

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,**  
**MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

**Estudo da influência da reservação de águas  
pluviais em lotes no município de Belo  
Horizonte, MG: Avaliação hidráulica e  
hidrológica**

**Pedro de Paula Drumond**

**Belo Horizonte**

**2012**

**Estudo da influência da reservação de águas  
pluviais em lotes de Belo Horizonte, MG:  
Avaliação hidráulica e hidrológica**

**Pedro de Paula Drumond**

**Pedro de Paula Drumond**

**Estudo da influência da reservação de águas  
pluviais em lotes no município de Belo  
Horizonte, MG: Avaliação hidráulica e  
hidrológica**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Saneamento

Linha de pesquisa: Drenagem Urbana

Orientadora: Márcia Maria Lara Pinto Coelho

Co-orientadora: Priscilla Macedo Moura

Belo Horizonte  
Escola de Engenharia da UFMG

2012

Página com as assinaturas dos membros da banca examinadora, fornecida pelo Colegiado do Programa

# DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado a meu avô, Hélio de Paula,  
Engenheiro da Prefeitura Municipal de Belo Horizonte,  
que contribuiu para melhoria do funcionamento da drenagem urbana da cidade.

## **AGRADECIMENTOS**

Às professoras Márcia Maria Lara Pinto Coelho e Priscilla Macedo Moura, pela orientação e pelo tempo empregado durante a elaboração deste trabalho.

Aos professores Carlos Barreira Martinez e Edna Maria de Faria Viana e a todos os funcionários do Centro de Pesquisas Hidráulicas e Recursos Hídricos – CPH da UFMG, em especial ao Geraldo Vieira Garcia, ao Paulo Roberto de Souza e ao Vicente Eustáquio Pimenta.

Aos professores do mestrado, que ampliaram o meu conhecimento.

Aos colegas do mestrado pelo companheirismo, em especial à Úrsula.

À FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais, pela bolsa de estudos.

À CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (Projeto CAPES – COFECUB), que forneceu parte do material do laboratório.

Ao CDTN – Centro de Desenvolvimento de Tecnologia Nuclear, em especial ao Lécio Salim e ao Cláudio Chagas.

À Sudecap, especialmente aos companheiros e amigos da Divisão de Gestão Ambiental – DGAM, do Núcleo de Execução de Projetos Especiais de Saneamento – NEPE-SAN e do Núcleo de Execução de Projetos Especiais do Plano Diretor de Drenagem – NEPE-PDD.

Ao Ministério Público, em especial aos colegas do setor de Engenharia da Central de Apoio Técnico - CEAT.

À todos os meus familiares e amigos, que me deram força e compreenderam a minha ausência em confraternizações.

À Patricia que me acompanhou durante o percurso do mestrado, me ajudando nos ensaios em laboratório e no desenvolvimento deste estudo.

À minha irmã, Júnia, e sua família que sempre me apoiaram e ao meu irmão, Tomaz, grande companheiro e amigo, que sem a sua ajuda não conseguiria realizar os ensaios em laboratório.

Aos meus pais, referências da minha vida, a minha mãe, Cecília, que sempre me ajudou e acreditou que eu terminaria este estudo e a meu pai, Marcos, que sempre me incentivou e me ajudou transmitindo sua experiência e prestando várias consultorias ao longo deste trabalho.

O autor agradece a todos que de alguma maneira contribuíram para o desenvolvimento deste estudo.

## RESUMO

A cidade de Belo Horizonte vem sofrendo com constantes problemas de inundação nos últimos períodos chuvosos. O uso de técnicas clássicas para obras de drenagem provocou o aumento da capacidade de escoamento das estruturas de drenagem e a consequente transferência dos problemas para jusante. Uma maneira de melhorar o funcionamento do sistema de drenagem da cidade é a utilização de técnicas compensatórias.

Apesar do município de Belo Horizonte ter sido a primeira capital do país a exigir a instalação de microrreservatórios em terrenos com grandes taxas de impermeabilização, o pequeno volume definido para retenção e a falta de critérios para a construção de tais dispositivos indicam que sua instalação não produz o amortecimento da vazão de pico desejado.

Assim, este estudo teve como objetivo analisar os volumes dos microrreservatórios determinados pela Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo de Belo Horizonte – LPOUS/BH, comparando-se com os volumes calculados pela fórmula de McCuen (1989) e pelo método de Puls para o amortecimento da vazão de pico a níveis de pré-urbanização. Os resultados mostraram que os volumes encontrados utilizando-se a fórmula de McCuen foram superiores aos calculados com o método de Puls e aos definidos pela LPOUS/BH.

Foi analisado em laboratório o funcionamento de um microrreservatório com 1,08m<sup>3</sup>, mesmo valor exigido pela LPOUS de BH para um lote de 360 m<sup>2</sup> totalmente impermeabilizado. Foram verificadas as capacidades de esgotamento de quatorze diferentes tubos de descarga para alturas de nível d'água entre 30 cm e 120 cm e o amortecimento proporcionado para precipitações com tempo de retorno de 10 anos e durações de 10 e 30 minutos. Os resultados mostraram que em média o coeficiente de descarga foi de 0,90, valor superior ao indicado na literatura clássica e que o reservatório não é capaz de realizar o amortecimento das vazões de pico.

Com os resultados obtidos em laboratório para os coeficientes de descarga, foram realizadas simulações para precipitações com tempo de retorno de 10 anos e diferentes durações de modo a determinar o maior volume do microrreservatório necessário para amortecer as vazões de pico geradas com solos impermeabilizados. Assim, foi possível determinar o volume necessário para reservar em lotes devido à impermeabilização do solo e a vazão de saída, definida pelo diâmetro do tubo de descarga do microrreservatório. Para os lotes de 360 e 600

m<sup>2</sup>, os diâmetros dos tubos de descarga encontrados para os microrreservatórios foram muito inferiores ao de 75 mm definido pelo Caderno de Encargos da Sudecap (2008).

Por fim foi simulada a implantação de microrreservatórios em lotes da sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá, localizada em Belo Horizonte, que apresenta problemas com inundação e elevado grau de urbanização. Na situação da bacia com o microrreservatórios nos lotes houve uma redução de 50% da vazão de pico em comparação ao cenário sem microrreservatórios.

## ABSTRACT

The city of Belo Horizonte has been suffering from constant flooding problems in the recent rainy seasons. The use of conventional techniques for drainage works, caused the increase in flow capacity of the drainage structures and the consequent transfer of problems to downstream. One way to improve the functioning of the drainage system of the city is to use compensatory techniques.

Though the city of Belo Horizonte was the first capital of the country to require the installation of On-site Stormwater Detention - OSD on land with high rates of sealing, the small volume of retention defined and the lack of criteria for the construction of such devices indicate that your installation does not produce the damping peak flow desired.

So, this study aimed to analyze the volumes of OSD determined by Law of Land Installment, Occupancy and Use of Belo Horizonte, compared with the volumes calculated by the formula McCuen (1989) and by Puls method for the damping peak flow to levels of pre-urbanization. The results showed that the volumes using the McCuen formula was superior to those calculated with the method by Puls and the Law of Land Installment, Occupancy and Use.

In laboratory was analyzed a operation of OSD with 1.08 m<sup>3</sup>, the same value required by the law of Belo Horizonte for a batch of 360 m<sup>2</sup> completely proofed. It was found the capacity of drain of fourteen different discharge pipes for water-level heights between 30 cm and 120 cm and the cushioning provided for precipitation with return time of 10 years and durations of 10 and 30 minutes. The results showed that the average discharge coefficient was 0.90, value higher than indicated in the classic literature, and the OSD was not able to perform the damping of peak flows.

With the results obtained in laboratory for the discharge coefficient, simulations were performed for precipitation with return time of 10 years and different durations to determine the largest volume of microrreservatório necessary to dampen peak flows generated from impermeable soils. Thus, it was possible to determine the volume necessary to reserve in lots due to the impermeability of the soil and the outlet flow, defined by the diameter of the discharge tube of On-site Stormwater Detention - OSD. For lots of 360 and 600 square meters, the diameter of the discharge tubes found for OSD was well below than 75 mm defined by the Specification of Sudecap (2008).

At last was simulated the deployment of OSD in lots of sub-basin Francisco Sa stream, located in Belo Horizonte, which presents problems with flooding and high degree of urbanization. In the scenario with OSD in all lots of the sub-basin, the peak discharge was reduced in 50% compared with the scenario without OSD.

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	x
<b>LISTA DE TABELAS E QUADROS</b> .....	xiii
<b>LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS</b> .....	xvi
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>2 OBJETIVOS</b> .....	4
2.1 OBJETIVO GERAL.....	4
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	4
<b>3 REVISÃO DA LITERATURA</b> .....	5
3.1 URBANIZAÇÃO E PLANEJAMENTO DA DRENAGEM URBANA .....	5
3.1.1 <i>Impacto do desenvolvimento urbano no sistema de drenagem brasileiro</i> .....	5
3.1.2 <i>Sistemas clássicos de drenagem urbana</i> .....	8
3.1.3 <i>Sistemas alternativos de drenagem urbana</i> .....	9
3.1.3.1 Medidas de controle não estruturais.....	11
3.1.3.2 Medidas de controle estruturais.....	12
3.1.4 <i>Evolução da drenagem urbana em Belo Horizonte</i> .....	16
3.2 LEGISLAÇÃO RELACIONADA AO CONTROLE DAS ÁGUAS PLUVIAIS NA FONTE .....	28
3.2.1 <i>Legislação federal e estadual</i> .....	29
3.2.2 <i>Legislações municipais</i> .....	32
3.2.2.1 Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo de Belo Horizonte .....	34
3.2.2.2 Legislações de outras cidades brasileiras .....	35
3.3 MICRORRESERVATÓRIOS PARA DETENÇÃO DE ÁGUA PLUVIAL .....	38
3.3.1 <i>Tipos de microrreservatórios</i> .....	40
3.3.2 <i>Dimensionamento de microrreservatórios</i> .....	46
3.3.2.1 Determinação da vazão de saída .....	47
3.3.2.2 Determinação do volume de armazenamento .....	48
3.3.3 <i>Estudos realizados com microrreservatórios</i> .....	50
3.3.3.1 Estudos internacionais .....	50
3.3.3.2 Estudos nacionais.....	53
3.4 MÉTODOS E PARÂMETROS HIDROLÓGICOS .....	63
3.4.1 <i>Chuva de projeto</i> .....	64
3.4.1.1 Duração da precipitação .....	66
3.4.1.2 Método de Huff .....	67
3.4.1.3 Tempo de concentração .....	68
3.4.2 <i>Método Racional</i> .....	70
3.4.2.1 Coeficiente de escoamento superficial.....	73
3.4.3 <i>Método Soil Conservation Service - SCS</i> .....	77
3.5 MODELOS DE PROPAGAÇÃO DE CHEIAS EM RESERVATÓRIOS .....	82
3.6 MÉTODOS DE MEDIÇÃO DE VAZÃO .....	86
3.6.1 <i>Processos diretos</i> .....	86
3.6.2 <i>Vertedores</i> .....	87
3.6.3 <i>Medidores eletromagnéticos</i> .....	89
3.7 PROGRAMAS DE MODELAGEM HIDROLÓGICA .....	90
3.7.1 <i>Programa SWMM</i> .....	90
<b>4 MATERIAL E MÉTODOS</b> .....	92
4.1 ANÁLISE DA LEGISLAÇÃO DE BELO HORIZONTE PARA A RETENÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS NOS LOTES COM SOLOS IMPERMEABILIZADOS .....	92
4.1.1 <i>Volumes exigidos na LPOUS de Belo Horizonte</i> .....	92
4.1.2 <i>Volumes calculados pela fórmula de McCuen</i> .....	93
4.1.2.1 Determinação das vazões de pico.....	94

4.1.2.2	Escolha dos parâmetros pluviométricos .....	95
4.2	SIMULAÇÃO TEÓRICA DO FUNCIONAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS .....	96
4.3	SIMULAÇÃO EM LABORATÓRIO DO FUNCIONAMENTO DO MICRORRESERVATÓRIO .....	97
4.3.1	<i>Determinação da capacidade de esgotamento</i> .....	101
4.3.2	<i>Funcionamento do microrreservatório</i> .....	103
4.4	VOLUME DO MICRORRESERVATÓRIO PARA A CHUVA COM TR 10 ANOS E DURAÇÃO CRÍTICA .....	108
4.5	SIMULAÇÃO DA IMPLANTAÇÃO DE MICRORRESERVATÓRIOS EM UMA SUB-BACIA DE BELO HORIZONTE 109	
4.5.1	<i>Escolha da sub-bacia</i> .....	109
4.5.2	<i>Modelagem da Sub-bacia</i> .....	112
4.5.2.1	Definição dos hidrogramas dos lotes .....	113
4.5.2.2	Simulação da sub-bacia no SWMM .....	114
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	<b>116</b>
5.1	ANÁLISE DO VOLUME EXIGIDO PARA RETENÇÃO EM LOTES SEGUNDO A LPOUS DE BH UTILIZANDO-SE A FÓRMULA DE MCCUEN .....	116
5.1.1	<i>Lote com área de 360 m<sup>2</sup></i> .....	116
5.1.2	<i>Lote com área de 600 m<sup>2</sup></i> .....	118
5.2	SIMULAÇÃO TEÓRICA DO FUNCIONAMENTO DO MICRORRESERVATÓRIO .....	120
5.2.1	<i>Amortecimento do hidrograma gerado com a chuva com TR de 5 anos e duração de 5 minutos</i> 121	
5.2.2	<i>Amortecimento do hidrograma gerado com a chuva com TR de 10 anos e duração de 10 minutos</i> 122	
5.3	SIMULAÇÃO EM LABORATÓRIO DO FUNCIONAMENTO DO MICRORRESERVATÓRIO .....	124
5.3.1	<i>Determinação da Capacidade de Esgotamento</i> .....	124
5.3.1.1	Tubo com comprimento de 15 cm .....	124
5.3.1.2	Tubo com comprimento de 25 cm .....	128
5.3.2	<i>Funcionamento do microrreservatório simulando hidrogramas de entrada</i> .....	131
5.3.2.1	Hidrograma tempo de retorno de 10 e duração de 10 minutos .....	132
5.3.2.2	Hidrograma tempo de retorno de 10 anos e duração de 30 minutos .....	134
5.4	DETERMINAÇÃO DO VOLUME DO MICRORRESERVATÓRIO PARA A CHUVA COM TR 10 ANOS E DURAÇÃO CRÍTICA .....	136
5.5	SIMULAÇÃO DA IMPLANTAÇÃO DE MICRORRESERVATÓRIOS NA SUB-BACIA DA AV. FRANCISCO SÁ .....	140
5.5.1	<i>Simulação para a precipitação com TR 10 anos e duração de 45 minutos</i> .....	141
5.5.2	<i>Simulação para a precipitação com TR 10 anos e duração de 60 minutos</i> .....	145
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES e RECOMENDAÇÕES</b> .....	<b>149</b>
6.1	CONCLUSÕES .....	149
6.2	RECOMENDAÇÕES .....	151
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>153</b>
	<b>APÊNDICE</b> .....	<b>161</b>
	APÊNDICE 1 .....	162
	APÊNDICE 2 .....	165
	APÊNDICE 3 .....	168
	APÊNDICE 4 .....	170
	<b>ANEXOS</b> .....	<b>172</b>
	ANEXO 1 .....	173
	ANEXO 2 .....	175
	ANEXO 3 .....	177

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 3.1:</b> Impactos da Urbanização na drenagem urbana .....	7
<b>Figura 3.2:</b> Tipos de Técnicas Compensatórias.....	11
<b>Figura 3.3:</b> Dispositivos de controle de água pluvial na fonte (a) Telhado Verde (Cucamonga, Estados Unidos) (b) Microrreservatório (Paris, França). .....	13
<b>Figura 3.4:</b> Dispositivos lineares de controle de água pluvial (a) Vala de retenção (Silva, 2009) (b) Pavimento permeável (França).....	13
<b>Figura 3.5:</b> Estruturas centralizadas de controle de drenagem urbana (a) Bacia de retenção subterrânea com equipamento urbano (Porto Alegre, RS) (b) Bacia de retenção aberta com equipamentos públicos (Belo Horizonte, MG).....	14
<b>Figura 3.6:</b> Esquema de dispositivos de retenção/detenção .....	15
<b>Figura 3.7:</b> Evolução das Técnicas de Controle Estruturais.....	16
<b>Figura 3.8:</b> Projeto da cidade de Belo Horizonte a) original b) proposto por Saturnino de Brito .....	17
<b>Figura 3.9:</b> Córrego Leitão recém canalizado na rua São Paulo entre as ruas Gonçalves Dias e Alvarenga Peixoto .....	18
<b>Figura 3.10:</b> Foto da Barragem Santa Lúcia no início dos anos 80.....	19
<b>Figura 3.11:</b> Obras de fechamento do Córrego Leitão e construção da Av. Prudente de Moraes .....	20
<b>Figura 3.12:</b> Obras realizadas pelo Programa Drenurbs (a) Córrego 1º de Maio (b) Córrego Baleares (c) Córrego Nossa Senhora da Piedade .....	24
<b>Figura 3.13:</b> Mancha de inundação elaborada para a bacia hidrográfica do Córrego do Túnel .....	25
<b>Figura 3.14:</b> Programa NAC na rua dos Limões em BH (a) Localização das pessoas com dificuldade de locomoção (b) Rotas de fuga do NAC.....	26
<b>Figura 3.15:</b> Experimentos desenvolvidos no projeto SWITCH (a) Trincheira de infiltração no Parque Nossa Senhora da Piedade (b) Construção de boca de lobo permeável no bairro Guaratã...	27
<b>Figura 3.16:</b> Aproveitamento de água pluvial na Escola Municipal Anne Frank (a) Reservatório de 8.000L (b) Calha metálica que coleta a água precipitada .....	27
<b>Figura 3.17:</b> Níveis de gerenciamento.....	28
<b>Figura 3.18:</b> Volumes a serem retidos nos lotes conforme as legislações municipais .....	38

