultantes da implementação parcial de microrreservatórios na bacia Lotes 300 m² – TR 5 anos

Como é possível identificar, com a implantação de até 50% de microrreservatórios na bacia, foi possível obter níveis de eficiência muito semelhantes para $Q_{pré-urb}$, $2xQ_{pré-urb}$ e $3xQ_{pré-urb}$. Para estas três vazões houve uma tendência praticamente linear entre a porcentagem de implantação de microrreservatórios e a eficiência. Ao permitir o controle de $5xQ_{pré-urb}$ a eficiência foi significativamente menor para qualquer porcentagem de lotes com microrreservatórios. Para esta mesma vazão de restrição, houve uma queda na tendência da curva de eficiência entre 25 e 75% de lotes com microrreservatórios.

Com a implantação de 25% de microrreservatórios na bacia foi possível reduzir a vazão máxima que ocorria sem a implantação dos microrreservatórios em aproximadamente $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Com a implantação de 50, 75 e 100% de microrreservatórios, a máxima vazão foi reduzida em cerca de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ para cada acréscimo de 25% de lotes com microrreservatórios.

5.4 Análise do efeito de escala no impacto

No item 5.3, foram tratadas as vazões de saída em cada uma das sub-bacias, sem a preocupação na análise da escala. Para contemplar a análise do efeito de escala na bacia, e complementar os resultados obtidos no item anterior, foram analisadas 90 bacias elementares. As áreas variaram desde 3,60 ha na escala de microbacia até englobar a área total da bacia que é de 977 ha.

Buscou-se uma seleção representativa de toda a bacia simulada, selecionando bacias elementares de diferentes dimensões dentro das sub-bacias. Para as sub-bacias menores não foi possível selecionar um grande número de áreas, mas procurou-se utilizar pelo menos 2 regiões, enquanto nas sub-bacias maiores foi possível um maior número de bacias elementares. A partir da escala de sub-bacias, no sentido de montante para jusante, a possibilidade de agregar bacias diminuía à medida que a área aumentava, devido à configuração da rede de drenagem, e portanto o número de bacias para a análise diminuía.

Além de selecionar áreas de diferentes dimensões, tentou-se uma seleção que contemplasse as regiões cujas redes de drenagem possuíssem diferentes declividades dentro da mesma sub-bacia.

Foram utilizados os resultados obtidos para a configuração com lotes de 300 m², pois, conforme anteriormente mencionado, os resultados obtidos para a eficiência não são muito diferentes daqueles obtidos para lotes com 600m². As figuras 5.32 e 5.33, para 5 e 10 anos de TR respectivamente, mostram o efeito da escala de trabalho para as diferentes vazões de restrição.

A análise dos resultados para a chuva com TR de 5 anos mostra que houve um pequeno aumento na eficiência para áreas maiores fixando a vazão na saída do lote em até 2xQ_{pré-urb}. Para 3xQ_{pré-urb} não foi possível identificar alterações, e para 5xQ_{pré-urb} houve uma ligeira correlação entre a redução da eficiência e o aumento da área.

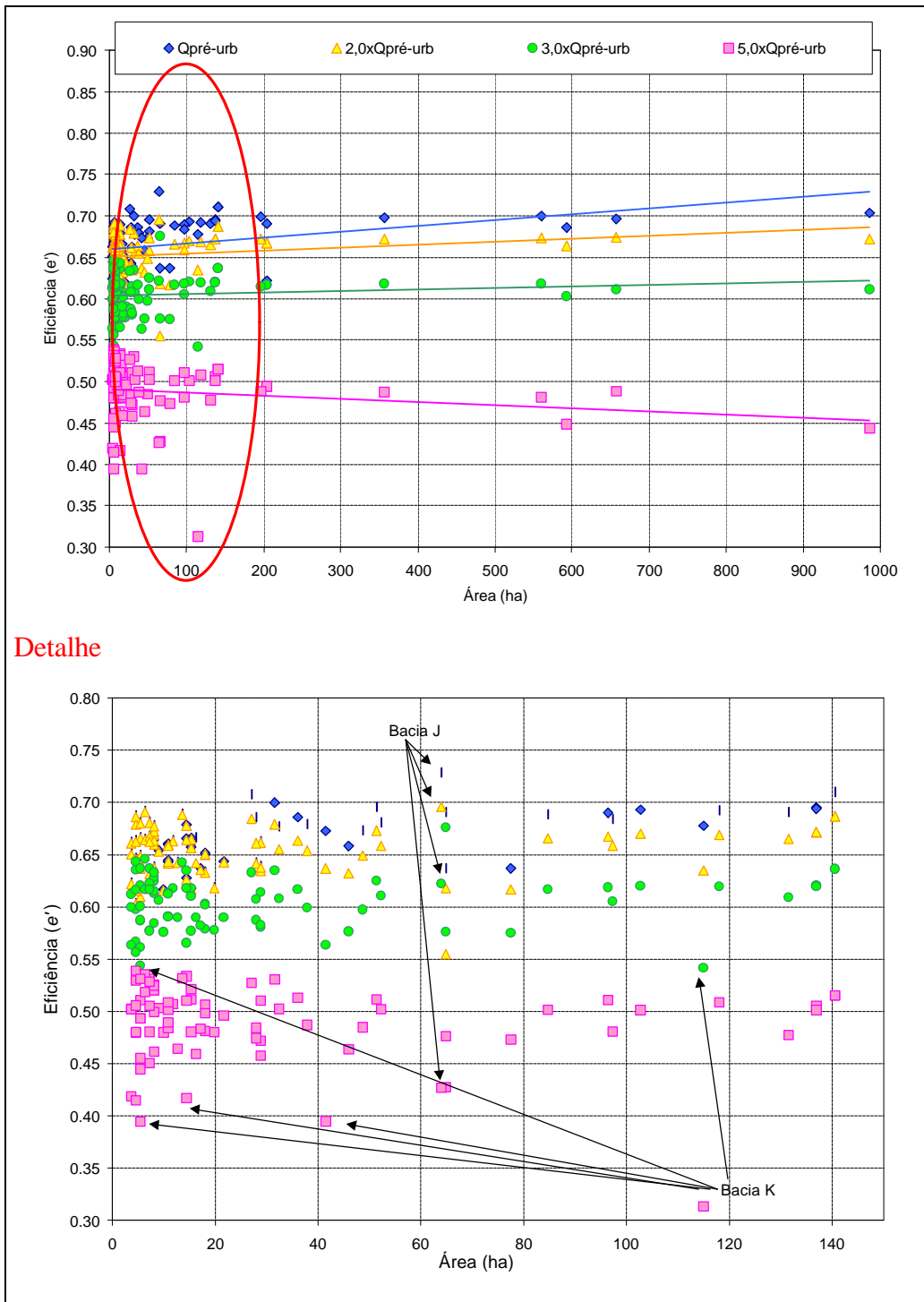


Figura 5.32 – Efeito de escala – TR 5 anos

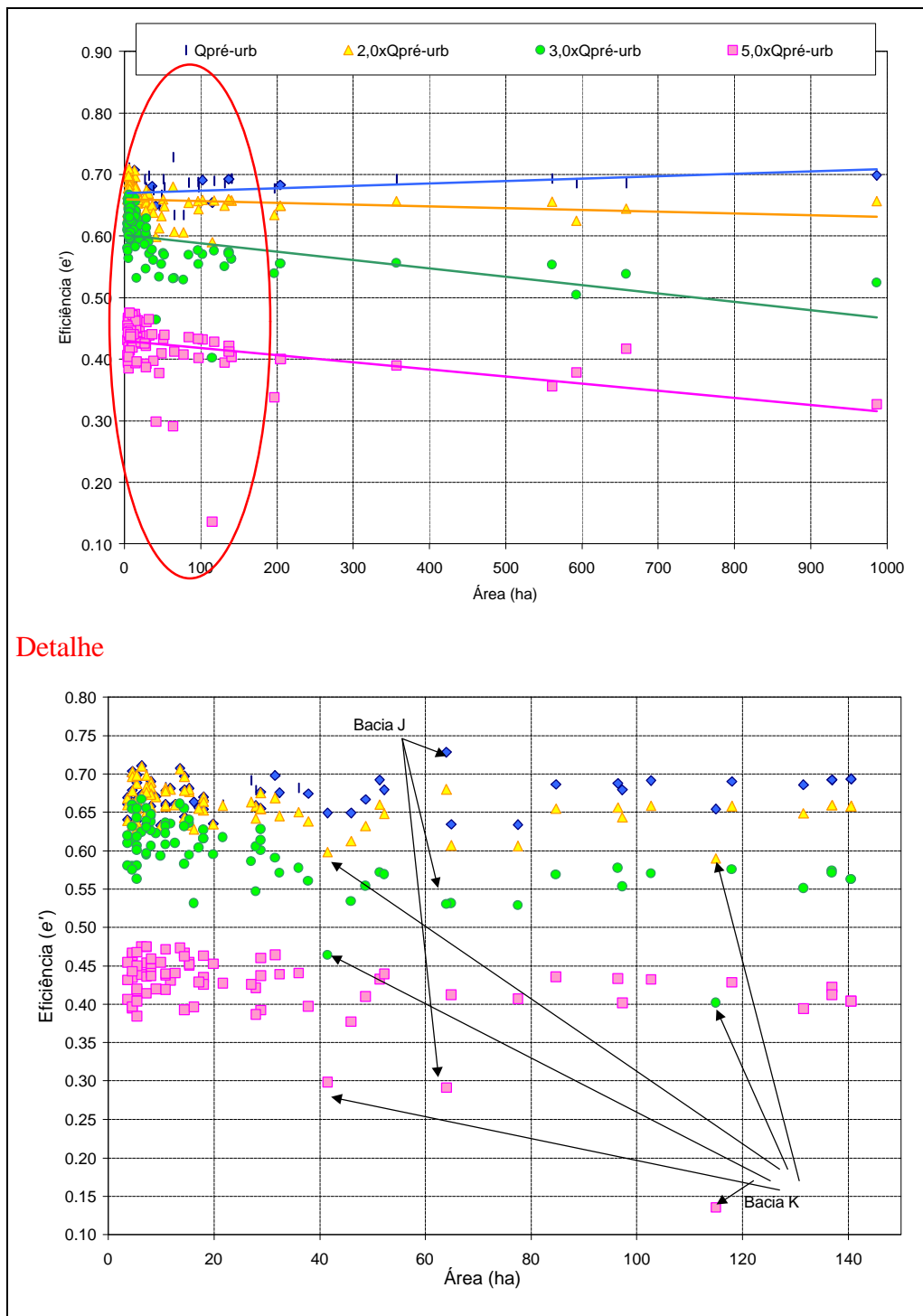


Figura 5.33 – Efeito de escala – TR 10 anos

Quando testados os microrreservatórios dimensionados para uma chuva com 10 anos de TR, não foram identificadas alterações de eficiência até o controle de 2xQpré-urb na saída do lote. Ao fixar as vazões de 3 e 5xQpré-urb houve perda de eficiência nas maiores áreas, mantendo-se praticamente a mesma proporção de perda de eficiência, conforme as duas linhas de tendência paralelas no detalhe da figura 5.33.

Houve uma maior representatividade para as áreas menores a 150 ha (detalhe das figura 5.32 e 5.33), onde os pontos encontram-se com grande dispersão. Conforme anteriormente comentado, dentro da mesma sub-bacia houve homogeneidade nos resultados, mas ao comparar uma sub-bacia com outra, verificou-se diferenças significativas para uma mesma vazão de restrição no lote. As maiores dispersões ocorreram nas áreas das regiões mais planas, localizadas a jusante, enquanto as partes altas na cabeceira da bacia apresentaram comportamento semelhante.

Nos detalhes foram identificados alguns pontos, por exemplo, correspondentes à regiões localizadas nas sub-bacias J e K, que apresentaram comportamento fora da tendência das demais áreas. Nas regiões da sub-bacia J foram observadas áreas com ganho de eficiência até o controle de $3xQ_{pré-urb}$, e para $5xQ_{pré-urb}$ uma rápida perda na eficiência usando os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR, já para 10 anos de TR a perda na eficiência ocorreu para $2xQ_{pré-urb}$. Nas regiões da sub-bacia K, pode-se identificar, comparando os pontos em uma mesma faixa de área, que todos os pontos selecionados apresentaram uma baixa eficiência, independentemente da vazão de restrição fixada na saída do lote e do tempo de retorno utilizado no dimensionamento do microrreservatório. Para esta sub-bacia K, o ponto mais crítico ocorreu na região próxima à saída da bacia, ao fixar na saída do lote $5xQ_{pré-urb}$ para 10 anos de TR, onde a eficiência foi cerca de 0,14; ou seja, foi possível reduzir em apenas 14% o pico de vazão, dado pela diferença entre os picos que ocorreriam com a bacia impermeabilizada sem os microrreservatório e a bacia pré-urbanizada.

Os dados foram analisados, independentemente, para cada uma das vazões de restrição utilizadas nos lotes e estabelecidas as regiões com maior e menor eficiência. O maior índice de eficiência não esteve relacionado a uma área especificamente, estando localizado em uma região ou outra da bacia conforme a vazão de restrição considerada. No entanto, as regiões localizadas na sub-bacia K, resultaram em todos os casos, com a menor eficiência.

Os efeitos de escala na bacia foram sutis, com uma tendência à redução da eficiência com o aumento da área um pouco mais acentuada para 10 anos de TR. Ocorreram, no entanto, alguns pontos de menor eficiência em áreas de menor ordem de

grandeza, aliados às vazões mais altas na saída dos lotes. A suspeita com relação ao efeito da declividade mencionada no item 5.3 foi reforçada, visto que as regiões que apresentaram pontos fora da tendência estavam localizadas em áreas planas com declividades inferiores a 1%, independentemente do tamanho. No item a seguir é verificado se a redução da declividade poderia diminuir a eficiência com a utilização dos microrreservatórios de lote.

5.5 Análise do efeito de declividade no impacto

Para analisar se a declividade pode causar influenciar na eficiência obtida com a utilização dos microrreservatórios, utilizou-se as mesmas regiões onde foram analisados possíveis efeitos de escala. Como as declividades das redes de drenagem eram diferentes dentro de uma mesma região, no ponto em análise foi realizada uma ponderação entre os comprimentos dos trechos que aportam no segmento em questão e suas respectivas declividades, bem como a declividade e comprimento do próprio segmento. Fazendo esta consideração, tentou-se representar os efeitos obtidos pela combinação de diferentes declividades.

As figura 5.34 e 5.35 para a chuva com 5 e 10 anos de TR respectivamente, mostram a plotagem dos valores de declividade nas regiões analisadas contra a eficiência (e') obtida com o controle nos lotes, para cada vazão de restrição considerada.

Comparando as diferentes vazões controladas nos lotes para os dois tempos de retorno utilizados, verificou-se que a mudança na tendência dos pontos graficados nas figuras 5.34 e 5.35, foram resultantes das regiões com declividades inferiores a 3%, sendo que para declividades inferiores a este valor a eficiência caiu significativamente, para 3xQpré-urb e 5xQpré-urb na saída do lote. Este efeito de declividade foi maior para os microrreservatórios dimensionados para 10 anos de TR.