<b>Figura 3.19:</b> Croqui do funcionamento do sistema de drenagem residencial com microrreservatório enterrado .....	39
<b>Figura 3.20:</b> Croqui de um sistema com microrreservatório enterrado em Sydney.....	41
<b>Figura 3.21:</b> Microrreservatório estudado por Schilling (1982).....	41
<b>Figura 3.22:</b> Caixas de Captação e Drenagem propostas pela Sudecap (a) Tipo A (b) Tipo F .....	43
<b>Figura 3.23:</b> Reservatório Aberto Gramado proposto pela Sudecap .....	44
<b>Figura 3.24:</b> Microrreservatório proposto por O’Loughlin <i>et al.</i> ....	45
<b>Figura 3.25:</b> Microrreservatório subterrâneos desenvolvidos em Sydney .....	45
<b>Figura 3.26:</b> Microrreservatório instalado .....	55
<b>Figura 3.27:</b> Curva de descarga .....	57
<b>Figura 3.28:</b> Curvas para volumes de microrreservatórios conforme a área do lote .....	58
<b>Figura 3.29:</b> Projeto dos reservatórios (a) Planta (b) Perfil.....	61
<b>Figura 3.30:</b> Lotes após a construção. Em primeiro plano o lote sustentável, ao lado o lote natural e ao fundo o lote convencional. À direita da foto encontram-se os canais com vertedores e os sensores de vazão.....	61
<b>Figura 3.31:</b> Configuração dos microrreservatórios testados .....	63
<b>Figura 3.32:</b> Distribuição temporal das precipitações da RMBH (a) Chuvas com duração de até 1 hora (b) Chuvas com duração entre 1 e 2 horas.....	67
<b>Figura 3.33:</b> Hidrograma Triangular do método Racional, sendo que $Q_p$ é a vazão de pico e $t_c$ é o tempo de concentração.....	72
<b>Figura 3.34:</b> Hidrograma Triangular do método SCS, sendo que $Q_p$ é a vazão de pico, $t_p$ é o tempo de pico e o TR é o tempo de recessão.....	77
<b>Figura 4.1:</b> Fluxograma da comparação realizada entre os volumes de retenção de água pluvial em lotes com solo impermeabilizado .....	93
<b>Figura 4.2:</b> Detalhe do microrreservatório (a) Vista frontal (b) Planta. As dimensões são apresentadas em centímetros .....	98
<b>Figura 4.3:</b> Foto do microrreservatório construído no CPH/UFMG .....	99
<b>Figura 4.4:</b> Calibração do volume (a) Pesagem do balde (b) Marcas na caixa medidora .....	102
<b>Figura 4.5:</b> Medição da vazão de saída do tubo $\Phi$ 3/4” e L = 25 cm na simulação com NA = 40 cm .....	102

<b>Figura 4.6:</b> Canal retangular utilizado para medir o hidrograma de saída (a) Disposição do mangote e das pedras (b) Localização do sensor de nível d'água .....	106
<b>Figura 4.7:</b> Mapa topográfico da bacia do córrego da Av. Francisco Sá .....	110
<b>Figura 4.9:</b> Configurações das simulações de contribuição das faces dos quarteirões (a) Lotes com microrreservatórios (b) Lotes sem microrreservatórios .....	114
<b>Figura 4.10:</b> Configuração das contribuições na sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá	115
<b>Figura 5.1:</b> Hidrogramas produzidos no lote de 360 m <sup>2</sup> nas condições naturais e impermeabilizado e com o microrreservatório com volume de 1 (um) m <sup>3</sup> e tudo de descarga de 75 mm .....	121
<b>Figura 5.2:</b> Hidrogramas produzidos no lote de 360 m <sup>2</sup> nas condições naturais e impermeabilizado e com o microrreservatório com volume de 1 m <sup>3</sup> e tudo de descarga de 75 mm .....	123
<b>Figura 5.3:</b> Gráfico das vazões de saída dos tubos testados conforme carga hidráulica .....	129
<b>Figura 5.4:</b> Resultados das simulações dos hidrogramas de entrada e saída do microrreservatório com tubos de descarga de (a) diâmetro 3/4" (b) diâmetro 1" (c) diâmetro 1.1/4" (d) diâmetro 1.1/2" (e) diâmetro 2" (f) diâmetro 2.1/2" (g) diâmetro 3" .....	133
<b>Figura 5.5:</b> Resultados das simulações dos hidrogramas de entrada e saída do microrreservatório com tubos de descarga de (a) diâmetro 3/4" (b) diâmetro 1" (c) diâmetro 1.1/4" (d) diâmetro 1.1/2" (e) diâmetro 2" (f) diâmetro 2.1/2" (g) diâmetro 3" .....	135
<b>Figura 5.6:</b> Hidrogramas gerados em um lote de 360 m <sup>2</sup> com o solo natural e precipitação com TR 10 anos e duração de 30 minutos .....	136
<b>Figura 5.7:</b> Hidrogramas gerados nas simulações realizadas na sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá .....	142
<b>Figura 5.8:</b> Perfil da lâmina d'água no último trecho do canal aos 45 minutos da simulação da sub-bacia sem a implantação de microrreservatórios .....	143
<b>Figura 5.9:</b> Perfil da lâmina d'água no último trecho do canal à 1 h da simulação da sub-bacia com a implantação de microrreservatórios .....	144
<b>Figura 5.10:</b> Hidrogramas gerados nas simulações realizadas na sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá .....	145
<b>Figura 5.11:</b> Perfil da lâmina d'água no último trecho do canal aos 60 minutos da simulação da sub-bacia sem a implantação de microrreservatórios .....	146
<b>Figura 5.12:</b> Perfil da lâmina d'água no último trecho do canal à 1 h da simulação da sub-bacia com a implantação de microrreservatórios .....	147

## LISTA DE TABELAS E QUADROS

<b>Tabela 3.1</b> - Crescimento da população urbana no Brasil .....	6
<b>Quadro 3.1</b> – Estágios do desenvolvimento sustentável urbano nos países desenvolvidos .....	9
<b>Tabela 3.2</b> – Ocorrências de Inundação e Alagamento no município de Belo Horizonte.....	24
<b>Tabela 3.3</b> – Municípios brasileiros que possuem instrumentos de gestão da drenagem urbana..	33
<b>Tabela 3.4</b> – Parâmetros definidos na LPOUS de Belo Horizonte .....	35
<b>Tabela 3.5</b> – Reduções de áreas impermeáveis permitidas na Legislação de Porto Alegre ....	36
<b>Tabela 3.6</b> – Determinação do diâmetro de saída conforme Decreto nº 176/07 de Curitiba...	37
<b>Quadro 3.2</b> – Tipos de CCD propostos pela Sudecap .....	42
<b>Tabela 3.7</b> – Períodos de recorrência definidos para drenagem pela PBH.....	46
<b>Tabela 3.8</b> – Resultados das simulações realizadas por Genz (1994) .....	53
<b>Tabela 3.9</b> – Resultados dos coeficientes de descarga por evento .....	55
<b>Tabela 3.10</b> – Vazões de pré-urbanização para as três metodologias.....	56
<b>Tabela 3.11</b> – Resultados encontrados na simulação realizada pelos autores .....	59
<b>Tabela 3.12</b> – Resultados das eficiências de amortecimento das alternativas .....	60
<b>Tabela 3.13</b> – Resultados das simulações realizadas.....	63
<b>Tabela 3.14</b> – Quantis adimensionais para a RMBH.....	65
<b>Tabela 3.15</b> – Comparação entre os tc calculados no estudo de Drumond.....	69
<b>Tabela 3.16</b> – Valores limites para áreas de bacia para utilizar o método Racional .....	71
<b>Tabela 3.17</b> – Valores de coeficientes de escoamento para superfícies .....	73
<b>Tabela 3.18</b> – Valores de coeficientes de escoamento para usos do solo.....	74
<b>Tabela 3.19</b> – Valores de coeficientes volumétricos propostos por Ramos (1998).....	76
<b>Tabela 3.20</b> – Valores de CN para áreas urbanas .....	80
<b>Tabela 3.21</b> – Valores de CN propostos por Ramos para Belo Horizonte .....	81
<b>Tabela 3.22</b> – Condições de umidade antecedente .....	82
<b>Tabela 3.23</b> – Classificação das tubulações de descarga .....	84
<b>Tabela 3.24</b> – Valores de $C_d$ obtidos por vários autores para tubos curtos .....	85

<b>Tabela 3.25</b> – Valores propostos para o $C_d$ .....	86
<b>Tabela 4.1</b> – Coeficientes dos métodos estudados.....	95
<b>Tabela 4.2</b> – Parâmetros das normas da PBH.....	96
<b>Tabela 4.3</b> – Diâmetro Interno dos tubos testados.....	101
<b>Tabela 4.4</b> – Parâmetros utilizados nos cálculos dos Hidrogramas.....	103
<b>Tabela 4.5</b> – Hidrogramas calculados para as simulações.....	104
<b>Tabela 4.6</b> – Vazões medidas na calibragem da bomba .....	105
<b>Tabela 4.7</b> – Vazões medidas na calibragem do vertedor .....	106
<b>Tabela 5.1</b> – Volumes de retenção calculados para TR 5 anos e Duração de 5 min .....	117
<b>Tabela 5.2</b> – Volumes calculados para TR 10 anos e Duração de 10 min .....	117
<b>Tabela 5.3</b> – Volumes calculados para TR 5 anos e Duração de 5 min.....	119
<b>Tabela 5.4</b> – Volumes calculados para TR 10 anos e Duração de 10 min .....	119
<b>Tabela 5.5</b> – Síntese dos resultados obtidos para a precipitação com TR de cinco anos e duração de cinco minutos .....	122
<b>Tabela 5.6</b> – Síntese dos resultados obtidos para a precipitação com TR de 10 anos e duração de 10 minutos.....	123
<b>Tabela 5.7</b> – Resultados das vazões de saída do tubo de descarga com $L = 15$ cm .....	124
<b>Tabela 5.8</b> – Resultados dos coeficientes de descarga do tubo de descarga com $L = 15$ cm .	125
<b>Tabela 5.9</b> – Resultados dos ensaios que foram refeitos .....	126
<b>Tabela 5.10</b> – Comparação entre os valores de $C_d$ para o tubo de 15 cm .....	128
<b>Tabela 5.11</b> – Resultados dos $C_d$ do tubo de descarga com $L = 25$ cm .....	129
<b>Tabela 5.12</b> – Comparação entre os valores de $C_d$ para o tubo de 25 cm .....	131
<b>Tabela 5.13</b> – Hidrogramas com chuvas de diferentes durações – Área $360 \text{ m}^2$ .....	137
<b>Tabela 5.14</b> – Resultados das simulações do lote com área de $360 \text{ m}^2$ .....	138
<b>Tabela 5.15</b> – Configurações dos microrreservatórios para lotes de $360$ e $600 \text{ m}^2$ em BH ..	140
<b>Tabela 5.16</b> – Resultados do tempo de concentração da Av. Francisco Sá.....	141
<b>Tabela 5.17</b> – Resultados das simulações sem a implantação de microrreservatórios no último trecho do canal.....	143

<b>Tabela 5.18</b> – Resultados das simulações com a implantação de microrreservatórios no último trecho do canal.....	144
<b>Tabela 5.19</b> – Resultados das simulações sem a implantação de microrreservatórios no último trecho do canal.....	147
<b>Tabela 5.20</b> – Resultados das simulações com a implantação de microrreservatórios no último trecho do canal.....	148

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	American Society of Civil Engineers
BH	Belo Horizonte
Cd	Coefficiente de descarga
Comdec	Coordenadoria Municipal de Defesa Civil de Belo Horizonte
CPH	Centro de Pesquisa Hidráulicas e Recursos Hídricos
EHR	Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos
FAA	Federal Aviation Agency
GH	Grupo Hidrológico
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
IPTU	Imposto Predial e Territorial Urbano
LPOUS	Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo
MG	Minas Gerais
OSD	On-site Stormwater Detention
PBH	Prefeitura Municipal de Belo Horizonte
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PMS	Plano Municipal de Saneamento
PR	Paraná
RMBH	Região Metropolitana de Belo Horizonte
RJ	Rio de Janeiro
RS	Rio Grande do Sul
SP	São Paulo
SUDECAP	Superintendência de Desenvolvimento da Capital
SWMM	Storm Water Management Model
Tc	Tempo de concentração
TR	Tempo de Retorno
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

# 1 INTRODUÇÃO

Nas últimas estações chuvosas, a cidade de Belo Horizonte sofreu com graves problemas de inundação, causada não somente pela ocorrência de grandes eventos chuvosos, mas, principalmente, pela incapacidade do sistema de drenagem em transportar as vazões geradas no escoamento superficial.

O processo de urbanização da cidade ocorreu de forma similar à maioria das cidades brasileiras, sem a preocupação em se respeitar o escoamento natural das águas pluviais. As intervenções nos cursos d'água facilitaram a ocupação imprópria de suas margens, áreas que inundavam naturalmente.

Na tentativa de organizar e planejar a urbanização da cidade, a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte - PBH, em 1.996, elaborou e aprovou o Plano Diretor Municipal e a Lei Municipal nº 7.166/96, que definiram diretrizes e parâmetros para o parcelamento, ocupação e uso do solo do município, dividindo e classificando o território em zonas de adensamento. A indicação da necessidade de se instituir um plano diretor específico para drenagem urbana, a restrição para a ocupação de áreas ainda preservadas e a definição de taxas de permeabilidade foram os maiores avanços obtidos no aspecto de drenagem urbana.

No entanto, ainda se permitiu a impermeabilização de até 100% da área do terreno, localizado em zonas diferentes das zonas de preservação ambiental e proteção. Para os casos nos quais é permitido que o lote tenha uma taxa de impermeabilização acima dos limites previstos em lei, tornou-se obrigatória a construção de caixas de retenção de água pluvial. Todavia, não se sabe se o volume definido pela legislação para retenção é capaz de restringir a ampliação da vazão gerada pelas superfícies impermeáveis.

Em 1.997 foi aprovada a lei municipal nº 7.727 que instituiu o licenciamento ambiental em Belo Horizonte. Desde então, os empreendimentos enquadrados nesse processo ambiental foram obrigados a apresentar um parecer favorável da Superintendência de Desenvolvimento da Capital – Sudecap, quanto à ligação de sua rede particular de água pluvial ao sistema público de drenagem urbana.

Para facilitar a elaboração de projetos das ligações de drenagem prediais, a Sudecap elaborou a norma *“Normas e Instruções para elaboração de projetos de ligações de drenagem prediais*

(PBH, 199-)", com a proposição de parâmetros hidráulicos e hidrológicos. Entretanto, não foi determinada a vazão máxima a ser lançada no sistema público de drenagem.

Apesar do avanço com a criação do plano diretor de drenagem e de outros instrumentos que auxiliam a gestão da drenagem urbana, Belo Horizonte ainda sofre com a ocorrência constante de inundações, que não apenas causam perdas materiais e financeiras, mas também a perda de vidas humanas. Um dos eventos mais críticos ocorreu no dia do *réveillon* do ano de 2008, com o transbordamento do canal do ribeirão Arrudas, que resultou na morte de quatro pessoas. No final do ano de 2010, houve uma outra grande tragédia na cidade, a precipitação de aproximadamente 150 mm em 10 horas na bacia do ribeirão da Onça provocou o extravasamento de vários córregos e a morte de uma pessoa.

Uma forma de retardar a propagação de cheias no sistema de drenagem é o uso de dispositivos de controle de drenagem na fonte, como por exemplo, microrreservatórios. Estes reservatórios de pequeno porte armazenam o excedente da água pluvial gerada nos lotes urbanos e lançam pequenas vazões no sistema de drenagem, o que ajuda a promover a redução do risco de inundação.

A exigência da instalação desses dispositivos tem como vantagens incentivar os cidadãos a participarem da gestão de drenagem urbana, com a responsabilidade de manter as vazões dos terrenos próximas às naturais, reduzindo os gastos da prefeitura com obras de grande porte.

A Sudecap disponibilizou, por meio de seu Caderno de Encargos (2008), modelos de microrreservatórios para atender as especificações da Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo do município. No entanto, o impacto sobre a macrodrenagem que a distribuição desses dispositivos de controle gera, é uma questão que ainda merece ser mais bem estudada. 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, podendo proporcionar situações em que o resultado é a ampliação dos picos de vazão através da chegada simultânea de hidrogramas retardados.

Assim, esse estudo busca compreender os impactos no funcionamento do sistema de drenagem com a instalação de microrreservatórios em lotes, avaliando-se os parâmetros e critérios determinados na legislação urbanística de Belo Horizonte para a impermeabilização do solo e propondo-se novas diretrizes para o lançamento de água pluvial de lotes na rede

pública de drenagem urbana. Foi realizada também uma análise teórica sobre o volume de reservação necessário para compensar a impermeabilização do solo e uma análise em laboratório sobre o funcionamento de um microrreservatório, com o mesmo volume exigido pela Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo de Belo Horizonte para um lote de 360 m<sup>2</sup>.

Por fim, foi simulado no programa *Storm Water Management Model - SWMM*, o impacto do uso de microrreservatórios no sistema de drenagem da sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá, localizada em Belo Horizonte.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo geral**

Estudar e avaliar a implantação de microrreservatórios em lotes, de maneira a contribuir para a redução de áreas inundáveis no município de Belo Horizonte.

### **2.2 Objetivos específicos**

- avaliar os critérios para a determinação do volume da caixa de retenção definidos na Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo - LPOUS para impermeabilização de terrenos em Belo Horizonte;
- estudar em laboratório a capacidade de esgotamento de um microrreservatório, para diferentes situações de altura de nível d'água, comprimento da tubulação de descarga e diâmetro de saída;
- analisar em laboratório o funcionamento de um microrreservatório com o mesmo volume exigido pela LPOUS de Belo Horizonte, para retenção de água pluvial em um lote de 360 m<sup>2</sup> com o solo totalmente impermeabilizado;
- indicar uma vazão máxima a ser lançada pelos lotes na rede pública de drenagem pluvial, as dimensões do diâmetro do tubo de descarga e o volume dos microrreservatórios a serem instalados em lotes;
- comparar resultados de simulação de um estudo de caso em uma sub-bacia hidrográfica de Belo Horizonte, que apresenta problemas com inundação, realizando simulações sem e com a instalação de microrreservatórios em todos os seus lotes.

### **3 REVISÃO DA LITERATURA**

Neste capítulo serão descritas as relações entre o processo de urbanização e o sistema de drenagem urbana das grandes cidades brasileiras e os tipos de técnicas adotadas para combater os problemas de inundação. Além disso, será mostrada a evolução do sistema de drenagem de Belo Horizonte, município objeto deste estudo.

Serão apresentadas as legislações existentes no país relativas ao controle de drenagem urbana na fonte, o detalhamento do uso de microrreservatórios como técnica compensatória de drenagem urbana e alguns estudos realizados com tais dispositivos de controle que buscaram avaliar a redução do impacto no sistema de drenagem decorrente da impermeabilização dos solos.

Serão descritos ainda os métodos utilizados para a elaboração de estudos hidrológicos e hidráulicos em projetos de drenagem urbana com a implantação de microrreservatórios, alguns métodos de medição existentes para determinar as vazões em estudos e experimentos e o funcionamento do modelo computacional SWMM utilizado para realizar simulações em uma bacia hidrográfica.

#### **3.1 *Urbanização e planejamento da drenagem urbana***

##### **3.1.1 Impacto do desenvolvimento urbano no sistema de drenagem brasileiro**

A partir da segunda metade do século XX, o grau de urbanização no Brasil se intensificou de tal maneira, que de 1950 a 2010 a porcentagem da população vivendo em cidades mais do que dobrou. Esses níveis de urbanização estão próximos aos dos países desenvolvidos e estima-se que, em médio prazo, o crescimento da população brasileira será estabilizado. Na região sudeste, onde se concentra grande parte do contingente populacional do país, já no ano 2000, a taxa de urbanização ultrapassou os 90%, como pode ser observado na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1** - Crescimento da população urbana no Brasil

Período	Taxa de Urbanização (%)	
	Brasil	Região Sudeste
1950	36,16	47,55
1960	45,08	57,00
1970	55,94	72,68
1980	67,59	82,81
1991	75,59	88,02
2000	81,23	90,52
2010	84,36	92,95

Fonte: IBGE (2012)

Infelizmente, esse crescimento acelerado não foi planejado e grande parte se deve ao descontrole do Estado em impedir a migração em massa da população rural para as cidades. A busca de emprego e melhores condições de vida não foi acompanhada por um ordenamento adequado do espaço e pela implantação de uma infraestrutura que conseguisse atender esse aumento populacional.

Segundo estudo realizado por Fontes e Barbassa (2003) na cidade de São Carlos, sobre a ocupação e a impermeabilização urbana, o aumento da densidade populacional de uma área representa um aumento da área impermeabilizada.

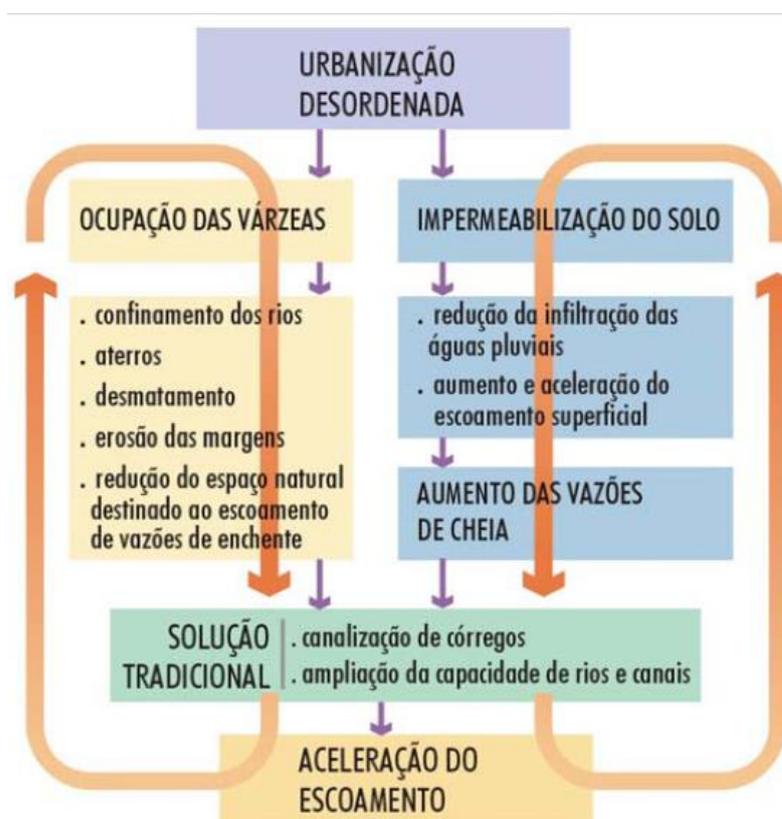
De acordo com Tucci (2005), a urbanização é espontânea e o planejamento urbano é realizado para a cidade ocupada pela população de renda média e alta. A ocupação inadequada de áreas públicas e/ou áreas de risco como inundações e de escorregamento se deve a falta de recursos financeiros da população que migra para as cidades.

Rezende e Heller (2008) descrevem que o perfil de ocupação das nossas cidades é determinado pelo caráter profundamente desigual e antidemocrático da sociedade brasileira, que continua forçando as populações pobres a morarem em áreas de urbanização precária, muitas vezes em condições de risco, ocupando encostas íngremes, margens de cursos d'água e áreas de proteção de mananciais.

Além da ocupação inadequada dos leitos maiores dos córregos, locais onde ocorrem inundações naturais, a falta de planejamento da urbanização de uma bacia hidrográfica

provoca grandes transformações no sistema de drenagem, como pode ser visto na Figura 3.1, além das seguintes modificações no ciclo hidrológico:

- diminuição da evapotranspiração e do armazenamento da água pluvial, com a retirada da vegetação existente;
- redução do processo de infiltração e conseqüente aumento do escoamento superficial, em alguns casos, em até 7 (sete) vezes (Leopold, 1968), devido à impermeabilização do solo;
- redução do tempo de concentração da bacia hidrográfica, com a implantação de estruturas hidráulicas que aceleram a velocidade e aumentam a capacidade de escoamento.



**Figura 3.1:** Impactos da Urbanização na drenagem urbana

Fonte: Sudersha (2002) *apud* Tucci (2005)

Devido ao aumento da urbanização e, conseqüentemente, da crescente impermeabilização do solo, o funcionamento do sistema de drenagem urbana baseado no uso de técnicas clássicas tem se mostrado insatisfatório.

### 3.1.2 Sistemas clássicos de drenagem urbana

Os sistemas clássicos de drenagem são inspirados no princípio do higienismo, que preconiza a evacuação rápida de dejetos. Assim, para evitar o acúmulo de águas pluviais em locais indesejados desenvolveram-se sistemas de drenagem com estruturas capazes de captar e transportar os efluentes para áreas a jusante da área de interesse. Essas estruturas são compostas de dispositivos de microdrenagem (sarjetas, bocas de lobo, condutos enterrados) e de macrodrenagem (canais abertos, galerias, bueiros, dissipadores de energia e outras obras complementares).

Segundo Baptista e Nascimento (1996), a urbanização intensa observada ao longo da segunda metade do século XX veio evidenciar os limites das soluções clássicas de drenagem urbana. A canalização de cursos d'água mostrou-se eficaz na solução de problemas locais, entretanto se revelou responsável por provocar ou agravar problemas de inundação em áreas a jusante. Além disso, esse tipo de intervenção pode conduzir a situações em que o curso d'água é excluído da paisagem urbana, impedindo a prática de atividades esportivas e de lazer próximo a um ambiente hídrico.

A retificação e a canalização dos córregos ampliam a velocidade do escoamento superficial, diminuindo o tempo de concentração e conseqüentemente aumentando o pico de vazão a jusante. Esse aumento pode provocar inundação em áreas que anteriormente não sofriam tais problemas, sendo mais evidente nas regiões em que a ocupação ocorreu de jusante para montante.

A urbanização de áreas a montante das estruturas de drenagem existentes, que provocam o aumento da impermeabilização do solo e dos picos de vazões no exutório da bacia, reduz a capacidade de funcionamento do sistema de drenagem. A solução proposta tendo-se como base o pensamento clássico seria aprofundar a calha do canal, alterar a geometria da seção transversal, inserir um conduto paralelo, reduzir a rugosidade do canal, entre outras, o que demandaria do poder público grandes somas de recursos financeiros para executá-las.

Segundo Righetto *et al.* (2009), nas últimas décadas, os projetos de saneamento têm buscado soluções inovadoras de engenharia, na busca de um ambiente urbano mais saudável e no atendimento da demanda por um desenvolvimento sustentável, o que tem produzido impacto relevante na concepção dos sistemas de drenagem.

O Quadro 3.1 mostra a evolução dos pensamentos predominantes nos países desenvolvidos no setor de drenagem urbana. Atualmente, o Brasil está buscando sair do estágio higienista e tentando entrar no período corretivo, mas o caminho ainda é longo para deixar de se preocupar com o controle quantitativo.

**Quadro 3.1** – Estágios do desenvolvimento sustentável urbano nos países desenvolvidos

Anos	Período	Características
Até 1970	Higienista	Canalização de cursos d'água, com a transferência dos problemas para jusante.
1970-1990	Corretivo	Amortecimento quantitativo da drenagem e controle do impacto existente da qualidade da água pluvial.
Depois de 1990	Sustentável	Planejamento da ocupação do espaço urbano, obedecendo aos mecanismos naturais de escoamento; Controle dos micro-poluentes, da poluição difusa e o desenvolvimento sustentável do escoamento pluvial por meio da recuperação da infiltração.

Fonte: adaptado de Tucci (2005)

De acordo com o relatório de Brundtland (WHO, 1987), o desenvolvimento sustentável procura satisfazer as necessidades da geração atual sem comprometer a capacidade das gerações futuras de satisfazerem as suas próprias necessidades. A busca desse equilíbrio se dá por meio da gestão racional dos recursos naturais, na qual a intervenção humana não prejudica a natureza e nem a sua própria sobrevivência.

A tendência é se considerar a bacia de drenagem como um todo, um sistema de forma global, onde o controle das águas urbanas de origem pluvial deve ser um processo permanente, a ser mantido pelas comunidades. O controle dos excedentes não deve ser visto como uma ação isolada seja no tempo ou no espaço, mas como uma atividade em que a sociedade, como um todo, deve participar de forma contínua (Tucci *et al.*, 1995).

### 3.1.3 Sistemas alternativos de drenagem urbana

Segundo Baptista *et al.* (2005), a partir dos anos 70, os países da Europa e da América do Norte desenvolveram uma nova abordagem para tratar o problema de drenagem urbana. O conceito de “tecnologias alternativas” ou compensatórias de drenagem busca neutralizar os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos, com benefícios para a qualidade de vida e a preservação ambiental.

Assim, evitou-se o uso de soluções pontuais e priorizou-se a preservação das condições naturais com o controle da drenagem na fonte que proporcionava a recuperação da capacidade de infiltração das áreas urbanas, o amortecimento das cheias e o planejamento da bacia hidrográfica urbana.

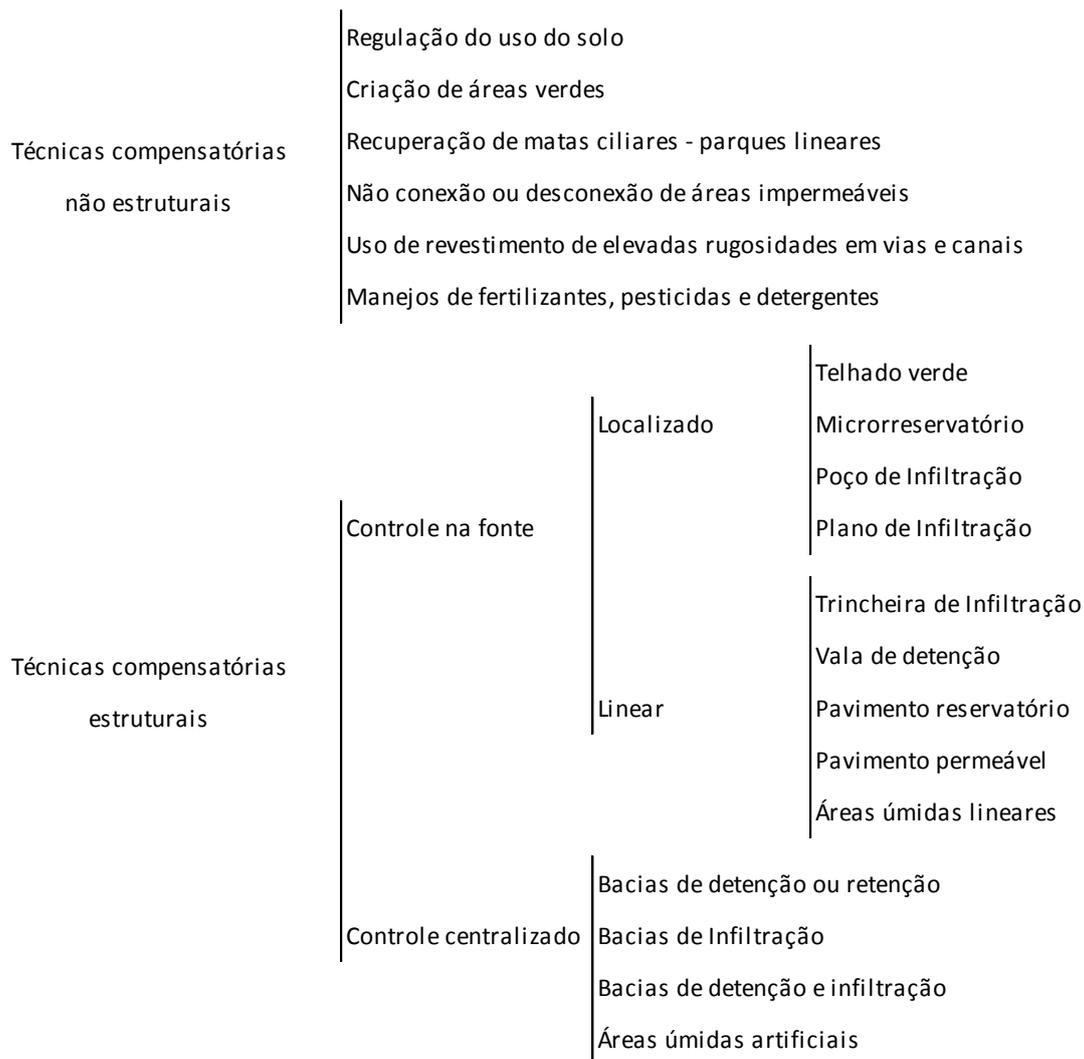
Os sistemas compensatórios ou alternativos de drenagem urbana se opõem ao conceito de evacuação rápida das águas pluviais, baseiam-se na infiltração e retenção das águas precipitadas, acarretando uma diminuição no volume de escoamento superficial, bem como o rearranjo temporal das vazões. Quando adequadamente concebidos, eles podem exercer um importante papel na melhoria da qualidade das águas pluviais. Eles podem assumir múltiplas formas, podendo ser utilizados em diferentes escalas, desde pequenas parcelas, até o projeto de sistemas de drenagem para cidades inteiras, além de poderem ser facilmente integrados ao meio ambiente, permitindo usos diversos pela população, como áreas de estacionamento, áreas para a prática de esportes, áreas de parques ou de lazer inundáveis (Moura, 2004).

De acordo com Baptista *et al.* (2005), com exceção das bacias de amortecimento de cheias, já empregadas em diversas cidades brasileiras, a utilização de técnicas compensatórias no Brasil ainda é relativamente incipiente. Todo um potencial de benefícios advindos do uso dessas tecnologias está ainda para ser adequadamente utilizado.

Conforme Tucci (2002), a grande dificuldade de se implementar o controle na fonte da drenagem urbana reside na resistência dos profissionais desatualizados, na falta de capacidade técnica dos municípios para atuar na fiscalização e controle e na falta de tratamento de esgoto e de um sistema eficiente de limpeza urbana.

Para Righetto *et al.* (2009), o controle da geração de deflúvios em lotes e condomínios habitacionais pode ser eficientemente realizado integrando-se no paisagismo as áreas impermeabilizadas com as áreas verdes, utilizando-se microrreservatórios de infiltração e por meio de incentivos do Poder Público, como redução do Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU) para proprietários que reduzam a contribuição de deflúvios.

Na atualidade, existe uma grande diversidade de técnicas compensatórias em drenagem pluvial, como pode ser observado na Figura 3.2. As técnicas compensatórias que visam o controle e/ou a prevenção dos impactos produzidos pela urbanização podem ser classificadas como de caráter estrutural e não estrutural.



**Figura 3.2:** Tipos de Técnicas Compensatórias

Fonte: Nascimento e Baptista (2009)

### 3.1.3.1 Medidas de controle não estruturais

As técnicas de controle não estruturais visam compensar ou mitigar os danos provocados pela impermeabilização do solo por meio da elaboração de instrumentos legais que impeçam ou restrinjam a urbanização e a ocupação de áreas das cidades, de sistemas de alertas de chuva, de planos de contingência e programas de educação ambiental.

De acordo com Nascimento e Baptista (2009) são observadas também como medidas de controle não estruturais as ações de renaturalização de rios e córregos por meio de medidas associadas ao tratamento de fundo de vale que preservem ou aproximem às condições naturais. Tais medidas manteriam desocupadas áreas com risco de inundação e poderiam aumentar o controle da poluição da bacia, com a retirada de lançamentos de esgotos sanitários e o manejo de fertilizantes, pesticidas e detergentes em lotes, parques e praças.

O Plano Diretor Urbanístico e de Drenagem, a Lei de Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo e Decretos Municipais são os principais instrumentos de regulamentação que podem restringir a impermeabilização de terrenos e criar áreas verdes destinadas à infiltração de águas pluviais. Segundo Tucci (2001), o Plano Diretor de Drenagem deve fornecer informações complementares à administração pública com relação aos problemas do sistema de drenagem.

De acordo com Menciondo (2007), um dos instrumentos que podem ser utilizados para a melhoria da gestão de recursos hídricos é a cobrança do IPTU Hidrológico. Este seria um componente do IPTU cobrado atualmente, sendo calculado por meio de variáveis hidráulicas e hidrológicas.

Para Kawatoko e Menciondo (2011), a aplicação do IPTU com base hidrológica proporciona a elaboração de diferentes cenários prospectivos em escala de lote urbano, de modo a obter nos cenários proativos para a avaliação dos impactos das águas urbanas.

Para Tassi (2002) a eficácia da implantação de medidas não estruturais se dá por meio do controle e fiscalização da implantação de obras e da aprovação de projetos de loteamentos, obras públicas e de drenagem. Além disso, o Poder Público deve possuir uma estrutura capaz de manter a fiscalização permanente do cumprimento das medidas não estruturais mesmo após a implantação das obras.

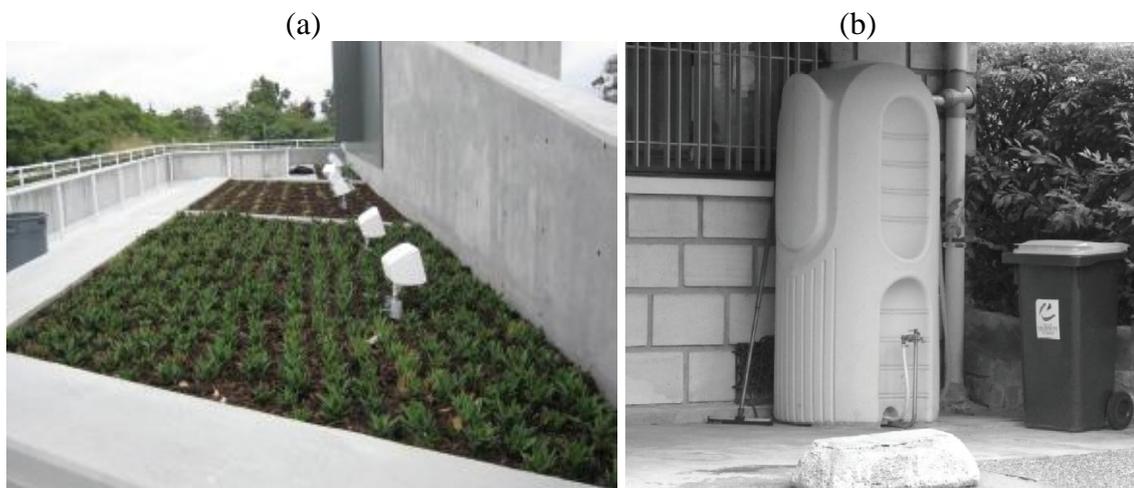
No item 3.2 será detalhada a legislação existente nos níveis municipais, estaduais e federal no Brasil referente à exigência ou incentivo do uso de técnicas compensatórias.

### 3.1.3.2 Medidas de controle estruturais

As medidas de controle estruturais podem ser definidas como obras de engenharia construídas para minimizar ou compensar o aumento de escoamento superficial produzido com a urbanização e a impermeabilização do solo.

Baptista *et al.* (2005) descrevem que as técnicas compensatórias estruturais podem ser classificadas pelo princípio de funcionamento, infiltração ou retenção; ou pela localização do dispositivo de controle (Figura 3.2):

- na fonte - implantada junto ao gerador, em parcelas ou pequenos conjuntos de parcela, como mostram as Figuras 3.3 (a) e (b). Podem ser poços de infiltração, planos de infiltração, os microrreservatórios, os telhados armazenadores, etc;



**Figura 3.3:** Dispositivos de controle de água pluvial na fonte (a) Telhado Verde (Cucamonga, Estados Unidos) (b) Microrreservatório (Paris, França).