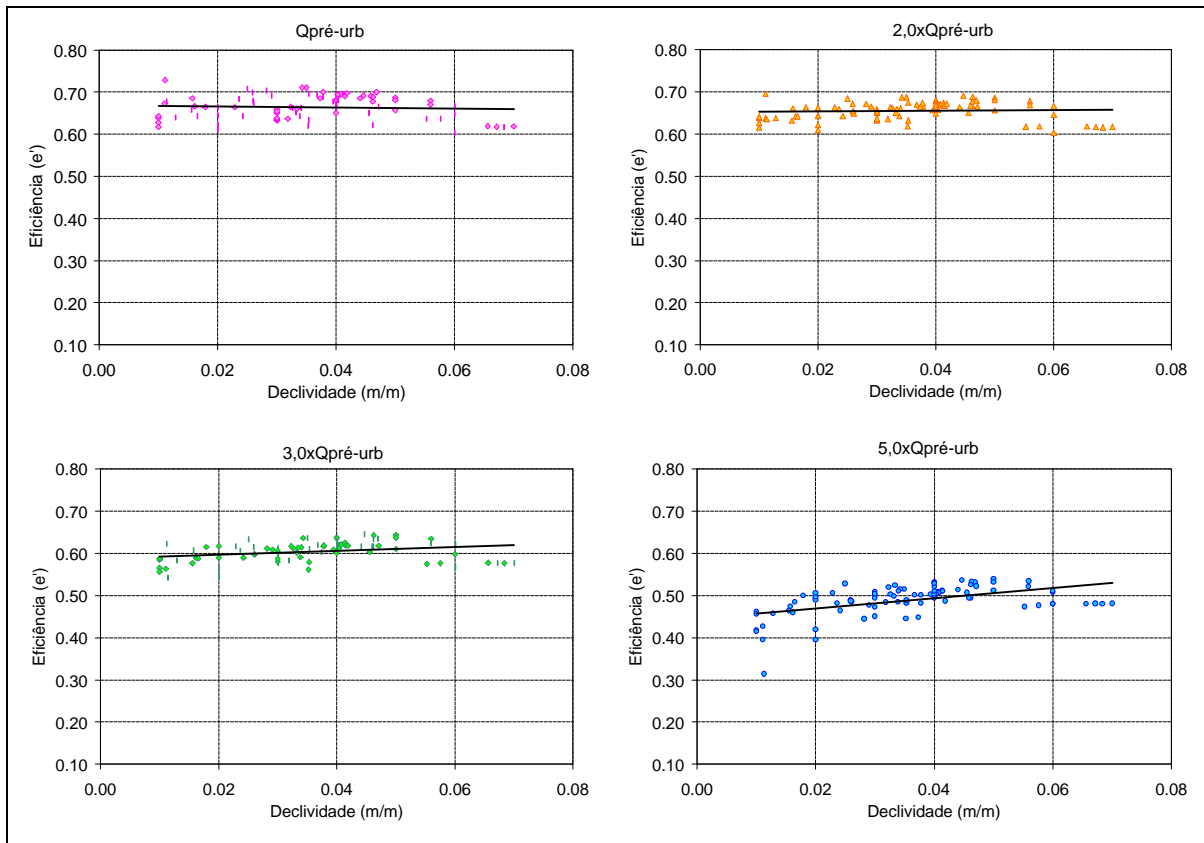


Figura 5.34 – Efeito da declividade para as diferentes vazões de restrição analisadas para 5 anos de TR

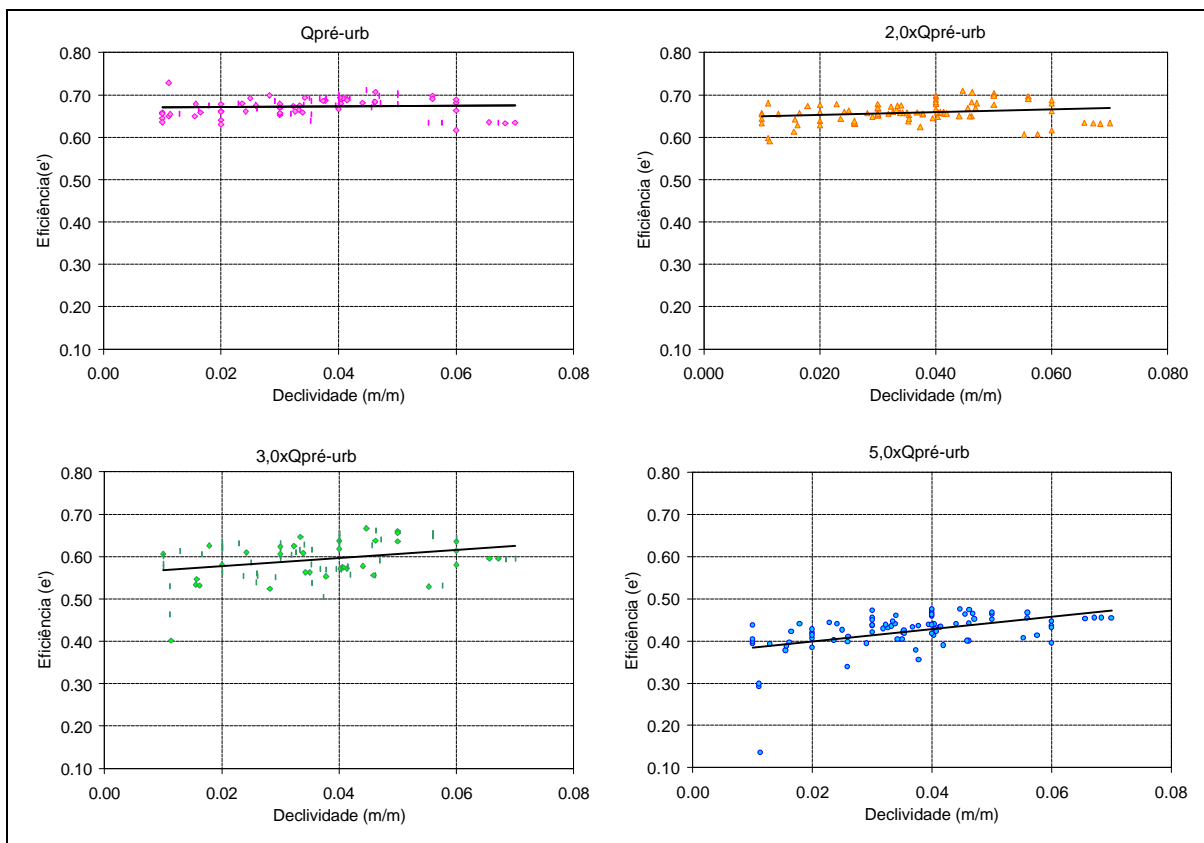


Figura 5.35 – Efeito da declividade para as diferentes vazões de restrição analisadas para 10 anos de TR

Para exemplificar o efeito da declividade no escoamento, foram selecionados alguns hidrogramas e as eficiências (figura 5.36) nas sub-bacias B e K, que drenam aproximadamente a mesma área, mas com declividades bem diferentes.

Quando fixou-se uma vazão de restrição maior na saída do lote, as vazões de pico e os volumes que chegaram às redes de drenagem foram maiores, pois os microrreservatórios dimensionados tiveram menor capacidade de armazenamento. Isso fez com que chegassem simultaneamente à rede de drenagem as vazões de pico provenientes do escoamento nas ruas e calçadas e da saída dos lotes.

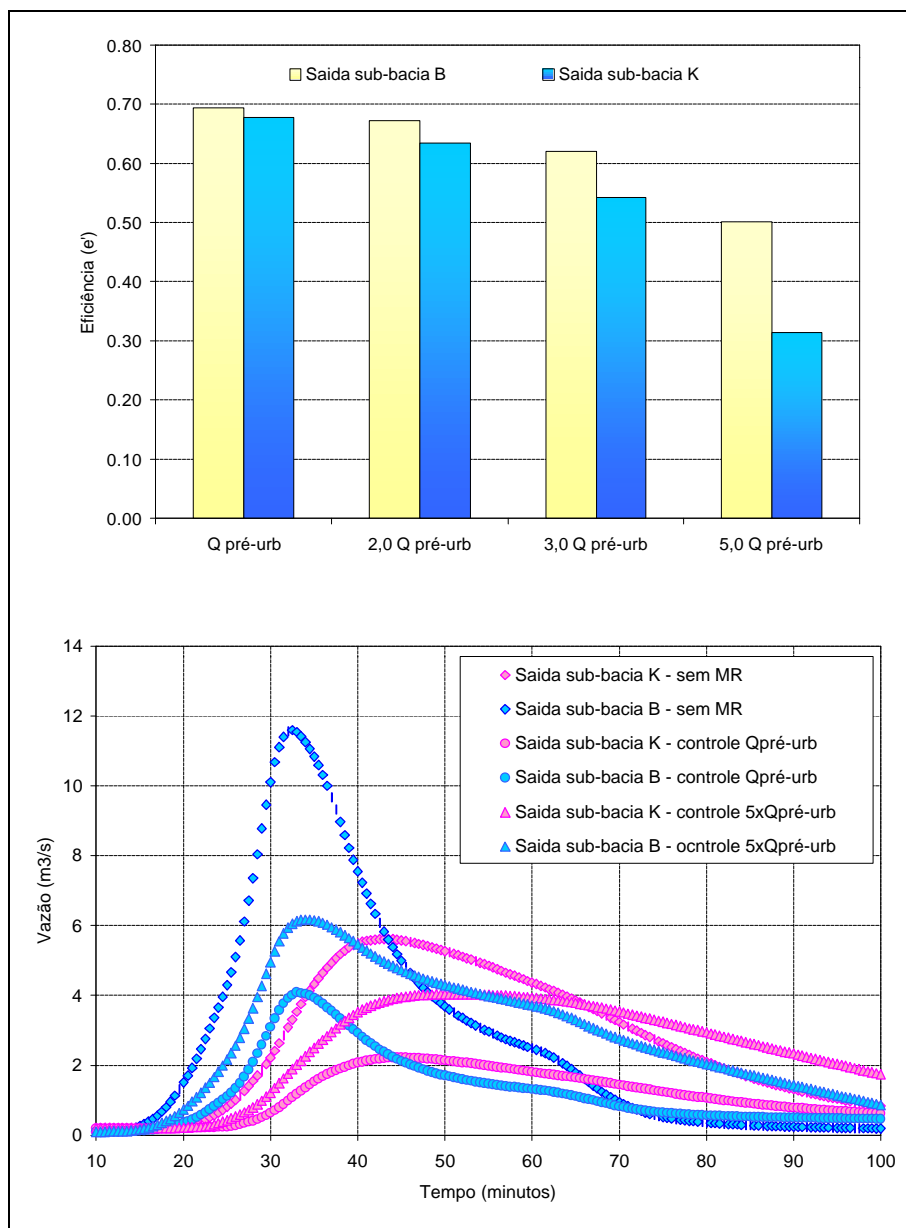


Figura 5.36 – Hidrogramas e eficiência nas sub-bacias B e K – TR 5 anos

Nas regiões altas da bacia, as redes de drenagem não armazenaram água em função da declividade, e acabaram escoando rapidamente para jusante, por isso não apresentaram redução do impacto com os microrreservatórios para as vazões maiores. Nas regiões planas, ao contrário, a baixa declividade fez com que houvesse um maior armazenamento da água nos canais, e para as maiores vazões na saída dos lotes as redes acabaram recebendo mais volume, perdendo a eficiência.

Os tempos médios de viagem dos hidrogramas gerados nas partes altas da bacia são de cerca de 30 minutos no sentido de montante para jusante. Isso fez com que as vazões de pico produzidas nas regiões altas chegassem à saída da bacia aproximadamente junto com as vazões de pico das regiões mais planas. Isso condicionou, através de efeitos de remanso, a chegada dos hidrogramas das regiões planas da bacia, e o efeito foi maior ao permitir maiores vazões nas redes de drenagem. Essa afirmação foi possível após a fragmentação da bacia e a simulação hidrodinâmica unicamente da sub-bacia K, onde verificou-se que se a mesma fosse um sistema independente os condutos não estariam sujeitos a efeitos de jusante e teriam maior capacidade (figura 5.37).

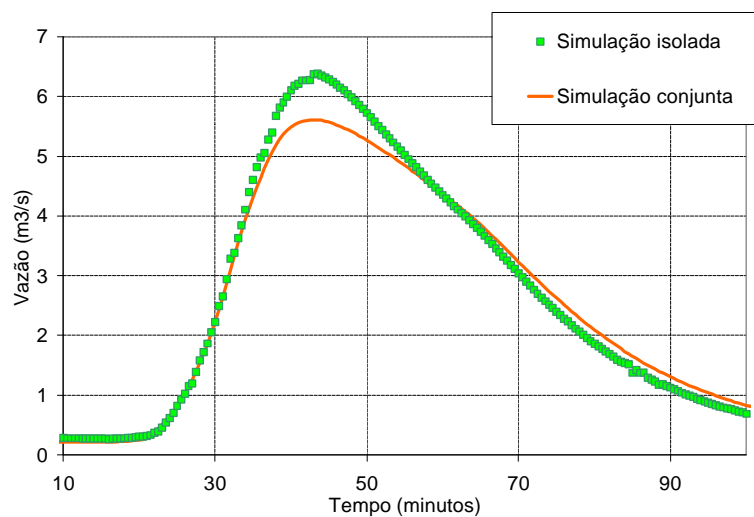


Figura 5.37 – Efeitos de jusante na sub-bacia K – sem microrreservatórios

Os efeitos de remanso, observados neste caso, foram mais acentuados quanto maiores as vazões nas redes de drenagem. Portanto, a redução da eficiência nos condutos localizados nas regiões planas pode ter sido afetada pelo efeito de remanso, “mascarando” os resultados.

Mesmo havendo sido constatado uma redução na eficiência nas redes das regiões planas, foi possível reduzir as vazões de pico em todos os casos, e a configuração usada nesta rede de drenagem não permitiu que hidrogramas retardados aumentassem as vazões de pico a jusante.

5.6 Avaliação do funcionamento dos microrreservatórios para chuvas reais

Com o objetivo de avaliar o desempenho das estruturas de controle dimensionadas no item 5.2, foram simuladas chuvas reais nos microrreservatórios que haviam sido dimensionados para chuvas de projeto.

Foram utilizados dados de pluviógrafos da cidade de Porto Alegre (Aeroporto, IPH e 8º Distrito). Foram selecionados cinco eventos: dois do posto do IPH, um do posto Aeroporto e dois eventos do 8º Distrito, conforme tabela 5.10. Os eventos foram comparados à curva IDF utilizada para determinação da chuva de projeto, e determinados os tempos de recorrência das chuvas.

Tabela 5.10 – Características dos eventos testados

Evento	Pluviógrafo	Data	TR evento completo	TR 1 hora crítica	TR 2 horas críticas
I	IPH	10/01/2001	< 1 ano	< 1 ano	< 1 ano
II	IPH	28/11/2001	< 1 ano	5 anos	2 anos
III	Aeroporto	12/05/1987	< 1 ano	2 anos	1 ano
IV	8º Distrito	23/01/2001	25 anos	35 anos	
V	8º Distrito	05/05/2000	5 anos	2 anos	5 anos

Para a simulação foram testados os microrreservatórios dimensionados para o lote com 300 m² para a chuva de 1 hora de duração, com 5 anos de TR, controlando a vazão de pré-urbanização na saída do lote. A escolha deste reservatório foi basicamente porque resultou na estrutura mais desfavorável sob o ponto de vista de funcionamento, ou seja, com altos tempo de esvaziamento e pequeno descarregador de fundo.

Evento I – Posto IPH 10/01/2001

Embora com um TR menor que 1 ano para 1 hora de duração de chuva, selecionou-se este evento para avaliar o funcionamento do microrreservatório para chuvas de longa duração, e por ter se mostrado crítico em um trabalho experimental com trincheira de infiltração (Souza, 2002). O reservatório foi capaz de absorver os volumes escoados sem que ocorresse extravasamento (figura 5.38). A altura máxima atingida no interior do dispositivo de controle chegou a 29 cm, e o armazenamento durou aproximadamente 36 horas.