- linear – dispositivos implantados junto aos sistemas viários, como arruamentos, pátios e estacionamentos, como ilustram as Figuras 3.4 (a) e (b). Neste grupo incluem-se os pavimentos porosos, valas de detenção e/ou infiltração, as trincheiras de infiltração, etc;



**Figura 3.4:** Dispositivos lineares de controle de água pluvial (a) Vala de detenção (Silva, 2009) (b) Pavimento permeável (França).

- centralizado – estruturas associadas a áreas de drenagem de porte mais significativo, como as bacias de detenção e retenção mostradas nas Figuras 3.5 (a) e (b). Estas podem ser de aberta ou fechada, revestida ou não revestida, de infiltração ou não.

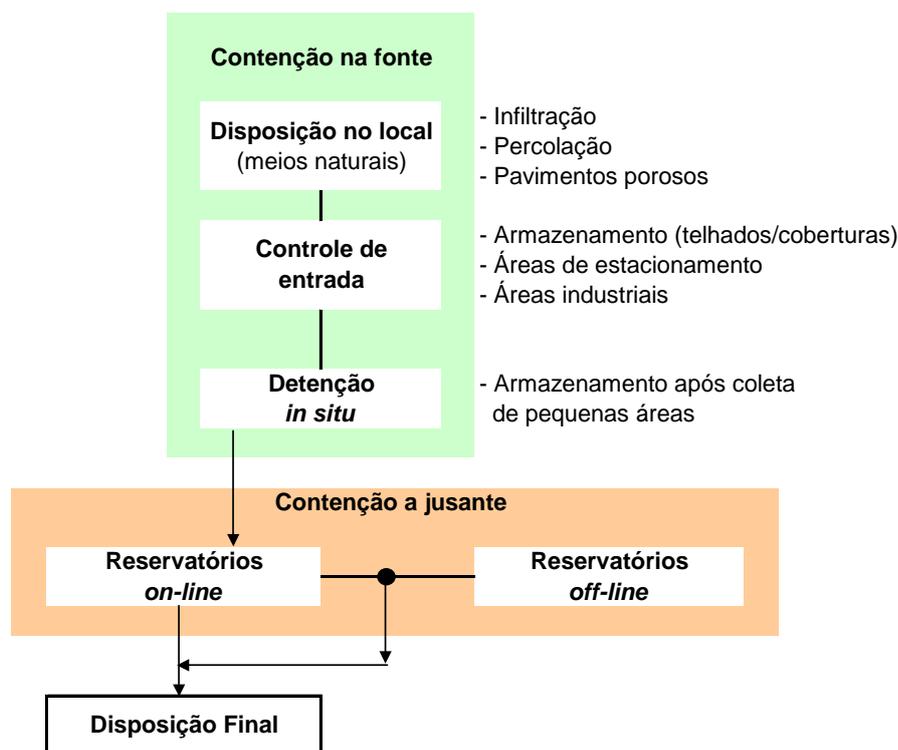


**Figura 3.5:** Estruturas centralizadas de controle de drenagem urbana (a) Bacia de detenção subterrânea com equipamento urbano (Porto Alegre, RS) (b) Bacia de detenção aberta com equipamentos públicos (Belo Horizonte, MG).

Para Tucci (1993), as medidas de controle estruturais de inundações podem ser classificadas como extensivas, aquelas que agem na bacia hidrográfica procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, ou intensivas, que atuam no rio e podem acelerar, retardar ou desviar o escoamento.

Posteriormente Tucci *et al.* (1995) apresentaram uma outra forma de classificar as medidas de controle estruturais, de acordo com a sua ação na bacia hidrográfica, como: distribuída (atua no lote), na microdrenagem (age em um ou mais loteamentos) e macrodrenagem (influi nos principais riachos urbanos). Os autores organizam as medidas, conforme sua ação sobre os hidrogramas, em infiltração e percolação, armazenamento, aumento da eficiência do escoamento e diques e estações de bombeamento.

Urbonas e Stahre (1993) classificam os dispositivos de retenção/detenção de controle de drenagem urbana de maneira abrangente e sistemática, como pode ser visualizado na Figura 3.6, em dois tipos de contenção, na fonte e a jusante.

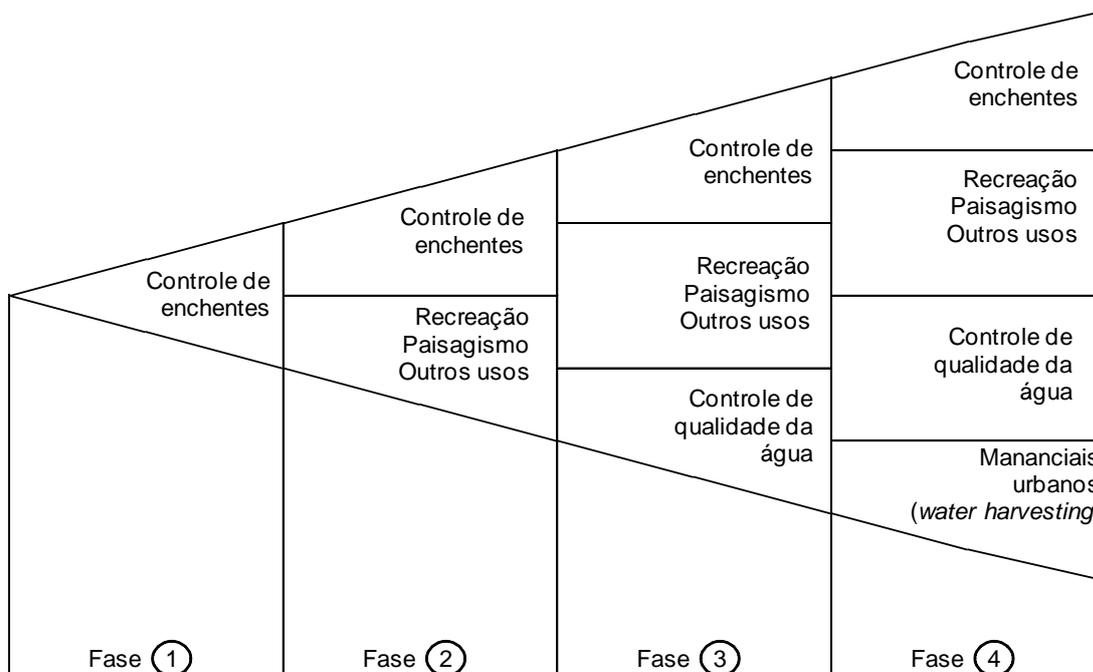


**Figura 3.6:** Esquema de dispositivos de retenção/detenção

Fonte: Canholi (2005)

Sobre a utilização de bacias de detenção, Urbonas e Stahre (1993) descrevem que pode ser desaconselhável a multiplicação de bacias de detenção em virtude dos custos de implantação, operação e manutenção, além da possibilidade de agravar os problemas para área a jusante, com a ampliação dos picos de vazão. A combinação de hidrogramas efluentes de bacias próximas pode resultar numa vazão de pico maior do que aquela que ocorreria naturalmente.

A evolução e os benefícios advindos da utilização de técnicas compensatórias estruturais são mostrados na Figura 3.7, conforme definição de Walesh (1989), citado por Canholi (2005). Para Canholi (2005), a aplicação dessas medidas no Brasil encontra-se na Fase 2, entretanto existem algumas pesquisas no país relativa ao controle de qualidade das águas.



**Figura 3.7:** Evolução das Técnicas de Controle Estruturais

Fonte: adaptado de Walesh (1989) e Usepa (1999) *apud* Canholi (2005)

No item 3.3, serão detalhados os principais aspectos do uso da técnica de implantação de microrreservatórios em lotes urbanos, por ser objeto do presente estudo.

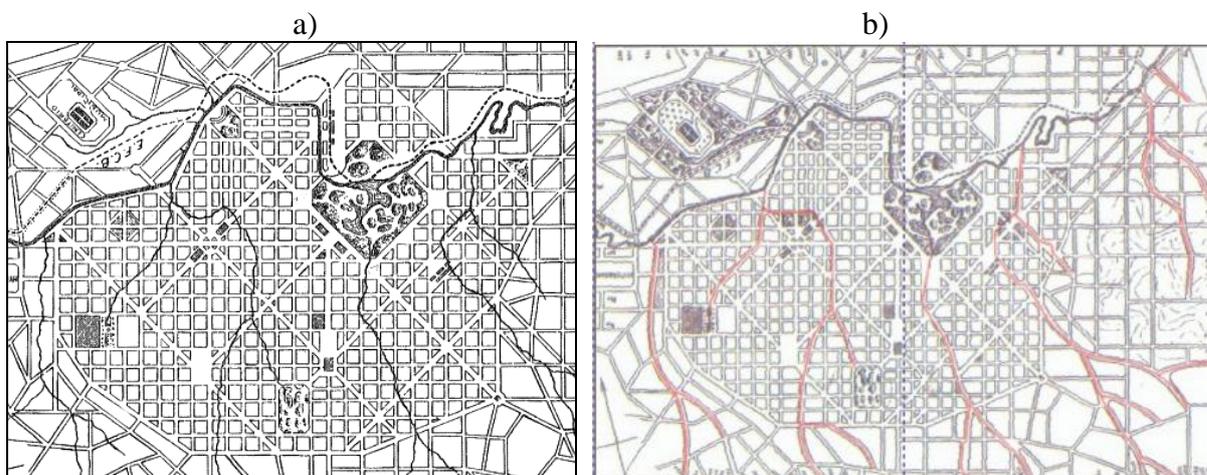
Para entender os problemas de drenagem urbana do município de Belo Horizonte, no item a seguir é descrito como ocorreu o processo de urbanização da cidade, as técnicas adotadas pela Administração Municipal para melhorar o funcionamento do sistema e as ações utilizadas para combater os problemas de inundação.

### 3.1.4 Evolução da drenagem urbana em Belo Horizonte

O planejamento do município de Belo Horizonte foi inspirado na concepção higienista, predominante no final do século XIX nos países europeus. A planta geral elaborada em 1895 pela Comissão Construtora, coordenada por Aarão Reis, foi aprovada observando-se a concepção geométrica do espaço urbano, com ruas em traçado retilíneo e quarteirões quadrados cortados por largas avenidas arborizadas, no desejo de se criar uma cidade organizada, moderna e saudável (Plano Diretor de Drenagem Urbana de BH, 2000).

O engenheiro da Comissão Construtora de Belo Horizonte, Saturnino de Brito, encarregado da implantação dos serviços de saneamento, questionou a ausência de um traçado sanitário,

que incluísse o sistema natural de escoamento das bacias urbanas e elaborou um projeto alternativo, conforme mostrado nas Figuras 3.8 (a) e (b) (Plano Diretor de Drenagem Urbana, 2000).



**Figura 3.8:** Projeto da cidade de Belo Horizonte a) original b) proposto por Saturnino de Brito

Fonte: PDDU-BH, 2000.

Foram usadas na construção de Belo Horizonte as mais recentes tecnologias inglesas e francesas da época, como as tubulações em ferro fundido e aço, “modernos” sistemas de bombeamento de água movidos a vapor e o sistema *tout à l’égout*, ou unitário, que coletava as águas pluviais e residuárias simultaneamente, seguindo os moldes das cidades britânicas e francesas. O sistema unitário foi fortemente contestado por Saturnino de Brito, sob o argumento de ser este um sistema economicamente inviável, por causa do alto índice pluviométrico registrado na maior parte do território brasileiro. Mesmo diante destes argumentos, o sistema unitário foi implantado em parte da cidade, sendo logo substituído pelo sistema separador absoluto defendido por Brito, em função da sua dispendiosidade e mau funcionamento (Fundação João Pinheiro, 1997).

O crescimento rápido e descontrolado de Belo Horizonte, com ocupações desordenadas de sua periferia, além dos limites da Avenida do Contorno, conforme projeto original, tornou necessárias várias alterações do sistema de drenagem urbana. De acordo com a Fundação João Pinheiro (1997), as questões sociais não foram consideradas na dinâmica da nova capital. O problema da moradia dos operários não foi sequer considerado, apesar de estar inserido no discurso oficial que o associava ao aspecto sanitário da cidade.

A crescente urbanização das bacias acarretou o aumento das vazões de cheia e a ineficiência do sistema de drenagem, com o estrangulamento do fluxo das águas nas estruturas hidráulicas existentes. Além disso, os cursos d'água se tornaram poluídos por não receberem a devida importância e servirem apenas como meios de transporte de rejeitos dos primeiros núcleos populacionais da cidade.

De acordo com Baptista *et. al.* (1997), o histórico de inundações em Belo Horizonte começou desde seus primeiros anos, com as enchentes de 1908 e 1916, que forçaram a canalização do ribeirão Arrudas, iniciada em 1928.

No final dos anos 1920, o poder público concluiu a obra de canalização, como mostra a Figura 3.9, e implantação de interceptores de esgotos no Córrego Leitão até o cruzamento com a Rua Alvarenga Peixoto (Borsagli, 2011).



**Figura 3.9:** Córrego Leitão recém canalizado na rua São Paulo entre as ruas Gonçalves Dias e Alvarenga Peixoto

Fonte: Arquivo Público Mineiro, *apud* Borsagli, 2011.

Segundo pesquisa realizada por Ramos (1998) junto aos arquivos do jornal "O Estado de Minas", foram inúmeras as ocorrências de inundação em Belo Horizonte entre as décadas 40 e 90. Em 1949, ocorreram os transbordamentos do Ribeirão Arrudas e dos Córregos Acabamundo e Leitão.

Conforme Ramos (1998), no final da década de 50 foram implantadas barragens de amortecimento de cheias nos córregos Leitão e Acabamundo, cursos d'água que atravessam o centro da capital. A Figura 3.10 mostra a barragem Santa Lúcia no início dos anos 80, antes da intervenção ocorrida na década de 90 para sua revitalização.



**Figura 3.10:** Foto da Barragem Santa Lúcia no início dos anos 80

Fonte: Acervo particular de Hélio de Paula (19 - -)

De acordo com Borsagli (2011), no início dos anos 1960 a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte tomou a decisão de implantar a canalização fechada nos cursos d'água que atravessam a região central, na tentativa de eliminar o mau cheiro, o risco de doenças e as inundações que faziam parte do cotidiano do belo-horizontino no período de chuvas.

Em julho de 1970, com a construção da Avenida Prudente de Moraes é realizada a canalização e fechamento de grande extensão do Córrego Leitão, que havia se transformado em esgoto a céu aberto. A Figura 3.11 mostra as obras de fechamento do Córrego Leitão.



**Figura 3.11:** Obras de fechamento do Córrego Leitão e construção da Av. Prudente de Moraes  
Fonte: Arquivo Público da Cidade de Belo Horizonte, *apud* Borsagli, 2011.

De acordo com Ramos (1998), em 1975, as águas do Ribeirão Arrudas subiram cerca de dois metros em alguns trechos da área central da cidade e nesse mesmo ano foi elaborado um dos primeiros planos para a drenagem urbana de Belo Horizonte.

O “Plano Metropolitano de Drenagem Urbana”, desenvolvido, em 1975, pela Fundação João Pinheiro por meio da Superintendência de Desenvolvimento da Região Metropolitana - Plambel era composto de estudos hidrológicos, pré-dimensionamento de canais, previsão de custos e financiamentos possíveis e propôs a implantação de canais nos cursos d’água situados em áreas urbanizadas ou com urbanização prevista nas bacias dos ribeirões Arrudas e da Onça.

O período chuvoso de 1979 trouxe vários transtornos para o sistema de drenagem da cidade, como a inundação do aeroporto da Pampulha, com a altura d’água de até 1 m no saguão, a necessidade de abertura das comportas da barragem da Pampulha, inundando bairros a jusante

e o transbordamento do Ribeirão Arrudas, com carros arrastados e parte do Parque Municipal inundado (Ramos, 1998).

De acordo com Champs *et al.* (2001), a Sudecap propôs, em 1979, um plano de intervenções nos cursos d'água de Belo Horizonte, denominado Plano de Urbanização e Saneamento Básico de Belo Horizonte – Planurbs, no qual foi recomendada a canalização, em concreto, de 305 km de córregos.

Na década de 1980, a Plambel elaborou outros dois documentos para a drenagem urbana da cidade, como "Política Metropolitana de Drenagem Urbana" (1984b), no qual se propunha diretrizes para a gestão da drenagem urbana e o "Drenagem Urbana da RMBH - Diagnóstico da situação atual" (1984a), que apresentou uma nova abordagem para o setor com a proposição de uso de medidas não estruturais, viabilizadas pelo aperfeiçoamento da legislação urbanística, pela fiscalização e pelo planejamento.

Apesar da preocupação da Administração Municipal em organizar a gestão das águas pluviais da cidade, na década de 1980 continuaram ocorrendo inundações nos ribeirões Arrudas e da Onça, o que causou a necessidade em 1983 de ser decretada situação de emergência na cidade pelo governador do estado.

A concepção adotada pela Prefeitura Municipal de Belo Horizonte - PBH para o controle da drenagem urbana, baseada na rápida evacuação das águas por meio da construção de estruturas cada vez maiores, aumentando-se os escoamentos propagados para jusante das bacias, levou à situação de canalização de 200 km de cursos d'água e no aumento da frequência da inundação urbana.

Segundo Champs *et al.* (2001), apesar das grandes somas de recursos financeiros investidos em seu sistema de drenagem, Belo Horizonte continuou padecendo com as inundações. Muitos dos canais implantados ainda funcionam de maneira inadequada não comportando as vazões para as quais foram projetados. As principais causas estão vinculadas com a metodologia de cálculo empregada originalmente em seus projetos e as interferências com outros componentes da infraestrutura urbana.

Na década de 90, a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte - PBH iniciou a implantação de medidas alternativas de controle não estruturais com a criação de diretrizes para a preservação

de áreas verdes e para alteração da permeabilidade do solo. A Lei Municipal nº 6.314/93 instituiu a possibilidade de reserva ecológica por destinação do proprietário, que averbando parte de seu terreno como área de reserva particular ecológica, poderá ter isenção total ou parcial do Imposto Predial e Territorial Urbano – IPTU.

Em 1996 foram criados o Plano Diretor Urbanístico do município e a Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo, respectivamente, Leis Municipais nº 7.165 e nº 7.166. Esses instrumentos indicaram diretrizes para a drenagem urbana e restringiram a impermeabilização do solo e determinaram, em alguns casos, a implantação de caixas de retenção, soluções de controle de águas pluviais na fonte.

De acordo com o Plano Municipal de Saneamento de Belo Horizonte – PMS/BH (2010), a elaboração do Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte - PDDU/BH, em 2000, e a criação do Programa de Recuperação Ambiental de Belo Horizonte - Drenurbs, em 2001, marcaram a mudança de paradigma da Administração Municipal quanto à solução de problemas do sistema de drenagem. A nova concepção considerou a bacia hidrográfica como unidade de planejamento, com uma visão integrada dos diversos sistemas que compõem a infraestrutura urbana.