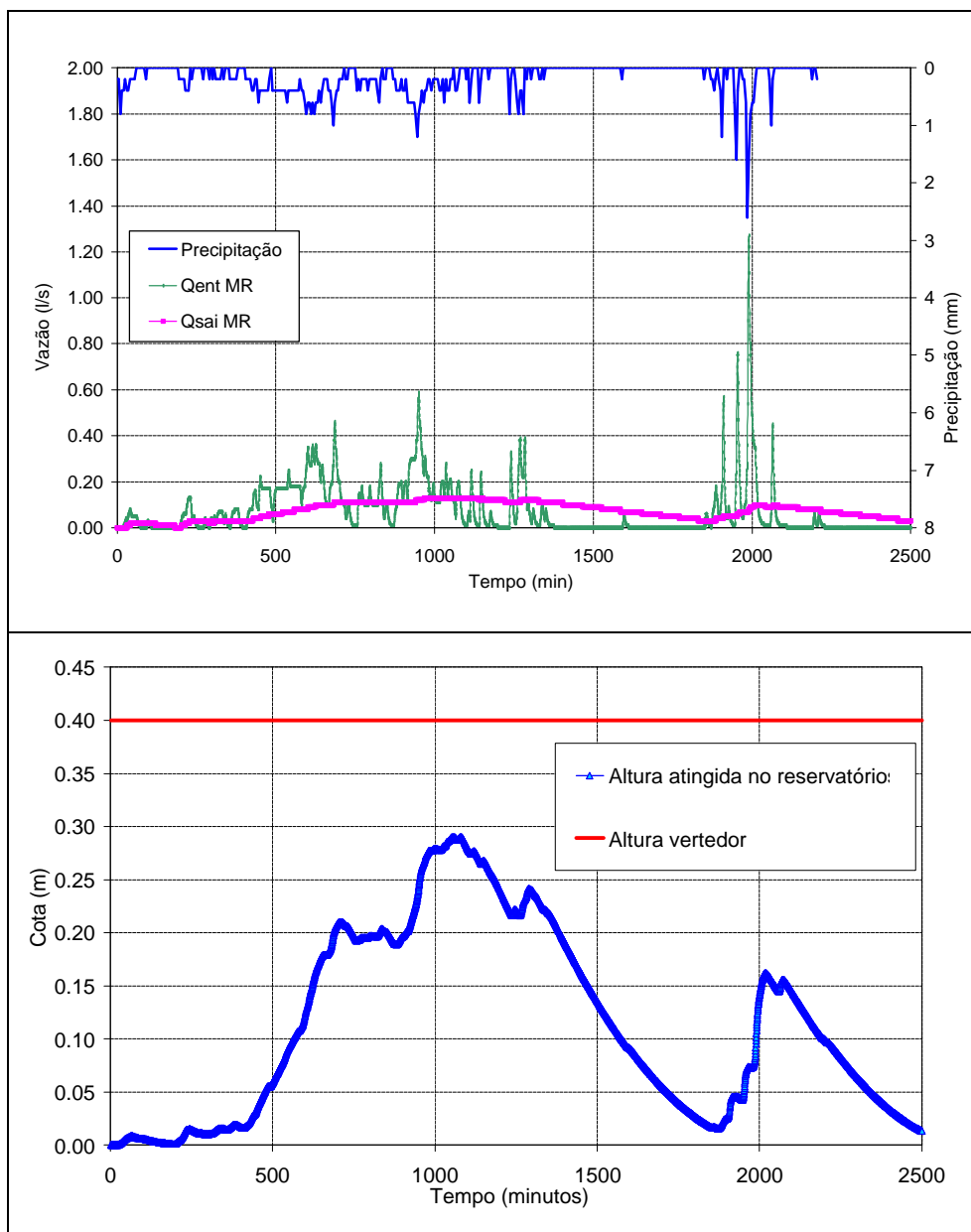


Figura 5.38 – Desempenho do MR - evento dia 01/10/2001

Evento II – Posto IPH 28/11/2001

Este evento, assim como o critério utilizado para o dimensionamento do microrreservatório, tem um TR de 5 anos para 1 hora de chuva. O resultado da simulação está na figura 5.39.

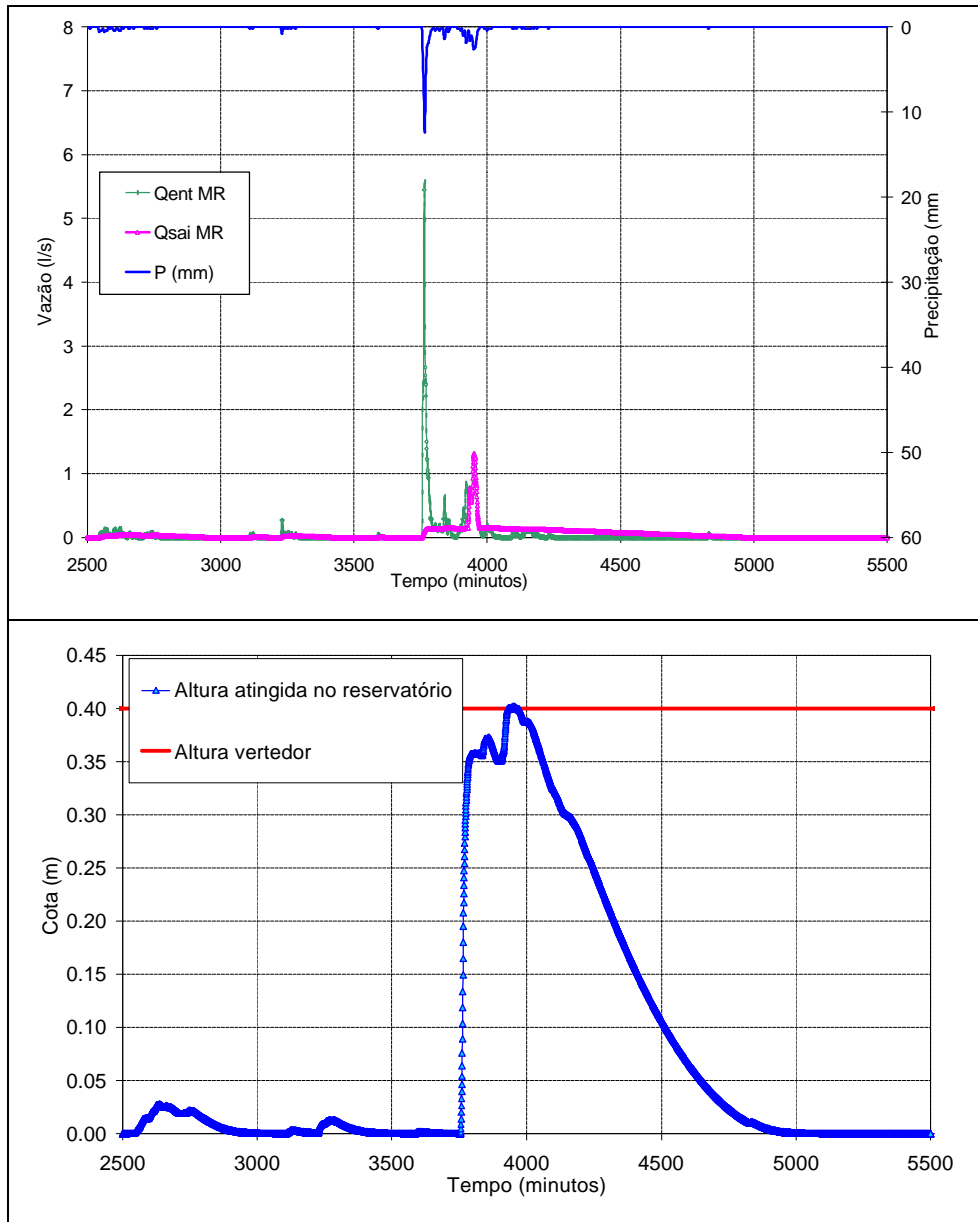


Figura 5.39 – Desempenho do MR - evento dia 28/11/2001

Ocorreu um pico de 12,4 mm de chuva em 5 minutos, fazendo com que os volumes escoados aumentassem consideravelmente e a água atingiu níveis próximos à soleira do vertedor. A ocorrência do segundo pico de chuva, embora de pequena intensidade encontrou o microrreservatório praticamente cheio, levando ao extravasamento durante 30 minutos. A vazão de saída lote durante o extravasamento

aumentou em cerca de 1 l/s, reduzindo rapidamente. O volume extravasado foi de 0,06 m³, o que não chega a comprometer a eficiência pretendida com o microrreservatório no controle das vazões de saída do lote. Embora o intervalo de tempo onde ocorreu a chuva crítica foi de aproximadamente 5 horas, o dispositivo demorou mais de 18 horas para esvaziar.

Evento III – Posto Aeroporto 12/05/1987

Este evento foi registrado na mesma região em que foram coletados os dados para elaboração da IDF utilizada no estudo. A figura 5.40 mostra os resultados obtidos para a simulação deste evento.

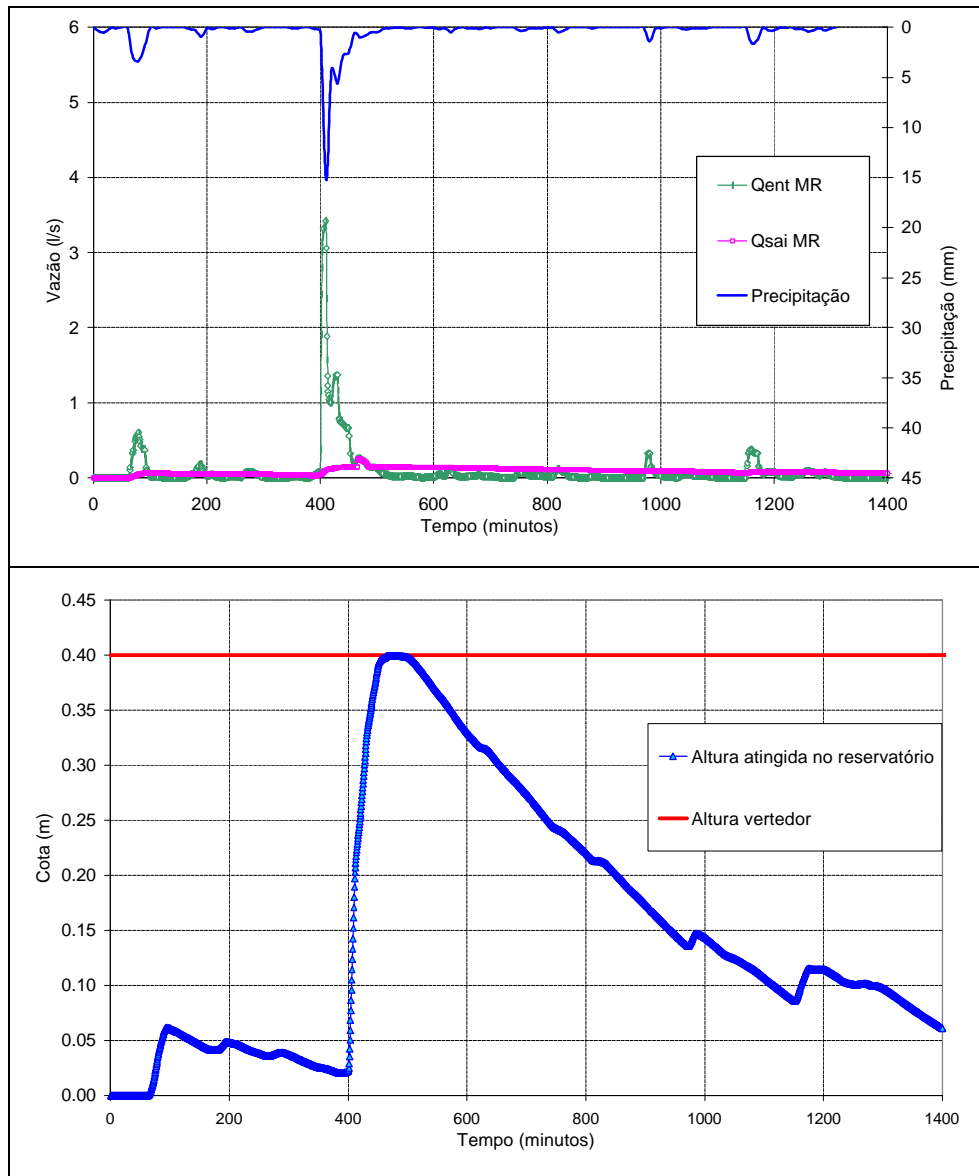


Figura 5.40 – Desempenho do MR - evento dia 12/05/1987

A pequena precipitação inicial comprometeu o volume necessário para armazenamento do volume escoado quando ocorreu a chuva mais intensa, aproximadamente 7 horas após o início do evento. Após a ocorrência do extremo, os níveis dentro do microrreservatório crescem rapidamente, chegando muito próximos à soleira vertedor, não ocorrendo, no entanto, o extravasamento. A duração do evento total foi de aproximadamente 21 horas, sendo que microrreservatório levou mais de 25 horas para o esvaziamento.

Evento IV – Posto 8º Distrito – 23/01/2001

Este evento apresentou uma distribuição temporal da chuva muito comum, ou seja, a existência de dois picos no hietograma (ver figura 5.41). A existência de dois picos na precipitação é prejudicial sob o ponto de vista de funcionamento do microrreservatório, isso porque o volume disponível, dependendo de chuva antecedente, poderia ser muito pequeno quando ocorresse o segundo pico de vazões. Neste evento essa situação foi verificada. Além deste fato, o evento selecionado teve de aproximadamente 25 anos TR, e a chuva crítica de 1 hora de duração tem cerca de 35 anos de TR.

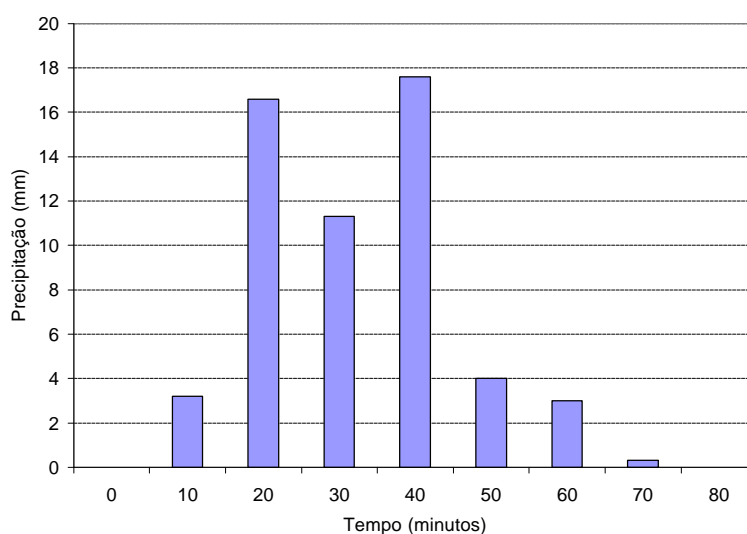


Figura 5.41 – Hietograma do evento IV

Conforme a figura 5.42, verifica-se que a ocorrência do segundo pico da precipitação ocorreu quando o microrreservatório já estava praticamente cheio provocando o extravasamento. Ocorreu o extravasamento de aproximadamente $0,13 \text{ m}^3$ em cerca de meia hora, e a vazão de saída aumentou em aproximadamente 4 l/s . A estrutura necessitou aproximadamente 12 horas para esvaziar.

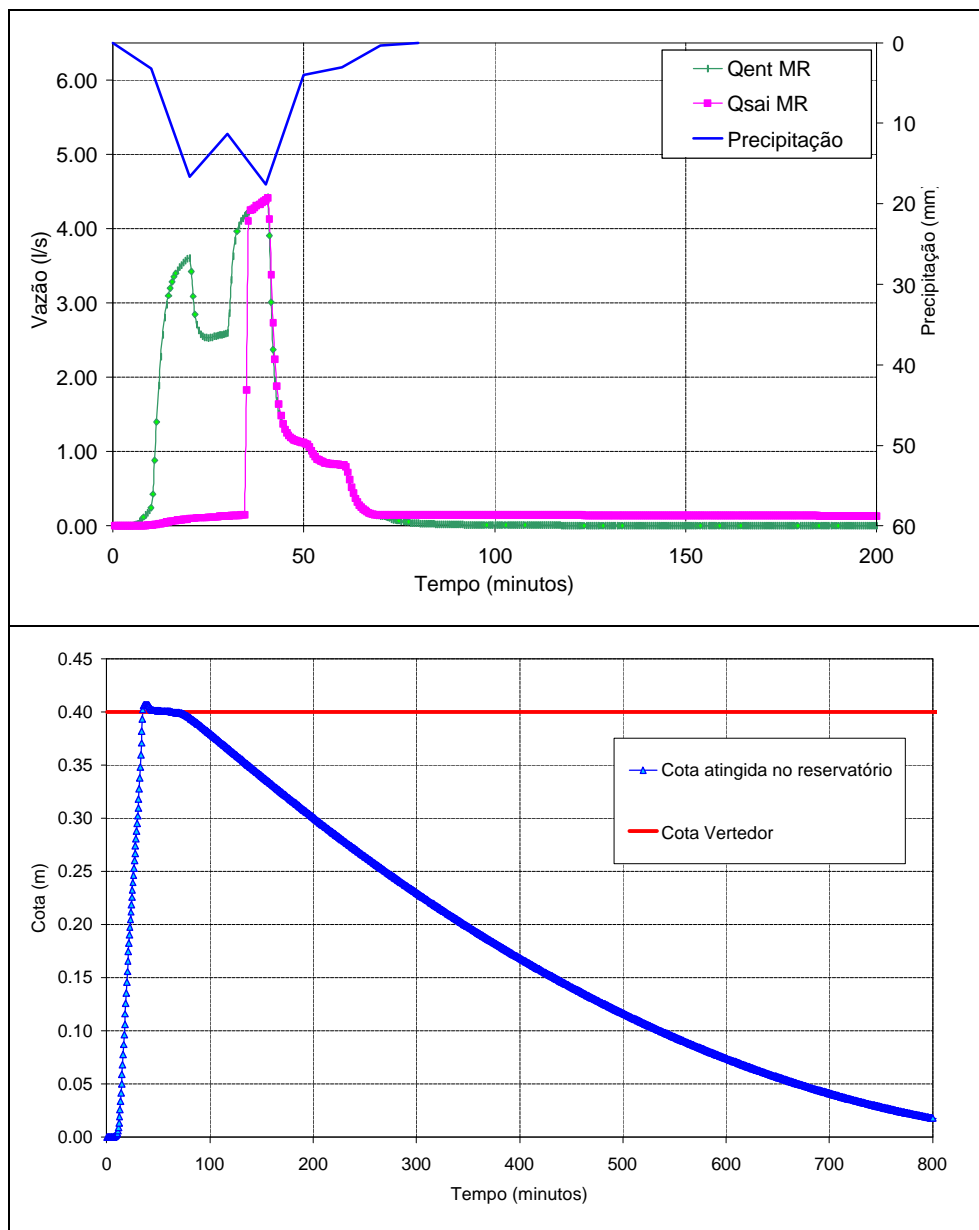


Figura 5.42 – Desempenho do MR - evento dia 23/01/2001

Com o extravasamento, a vazão na saída do lote aumentou consideravelmente, no entanto foi possível obter uma redução de $28 \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja, aproximadamente 30% na vazão de pico na saída da bacia com relação à bacia sem microrreservatórios

submetida à mesma chuva. Os microrreservatórios armazenaram o primeiro pico de chuva e regularizaram as vazões de saída do lote por um longo período de tempo. Quando ocorreu o segundo pico de chuva, embora sem volume de reserva disponível nos microrreservatórios, a rede de drenagem estava com maior capacidade para receber os volumes excedentes gerados na bacia (figura 5.43).

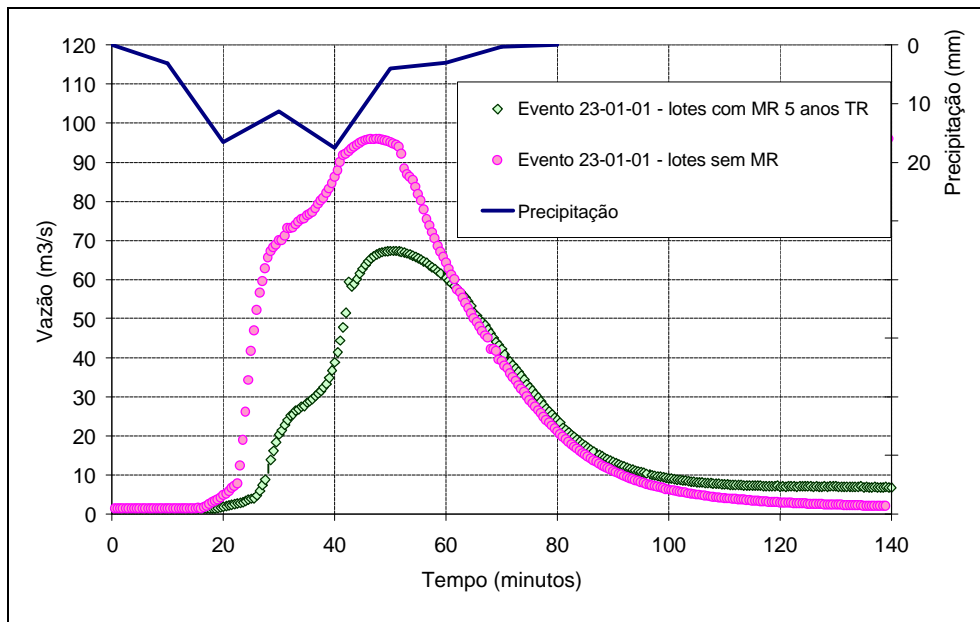


Figura 5.43 – Hidrograma na saída da bacia - evento dia 23/01/2001

Evento V – Posto 8º Distrito – 05/05/2000

Este evento, assim como o evento anterior, apresentou dois picos; no entanto a duração da chuva foi mais longa, conforme o hietograma na figura 5.44.

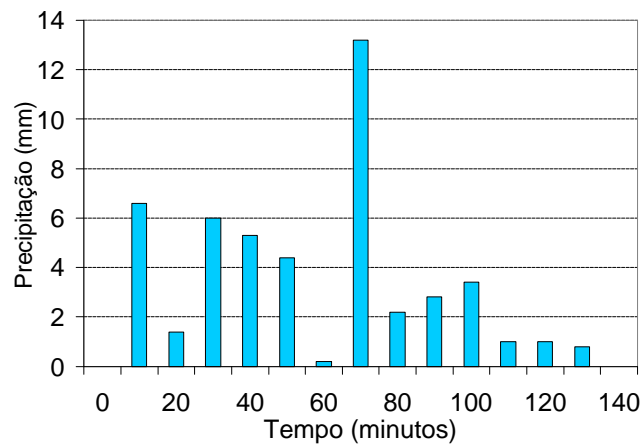


Figura 5.44 – Hietograma do evento V

Os primeiros 50 minutos de chuva fizeram com que mais da metade da altura do microrreservatório estivesse ocupada. Aos 70 minutos, quando a chuva volta a ser intensa, o solo está saturado, fazendo com que houvesse um rápido acréscimo nas vazões escoadas. A partir deste momento, os dispositivos encheram rapidamente e houve extravasamento, conforme figura 5.45.

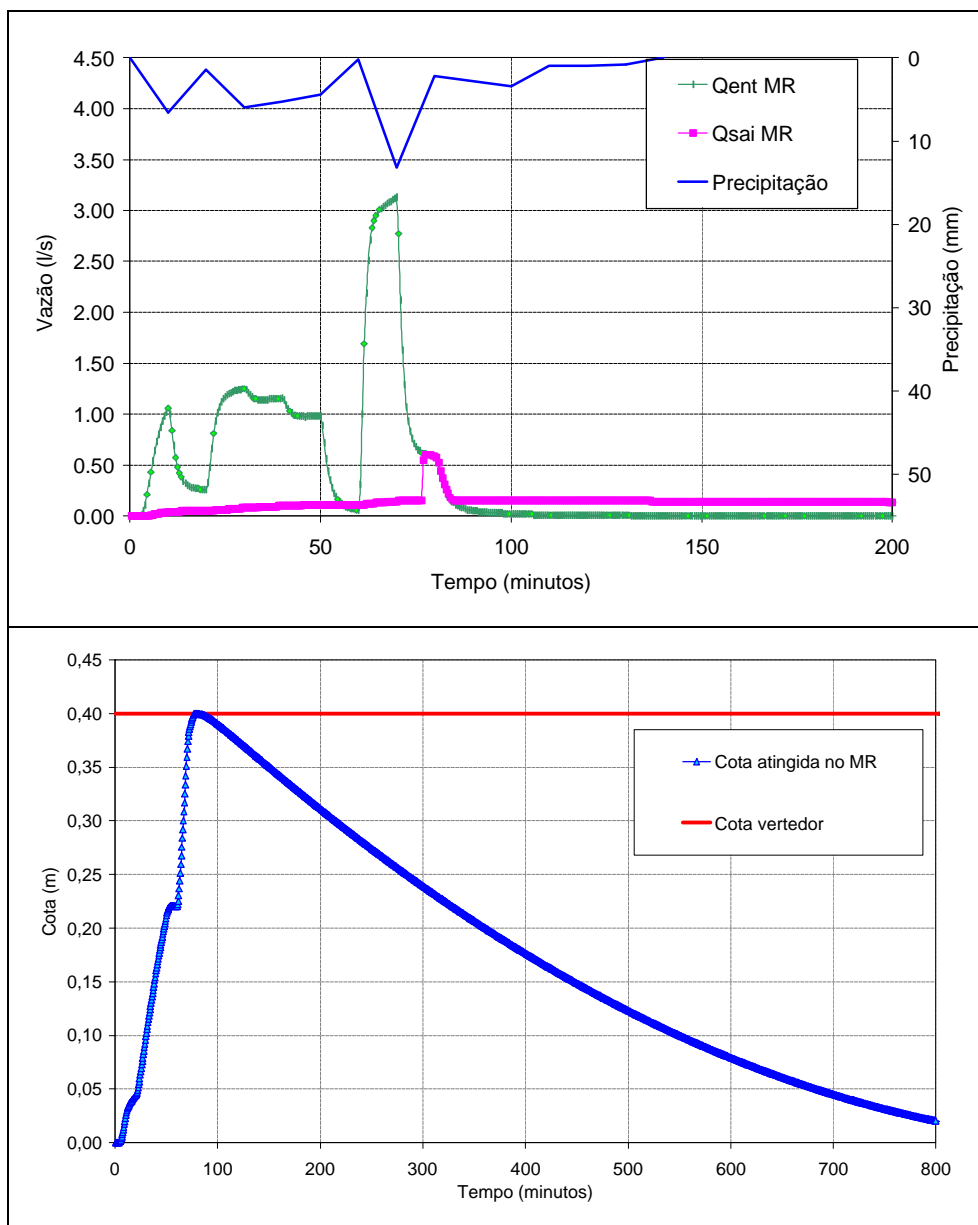


Figura 5.45 – Desempenho do MR - evento dia 05/05/2000

O microrreservatório extravasou durante cerca de 3 minutos e as vazões na saída do lote aumentaram em menos de 0,5 l/s. Após ter atingido a vazão de pico, a água ficou armazenada por aproximadamente 13 horas, embora o evento tenha durado pouco mais

de 2 horas. Com os microrreservatório foi possível reduzir em mais de 51% a vazão na saída da bacia, conforme a figura 5.46.

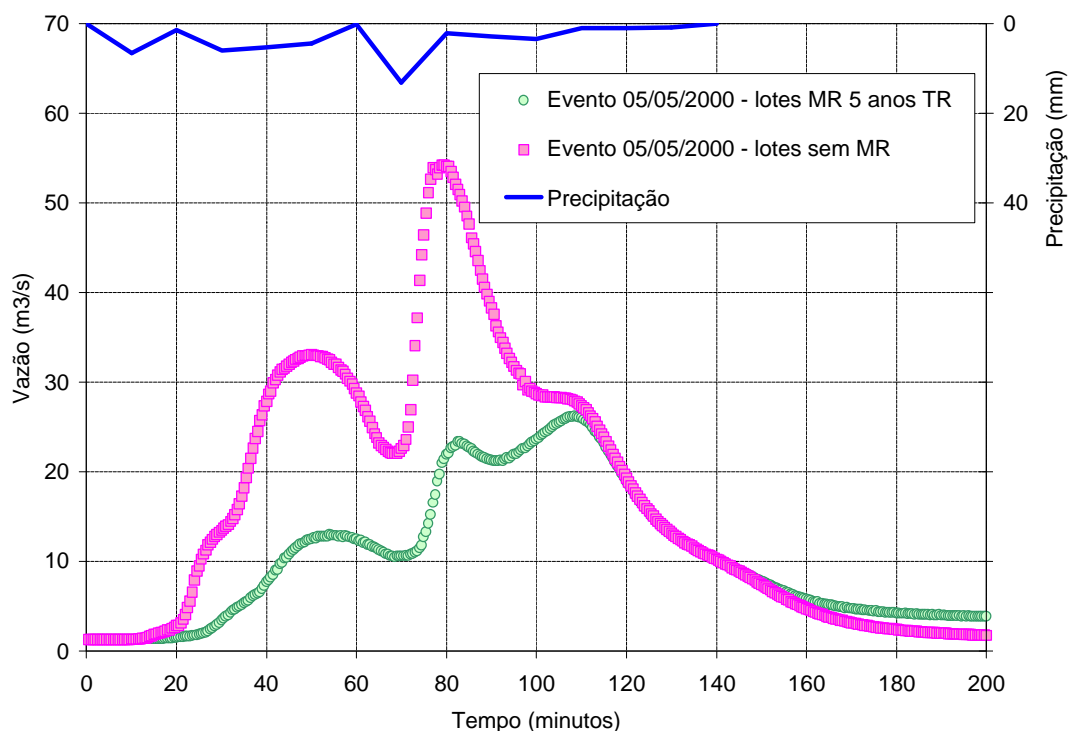


Figura 5.46 – Hidrograma na saída da bacia - evento dia 05/05/2000

5.6.1 Análise do desempenho dos microrreservatórios

O pequeno descarregador de fundo deste microrreservatório testado fez com que os tempos de armazenamento fossem elevados para os eventos de curta duração, tornando-se ainda maiores para eventos mais prolongados, mesmo que de menor intensidade.

As precipitações intensas e de curta duração fizeram com que o microrreservatório enchesse rapidamente levando ao extravasamento, não comprometendo no entanto, o efeito pretendido com a utilização das estruturas à escalas maiores.

A característica da chuva crítica foi a ocorrência de dois picos. Sob estas condições os microrreservatórios perderam a capacidade de armazenamento para o primeiro pico, extravasando quando ocorreu o segundo pico. O evento V, embora com mesmo tempo de retorno usado no dimensionamento, apresentou extravasamento da

estrutura como consequência da ocorrência de 2 picos de chuva. A vazão na saída do lote aumentou, e as vazões nas redes de drenagem foram maiores, mas mesmo assim foi possível um controle significativo na bacia. Para o evento IV, com um tempo de retorno muito superior ao considerado no dimensionamento, foi possível um amortecimento considerável das vazões na bacia com relação à bacia sem microrreservatórios, visto que conseguiram armazenar os volumes decorrentes do primeiro pico de chuva.