O PDDU/BH foi concebido em duas etapas. Na primeira, foi realizado um diagnóstico do sistema com o desenvolvimento de estudos preliminares, levantamento cadastral das redes, implantação do Sistema de Informações Geográficas – SIG, caracterização das bacias hidrográficas e estruturais da rede de macrodrenagem. Na segunda etapa, foi prevista a atualização dos dados da 1ª etapa, a implantação do sistema de monitoramento, a inserção do módulo hidrológico no SIG e desenvolvimento da modelagem, a proposição de planos de ação e a proposta de gestão do sistema de drenagem.

Foram onze os fundamentos que nortearam a elaboração do PDDU/BH, dentre esses se destacam:

- a interdependência setorial, na qual a drenagem é considerada integrante da infraestrutura urbana, devendo ser planejada em conjunto com os outros sistemas;
- a não ampliação da cheia natural, devido aos efeitos da ocupação da bacia;

- a não transferência de impactos entre bacias, em que a adoção de estruturas de drenagem em uma região a montante não deve implicar em transferências de prejuízos a jusante da bacia;
- a adoção de medidas não estruturais, por meio da adoção de ações preventivas compatibilizadas com o desenvolvimento urbano;
- a valorização das águas naturais, com a busca da preservação e integração dos cursos d'água à paisagem urbana e a atribuição de ônus financeiro aos responsáveis pela ampliação dos escoamentos na cidade, na qual o custo pela implantação, operação e manutenção das estruturas de drenagem deve ser transferido aos proprietários dos lotes, proporcionalmente a sua área impermeável.

Segundo o Plano Municipal de Saneamento - PMS (2010), a criação do Programa Drenurbs teve como proposta a prática de recuperação dos cursos d'água poluídos em áreas de significativo adensamento habitacional, mas que ainda não se encontravam canalizados. A opção pela estocagem de águas no lugar da evacuação rápida, com o controle de cheias e a prevenção de inundações na área da bacia hidrográfica, apresentou uma nova abordagem de não intervir nos córregos, priorizando-se sua permanência em leito natural.

Algumas das obras realizadas pelo programa podem ser observadas nas intervenções realizadas nas sub-bacias dos córregos 1° de Maio, Baleares e Nossa Senhora da Piedade, respectivamente, Figuras 3.12 (a), (b) e (c).

(a)



(b)



(c)



**Figura 3.12:** Obras realizadas pelo Programa Drenurbs (a) Córrego 1º de Maio (b) Córrego Baleares (c) Córrego Nossa Senhora da Piedade

Fonte: Plano Municipal de Saneamento de BH, 2010.

Entretanto, a criação desse programa não foi suficiente para resolver os problemas do funcionamento do sistema de drenagem existentes na cidade. A ausência de recursos financeiros, a falta de organização administrativa do Poder Público e a descrença, por parte de alguns tomadores de decisão, no uso dessa nova filosofia de intervenção impedem que a aplicação das novas técnicas ocorra de forma efetiva.

Assim, a ineficiência do sistema de drenagem municipal continua evidente e pode ser constatada com as frequentes inundações ocorridas nas avenidas sanitárias dos córregos afluentes e dos próprios ribeirões Arrudas e Onça. Os dados relativos a ocorrências devido à inundação e alagamento são registrados pela Coordenadoria Municipal de Defesa Civil de Belo Horizonte – Comdec e podem ser visualizados na Tabela 3.2.

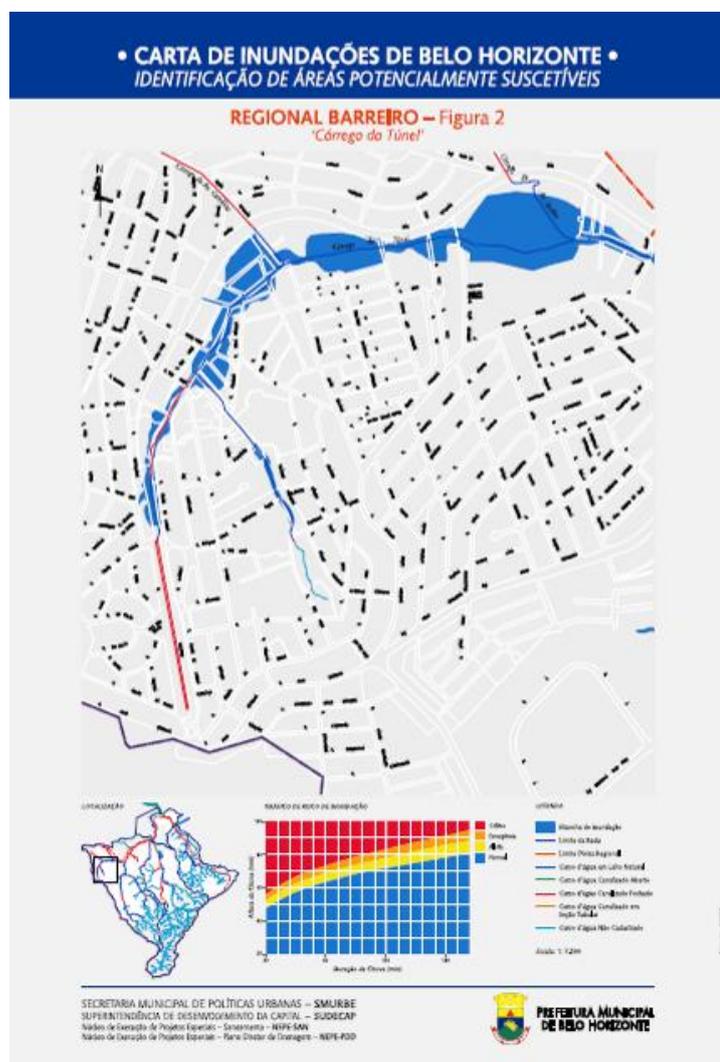
**Tabela 3.2 – Ocorrências de Inundação e Alagamento no município de Belo Horizonte.**

REGIONAL	NÚMERO DE OCORRÊNCIAS		
	1995 a 1998	1999 a 2008	2009 a 2011*
Norte	248	201	386
Nordeste	465	180	102
Noroeste	158	31	53
Pampulha	252	114	227
Venda Nova	307	390	101
Leste	167	45	53
Centro-sul	88	22	56
Oeste	292	91	170
Barreiro	177	22	143
Total	2154	1096	1291

Fonte: Coordenadoria Municipal de Defesa Civil de Belo Horizonte – Comdec (adaptado do PDDU/BH, 2000)

\* Dados referentes ao período de 23/01/09 a 07/04/11

Um dos instrumentos mais recente elaborado pela PBH para auxiliar a gestão da drenagem urbana do município foi a Carta de Inundações de Belo Horizonte (2009). Esta mapeou os locais potencialmente suscetíveis à inundação em cada bacia hidrográfica da cidade. A Figura 3.13 ilustra um exemplo da delimitação da mancha de inundação e o gráfico relacionando o nível de risco, a duração e a altura de chuva.



**Figura 3.13:** Mancha de inundação elaborada para a bacia hidrográfica do Córrego do Túnel  
 Fonte: Carta de Inundações de BH, 2009

Segundo o PMS (2010), ainda em 2009, a administração municipal criou os Núcleos de Alerta de Chuva – NAC, grupos comunitários compostos por moradores ou trabalhadores situados nas áreas com risco de inundação. Os integrantes desses grupos recebem informações, dos técnicos da PBH, sobre a previsão de eventos chuvosos e agem de forma a prevenir e disseminar o alerta às pessoas que vivem dentro das manchas de inundação cadastradas. Essas pessoas são retiradas por rotas de fuga definidas entre a equipe social e membros dos NAC e a

Defesa Civil. A Figura 3.14 apresenta um exemplo do cadastro das pessoas residentes na mancha de inundação com dificuldade de locomoção e as rotas de fuga existentes na rua dos Limões.

(a)



(b)



Figura 3.14: Programa NAC na rua dos Limões em BH (a) Localização das pessoas com dificuldade de locomoção (b) Rotas de fuga do NAC

Fonte: PMS, 2010.

Na busca de ampliar e disseminar o conceito de técnicas alternativas para a gestão e manejo das águas pluviais, a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte, juntamente com a Universidade Federal de Minas Gerais, participou do Projeto SWITCH – *Sustainable Water Management Improves Tomorrow's Cities' Health*. Foram desenvolvidas pesquisas de soluções não-convencionais em drenagem urbana, que aumentam a infiltração no solo, combatem a poluição das águas pluviais e reduzem os volumes dos deflúvios. Além de trincheiras e valas de retenção, trincheiras de infiltração (Figura 3.15 (a)), bocas de lobo permeáveis (Figura 3.15 (b)), e *wetlands*, foi construído um reservatório para aproveitamento de água pluvial na Escola Municipal Anne Frank, com o intuito de estudar a viabilidade do uso e de monitorar a qualidade da água de chuva, como mostram as Figuras 3.16 (a) e (b).



**Figura 3.15:** Experimentos desenvolvidos no projeto SWITCH (a) Trincheira de infiltração no Parque Nossa Senhora da Piedade (b) Construção de boca de lobo permeável no bairro Guaratã

Fonte: PMS/BH, 2010.



**Figura 3.16:** Aproveitamento de água pluvial na Escola Municipal Anne Frank (a) Reservatório de 8.000L (b) Calha metálica que coleta a água precipitada

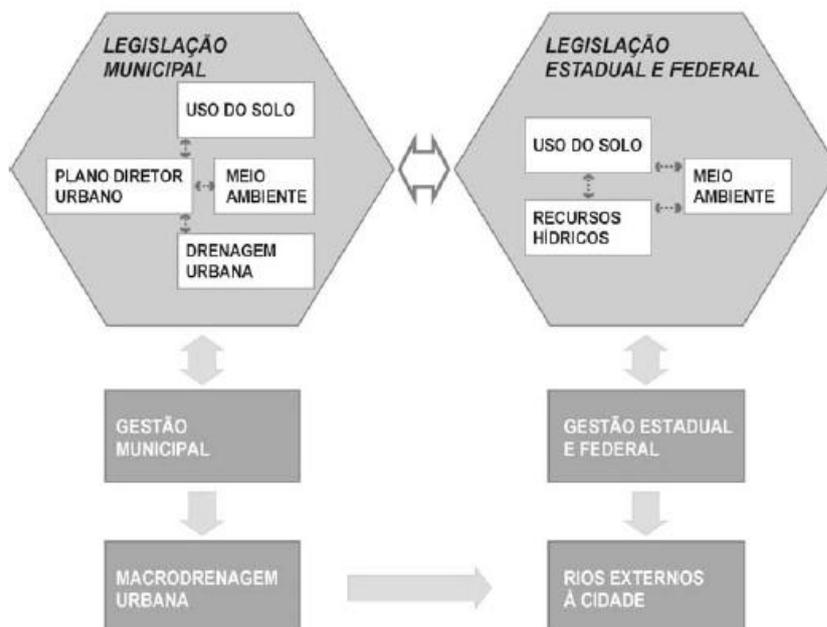
Fonte: Silva *et al.*, 2011.

Atualmente no setor de gestão da drenagem, a Administração Pública Municipal está expandindo e atualizando o Sistema de Informações Geográficas de Drenagem – SIG-Drenagem e está implantando o Sistema de Monitoramento Hidrológico, com a instalação de estações pluviométricas e fluviométricas nas bacias dos ribeirões Arrudas e da Onça.

Apesar dos avanços recentes na gestão da drenagem urbana no município, com a criação de instrumentos e programas que buscaram trazer novos conceitos e soluções para os problemas de inundação em Belo Horizonte, a preferência para a adoção de concepções antigas, diferentes das propostas pelo Programa Drenurbs continuam vigorando em alguns setores da administração pública. Um exemplo disso é a implantação da obra Boulevard Arrudas, na qual se executou o tamponamento do canal do ribeirão Arrudas para a criação de novas pistas de rolamento, privilegiando-se o transporte particular e excluindo por completo o curso d'água da paisagem urbana da cidade.

### 3.2 Legislação relacionada ao controle das águas pluviais na fonte

De acordo com Tucci (2005), as legislações que envolvem as águas urbanas estão relacionadas com o uso do solo, os recursos hídricos e o meio ambiente, como mostra a Figura 3.17 abaixo.



**Figura 3.17:** Níveis de gerenciamento

Fonte: Tucci, 2005.

Percebe-se que os níveis de gestão dos recursos hídricos estão ligados ao espaço geográfico que se encontra. Enquanto a gestão municipal, realizada por meio dos planos diretores urbanos, se limita a fornecer diretrizes ao ambiente interno das cidades, as gestões estaduais e federais utilizam os planos de bacias hidrográficas estaduais e federais, que possuem uma abrangência territorial maior, definindo aspectos externos à cidade, como o controle da qualidade e da quantidade das águas dos cursos d'água da bacia hidrográfica.

Não há no Brasil uma legislação federal que exija o controle de águas pluviais na fonte, as principais regulamentações referentes ao tema se encontram nas esferas municipais. Entretanto, existem leis federais e estaduais que definem diretrizes para a gestão adequada dos recursos hídricos relacionadas ao controle de impactos.

### **3.2.1 Legislação federal e estadual**

Na esfera federal, além da Constituição da República, existem algumas leis relacionadas à gestão da drenagem urbana, a Lei 4.771/65 que institui o Código Florestal, a Lei nº 6.766/79 que dispõe sobre o parcelamento do solo urbano, a Lei nº 9.433/97 que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, a Lei nº 10.527/01 que estabelece diretrizes gerais da política urbana, o Estatuto da Cidade, e a Lei nº 11.445/07 que estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico.

A Constituição Federal definiu como bens da união os lagos, os rios e quaisquer correntes de água em terrenos de seu domínio, ou que banhem mais de um estado. Além disso, descreveu como de sua competência a instituição de um sistema nacional de recursos hídricos, com a definição de critérios de outorga de direitos de usos da água. Foi determinado ainda, como competência comum à União, aos Estados e aos Municípios, registrar, acompanhar e fiscalizar as concessões de direitos de pesquisa e exploração de recursos hídricos em seus territórios.

Ainda que não descreva sobre a responsabilidade da gestão da drenagem urbana, o inciso VIII do Art. 30 determina que a competência de promover o adequado ordenamento territorial, mediante o planejamento e controle do uso, parcelamento, ocupação do solo urbano, é dos municípios.

A Lei nº 6.766/79 descreve em seu Art. 3º que não é permitido o parcelamento do solo em terrenos alagadiços e sujeito a inundações, antes de tomadas de providências para assegurar o

escoamento das águas e em seu Art. 4º que os loteamentos deverão reservar uma faixa *non aedificandi* de 15 metros de cada lado ao longo das águas correntes. Percebe-se que há uma preocupação em prevenir a população dos possíveis problemas de drenagem devido à ocupação inadequada de áreas urbanas, o que infelizmente não é respeitado por muitos municípios brasileiros. A Lei nº 4.771/65 também define faixas de Áreas de Preservação Permanente – APP, que devem ser respeitadas ao longo de rios ou qualquer curso d’água.

A Lei Federal nº 9.433/97, que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos - PNRH, em um dos seus fundamentos repassa também aos cidadãos a responsabilidade pela gestão dos recursos hídricos. Um dos objetivos da Política Nacional dos Recursos Hídricos - PNRH é a prevenção e a defesa contra eventos hidrológicos críticos de origem natural ou decorrentes do uso inadequado dos recursos naturais.

Apesar de não expor a necessidade do controle de águas pluviais na fonte com o uso de técnicas alternativas nos sistemas de drenagem urbana, o Art 12º da Lei 9.433/97 permite a introdução da regulação do controle dos efluentes de áreas urbanas através da outorga, na medida em que o escoamento destas áreas comprovadamente altere o regime, a quantidade ou a qualidade da água existente em um curso d’água.

Percebe-se ainda, que nessa legislação há uma preocupação em se articular ações de gestão de recursos hídricos com a gestão do uso do solo. Um dos instrumentos propostos é a utilização dos planos de recursos hídricos, que visam fundamentar e orientar a Política Nacional de Recursos Hídricos e o gerenciamento dos recursos hídricos.

O Estatuto das Cidades, Lei Federal nº 10.527/01, estabeleceu diretrizes gerais da política urbana e indicou instrumentos com potencial para auxiliar o gerenciamento dos recursos hídricos. Dentre os instrumentos propostos relacionados ao controle na fonte de águas pluviais destacam-se:

- os instrumentos de planejamento municipal: em especial, o plano diretor e a disciplina do parcelamento, do uso e ocupação do solo, que por meio do zoneamento podem definir critérios e parâmetros para restringir a ocupação e a impermeabilização do solo;

- os institutos tributários e financeiros: os incentivos e benefícios fiscais e financeiros podem ser utilizados pela Administração Pública para incentivar os cidadãos na execução de ações que reduzam os impactos oriundos da urbanização;
- os institutos jurídicos e políticos: a instituição de unidades de conservação permite a manutenção das condições naturais de terrenos em áreas urbanas; a outorga onerosa do direito de construir autoriza o aumento do coeficiente de aproveitamento pelo construtor desde que haja uma contrapartida; e as operações urbanas consorciadas, que sob a coordenação do poder público e participação dos proprietários, moradores, usuários permanentes e investidores privados, admitem transformações urbanísticas estruturais em uma área.

Na busca de garantir a sustentabilidade econômico-financeira dos serviços públicos de saneamento básico, a Lei Federal nº 11.445/07 prevê, em seu Art. 29, a cobrança pelos serviços de manejo de águas pluviais urbanas, na forma de tributos, inclusive taxas. Para isso, devem ser levados em conta, os percentuais de impermeabilização e a existência de dispositivos de amortecimento ou de retenção de água de chuva em cada lote urbano, bem como o nível de renda da população da área atendida e as características dos lotes urbanos.

Na Lei nº 11.445/07 é também descrito os serviços públicos de saneamento básico devem ser prestados utilizando-se tecnologias adequadas, adotando-se soluções graduais e progressivas.

Por meio das disposições descritas nas leis federais citadas, pode-se observar que existem vários instrumentos legais possíveis de serem utilizados pelo Poder Público para melhorar o controle e a gestão da drenagem urbana nas cidades brasileiras. Infelizmente a falta de interesse e até mesmo o desconhecimento dessas leis por parte dos Administradores Municipais impedem que haja um avanço no combate aos problemas nesse setor.

Na esfera estadual, segundo Nakazone (2005), 18 estados e o Distrito Federal, até o ano de 2005, já haviam instituído políticas e sistemas estaduais de gerenciamento de recursos hídricos. De maneira geral, os sistemas existentes são compostos de Conselho Estadual, os Comitês de Bacia e o órgão público gestor.

As legislações estaduais de recursos hídricos reafirmaram as diretrizes definidas na Política Nacional de Recursos Hídricos, dentro do espaço geográfico das bacias estaduais. Como o

presente estudo foi realizado no estado de Minas Gerais avaliou-se apenas a legislação criada nesse território.

A Constituição Estadual de Minas Gerais define que a política hídrica executada pelo Poder Público se destina ao aproveitamento racional, em seus múltiplos usos, e à proteção dos recursos hídricos, observada a legislação federal e para assegurar esse objetivo deverá ser instituído o Sistema Estadual de Gerenciamento de Recursos Hídricos.

Dentre os preceitos definidos para o Sistema Estadual de Gerenciamento de Recursos Hídricos destaca-se a adoção da bacia hidrográfica como base de gerenciamento e de classificação dos recursos hídricos e a proteção e utilização racional de todas as águas.

Atualmente existem 36 Comitês de Bacias Hidrográficas em Minas Gerais, dentre eles destaca-se o Comitê do Rio das Velhas, que abrange o município de Belo Horizonte e é um dos dez Comitês que compõem a Bacia Hidrográfica do Rio São Francisco.

A Lei Estadual nº 13.199/99 de Minas Gerais, que dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos, reforça as diretrizes definidas na Política Nacional de Recursos Hídricos, tendo como fundamento os princípios do desenvolvimento sustentável. Dos instrumentos previstos para o Estado utilizar no controle dos recursos hídricos, destacam-se a outorga dos direitos de uso e a cobrança pelo uso dos recursos hídricos.

O Art. 18 dessa mesma lei define que são sujeitos à outorga pelo poder público os lançamentos em corpo de água, de esgotos e demais efluentes líquidos, com o fim de disposição final e ações que alterem o regime, a quantidade ou a qualidade da água existente em um corpo d'água. Observa-se que os gestores dos recursos hídricos têm o poder de exigir a outorga para qualquer usuário que realize uma ação que altere a quantidade da água de um corpo hídrico.

### **3.2.2 Legislações municipais**

Conforme Tucci (2008), apesar da responsabilidade da administração municipal sobre a gestão das águas pluviais dentro do espaço urbano, reconhece-se que a grande maioria das cidades brasileiras não possui capacidade técnica para administrar o sistema de drenagem urbana e muito menos para abordar o controle de águas pluviais na fonte.

A complexidade envolvida no manejo eficiente da bacia urbana, e em particular da drenagem, demanda estudos e avaliações continuadas, com a compreensão de que a dinâmica da cidade envolve múltiplos sistemas e atores. As questões são sempre atuais, exigindo, portanto, conceitos e tecnologias novas e ampla discussão nas mais variadas esferas que compõem as forças sociais da cidade. A base de análise deve evidente e necessariamente ser a de um Plano Diretor da Cidade no qual se integra o Plano Diretor de Drenagem Urbana (Righetto *et al.*, 2009).

De acordo com dados do IBGE publicados em 2008, sobre a gestão do saneamento básico nos municípios brasileiros, mostrados na Tabela 3.3, é possível observar que a maioria dos municípios brasileiros não possuem instrumentos de gestão da drenagem urbana.

**Tabela 3.3** – Municípios brasileiros que possuem instrumentos de gestão da drenagem urbana

Instrumentos de Gestão	Quantidade de municípios
Plano Diretor de Manejo de Águas Pluviais	13
Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano	33
Plano Diretor de Recursos Hídricos	2
Plano Diretor Integrado de Saneamento Básico	4
Instrumento regulador do serviço de manejo de águas pluviais	13

Fonte: IBGE (2008)

Segundo estudo realizado por Gomes (2005), dos 92 municípios pesquisados no estado de Minas Gerais menos de 10% possuem plano diretor de drenagem, sendo que mais de 90% possuem problemas de inundação em cursos d'água urbanos.

Em 1999, São Paulo foi a primeira cidade do país a possuir um Plano Diretor de Drenagem Urbana (Prefeitura Municipal de São Paulo, 1999). Apesar de ser um progresso para o setor, não foi apresentado um diagnóstico do sistema de drenagem existente na cidade e nem mesmo proposto um planejamento a ser seguido pela administração municipal para a redução dos problemas enfrentados. Especificamente na questão de controle do escoamento superficial na fonte, o documento conceitua e descreve a existência de algumas técnicas compensatórias que podem ser utilizadas.

O Plano Diretor de Drenagem de Belo Horizonte, criado em 2000, caracterizou o funcionamento de todo o sistema de drenagem urbana da cidade e definiu alguns instrumentos

para auxiliar a gestão realizada pela administração municipal. Para o controle do escoamento superficial é proposta a atribuição de ônus financeiro aos responsáveis pela ampliação dos escoamentos na cidade, medida que ainda não foi aplicada até a data deste estudo.

Segundo Tucci *et al.* (2005), o desenvolvimento do Plano Diretor de Drenagem Urbana é realizado estabelecendo-se medidas não estruturais para áreas ocupadas e não ocupadas do município e elaborando-se um plano de controle de impactos nas sub-bacias urbanas da cidade.

A principal medida não estrutural utilizada é a legislação para controle de lançamentos de águas pluviais dos empreendimentos que alterem a condição natural do solo, que pode ser incorporada em leis de uso e ocupação do solo, planos diretores urbanos ou decretos municipais específicos.

Existem poucas leis municipais que tratam sobre o assunto de controle na fonte de águas pluviais e, dentre as existentes, a maioria se concentra nas capitais dos estados das regiões Sul e Sudeste do Brasil.

### 3.2.2.1 Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo de Belo Horizonte

Belo Horizonte foi a primeira capital do país a exigir a construção de um dispositivo de controle de drenagem na fonte para terrenos com grandes taxas de impermeabilização.

A Lei Municipal nº 7.166/96 definiu diretrizes e parâmetros para o parcelamento, ocupação e uso do solo da cidade, dividindo e classificando o território em zonas de ocupação. A restrição para a ocupação de áreas ainda preservadas, a definição de taxas mínimas de permeabilidade do solo e a exigência de construção de caixas de retenção de águas pluviais, para os casos com impermeabilizações acima do permitido, foram os maiores avanços obtidos no aspecto de drenagem urbana.

As Leis Municipais nº 8.137/00 e nº 9.959/10 alteraram a lei de 1.996, modificando, para alguns casos, as taxas mínimas de permeabilidade dos terrenos.

O Art. 50 da lei atual (nº 9.959/10) define taxas de permeabilidade mínimas para cada zona de ocupação da cidade, como é mostrado na Tabela 3.4. Nesse artigo é permitido que as edificações, exceto as localizadas nas Zonas de Proteção Ambiental - ZPAM e de Proteção –

ZPs, impermeabilizem até 100% (cem por cento) da área do terreno, desde que sejam construídas caixas de retenção de água pluvial. Estas devem possibilitar a retenção de até 30 L (trinta litros) de água pluvial por metro quadrado de terreno impermeabilizado que exceda o limite estabelecido em lei.

**Tabela 3.4 – Parâmetros definidos na LPOUS de Belo Horizonte**

Zona de Ocupação	ZA, ZAP, ZARs, ZHIP, ZCs e ZEs	ZPAM	ZP-1	ZP- 2 e 3	ZEIS	
Taxa de Permeabilidade Mínima	10% ( $A_{Lote} \leq 360m^2$ )	20% ( $A_{Lote} > 360m^2$ )	95%	70%	30%	*
Volume da Caixa de Retenção ( $m^3$ )	30 L x $A_{Imp}$	-	-	-	*	

Obs: \*A ser definido em lei específica;

$A_{Lote}$  = Área do terreno;  $A_{Imp}$  = Área Impermeabilizada acima do estabelecido em lei;

ZA – Zona de Adensamento; ZAP – Zona de Adensamento Preferencial; ZAR – Zona de Adensamento Restrito; ZHIP – Zona do Hipercentro; ZC – Zona Central; ZE – Zona de Equipamentos; ZPAM – Zona de Preservação Ambiental; ZP – Zona de Proteção; e ZEIS – Zona de Especial Interesse Social.

Essa legislação não define o diâmetro da tubulação de saída ou a área da abertura de descarga da caixa de retenção, dimensões que definem a vazão máxima de saída dos lotes.

### 3.2.2.2 Legislações de outras cidades brasileiras

Em 2000, a Prefeitura de Guarulhos por meio do seu código de obras tornou obrigatória a construção de reservatório de detenção nos lotes urbanos edificados. A capacidade de reservação do dispositivo foi definida de acordo com o tamanho do lote. O volume mínimo de reservação para lotes com áreas de 125  $m^2$  foi de 500 litros, aumentando-se progressivamente até chegar a 3.500 litros para lotes com áreas de até 600  $m^2$ . Acima desses valores multiplica-se o tamanho da área por 6 litros/ $m^2$ .

A Lei Municipal nº 13.276/02 de São Paulo e o Decreto Municipal nº 23.940/04 do Rio de Janeiro impõem aos empreendimentos com área impermeabilizada superior a 500  $m^2$ , a necessidade de construção de reservatórios para acumulação de água de chuva. A fórmula utilizada para o cálculo do volume do reservatório é a mesma nos dois casos:

$$V = 0,15 \times A_i \times IP \times t \quad (3.1)$$

onde:

V = volume do reservatório (m<sup>3</sup>);

A<sub>i</sub> = área impermeabilizada (m<sup>2</sup>);

IP = índice pluviométrico igual a 0,06 m/h para SP e as áreas de planejamento 1, 2 e 4 do RJ, e 0,07 m/h, para as áreas de planejamento 3 e 5 do RJ;

t = tempo de duração da chuva igual a uma hora.

Assim como no Código de Obras de Guarulhos, nessas duas legislações não foram definidas as dimensões das tubulações de descarga.

A possibilidade do uso de outras técnicas compensatórias para reduzir o volume do microrreservatório a ser construído é uma inovação do Decreto Municipal nº 15.371/06 de Porto Alegre, como é mostrado na Tabela 3.5. Nesse decreto é definido que toda ocupação que resulte em superfície impermeável deverá lançar na rede pública de água pluvial uma vazão máxima de 20,8 L/(s.ha). Caso o empreendedor deseje fazer o controle por meio de microrreservatório, o cálculo do volume é feito por meio da seguinte equação:

$$V = 4,25 \times A \times A_i \quad (3.2)$$

onde:

V = volume necessário para armazenamento (m<sup>3</sup>);

A = área drenada (ha);

A<sub>i</sub> = área impermeável (% da área total A).

**Tabela 3.5** – Reduções de áreas impermeáveis permitidas na Legislação de Porto Alegre

Tipo de medida de controle	Redução da área impermeável
Aplicação de pavimentos permeáveis	50%
Desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis com drenagem	40%
Desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis sem drenagem	80%
Aplicação de trincheiras de infiltração	80%

A cidade de Curitiba, por meio do Decreto Municipal n° 176/07, tornou obrigatória a construção de reservatórios de retenção para novos empreendimentos, ampliações ou reformas que impermeabilizarem área igual ou superior a 3.000 m<sup>2</sup> e que apresentarem redução da taxa de permeabilidade de 25%. Para o cálculo do volume foi utilizada uma fórmula parecida com a definida nas cidades de São Paulo e no Rio de Janeiro, diferenciando-se nos valores de coeficiente de abatimento (0,2) e de intensidade da precipitação.

$$V = 0,20 \times A_i \times IP \times t \quad (3.3)$$

onde:

V = volume do reservatório (m<sup>3</sup>);

A<sub>i</sub> = área impermeabilizada (m<sup>2</sup>);

IP = índice pluviométrico igual a 0,08 m/h;

t = tempo de duração da chuva igual a uma hora.

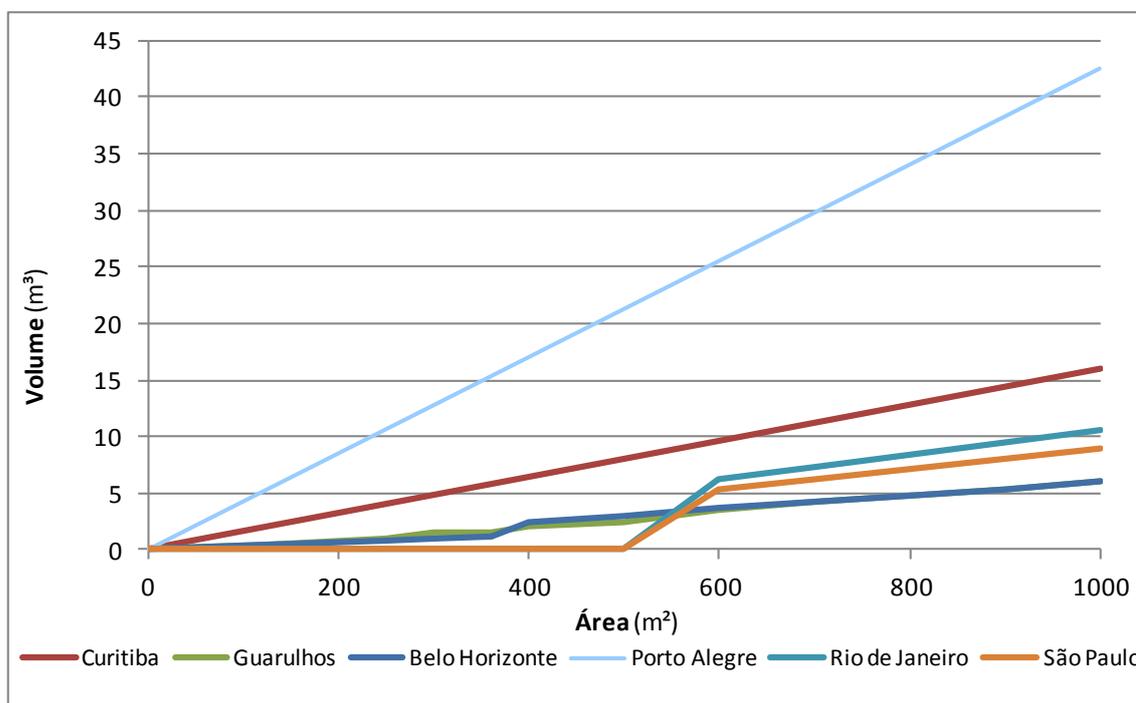
A inovação desse decreto é a determinação do diâmetro do orifício de saída baseado no volume a ser armazenado. As faixas de volumes e os respectivos diâmetros da tubulação de saída do microrreservatório são mostrados na Tabela 3.6.

**Tabela 3.6** – Determinação do diâmetro de saída conforme Decreto n° 176/07 de Curitiba

Volume de reservação	Diâmetro de saída
Até 2 m <sup>3</sup>	25 mm
3 a 6 m <sup>3</sup>	40 mm
7 a 26 m <sup>3</sup>	50 mm
27 a 60 m <sup>3</sup>	75 mm
61 a 134 m <sup>3</sup>	100 mm
135 a 355 m <sup>3</sup>	150 mm
356 a 405 m <sup>3</sup>	200 mm
406 a 800 m <sup>3</sup>	300 mm
801 a 1300 m <sup>3</sup>	400 mm
1301 a 2000 m <sup>3</sup>	500 mm

Drumond *et al.* (2011) realizaram uma comparação entre as legislações descritas anteriormente das cidades de Belo Horizonte, Curitiba, Guarulhos, Porto Alegre, Rio de Janeiro e São Paulo. Foram determinados os volumes a serem retidos para áreas entre 125 m<sup>2</sup> e 1.000 m<sup>2</sup>, por meio das fórmulas definidas em cada legislação. Foi verificado, que dentre as

legislações comparadas, a da cidade de Porto Alegre é a mais restritiva, exigindo-se volumes de reservação de água pluvial aproximadamente 7 (sete) vezes maiores do que as cidades de Belo Horizonte e Guarulhos, como pode ser observado na Figura 3.18.



**Figura 3.18:** Volumes a serem retidos nos lotes conforme as legislações municipais

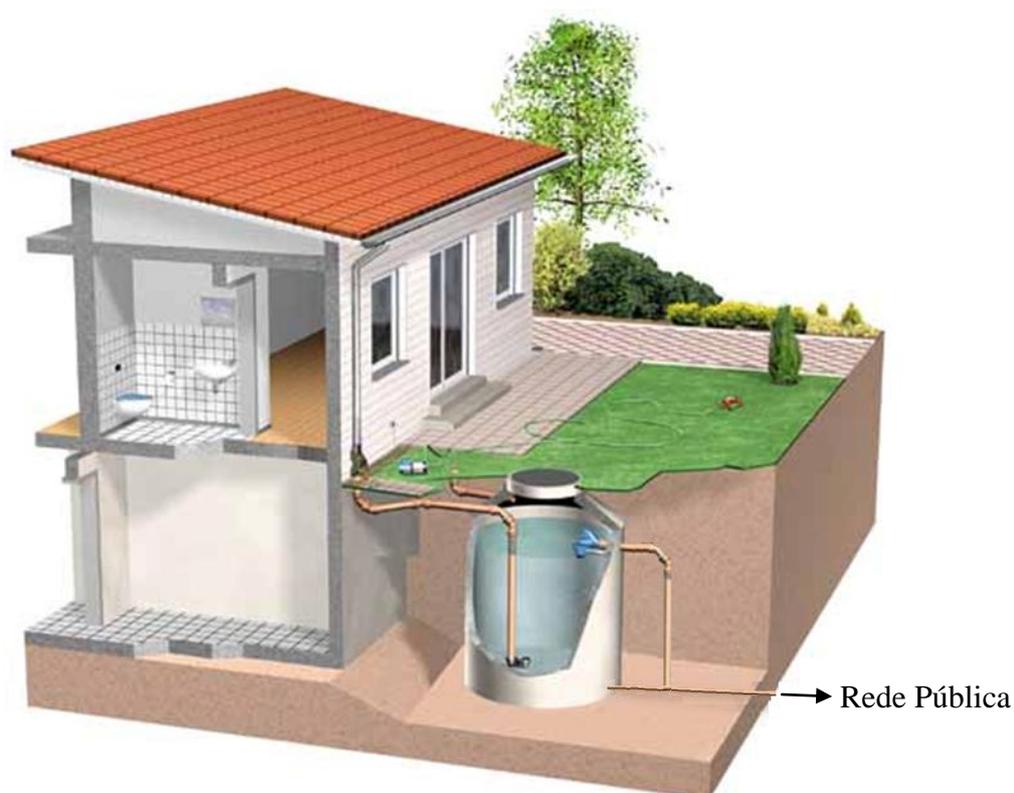
Fonte: Drumond *et al.*, 2011.

Além das legislações existentes apresentarem critérios poucos restritivos para se conseguir o efetivo controle na fonte do acréscimo das vazões de pico produzidas com a impermeabilização, a inexistência de leis na maioria dos municípios brasileiros mostra que o nosso país caminha de forma lenta no que diz respeito à mudança de paradigmas dos conceitos predominantes de gestão da drenagem urbana.

### **3.3 Microrreservatórios para retenção de água pluvial**

Microrreservatórios, ou caixas de retenção ou detenção, são dispositivos de controle na fonte de águas pluviais desenvolvidos para compensar a perda da capacidade de armazenamento de terrenos com solos impermeabilizados. Sua função é reservar temporariamente as precipitações, retardar a velocidade do escoamento superficial e proporcionar o amortecimento de picos de cheias, de maneira que a vazão máxima de saída após a impermeabilização seja próxima a das condições naturais.

O sistema de drenagem pluvial em uma residência com esse dispositivo funciona com o encaminhamento das águas precipitadas nos telhados e nos pavimentos impermeáveis ao microrreservatório, como é mostrado na Figura 3.19. No microrreservatório a água é direcionada a uma tubulação de saída, que pode estar conectada ou não à rede pública de drenagem urbana e deve possuir seção inferior a de entrada, de maneira a restringir a vazão de saída do escoamento. A partir do momento em que a vazão de chegada é superior à de saída, as águas precipitadas começam a ser armazenadas, retardando e diminuindo o pico do hidrograma de saída.