5.7 Análise econômica

Os resultados obtidos para esta análise estão referidos às possibilidades de combinações de tempos de retorno utilizadas dimensionamento, ou seja:

- Combinação I - TR 5 anos para microrreservatórios e microdrenagem, TR 10 anos para macrodrenagem;
- Combinação II - TR 10 anos para microrreservatórios, microdrenagem e macrodrenagem.

Não foram analisadas outras alternativas, por exemplo, a combinação TR 10 anos para microrreservatórios e macrodrenagem, TR 5 anos para microdrenagem, porque não faria sentido, visto que a vazão de saída dos lotes poderia ser maior que a capacidade da rede coletora em determinados casos.

Os custos resultantes do dimensionamento das redes de microdrenagem e de macrodrenagem não apresentaram diferenças significativas para as bacias simuladas com os dois tamanhos de lote, portanto, são apresentados os resultados obtidos para os lotes com 300m². Já o custo estimado para construção do microrreservatório variou muito em função do tamanho do lote simulado, portanto a análise de custos foi realizada separadamente.

5.7.1 Custo de implantação dos microrreservatórios

Os custos estimados para implantação dos microrreservatórios com os dois tipos de materiais propostos na metodologia (concreto armado e alvenaria) produziram consideráveis diferenças nos custos finais das estruturas, conforme a tabelas 5.11.

Os microrreservatórios executados em concreto armado resultaram em média 43% mais caros que os executados em alvenaria para os lotes de 300 m². Já para os lotes de 600 m² esta diferença foi mais significativa, chegando a 52%. Considerando que o proprietário do lote buscaria implementar a estrutura com o mínimo custo financeiro, a seqüência da análise concentrou-se nos microrreservatórios executados em alvenaria.

Tabela 5.11 – Custo microrreservatórios

Vazão de Restrição	Custo (R\$) lote 300 m ²				Custo (R\$) lote 600 m ²			
	Combinação I		Combinação II		Combinação I		Combinação II	
	concreto	alvenaria	concreto	alvenaria	concreto	alvenaria	concreto	alvenaria
Qpré-urb	1273	922	1404	1039	2079	1424	2168	1454
2.0xQpré-urb	898	618	898	618	1544	957	1684	1137
3.0xQpré-urb	973	693	832	574	1421	918	1421	918
5.0xQpré-urb	504	346	440	297	1260	858	731	477

Os custos dos microrreservatórios dependeram principalmente da área em planta da estrutura. A laje armada para cobrir o microrreservatório teve grande influência nos custos finais. Assim, os microrreservatórios com grande área em planta foram os mais caros. Isso aconteceu com os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR no lote de 300 m² controlando 3xQpré-urb, que resultou em custo maior que o obtido para controlar 2xQpré-urb. O aumento da área em planta foi consequência do critério utilizado no dimensionamento, ou seja, aumentar o diâmetro do descarregador de fundo.

Para os microrreservatórios em alvenaria, o custo médio do m³ de armazenamento nos lotes de 300 m² foi de R\$ 175 para 5 anos e 10 anos de TR; para os lotes com 600 m², este custo foi de aproximadamente R\$ 145. Os microrreservatórios dos lotes maiores têm um maior volume de armazenamento com relação aos lotes menores; no

entanto, as partes mais onerosas da estrutura (base e laje de cobertura) são praticamente as mesmas.

Para ambos os tamanhos de lote, os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR, de forma a manter a vazão na saída do lote até $5 \times Q_{\text{pré-urb}}$, resultaram mais caros que os dimensionados para 10 anos de TR. A inversão nos custos foi condicionada pelo critério utilizado durante o dimensionamento, ou seja, foi necessário aumentar a área em planta dos microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR para compensar a vazão de saída pelo descarregador de fundo com diâmetro maior. Dessa forma, os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR resultaram em estruturas com maior área em planta que os dimensionados para 10 anos de TR, elevando o custo.

Na tabela 5.12 estão apresentados os custos totais de implantação dos microrreservatórios dimensionados para os lotes com 300 e 600 m², para as diferentes vazões de restrição.

Tabela 5.12 – Custo microrreservatórios para implantação das combinações I e II

Vazão de Restrição	Custo total (R\$) lote 300 m ²		Custo total (R\$) lote 600 m ²	
	Combinação I	Combinação II	Combinação I	Combinação II
Q _{pré-urb}	25.451.119	28.692.180	19.664.370	20.068.335
2.0xQ _{pré-urb}	17.082.468	17.082.468	13.213.032	15.692.438
3.0xQ _{pré-urb}	19.148.693	15.865.639	12.672.169	12.672.169
5.0xQ _{pré-urb}	9.575.900	8.201.409	11.850.071	6.582.900

Embora, na maioria dos casos, o custo do microrreservatório dimensionado para o lote de 300 m² seja menor que o custo do microrreservatórios dimensionado para o lote de 600 m², o custo total de implantação de 27.600 microrreservatórios (lotes com 300 m²) na bacia apresentou um maior custo que a implantação de 13.800 microrreservatórios (lotes com 600 m²). Embora os volumes necessários para armazenamento nos microrreservatórios dos lotes de 600 m² tenha sido praticamente o dobro, não houve a mesma proporcionalidade com relação aos custos, sendo particularmente influenciado pela área em planta da estrutura. Por exemplo, para um TR de 5 anos, o custo médio do microrreservatório dimensionado para o lote de 300 m²

representou aproximadamente 61% do custo do microrreservatório dimensionado para o lote de 600 m²; para 10 anos de TR, este percentual foi de aproximadamente 63%.

Verificação

Como os microrreservatórios dimensionados resultaram, na maioria dos casos, em estruturas ocupando grande área em planta, foram simulados reservatórios cilíndricos de 60 cm de diâmetro, propostos por Cruz (1998). Os microrreservatórios (figura 5.47) cilíndricos podem ser implantados, através da conexão de tubos de drenagem de concreto, permitindo uma grande flexibilidade na locação no interior do lote, podendo ser colocados ao longo do terreno, ou em um conjunto de microrreservatórios paralelos, como na figura 5.47.

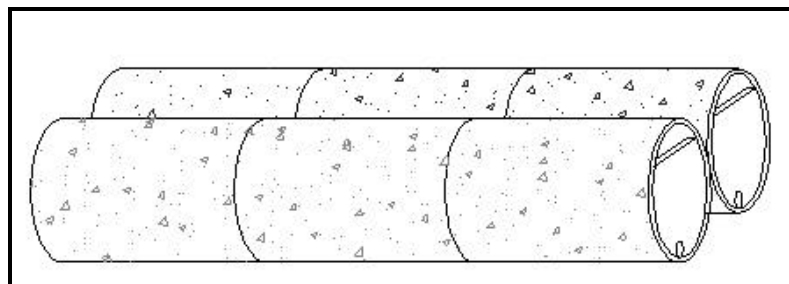


Figura 5.47 – Microrreservatório cilíndrico

Foram realizadas simulações e dimensionados os microrreservatórios para o lotes de 300 m², para uma chuva com 5 anos de TR. Durante o dimensionamento dos microrreservatórios cilíndricos, verificou-se a necessidade de manutenção do descarregador de fundo encontrado no dimensionamento dos microrreservatórios (item 5.2) para trabalhar com um número menor de tubos.

Em geral os custos de implantação dos microrreservatórios cilíndricos foram menores que os custos dos microrreservatórios em alvenaria, conforme a figura 5.48. As duas situações em que os microrreservatórios cilíndricos resultaram mais caros foi quando houve capacidade ociosa de volume na estrutura. O excesso de capacidade foi decorrente da padronização do comprimento dos tubos (1 m), visto que não é possível, por exemplo, um proprietário, adquirir meio tubo.

O microrreservatório cilíndrico mostrou ser uma alternativa viável, por possuir maior flexibilidade de implantação no interior do lote, e com custos muito próximos aos obtidos para os microrreservatórios executados em alvenaria.

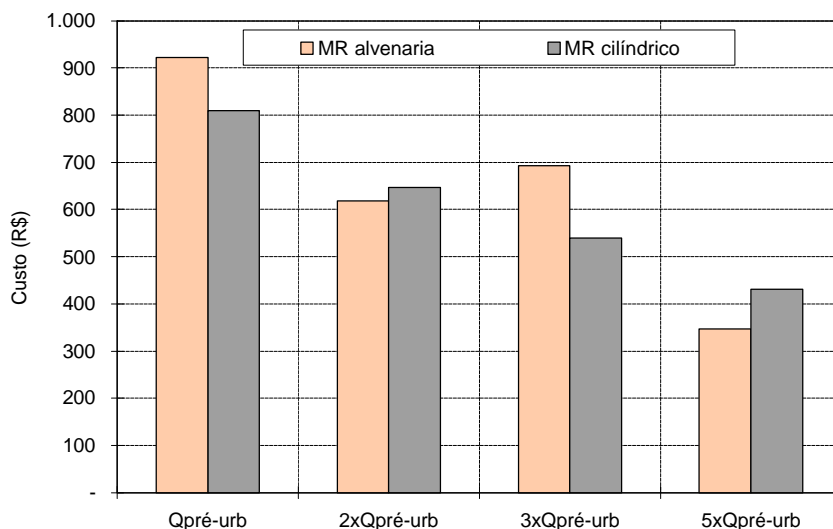


Figura 5.48 – Custos dos microrreservatórios em alvenaria e cilíndrico
Lote 300 m²- chuva 5 anos TR – 1 hora de duração

5.7.2 Custo de implantação das redes de drenagem

Os custos das redes de micro e macrodrenagem foram estimados conforme metodologia apresentada no item 4.9. Os trechos de microdrenagem totalizaram cerca de 70 km de redes, e os trechos da rede de macrodrenagem, aproximadamente 19 km.

Na tabela 5.13 são apresentados separadamente os custos para a implantação das redes de micro e macrodrenagem, dimensionadas para os tempos de retorno propostos nas Combinações I e II, para as diferentes vazões controladas nos lotes e para a bacia sem controle (sem MR).

Em ambas combinações o custo das redes de microdrenagem esteve muito próximo, sendo que a combinação II foi em média 2% mais cara. A proximidade dos custos deve-se à utilização do diâmetro mínimo de 30 cm nos tubos das redes. Após uma verificação dos resultados, foi possível identificar que na combinação II mais de 58% do total de redes de microdrenagem poderiam ser implantados com diâmetros

iguais ou inferiores a 30 cm. Na combinação I cerca de 68% da rede poderia ser implantada com diâmetros menores que 30 cm; isso significa que existem muitos trechos na rede de microdrenagem com excesso de capacidade, para ambas as combinações, principalmente ao restringir menores vazões na saída do lote.

Tabela 5.13 – Custo de implantação das redes de micro e macrodrenagem

Vazão de Restrição	Custo total (R\$) macrodrenagem		Custo total (R\$) microdrenagem	
	Combinação I	Combinação II	Combinação I	Combinação II
Qpré-urb	23.111.568	23.805.680	13.890.668	14.059.399
2.0xQpré-urb	24.718.492	24.924.818	13.899.361	14.087.309
3.0xQpré-urb	26.102.722	27.811.781	14.091.666	14.268.960
5.0xQpré-urb	30.895.152	32.140.044	14.477.821	14.960.045
Sem MR	38.863.265	38.863.265	16.149.855	16.545.256

Para a combinação I é possível um dimensionamento mais econômico das redes, tanto de micro como macrodrenagem. Os microrreservatórios dimensionados para 5 anos permitem menores vazões na saída dos lotes, além de conseguirem amortecer o pico de uma chuva com 10 anos de TR. O controle do pico da vazão é possível, pois o mesmo ocorre aproximadamente aos 30 minutos, enquanto o extravasamento se dá aos 57 minutos.

Na figura 5.49 são mostrados os hidrogramas resultantes de uma chuva com 10 anos de TR na saída de um quarteirão, onde foram utilizados os microrreservatórios dimensionados para 5 e 10 anos. Nesta figura é possível identificar o momento em que chegam os volumes provenientes do extravasamento (região marcada), já na recessão do hidrograma, e a pequena diferença entre o pico das vazões para os dois casos. Embora neste exemplo seja pequena a diferença entre as vazões de pico entre os dois TRs, o efeito ocorre em cada um dos quarteirões, resultando um valor significativo ao considerar o conjunto de quarteirões utilizados na bacia. Assim, as vazões de pico nas redes de drenagem são menores e os excessos provenientes do extravasamento ocorrem quando há pouco água nos condutos, não comprometendo a eficiência.

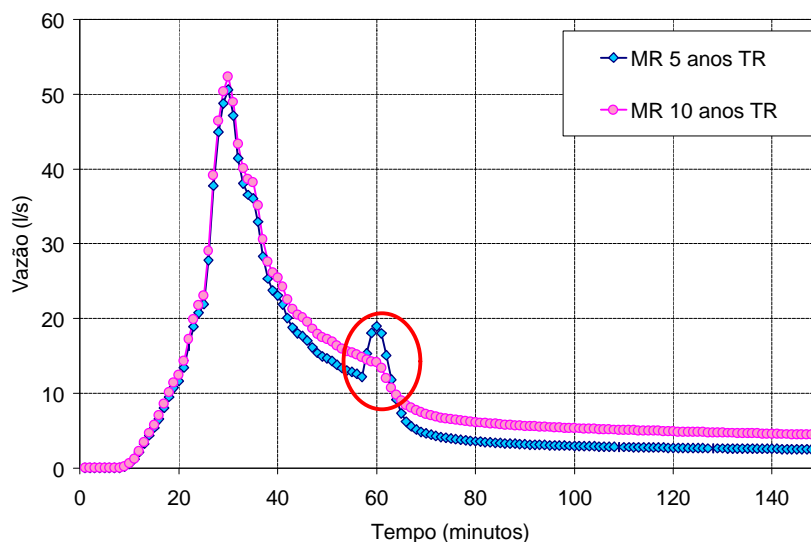


Figura 5.49 – Hidrograma saída quarteirão – chuva 10 anos TR

Na tabela 5.14 e figura 5.50 encontra-se o custo total para a implantação das redes de drenagem das combinações I e II, e a economia percentual no dimensionamento da rede de drenagem, para as diferentes vazões de restrição adotadas nos lotes. O valor de referência para o cálculo da economia foi a rede dimensionada para a bacia sem microrreservatórios da combinação I (R\$ 55.013.121). A escolha desta alternativa foi baseada no fato de ser o critério normalmente adotado para o dimensionamento das redes de drenagem. A implantação da rede de drenagem para bacia sem microrreservatórios da combinação II resultou 0,7% mais cara que a rede de drenagem da combinação I.