**Figura 3.19:** Croqui do funcionamento do sistema de drenagem residencial com microrreservatório enterrado

Fonte: adaptado de <http://www.agua-de-chuva.com/brazil/index.php>.

No projeto de um microrreservatório é necessário prever a instalação de um extravasor, ou de um vertedor de emergência, de forma a prevenir o colapso do sistema para casos em que o volume de acumulação seja inferior ao necessário para amortecer um evento chuvoso superior ao de projeto.

Apesar de na língua inglesa serem denominados *on-site stormwater detention* – OSD (detenção de águas pluviais no local), se referindo a implantação em lotes e terrenos com áreas

relativamente pequenas, esses dispositivos podem também ser instalados no sistema de microdrenagem. Para Cruz *et al.* (1999), a aplicação de retenção na microdrenagem tem a vantagem de uma implementação mais simples, podendo ser aplicada em pequenos espaços livres, como praças, jardins e abaixo do nível de passeios.

Para Cabral *et al.* (2009), a construção de microrreservatórios em determinados pontos da rede de drenagem pluvial pode corrigir problemas de insuficiência do sistema, preservando a utilização da rede já existente.

Cruz *et al.* (1998) salientam que o controle no nível do lote permite a redução de apenas parte dos impactos devido à urbanização, pois no cálculo da quantidade necessária para reservação não são consideradas as contribuições de ruas, calçadas e áreas públicas. Mesmo assim, a redução da vazão máxima de saída dos lotes pode proporcionar economia na rede pública de drenagem.

Um dos problemas que podem ser encontrados durante a implantação desses dispositivos é o lançamento irregular de esgotos sanitários nas redes domiciliares de água pluvial. Durante a execução das obras essas irregularidades devem ser ajustadas.

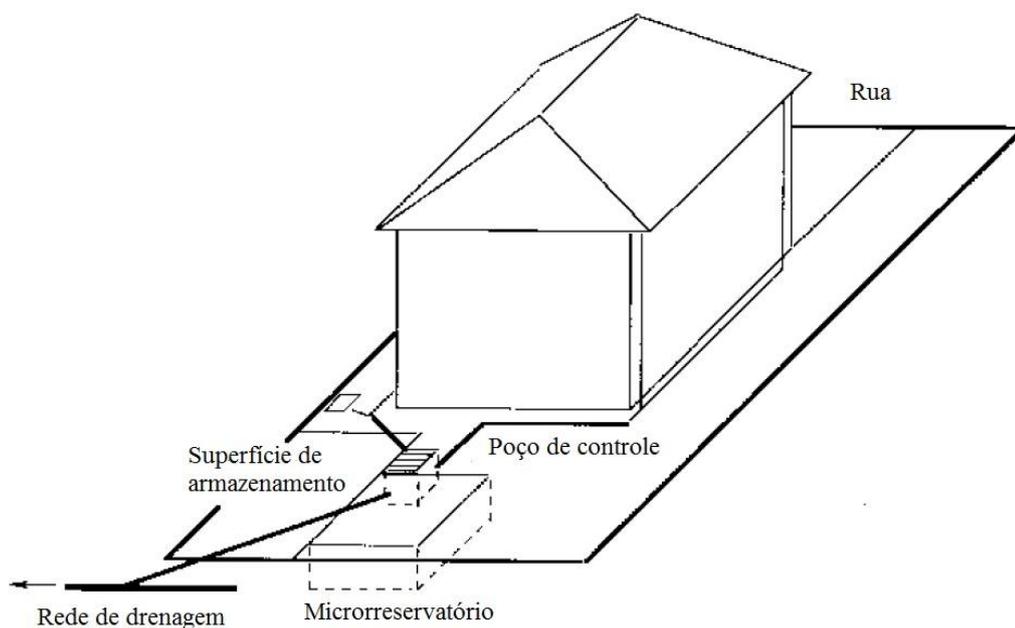
Os microrreservatórios não devem ser necessariamente enterrados, podem se encontrar acima do nível do solo, sua localização fica a critério do projetista. A seguir serão descritos alguns dos tipos de microrreservatórios.

### **3.3.1 Tipos de microrreservatórios**

A adaptação do microrreservatório a diferentes configurações do sistema de drenagem de água pluvial de um terreno e a possibilidade de construção com vários tipos de materiais fazem com que ele seja uma estrutura com grande potencial de utilização.

Os microrreservatórios podem ter formatos cilíndricos, retangulares ou quadrangulares, podem ser abertos, fechados, superficiais ou enterrados e construídos com diferentes materiais, como concreto, alvenaria, metal, fibrocimento e acrílico. A Figura 3.3 (b) ilustra um microrreservatório do tipo fechado e superficial, que recebe a contribuição de um telhado de um prédio.

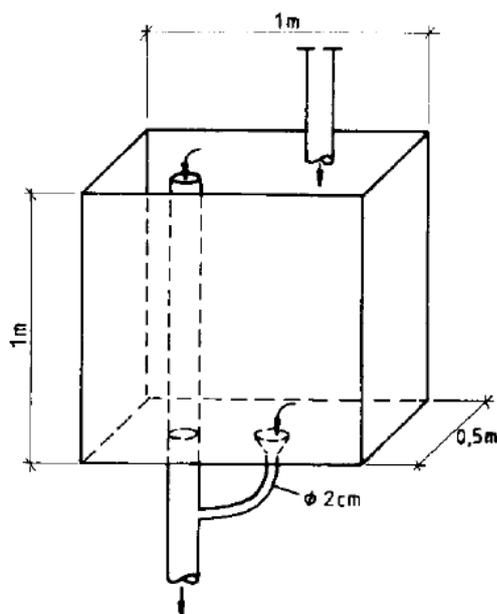
A Figura 3.20 ilustra um típico sistema com microrreservatório enterrado implantado em um lote na cidade de Sydney na Austrália, Observa-se que o microrreservatório é do tipo retangular diferente do mostrado na Figura 3.19, que é cilíndrico.



**Figura 3.20:** Croqui de um sistema com microrreservatório enterrado em Sydney

Fonte: O'Loughlin *et al.* (1995)

O microrreservatório avaliado por Schilling (1982) *apud* Agra (2001) foi conectado ao tubo de queda de um telhado, com diâmetro de saída de descarga de 2 (dois) cm de diâmetro e extravasor no topo, como mostra a Figura 3.21.



**Figura 3.21:** Microrreservatório estudado por Schilling (1982)

Fonte: Schilling. (1982) citado por Agra (2001)

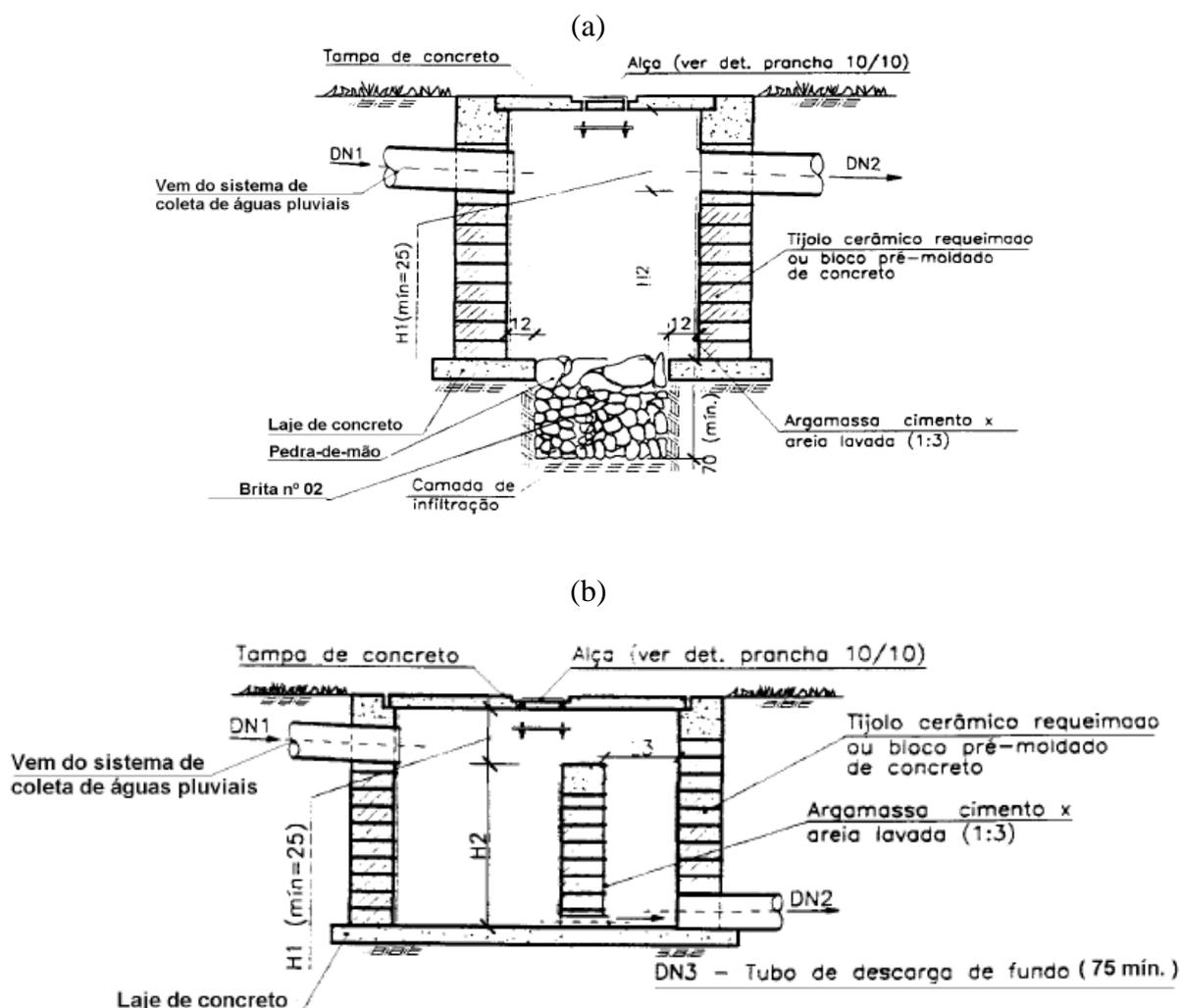
O Caderno de Encargos da Sudecap (2008) propõe 6 (seis) tipos de Caixas de Captação e Drenagem – CCD para atender às exigências da Lei Municipal de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo de Belo Horizonte. As diferenças entre as seis caixas são apresentadas no Quadro 3.2.

**Quadro 3.2 – Tipos de CCD propostos pela Sudecap**

Caixa de Drenagem e Captação – CCD	Características
Tipo A	Caixa retangular, fechada e com fundo permeável
Tipo B	Caixa retangular, fechada, com fundo permeável e vertedouro interno
Tipo C	Caixa retangular, aberta, preenchida com pedra de mão e seixo rolado e fundo permeável
Tipo D	Caixa pré-fabricada, cilíndrica, aberta, preenchida com pedra de mão e seixo rolado e fundo permeável
Tipo E	Caixa retangular, fechada e com fundo impermeável
Tipo F	Caixa retangular, fechada, com fundo impermeável e vertedouro interno

Dentre estas, quatro podem ser consideradas microrreservatórios, as CCDs do tipo C e D assemelham-se a estruturas do tipo poços de infiltração, por apresentarem o volume interno preenchido com pedra de mão e o fundo permeável e por isso não devem ser consideradas como microrreservatórios.

As outras quatro CCDs, que podem ser consideradas microrreservatórios, são do tipo enterrado e retangular. O Caderno de Encargos define que essas caixas podem ser construídas com alvenaria de tijolos maciços requeimados, blocos de concreto preenchidos ou concreto pré-moldado, devem possuir dimensões (largura e comprimento) mínimas de 60 cm e tubulação de descarga mínima de 75 mm. É recomendado ainda que a montante das CCD seja instalada uma caixa de areia para retenção de detritos e sedimentos. As Figuras 3.22 (a) e (b) ilustram as caixas CCDs dos tipos A e F, respectivamente.



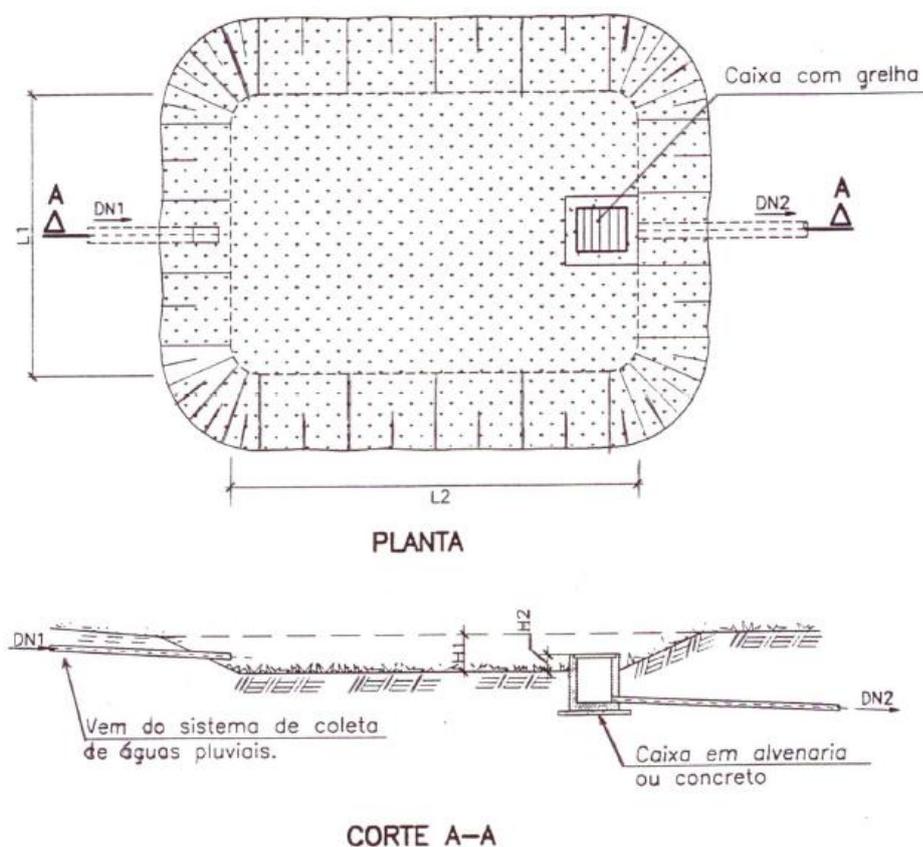
**Figura 3.22:** Caixas de Captação e Drenagem propostas pela Sudecap (a) Tipo A (b) Tipo F  
 Fonte: Caderno de Encargos da Sudecap (2008).

Para se utilizar microrreservatórios com capacidade de infiltração é necessário verificar as condições locais. Suderhsa (2002) cita quatro delas: se o solo é permeável, se é propício a presença de água, se o nível do lençol freático máximo está situado a pelos menos um metro do fundo do microrreservatório e se o lote está fora da área de risco de poluição do lençol freático.

Além das CCDs, o Caderno de Encargos da Sudecap (2008) propõe também o Reservatório Aberto Gramado – RAG que pode ser aplicado em áreas abertas ajardinadas e permeáveis, em lotes e espaços públicos, como praças e parques.

No projeto do RAG é recomendado que o fundo seja um plano horizontal e que a terra utilizada tenha em sua composição cerca de 1/3 de areia grossa, na profundidade de 50 cm. O

dispositivo de esgotamento deve ser constituído por caixa com grelha e tubulação de saída, como pode ser visualizado na Figura 3.23.

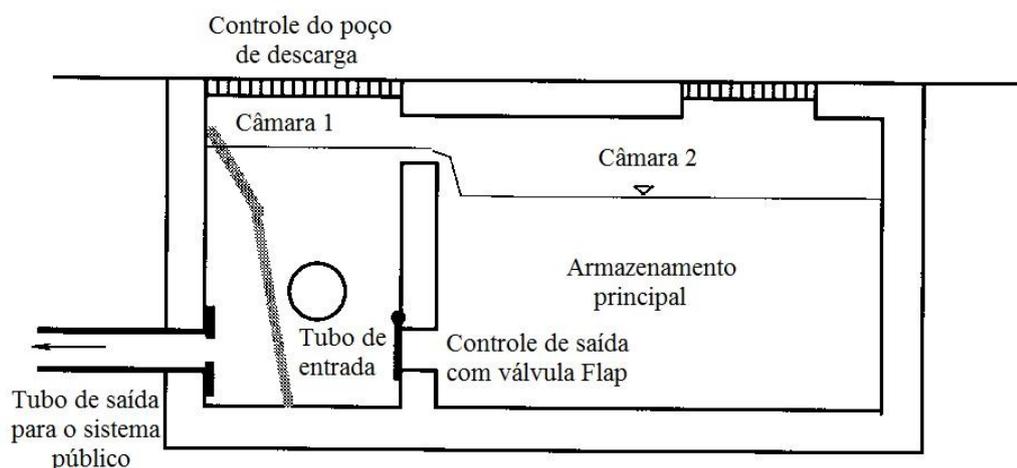


**Figura 3.23:** Reservatório Aberto Gramado proposto pela Sudecap

Fonte: Caderno de Encargos da Sudecap (2008).

Segundo Urbonas e Stahre (1993), os reservatórios podem ser classificados conforme o seu posicionamento no sistema de drenagem, *on-line* e *off-line*. Os reservatórios *on-line* encontram-se na linha principal do sistema de drenagem com disposição em série e os reservatórios *off-line* retêm volumes de água desviada da rede de drenagem principal, estão localizados em posição paralela ao sistema.

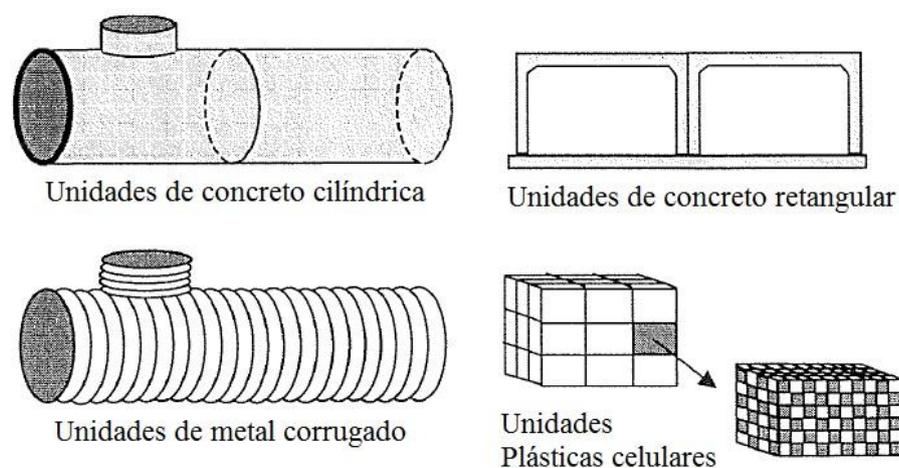
O'Loughlin *et al.*(1995) apresentaram um formato de microrreservatório com duas câmaras, uma funcionando *on-line* e outra *off-line*. As câmaras estão separadas por uma parede que possui um vertedor na parte de cima e uma válvula *flap* na parte de baixo, como pode ser observado na Figura 3.24. Após a câmara principal ser totalmente preenchida, a água afluyente é encaminhada a segunda câmara pelo vertedor. Quando há uma redução do nível d'água da primeira câmara e conseqüentemente um alívio de pressão a válvula flap se abre e permite que haja o escoamento da segunda câmara.