Tabela 5.14 – Custo total e economia das redes de drenagem das combinações I e II

Vazão de Restrição	Custo total (R\$) redes drenagem		Economia (%) redes drenagem	
	Combinação I	Combinação II	Combinação I	Combinação II
Qpré-urb	37.002.237	37.865.079	32,7	31,2
2.0xQpré-urb	38.617.853	39.012.127	29,8	29,1
3.0xQpré-urb	40.194.388	42.080.741	26,9	23,5
5.0xQpré-urb	45.372.973	47.100.090	17,5	14,4
Sem MR	55.013.121	55.408.522	0	-0,7

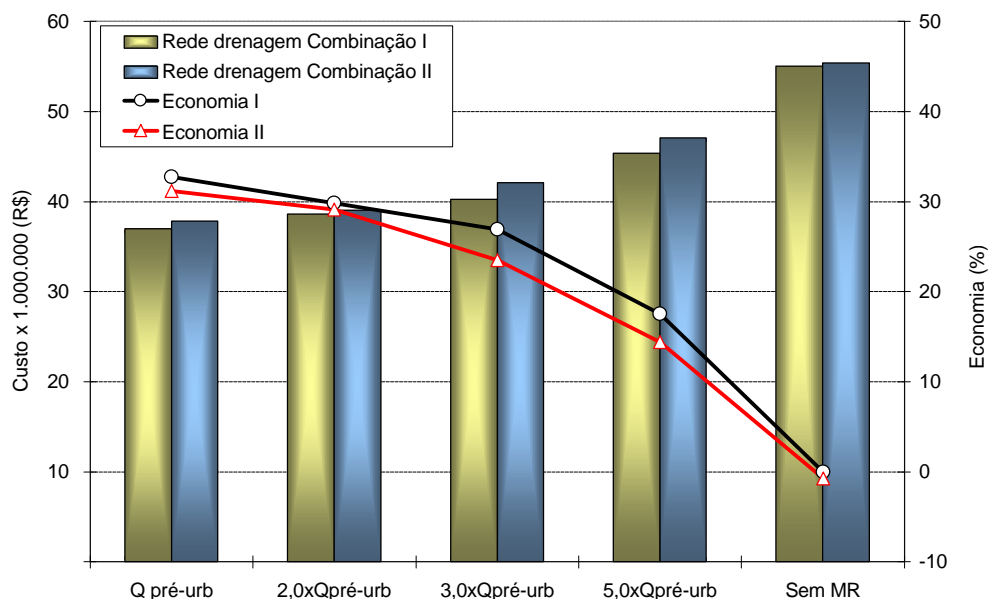


Figura 5.50 – Custo e economia das redes de drenagem das combinações I e II

5.7.3 Custos globais - implantação das redes de drenagem e microrreservatórios

Os custos globais na bacia foram calculados agregando os custos de implantação dos microrreservatórios para as diferentes vazões de restrição aos custos de implantação da rede de drenagem. Na figura 5.51 são apresentadas as composições dos custos (microrreservatórios e redes de drenagem) para a avaliação dos custos globais, apresentados na tabela 5.15. Na figura 5.52 são comparados os custos globais aos custos e implantação unicamente da rede de drenagem.

Tabela 5.15 – Custo global na implantação das combinações I e II

Vazão de Restrição	Custo global (R\$)		Custo global (R\$)	
	bacia com lotes de 300 m ²		bacia com lotes de 600 m ²	
	Combinação I	Combinação II	Combinação I	Combinação II
Qpré-urb	62.453.356	66.557.260	56.666.607	57.933.415
2.0xQpré-urb	55.700.321	56.094.595	51.830.885	54.704.565
3.0xQpré-urb	59.343.081	57.946.380	52.866.557	54.752.910
5.0xQpré-urb	54.948.873	55.301.499	57.223.044	53.682.990
Sem MR	55.013.121	55.408.522	55.013.121	55.408.522

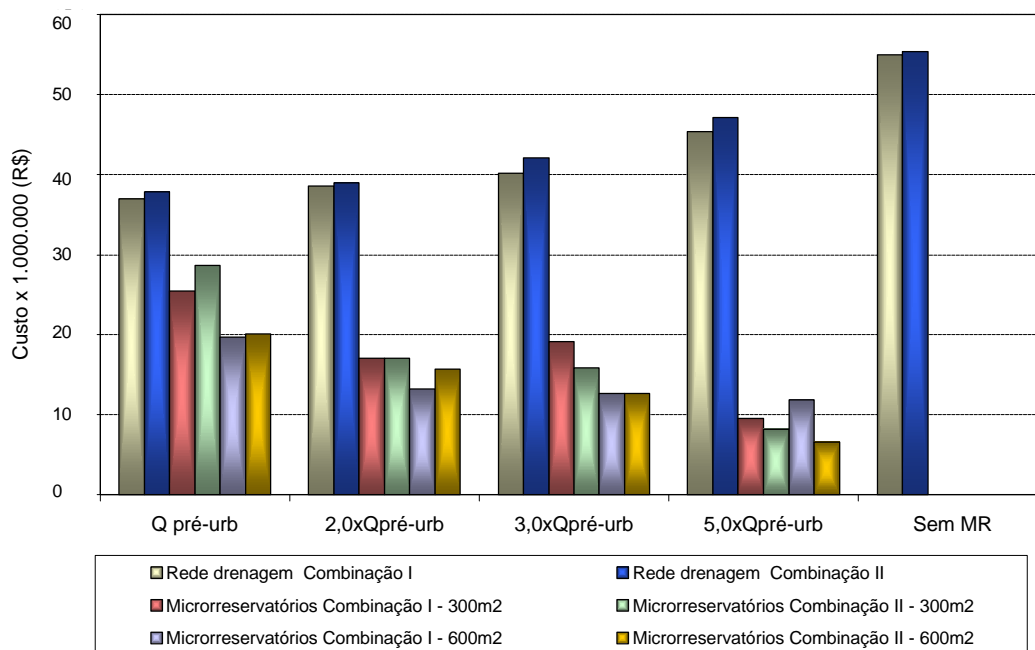


Figura 5.51 – Composição dos custos - Combinações I e II

Na figura 5.53 foram plotadas a economia nos custos globais obtida para os dois tamanhos de lote simulados, para as duas combinações propostas, e para as vazões controladas na saída dos lotes. Os valores negativos correspondem às obras com um custo de implementação maior que o valor de referência; ou seja, os custos globais são maiores que o dimensionamento das redes de micro e macrodrenagem para uma bacia sem estruturas de controle da combinação I.

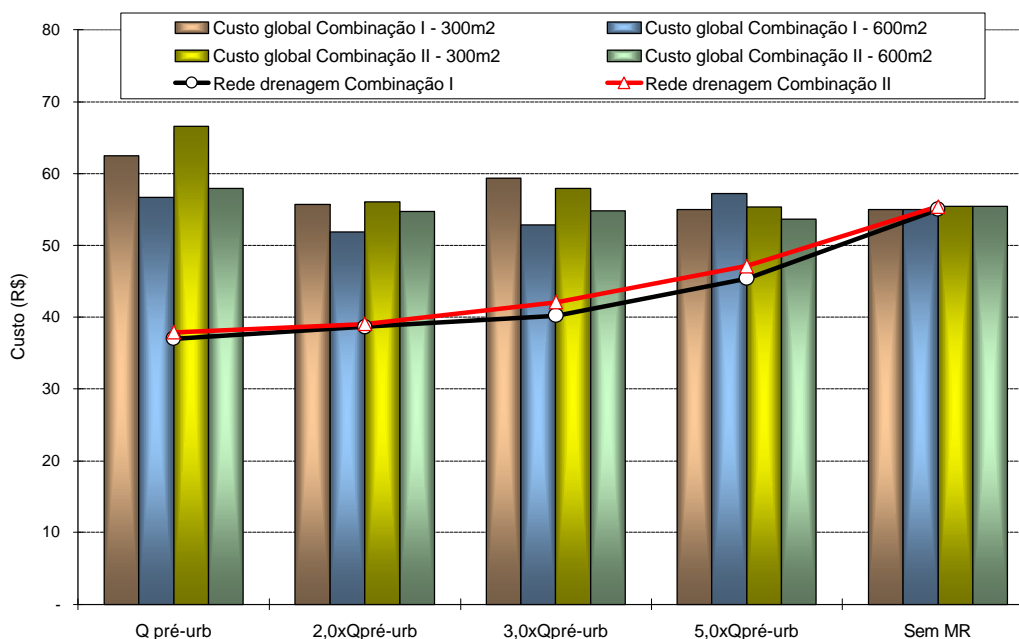


Figura 5.52 – Custos globais e custo das redes de drenagem

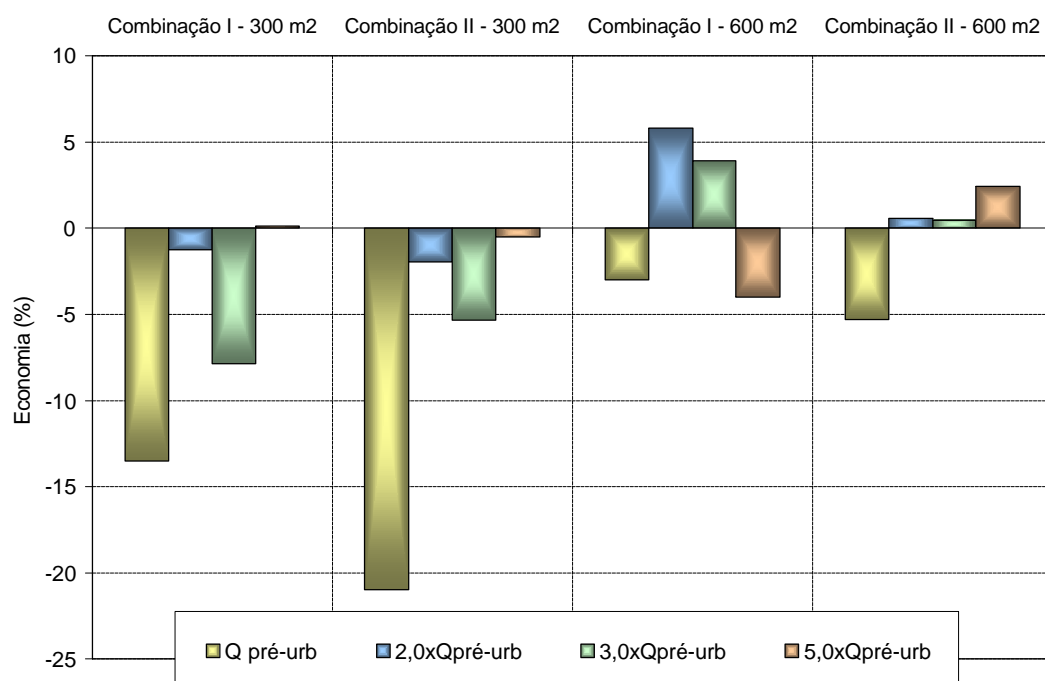


Figura 5.53 – Economia global para as combinações I e II

Para os lotes de 300 m² os custos globais resultaram maiores que os envolvidos nas obras de drenagem da bacia sem controle, à exceção dos microrreservatórios para 5 anos de TR, dimensionados para manterem a vazão na saída do lote em 5xQpré-urb. Os custos globais chegaram a ser 21% mais caros que a implantação da rede de drenagem sem utilização de microrreservatórios na bacia. O custo unicamente de implantação dos microrreservatórios representou 18 a 75% dos custos com obras da rede de drenagem. Para este tamanho de lote, pode ser visto como as características do microrreservatório dimensionado para manter a vazão na saída do lote em 3xQpré-urb provocaram uma significativa redução na economia. Os resultados poderiam ter levado a uma alternativa mais econômica neste caso se, durante o dimensionamento, o descarregador de fundo tivesse sido mantido igual ao utilizado para 2xQpré-urb, utilizando uma estrutura pouco mais alta e com menor área em planta.

Na bacia formada pelos lotes com 600 m², para as duas combinações analisadas e para todas as vazões de restrição adotadas na saída dos lotes, os custos globais estiveram muito próximos aos custos da implantação da rede de drenagem na bacia sem controle, com uma variação percentual de mais ou menos 5% no valor de referência. Os

custos de implantação dos microrreservatórios nestes lotes representaram desde 14 a 53% do custo das obras com as redes de drenagem, dependendo da vazão controlada, sendo que o percentual foi maior para as menores vazões de restrição controladas no lote. Este resultado indica que, por exemplo, em um loteamento, é economicamente mais eficiente a utilização de um reservatório controlando as vazões de uma área maior, que a distribuição de microrreservatórios em lotes; e ainda, que a distribuição de reservatórios de macroescala pode ser mais econômica à escala de bacia.

O critério para adoção de uma ou outra combinação de tempos de retorno para dimensionamento pode ser estabelecido através da relação entre a economia global e a eficiência na bacia, conforme a figura 5.54.

Nesta figura é possível nos pontos marcados (circunferência vermelha), as situações mencionadas na análise econômica de dimensionamento dos microrreservatórios, onde o critério de aumento do descarregador de fundo levou a estruturas anti-econômicas, até mesmo analisando conjuntamente com a rede de drenagem.

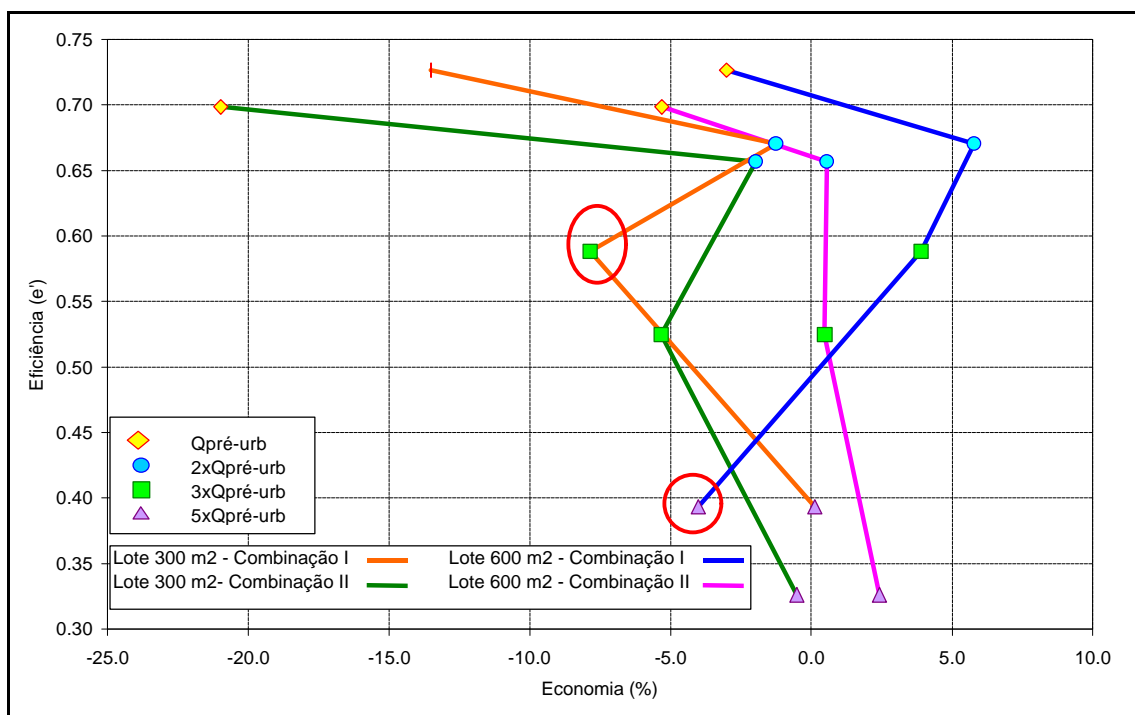


Figura 5.54 – Economia global para as combinações I e II x Eficiência

Sob o ponto de vista de bacia e eficiência, a combinação I mostrou-se mais atrativa que a combinação II, principalmente ao fixar maiores vazões na saída dos lotes. Além da eficiência, ocorreram somente duas situações onde combinação II foi mais econômica, sendo que nestes dois casos, o resultado foi condicionado pelos critérios utilizados durante o dimensionamento dos microrreservatórios.

Ao fixar $2xQ_{\text{pré-urb}}$ na saída do lote é possível trabalhar com níveis de eficiência muito próximos aos que seriam obtidos dimensionando os microrreservatórios para manter a vazão de pré-urbanização, e economizar no conjunto de obras de drenagem da bacia.

A combinação I, além de maior economia mostrou-se mais eficiente com relação a combinação II para as bacias com os dois tamanhos de lotes. Por exemplo, na bacia formada por lote com 600 m^2 , controlando o dobro da vazão de pré-urbanização na saída do lote e usando os critérios de dimensionamento da combinação I, é possível uma eficiência em torno de 66% no controle das vazões na saída da bacia e economizar 6% no conjunto de obras com relação aos custos globais da combinação II que produziria praticamente o mesmo impacto na bacia.

Verificação

Com a finalidade de investigar a possível economia com a utilização de reservatórios de macroescala, foram simulados dois reservatórios, em diferentes pontos da bacia formada por lotes com 300 m^2 . Como são conhecidos os níveis de controle proporcionados pelos microrreservatórios em cada trecho de drenagem, o critério utilizado para dimensionar o reservatório de macroescala foi manter o mesmo nível de controle que acontecia com os microrreservatórios de lote, controlando a vazão de pré-urbanização. Foram selecionadas duas regiões na bacia, uma na sub-bacia A e outra na sub-bacia K (figura 5.55), e na saída do trecho que drena a área correspondente foi introduzido o reservatório, e os microrreservatórios de lote foram removidos.

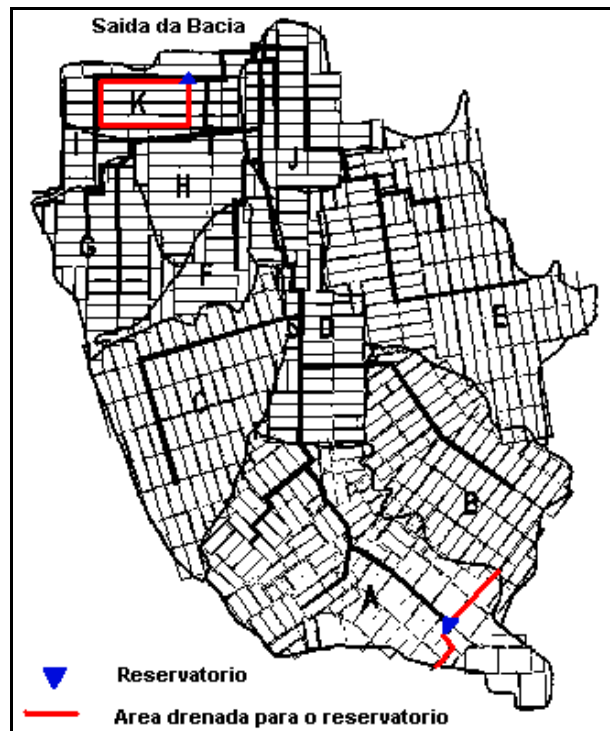


Figura 5.55 – Regiões simuladas com reservatório de macroescala

Na região da sub-bacia A, existem 720 lotes com microrreservatórios, totalizando um volume de armazenamento de 3.024 m^3 . O resultado da simulação com o reservatório de macroescala mostrou que seria necessário um volume de 1.200 m^3 para manter a vazão na saída do trecho à mesma magnitude que ocorria com os microrreservatórios de lote. Na sub-bacia K, foi simulada uma região com 768 lotes, e o volume do reservatório de macroescala resultante foi de 1.320 m^3 , contra os 3.226 m^3 que seriam distribuídos nos lotes.

As informações obtidas junto ao Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre indicam que o custo do m^3 de armazenamento aberto em áreas públicas (praças), é de cerca de R\$ 100,00, inferior ao custo encontrado para os microrreservatórios de lote (R\$ 150,00). Por exemplo, o custo de implantação dos microrreservatórios de lote na região da sub-bacia A estaria em torno de R\$ 700.720, enquanto o custo do reservatório de macroescala seria de R\$ 132.000, representando uma economia de aproximadamente 430%.

5.7.4 Resultados da análise técnica econômica

A economia no custo de implantação das redes de drenagem foi maior para as menores vazões de restrição consideradas na saída dos lotes. No entanto, a utilização de vazões de restrição menores na saída dos lotes implica no dimensionamento de microrreservatórios com volumes maiores, e conseqüentemente um maior custo. Portanto, quando analisadas as obras na bacia (redes de drenagem + microrreservatórios) para o controle das vazões, o custo global resultou em alguns casos maior que o custo do dimensionamento da rede de drenagem para a vazão gerada na bacia sem controle.

A adoção de uma vazão de restrição ou outra é função da relação custo x eficiência desejada na bacia, visto que quanto menor a vazão de restrição, maior eficiência do controle na bacia, porém maior o custo de implantação do microrreservatório. Por outro lado, a conseqüência do controle de vazões maiores na saída do lote é o aumento no custo das redes de drenagem. Para as vazões de controle maiores, principalmente, as redes de macrodrenagem constituíram a parte mais onerosa da implantação do conjunto de obras de rede de drenagem na bacia.

A combinação I, ou seja, o dimensionamento dos microrreservatórios e microdrenagem para uma chuva com TR de 5 anos e o dimensionamento da rede de macrodrenagem para um TR de 10 anos, mostrou-se mais atrativa. Além deste fato, a análise para chuvas com tempos de retorno entre 2 e 5 anos mostrou que nos microrreservatórios dimensionados para 10 anos de TR o desempenho à escala de bacia foi inferior ao obtido com os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR. No entanto, ao assumir esses critérios deve-se ressaltar que para chuvas com tempos de retorno superiores a 5 anos os microrreservatórios extravasarão e sobrecarregarão a rede de microdrenagem, havendo a possibilidade da água escoar pelas ruas, e conseqüentemente trazendo transtornos à população ou provocando perdas materiais.

Uma alternativa que poderia ser considerada, mas não contemplada neste estudo, seria a utilização de reservatórios de macroescala, para que conjuntamente com os microrreservatórios de lote fossem controlados os excessos de vazão causados pela urbanização. A utilização dos reservatórios de macroescala faz com que em alguns

casos possam ser implantadas redes de macrodrenagem mais econômicas, visto que os mesmo podem reduzir as vazões de pico das ruas e calçada. Esta alternativa corresponde a uma situação onde é possível manter a bacia a um nível de “*impacto zero*”.

6. Conclusões e recomendações

6.1 Conclusões

As conclusões acerca deste trabalho podem ser abordadas quanto aos aspectos relacionados com os microrreservatórios no lote especificamente, e quanto ao impacto na macrodrenagem decorrente de sua utilização na bacia.

Microrreservatório no lote:

A vazão de pré-urbanização no lote, além de depender dos parâmetros utilizados na sua determinação (CN, duração da chuva e tempo de retorno), variou também conforme o sentido de escoamento considerado dentro do próprio lote. No entanto, a vazão de pré-urbanização determinada com o modelo de onda cinemática esteve muito próxima à vazão que seria obtida caso fosse utilizado o método Racional para sua determinação, ao contrário do HU-SCS, que resultou vazões menores para todos os casos analisados.

Utilizando o critério de manutenção da vazão de pré-urbanização ($Q_{\text{pré-urb}}$) na saída do lote, verificou-se para as situações simuladas que as estruturas resultantes deste dimensionamento possuem descarregadores de fundo pequenos (entre 10 e 15 mm). Em situações reais, descarregadores tão pequenos podem ser operacionalmente inviáveis, e certamente fazem necessário dispositivos de controle de entrada de folhas e sedimentos.

Uma consequência direta do descarregador de pequeno diâmetro é o alto tempo de armazenamento. Neste tipo de estrutura de reservação altos tempos de detenção são indesejáveis, pois deve haver volume disponível para armazenamento dos excessos

produzidos em eventos consecutivos, conforme verificado nas simulações para as chuvas reais.

A vazão de saída dos microrreservatórios é função das variações da carga hidráulica e diâmetro do descarregador. Portanto, durante o dimensionamento, a altura limite dos reservatórios foi função do descarregador utilizado. A limitação da altura fez com que em geral os microrreservatórios resultassem baixos, e com uma grande área em planta. Microrreservatórios enterrados, com as características encontradas no dimensionamento necessitam uma laje armada para a cobertura. Tanto para a execução do microrreservatório em concreto armado como em alvenaria, a laje armada incidiu em maior custo na implantação do microrreservatório, fazendo com que as estruturas com maior área em planta fossem os mais caras.

Ao fixar vazões de restrição superiores à $Q_{pré-urb}$ foram obtidos resultados positivos sob dois importantes aspectos: a operacionalidade do microrreservatório e o custo da construção da estrutura. Operacionalmente, com a utilização de vazões de restrição superiores à $Q_{pré-urb}$ foi possível trabalhar com diâmetros maiores, e diminuir significativamente os tempos de armazenamento; os volumes para o armazenamento foram menores e foram possíveis estruturas mais altas, fazendo com que o custo da estrutura diminuísse. No entanto, ao permitir maiores vazões na saída dos lotes a eficiência obtida nas redes de macrodrenagem diminuiu. Por exemplo, para 5 anos de TR ao controlar $Q_{pré-urb}$ a eficiência é de aproximadamente 70%, reduzindo para cerca de 50% ao controlar $5 \times Q_{pré-urb}$.

Não foram observadas melhorias no dimensionamento dos microrreservatórios utilizando uma conexão do tipo *off-line*. Houve uma pequena redução nos volumes de armazenamento necessários (em média 5%), mas em geral foi necessário reduzir o diâmetro dos descarregadores de fundo e os tempos de armazenamento aumentaram. Além disso, a implantação de um *by-pass* requer um projeto hidráulico e execução de uma estrutura adicional, elevando o custo.

Com relação aos tempos de retorno utilizados no dimensionamento, os microrreservatórios projetados para 5 anos de TR, além de mais econômicos, mostraram-se mais eficientes para o controle das vazões das chuvas mais frequentes

(menores e iguais a 5 anos de TR), pois permitem menores vazões na saída dos lotes. A consequência de um maior controle no lote são vazões de pico menores nas redes de drenagem, e conseqüente aumento de eficiência. No entanto, o dimensionamento para 5 anos de TR, com relação ao dimensionamento para 10 anos faz com que o microrreservatório funcione próximo ao limite de sua capacidade com uma frequência maior.

Impacto do microrreservatório na macrodrenagem e na bacia:

Para a bacia simulada neste estudo, verificou-se que com a utilização dos microrreservatórios foi possível reduzir as vazões escoadas nas redes de macrodrenagem a níveis significativos, chegando a mais de 50%, com relação às vazões de pico na bacia sem os microrreservatórios nos lotes. Mesmo para as vazões de restrição maiores na saída dos lotes, em alguns casos obteve-se resultados próximos aos encontrados quando controlada a $Q_{pré-urb}$. No entanto, não foi possível voltar a vazões da mesma ordem de grandeza que as encontradas na situação de pré-urbanização, já que os microrreservatórios não controlam as vazões geradas nas ruas e calçadas.

Além da vazão de restrição na saída do lote, a eficiência obtida com a utilização dos microrreservatórios foi função do tempo de retorno utilizado no dimensionamento das estruturas. Ao controlar $Q_{pré-urb}$ no lote, a eficiência obtida com o dimensionamento dos microrreservatórios para 5 e 10 anos de TR esteve muito próxima. Para vazões de restrição superiores à $Q_{pré-urb}$, os microrreservatório dimensionados para 5 anos de TR foram mais eficiente no controle das vazões. Além deste fato, os microrreservatórios dimensionados para 10 anos de TR, sujeitos a uma chuva com 5 anos de TR tiveram uma menor eficiência no controle das vazões de pico na macrodrenagem, que o efeito obtido com o microrreservatório dimensionado para 5 anos de TR e sujeito à mesma chuva. Os microrreservatórios dimensionados para 5 anos de TR controlam menores vazões na saída dos lotes, permitindo menores vazões nas redes de drenagem, e mesmo com o extravasamento da estrutura não houve o comprometimento da eficiência, visto que ele ocorreu na recessão do hidrograma.

Mesmo para uma chuva com 2 horas de duração (dobro da duração usada no dimensionamento), foi possível um controle eficiente nas vazões de pico nas redes de

macrodrenagem, pois a estrutura armazena os volumes iniciais de chuva e os condutos mantêm as condições para receberem os excedentes extravasados. Um teste realizado para um evento real, desfavorável pela ocorrência de 2 picos, e crítico pelo tempo de retorno de 35 anos para 1 hora de chuva, mostrou que mesmo com o extravasamento, o primeiro pico de chuva foi armazenado, e as vazões de pico nas redes de micro e macrodrenagem foram bem menores que as encontradas caso não estivessem sendo usados os microrreservatórios.

Foram identificados efeitos de escala sutis, com uma tendência à redução da eficiência com o aumento da área, um pouco mais acentuada para 10 anos de TR, e ao permitir maiores vazões na saída dos lotes. Nesta análise identificou-se algumas regiões, onde a eficiência foi significativamente menor que em outros locais da bacia, independentemente da área em análise. Estas regiões estavam localizadas em áreas planas da bacia, e na análise de efeitos de declividade identificou-se que o fator preponderante para a redução da eficiência foi a declividade das redes drenagem. A redução da eficiência nas regiões planas esteve associada ao uso de vazões de restrição mais altas ($3xQ_{pré-urb}$ e $5xQ_{pré-urb}$), no entanto não foram verificadas situações onde as vazões tenham aumentado com a implantação dos microrreservatórios, conforme sugerido por alguns autores (Urbonas e Stahre, 1993, O'Loughlin et al., 1995)

A análise econômica considerando as redes de drenagem dimensionadas em função do controle no lote, mostrou que é possível reduzir o custo de implantação das redes de macro e microdrenagem na bacia. A economia percentual com relação exclusivamente à implantação das redes de drenagem chegou a 33% ao controlar $Q_{pré-urb}$ no lote, reduzindo para cerca de 14% ao controlar $5xQ_{pré-urb}$. Em alguns casos, a economia percentual nas redes de drenagem não foi muito significativa, mas deve-se considerar que os valores monetários representam uma grande soma de dinheiro, e uma grande economia aos cofres públicos.

Embora seja possível economizar com a implantação das redes de drenagem, o custo global das obras na bacia (redes de drenagem + microrreservatórios) foi em geral mais caro, chegando a ser 21% maior (conforme as características dos microrreservatórios utilizados), que a construção de uma rede de drenagem com capacidade suficiente para drenar as vazões geradas na bacia sem controle.

No entanto, deve-se considerar que se as estruturas de controle não são exigidas na bacia, os processos decorrentes das mudanças do uso do solo deverão ser seguidos de obras de ampliação das redes de drenagem, visto que ficarão sub-dimensionadas. Outra consideração deve ser feita com relação à distribuição temporal das despesas com as obras de drenagem. Como a urbanização da bacia não está temporalmente concentrada, os custos de implantação dos microrreservatórios ficam diluídos no tempo, ao contrário das obras de drenagem. Além destes aspectos, existem casos onde não é possível a ampliação das redes de drenagem, condicionadas por fatores externos como a inexistência de espaço físico nas ruas, ou até mesmo os altos custos da obra que podem envolver desde a relocação de cabos de TV, telefonia, rede de esgoto cloacal, rede de abastecimento de água, além do tráfego local, que muitas vezes necessita ser desviado através de obras complementares.

Além disso, a obrigatoriedade de utilização dos microrreservatórios transfere a responsabilidade do controle dos excessos de vazão do poder público para o proprietário do lote. Ao repassar os custos da ampliação da vazão no lote para o responsável pela impermeabilização, indiretamente faz-se com que o proprietário tente reduzir os custos com a implantação do microrreservatório, impermeabilizando o mínimo possível. No caso de uma residência unifamiliar, onde o custo/habitante pode ser elevado, pode-se prever na legislação municipal a isenção da implantação de microrreservatórios nestes casos, ou então, que parte do custo de implantação seja compensado pelo desconto de algum imposto.

Em locais, como por exemplo loteamentos, onde o desenvolvimento esteja começando, o reservatório de macroescala parece ser uma alternativa economicamente mais eficiente que a distribuição dos microrreservatórios nos lotes, além de permitir maior facilidade de manutenção e controle. No entanto, o uso deste tipo de controle depende da existência de áreas para armazenamento, e quando não existem áreas disponíveis, a desapropriação pode elevar significativamente os custos de implantação. Já nos locais onde a urbanização já tenha ocorrido, ou estejam ocorrendo alterações na cobertura das superfícies, a exigência do microrreservatório no lote é a única forma de garantir que não sejam ampliadas as vazões.

Para os parâmetros utilizados e a bacia simulada, se os microrreservatórios fossem implantados nos lotes, a combinação de tempos de retorno de dimensionamento que levaria a uma maior economia, acompanhada de eficiência considerável nas redes de macrodrenagem, seria o dimensionamento dos microrreservatórios e microdrenagem para uma chuva com TR de 5 anos, e o dimensionamento da rede de macrodrenagem para um TR de 10 anos. Tentando manter a eficiência na bacia a níveis próximos aos obtidos com o controle de $Q_{\text{pré-urb}}$, poderia ser utilizado o microrreservatório dimensionado para 5 anos de TR, e o controle de uma vazão de até $3xQ_{\text{pré-urb}}$. Com a manutenção desta vazão no lote, é possível o dimensionamento de redes de drenagem aproximadamente 27% mais baratas que as necessária na bacia sem controle, além ser um microrreservatório de custo inferior que os dimensionados para o controle de vazões menores.

6.2 Recomendações

Este trabalho foi realizado sobre em uma bacia hipotética, baseando-se nas características de uma bacia real (forma, rede de macrodrenagem, declividade), e a adotando parâmetros (CN, IDF, impermeabilização), visto que não existiam dados observados para a calibração do modelo. Além da informação para o ajuste do modelo, não foram encontradas na literatura maiores informações acerca do funcionamento dos microrreservatórios a escala de bacia, que servissem como comparação para os resultados obtidos na simulação. Para que novos trabalhos nesta área possam ser desenvolvidos com uma maior fidelidade aos processos reais, recomenda-se que sejam monitorados regiões antes e após a implantação dos microrreservatórios, preferencialmente regiões onde a implantação nos lotes esteja sendo efetivada.

Um estudo verificando os padrões e duração de chuva que levem ao dimensionamento do microrreservatório mais econômico e eficiente, complementaria os resultados deste trabalho; visto que neste estudo utilizou-se uma chuva de projeto a partir de uma IDF, com duração igual ao tempo de concentração da bacia na ausência de outro critério. Poderia ser analisada a sensibilidade do dimensionamento dos microrreservatórios para diferentes curvas IDF, pois sabe-se que a pluviometria pode variar muito de uma região para outra, dentro da mesma cidade. Em Porto Alegre pode-

se citar por exemplo, o Posto da Redenção, região na qual as chuvas tendem a ser mais intensas que as registradas em outros locais da cidade.

Recomenda-se que um estudo avaliando a sensibilidade do dimensionamento dos microrreservatórios frente aos algoritmos de infiltração propostos na literatura, e até mesmo metodologias proposta para determinação do escoamento superficial. Caso hajam dados para calibração é possível a seleção do método e parâmetros mais adequados.

Um estudo avaliando mais profundamente o efeito de escala sobre o impacto com os microrreservatórios complementaria os resultados encontrados neste trabalho, visto que a configuração da rede de drenagem utilizada na bacia hipotética não permitiu gerar um número representativo de áreas maiores para a análise. No mesmo estudo poderiam ser avaliados efeitos de declividade utilizando um maior número de locais para a análise.

Uma complementação deste trabalho poderia ser realizada com avaliação do uso de outros tipos de estrutura de controle, como as trincheiras de infiltração, microrreservatórios que combinem a retenção e infiltração, etc.

Com relação ao dimensionamento dos microrreservatórios, recomenda-se que as metodologias simplificadas, que só estimam o volume necessário, sejam utilizadas somente em uma fase preliminar, servindo para dar uma idéia geral das características das estruturas. Na etapa de projeto devem ser utilizadas metodologias que considerem o funcionamento hidráulico, visto que há uma grande sensibilidade nas vazões de saída do microrreservatórios para pequenas variações nas mesmas.

Visto que descarregadores de fundo, com diâmetros em torno de 2 a 3 cm podem facilmente ficar obstruídos, só é possível assegurar a eficiência dos microrreservatórios em situação real se o proprietário mantiver a estrutura em condições favoráveis ao seu funcionamento. Para evitar transtornos, as estruturas devem possuir um dispositivo de proteção na entrada da água gerada no lote para impedir que as folhas e sedimentos obstruam o descarregador de fundo, além de limpezas periódicas para evitar a deposição de material fino no fundo.

O proprietário do lote pode tentar reduzir os custos com a implantação dos microrreservatórios abertos, pois a laje de cobertura encareceu muito a estrutura. Outra alternativa é a utilização de controles com infiltração, que igualmente aos microrreservatórios requerem o adequado dimensionamento, sendo que estes caso somente é possíveis se as características do solo permitem a infiltração. Para áreas consideráveis, onde os volumes escoados e as vazões de pico são maiores, a utilização de microrreservatórios *off-line* passam a ser uma alternativa atrativa, pois os volumes de armazenamento diminuem, e o *by-pass* faz com que o reservatório seja utilizado somente em eventos da magnitude para o qual foi dimensionado, reduzindo a necessidade de limpeza para chuvas mais freqüentes.

7. Referências bibliográficas

- AGRA, S. G., 2001. Estudo Experimental de Microrreservatórios para o Controle do Escoamento Superficial. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 105f. Dissertação (Mestrado).
- ALLASIA, D. G., 2002. Impacto das incertezas no custo de uma rede de macrodrenagem. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 152f. Dissertação (Mestrado).
- ARAÚJO, P. R., 1999. Análise Experimental da Eficiência dos Pavimentos Permeáveis na Redução do Escoamento Superficial. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 137f. Dissertação (Mestrado).
- BARBOSA, M. S., 1996. Comparação de Dois Sistemas de Detenção em um Loteamento Urbano em Porto Alegre - RS. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 139f. Dissertação (Mestrado).
- BEMFICA, D., 1999. Verificação da Aplicabilidade de Padrões de Chuvas de Projeto de Porto Alegre. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Dissertação (Mestrado).
- BIDONE, F., TUCCI, C. E. M., 1995. Microdrenagem. In: *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ARBH. p 77-105.

- BRAGA, B. D. F., 1994. Gerenciamento Urbano Integrado em Ambiente Tropical. In: Seminário de Hidráulica Computacional Aplicada a Problemas de Drenagem Urbana. ABRH, São Paulo.
- CANHOLI, A. P., 1995. Soluções Estruturais Não-Convencionais em Drenagem Urbana. São Paulo: USP - Escola Politécnica. Tese (Doutorado).
- CHAUDHRY, M. H., 1979. Applied Hydraulic Transients. Van Nostrand, New York, USA.
- CHOW, V. T., 1964. Handbook of Applied Hydrology. McGraw-Hill Book Co., New York.
- CHOW, V. T., 1994. Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw-Hill, Santafé de Bogotá, Colombia.
- CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W., 1994. Hidrología Aplicada. McGraw-Hill, Santafé de Bogotá, Colombia.
- CRUZ, M. A. S., 1998. Controle do Escoamento em Lotes Urbanos com Detenção. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 119f. Dissertação (Mestrado).
- CUNGE, J. A., WEGNER, M., 1964. Intégration numérique des équations d'écoulement de Barré de Saint Venant par un schema implicite de différences finies. Application au cas d'une galerie tantôt em charge, tantôt á surface libre. La Houille Blanch, número 1.
- DER, 1999. Low-impact Development Hydrologic Analysis. Prince George's County, Maryland.
- EPA. Economic Benefits Of Runoff Controls . Disponível: [http:// www.epa.gov](http://www.epa.gov)

- GEIGER, W. F., 1993. Concepts for Flood Control in Highly Urbanized Areas. In: IAWQ International Conference on Urban Storm Drainage. Urban storm drainage: proceedings. Niagara Falls, Canada.
- GENZ, F., 1994. Parâmetros para Previsão e Controle de Cheias Urbanas. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 162f. Dissertação (Mestrado).
- IPH, 2001. Bacia do Arroio Areia. In: Plano Diretor de Drenagem Urbana. Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre/DEP. Porto Alegre. p.120.
- LIGGETT, J., CUNGE, J., 1975. Numerical Methods of Solutions of the Unsteady Flow Equations. Unsteady Flow in Open Channel, vol.1. Water Resources publications, Fort Collins, Colorado, USA.
- LIGGETT, J., WOOLHISER, D. A., 1967. The Use of the Shallow Water Equations in Runoff Computation. In: American Water Conference, 3. San Francisco. Proceedings. Urban: American Water Resources Association. p. 117-126.
- LIVINGSTON, E. H., 1993. Infiltration Practices: The Good, the Bad, and the Ugly. In: National Conference on Urban Runoff Management: Enhancing Urban Watershed Management at the Local, County, and State Levels. EPA/625/r-95/003, Chicago, Illinois. p. 352-362.
- MELLO PORTO, R., 2001. Hidráulica Básica. 2ª edição – Publicação EESC USP - Projeto Reenge, São Carlos, SP. 519f.
- MILOGRANA, J., CAMPANA, N. A., 2001. Avaliação do Desempenho de Reservatórios de Detenção no Controle de Cheias em Áreas Urbanas. In: XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2001, Aracaju.
- NEVES, M. G. F., 2000. Modelo Hidrodinâmico de Redes de Drenagem de Águas Pluviais: Aplicabilidade. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em

Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 165f. Dissertação (Mestrado).

O'LOUGHLIN, G., BEECHAM, S., LEES, S., ROSE, L., NICHOLAS, D., 1995. On-site Stormwater Detention System in Sydney. In: International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage, 2, 1995, Lyon. Novatech'95. Lyon, p.549-556.

O'LOUGHLIN, G., 1998. Refining On-Site Stormwater Detention Practice in Sydney. In: International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage, 3, 1998, Lyon. Novatech'98, Lyon.

PILAR, A. E., BIAIN, R. H., 2000. Estudio de la Viabilidad Técnica de la Implantación de Retardadores de Escurrimiento Pluvial em Lotes Urbanos. In: Tucci, C. E. M., Goldenfum, J. A., Depettris, C. A., Pilar, J. V. Hidrologia Urbana na Bacia do Prata. Porto Alegre: ABRH: IPH/UFRGS. p. 99-107.

PONCE, V. M., LI, R. M., SIMONS, D. B., 1978. Applicability of Kinematic and Diffusion Models. In: Journal of the Hydraulics Division. American Society of Civil Engineers, New York, Vol. 104, Nº 3. p. 353-360.

PORTO, R. L., 1995. Escoamento Superficial Direto. In: Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ARBH. p 107-165.

PREISSMANN, A., 1961. Propagation des Intumescences dans les Canaux et Rivieres. In: First Congress of the French Association of Computation. Grenoble, França.

RAMSEYER, J. S., 1996. Modelo Hidrológico-hidrodinâmico de redes de pluviais. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 106f. Dissertação (Mestrado).

SCHAAKE, J. C., 1971. Modeling Urban Runoff as a Deterministic Process. In: Treatise Urban Water Systems. Colorado State University, p. 343-401.

- SCHILLING, W., 1982. Cisterns against storms. In: Urban Drainage Systems, Southampton: Computational Mechanics Centre, p. 4-49.
- SHUELLER, T., 1987. Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs.
- SILVEIRA, A. L. L., 2000. Aspectos históricos da drenagem urbana no Brasil. In: Tucci, C. E. M., Goldenfum, J. A., Depettris, C. A., Pilar, J. V. Hidrologia Urbana na Bacia do Prata. Porto Alegre: ABRH: IPH/UFRGS. p. 11-17.
- SINGH, V. P., 1996 Kinematic Wave Modeling in Water Resources. USA. 1399f.
- SOUZA, V. C. B., GOLDENFUM, J. A., 2001. Trincheiras de Infiltração como Elemento de Controle do Escoamento Superficial: um Estudo Experimental. In: Avaliação e controle da Drenagem Urbana. Volume 2. Porto Alegre: Ed. ABRH, p. 391-401.
- SOUZA, V. C. B., 2002. Estudo Experimental de Trincheira de Infiltração no Controle da Geração do Escoamento Superficial. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Tese (Doutorado).
- STILL, D., BEWSHER, D., 1999. On-site Stormwater Detention in the Upper Parramatta Catchment – Lessons for all Councils. In: SAI On-site Detention Workshop.
- SUGIO, S., DEGUCHI, C., MUNITAKE, M., SUHARYANTO, A., YAMAKAWA, Y., 1995. Use of House Storage to Decrease and Delay the Peak Point in Stormwater Discharge from Small Urbanized Basin. In: International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage, 2, 1995, Lyon. Novatech'95. Lyon. p. 437-444.
- TUCCI, C. E. M., 1993. Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ARBH: EDUSP, 943 f.

- TUCCI, C. E. M., 1995. Inundações urbanas. In: Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ARBH. p. 16-36.
- TUCCI, C. E. M., GENZ, F., 1995. Controle do impacto da urbanização. In: Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ARBH. p. 277-347.
- TUCCI, C. E. M., 1998a. Estimativa do volume para controle da drenagem no lote. In: Drenagem Urbana – Gerenciamento, Simulação e Controle. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ABRH. p. 155-163.
- TUCCI, C. E. M., 1998b. Modelos Hidrológicos. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ARBH. 669 f.
- TUCCI, C. E. M., 2001a. Aspectos Institucionais do Controle das Inundações Urbanas. In: Avaliação e controle da Drenagem Urbana. Volume 2. Porto Alegre: Ed. ABRH. p. 405-419.
- TUCCI, C. E. M., 2001b. Gerenciamento da Drenagem Urbana. In: Avaliação e controle da Drenagem Urbana. Volume 2. Porto Alegre: Ed. ABRH. p. 439-477.
- UPRCT, 1994. On-site Stormwater Detention Handbook, 2th Edition. Parramatta, Austrália.
- URBONAS, B., STAHERE, P., 1993. Stormwater: Best Management Practices and Detention for Water Quality. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall. 450 f.
- URBONAS, B., 1999. Two Decades of Stormwater Management Evolution. In: Symposium on Urban Drainage. Belo Horizonte, MG. p. 1-17.
- URBONAS, B., 1999. Assessment of Stormwater BMPs and their Technology. In: IAWQ International Conference on Urban Storm Drainage. Urban storm drainage: proceedings. Niagara Falls, Canada, 1993. p. 347-353.

VILLANUEVA, A. O. N., 1984. Hidrologia Urbana. Modelos de Simulacion.

VILLANUEVA A. O. N., 1990. Modelo para Escoamento não Permanente em uma Rede de Conduitos. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 83f. Dissertação (Mestrado).

VILLANUEVA, A. O. N., TUCCI, C. E.M., 1996. Simulação hidrodinâmica de rede de conduitos pluviais. In: Métodos Numéricos em Recursos Hídricos. Vol. 2. Porto Alegre: Ed. da Universidade: ARBH. p.99-154.

WANIELISTA, M. P., 1988. Stormwater Management: quantity and quality. Ann Arbor: Ann Arbor Science. 383 f.

WYCCOFF, R. L., SINGH, U. P., 1976. Preliminary Hydrologic Design of Small Flood Detention Reservoirs. In: Water Resources Bulletin. Vol. 12, Nº 2. p. 337-349.