**Figura 3.24:** Microrreservatório proposto por O'Loughlin *et al.*

Fonte: adaptado de O'Loughlin *et al.* (1995)

Posteriormente O'Loughlin *et al.* (1998) descreveram que um grupo de fabricantes de Sydney desenvolveram produtos com materiais pré-moldados, aço galvanizado e polipropilenos para fornecer armazenamentos subterrâneos em sistemas de drenagem com microrreservatórios, como mostra a Figura 3.25.



**Figura 3.25:** Microrreservatório subterrâneos desenvolvidos em Sydney

Fonte: O'Loughlin *et al.* (1998)

Um local para a instalação de microrreservatórios, que poderia facilitar o seu escoamento por gravidade, é a laje de telhados. Entretanto, Tucci *et al.* (1995) descrevem que a dificuldade de executar a manutenção e a necessidade de reforços nas estruturas das edificações complica a sua implementação nesse lugar.

A definição do local em que será implantado o microrreservatório, assim como suas dimensões, o tipo de estruturas de descarga e de vertedor fica a critério do projetista que baseará sua concepção no custo de implantação e na cota de lançamento no sistema público de drenagem urbana.

### 3.3.2 Dimensionamento de microrreservatórios

O projeto de microrreservatório deve ser desenvolvido considerando-se dois aspectos principais: a vazão máxima que se pretende permitir para ser lançada na rede pública de drenagem e o volume necessário para armazenar temporariamente a quantidade de água excedente entre o hidrograma de entrada e o hidrograma de saída desejado.

Para Nascimento e Baptista (2009), a definição da capacidade de uma estrutura compensatória e de seus órgãos de controle hidráulico implica o estabelecimento, a priori, do risco hidrológico de projeto e da vazão de restrição.

Ainda de acordo com os autores, o risco adotado é definido tendo-se como referência a probabilidade de ocorrência ou de superação de um dado evento tomado como crítico. Assim, para se determinar o Período de Retorno a ser adotado é necessário realizar uma análise dos eventos hidrológicos e dos custos de implantação, operação e de manutenção dos sistemas em estudo.

A norma da PBH, “*Procedimento padrão para contratação e elaboração de projetos de infraestrutura (PBH,2006)*”, define os Tempos de Recorrência a serem adotados nos projetos das estruturas do sistema de drenagem de Belo Horizonte, listados na Tabela 3.7.

**Tabela 3.7** – Períodos de recorrência definidos para drenagem pela PBH

Estruturas	Tempo de Recorrência
Intervenções nos afluentes principais dos Ribeirões Arrudas e Onça	50 anos
Demais córregos	25 anos
Redes tubulares	10 anos
Sarjetões e sarjetas	10 anos
Bocas de lobo	10 anos
Descidas d’água	10 ou 25 anos
Bueiros	25 anos*

Obs: \* com verificação para 50 anos

Fonte: PBH (2006)

Segundo Cruz *et al.* (1999), o dimensionamento de um microrreservatório deve assumir o risco correspondente ao de um projeto comum de microdrenagem, devendo ser utilizada uma precipitação com Tempo de Recorrência de cinco anos.

Outra norma da PBH, “*Normas e instruções para elaboração de projetos de ligações de drenagem prediais (PBH, 199-)*”, define que para a aprovação dos projetos de ligações prediais de empreendimentos públicos ou privados deve-se adotar nos estudos hidrológicos o tempo de recorrência de cinco anos.

A NBR 10.844 da ABNT, norma sobre instalações prediais de águas pluviais, define que o Tempo de Retorno deve ser fixado segundo as características da área a ser drenada, respeitando-se o que se segue:

- TR = 1 (um) ano, para áreas pavimentadas, onde empoçamentos possam ser tolerados;
- TR = 5 (cinco) anos, para coberturas e/ou terraços;
- TR = 25 anos, para coberturas e áreas onde empoçamento ou extravasamento não possam ser tolerados.

No estudo realizado por Tassi (2002), foi avaliado o funcionamento de microrreservatórios dimensionados com Tempos de Retorno de 5 e 10 anos e verificou-se que os dispositivos projetados para TR de 5 anos funcionam próximo ao limite de sua capacidade com maior frequência.

### 3.3.2.1 Determinação da vazão de saída

A implantação de microrreservatório em lotes tendo como princípio a manutenção das condições naturais do terreno exige que a vazão máxima de saída após a impermeabilização do solo não ultrapasse a vazão máxima nas condições com o solo natural. Outra possibilidade de se determinar a vazão de restrição é baseá-la nos valores de vazão que o sistema de drenagem a jusante possa suportar.

Para a determinação da vazão de saída é necessário que sejam realizadas análises hidrológicas da área em estudo e análises hidráulicas da estrutura de descarga do microrreservatório.

A determinação do hidrograma gerado nas situações com o solo antes e após a impermeabilização pode ser feita utilizando-se diversos métodos, como o Racional, *Soil Conservation Service*, *Snyder*, Santa Bárbara, *Clark*, Hidrograma Unitário, entre outros. Nesse estudo foram utilizados os métodos Racional e *Soil Conservation Service*, que serão detalhados no item 3.4.

De acordo com o Manual de Drenagem Urbana (Prefeitura Municipal de Porto Alegre, 2005) do plano diretor de drenagem da cidade de Porto Alegre, a vazão de saída do descarregador de fundo do microrreservatório é função da carga hidráulica, portanto quanto maior sua altura, menor será a seção do descarregador. É recomendado ainda que, para não haver obstrução do descarregador, deve ser colocada uma grade antes do mesmo.

As diferentes configurações das estruturas de descarga podem estabelecer diferentes tipos de escoamento na saída do microrreservatório. As configurações com orifícios, bocais e tubos curtos serão apresentadas no item 3.5.

### 3.3.2.2 Determinação do volume de armazenamento

A definição da capacidade de armazenamento do microrreservatório está intimamente relacionada à vazão de saída calculada para lançamento na rede pública de drenagem. O dimensionamento do volume do microrreservatório pode ser feito utilizando-se métodos simplificados ou o modelo de amortecimento de cheias em reservatórios proposto por Puls.

Segundo Wycoff e Singh (1976) *apud* Tucci *et al.* (1995) usando-se regressões com dados obtidos em modelagem hidrológica é possível determinar o volume do microrreservatório por meio das seguintes expressões:

$$\frac{V}{V_r} = \frac{[1,291 \cdot (1 - \frac{Q_{out}}{Q_{in}})^{0,753}]}{(T_b - T_p)^{0,411}} \quad (3.4)$$

$$V_r = 0,5 \cdot T_b \cdot Q_{out} \quad (3.5)$$

onde:

V = volume de armazenamento;

V<sub>r</sub> = 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.

McCuen (1989) *apud* Tucci *et al.* (1995) propôs um método simplificado utilizando-se apenas os valores das vazões de pico de entrada e saída no microrreservatório e os tempos de pico e/ou tempo de concentração do hidrograma. Ele considerou um hidrograma triangular e apresentou as seguintes equações para o cálculo do microrreservatório:

$$\frac{V_s}{V_d} = 1 - \alpha \quad (3.6)$$

$$\alpha = \frac{Q_a}{Q_d} \quad (3.7)$$

$$V_d = Q_d \cdot t_d \quad (3.8)$$

Simplificando:

$$V_s = (Q_d - Q_a) \cdot t_d \quad (3.9)$$

onde:

$V_s$  = diferença entre o volume do hidrograma de entrada e o de saída;

$V_d$  = volume do hidrograma após a urbanização;

$Q_a$  = vazão de pico antes da urbanização;

$Q_d$  = vazão de pico após a urbanização;

$t_d$  = tempo de duração da chuva.

Apesar do estudo realizado por Cruz e Agra (2003) mostrar que a utilização desse método apresenta boa aproximação com o volume necessário para reduzir o impacto da urbanização, o comportamento das estruturas de saída não é considerado no cálculo, sendo que tais estruturas determinam a vazão de saída.

O modelo de propagação de cheias em reservatórios proposto por Puls é um dos mais utilizados nos projetos de drenagem urbana. Ele permite avaliar o funcionamento do microrreservatório com a simulação da dinâmica de enchimento da estrutura e o cálculo de vazões de saída variáveis. Esse método será mais bem detalhado no item 3.5.

Definindo-se preliminarmente o volume a ser utilizado, deve ser verificada a altura disponível para a implantação do microrreservatório. Para que não haja necessidade de bombeamento de água do microrreservatório para a rede pública de drenagem é necessário adequar a altura do dispositivo de controle à cota de lançamento no sistema público de drenagem.

### **3.3.3 Estudos realizados com microrreservatórios**

Microrreservatórios têm sido objeto de estudo desde a década de 70 no Japão e na Austrália. Outros países do mundo, como Alemanha e Suécia, começaram a analisá-los na década de 80. No Brasil, os trabalhos desenvolvidos sobre o assunto iniciaram-se na década de 90 e se concentraram nas universidades do Rio Grande do Sul (IPH/UFGRS), de Minas Gerais (UFMG) e de São Paulo (USP e UFSCar).

#### **3.3.3.1 Estudos internacionais**

Tsuchiya (1978) *apud* Agra (2001) descreveu que no Japão os microrreservatórios já são obrigatórios há três décadas, uma vez que naquele país os problemas de cheias decorrentes da urbanização eram cada vez mais frequentes. Cerca de 62% destes reservatórios são residenciais, e ocupam cerca de 1 ou 2 % da superfície controlada.

Como descrito no item 3.3.1, Schilling (1982) analisou o funcionamento de 140 microrreservatórios com volumes de 0,5 m<sup>3</sup> conectados a tubos de queda de um telhado com área de 7.800m<sup>2</sup>. Como resultado, verificou-se que, para precipitações com Tempo de Retorno de cinco anos, a redução da vazão de pico foi de aproximadamente 50% e, para Tempo de Retorno próximo a um ano, a redução chegou a 80%.

Sugio *et al.* (1995) simularam a implantação de microrreservatórios para armazenamento de água precipitada em telhados, com área média de 138 m<sup>2</sup>, em uma bacia de 3,54 km<sup>2</sup> atingida por inundações, na cidade de Miyazaki no Japão. Foram utilizadas fotografias aéreas para avaliar a impermeabilização das áreas e após as análises, concluiu-se que a construção de

reservatórios duplos nas residências, com volumes variando de 12 a 20 m<sup>3</sup>, foi possível reduzir os picos de vazão em aproximadamente 60%.

De acordo com O'Loughlin *et al.* (1995), desde 1991, os microrreservatórios são implantados largamente na cidade de Sydney na Austrália e, até ao no de 1995, o número de dispositivos construídos chegou a aproximadamente 3.500 unidades. Os autores identificaram as principais vantagens e desvantagens na utilização de microrreservatórios. Como vantagens citaram:

- restauração da capacidade de armazenamento perdida com o desenvolvimento;
- não transferência dos problemas para jusante;
- a responsabilidade e o encargo dos problemas ficam a cargo do empreendedor;
- os problemas são resolvidos na fonte, onde eles são gerados;
- regras simples e efetivas podem ser desenvolvidas em modelos de estudos;
- essa técnica pode ser uma das bases para manter a qualidade da água; e
- o aumento da aceitação ocorreu em todas as partes envolvidas com o assunto.

Os opositores aos sistemas afirmam que:

- a regulamentação é muitas vezes injusta e os critérios e métodos de projeto são normalmente muito simplistas;
- sob certas condições hidrológicas, o armazenamento localizado em parte da bacia pode aumentar a vazão a jusante devido ao atraso dos hidrogramas;
- manutenção é um problema, impondo encargos onerosos aos proprietários;
- oferece poucas opções para redução de poluentes, especialmente os dissolvidos e aqueles ligados a partículas finas de sedimento; e
- é uma medida não econômica com custos para todas as partes, superiores aos benefícios.

Como conclusão os autores descrevem que a implantação de microrreservatórios é certamente uma opção para ser considerada na gestão do sistema de drenagem.

O'Loughlin *et al.* (1998), em uma continuação da avaliação da implantação de microrreservatórios em Sydney, descreveram que o uso desse tipo de controle na fonte tem se

tornado um procedimento padrão no desenvolvimento urbano da cidade, reduzindo os questionamentos controversos.

Piel *et al.* (1999) *apud* Nakazone (2005) realizaram um estudo em Seine Saint-Denis na França, sobre a implantação de 200 instalações de armazenamento de água pluvial durante um período de 20 anos e concluíram que a falta de manutenção é a principal causa para a insuficiência da performance dos dispositivos de controle e sua deterioração ao longo do tempo. Além disso, os autores verificaram que o custo médio das instalações é alto e que a integração dos dispositivos à paisagem urbana foi considerada secundária.

Pilar e Biain (2000) estudaram a viabilidade de instalações de microrreservatórios em lotes urbanos com áreas de 500 m<sup>2</sup> na cidade de Resistencia, na Argentina. Eles simularam microrreservatórios com superfície horizontal de 2 a 4% da área de um telhado com 50 m<sup>2</sup> e restringiram a altura máxima de lâmina a 45 cm. Os resultados mostraram que houve uma redução da vazão de pico de 25 a 63% e os autores concluíram que além de eficazes, as estruturas de detenção podem ser construídas a um baixo custo dadas as pequenas dimensões.

Petrucci *et al.* (2010) fizeram uma avaliação hidrológica da implantação de dispositivos de controle na fonte de águas pluviais no distrito Village Parisien, em Champaign sur Marne. Após a ocorrência das inundações de 2001 e 2007, o conselho geral de Val de Marne decidiu criar um programa com a distribuição gratuita de tanques de armazenamento de águas de chuva oriundas de telhados, na tentativa de reduzir os problemas de inundação na área.

Ao todo foram implantados cerca de 450 dispositivos de controle, com volumes variando de 0,6 a 0,8 m<sup>3</sup>, em 157 residências, que representam 30% da área total de telhados do distrito. Após a coleta de dados realizada em duas campanhas de medição, antes e após a instalação dos tanques, e a análise no programa *Storm Water Management Model – SWMM*, percebeu-se que houve uma redução considerável do escoamento para chuvas de pequenas e médias intensidades, mas que não foi possível evitar o transbordamento em casos das chuvas intensas.

Utilizando como estudo uma bacia de 480 ha na região de Paris, Petrucci *et al.* (2011) realizaram uma comparação entre as regulamentações sobre o controle de drenagem pluvial na fonte, por disposição de taxa de escoamento (l/s.ha) e por disposição de volume escoado (m<sup>3</sup>/ha). De acordo com o trabalho, a primeira regulamentação é a mais adotada nos países europeus, entretanto, muitos estudos científicos mostram que a disposição de taxa de

escoamento não é capaz de preservar o balanço hídrico natural dos terrenos. Assim, as duas regulamentações foram avaliadas quanto as suas capacidades de impedir inundações e de preservar as águas receptoras. Os resultados mostraram que a disposição por volume de escoamento é mais eficaz em termos de preservar as águas receptoras, enquanto que para inundações as performances foram as mesmas.

### 3.3.3.2 Estudos nacionais

Genz (1994) avaliou o funcionamento do sistema de drenagem pluvial em um lote padrão hipotético da cidade de Porto Alegre com área de 360 m<sup>2</sup>, para diferentes taxas de impermeabilização do solo e para situações com e sem a implantação de dispositivos de controle na fonte. Admitiu-se que inicialmente o solo estava coberto por grama e utilizou-se uma precipitação de cinco anos de tempo de retorno e dez minutos de duração.

Com o objetivo de manter a vazão de pico nas condições de pré-ocupação, o autor estudou a implantação de microrreservatórios com área de 1,5 m x 1,5 m e altura de 0,95 m e diferentes situações de localização, de quantidade e de tubulação de descarga. A Tabela 3.8 a seguir mostra os resultados obtidos para os microrreservatórios implantados em lotes com 56% e 100% de área impermeabilizada.

**Tabela 3.8** – Resultados das simulações realizadas por Genz (1994)

Localização	Número de reservatórios	Número de orifícios	Diâmetro do orifício (mm)	Aumento da vazão máxima* (%)	
				Ocupação do lote 56%	Ocupação do lote 100%
Saída do lote	3	1	40	6,1	23,1
Saída do telhado	2	2	32	8,0	23,3
Saída do telhado	1	2	40	0,0	15,0
Saída do telhado	1	2	32	-15,0	0,0
Sem reservatório	-	-	-	23,5	40,0

Obs: \* Aumento em relação às condições naturais

Fonte: Genz (1994)

Barbosa (1996) estudou a eficiência de estruturas de controle na fonte no escoamento urbano de águas pluviais utilizando dois sistemas de detenção, um com um reservatório único para controlar todo o escoamento de todo loteamento e outro com dois microrreservatórios por lote. Apesar de serem obtidos resultados favoráveis para os dois sistemas, a autora concluiu

que o custo global de implementação e manutenção de um único reservatório é menor, porém necessita de uma área maior e uma atenção maior com a segurança.

Cruz *et al.* (1998) avaliaram o funcionamento de seis tipos de microrreservatórios implantados, com diferentes volumes, em lotes hipotéticos com diferentes características na cidade de Porto Alegre, buscando abater as vazões de pico às condições de pré-ocupação. As simulações foram feitas para precipitações com tempo de retorno de dois e cinco anos e 25 minutos de duração. Os microrreservatórios estudados foram os seguintes:

- Microrreservatório lacrado com um metro de profundidade;
- Microrreservatório lacrado com 40 centímetros de profundidade;
- Microrreservatório cilíndrico com 0,60 de diâmetro;
- Microrreservatório aberto gramado;
- Microrreservatório com infiltração em solo batido de um metro de profundidade;
- Microrreservatório com infiltração em solo batido de 40 centímetros de profundidade.

Os resultados mostraram que para o lote de 600 m<sup>2</sup> todo impermeabilizado seria necessário construir um microrreservatório entre 2,5 e 3 m<sup>3</sup>, dependendo do tipo de estrutura, e para um lote com a mesma área e com 50% de impermeabilização o volume necessário seria de 1 a 1,5 m<sup>3</sup>. Foram avaliados também os custos de implantação dos microrreservatórios testados e os resultados mostraram que o custo geral de um microrreservatório subterrâneo é em média entre US\$ 400,00 e US\$ 500,00, 3 a 4 vezes superior ao de uma estrutura aberta gramada.

No estudo realizado por Agra (2001), construiu-se um microrreservatório de 1 m<sup>3</sup>, com altura de 50 cm, para receber a área de contribuição de um telhado de 337,5 m<sup>2</sup> (15 m x 22,5 m) para uma chuva com tempo de retorno de cinco anos e duração de cinco minutos. Foi analisado o seu funcionamento para precipitações reais com duas configurações de orifícios de saída, uma com dois diâmetros de 40 mm e outra com um diâmetro de 50 mm.

A medição de vazão de entrada no microrreservatório foi feita com a construção de um vertedor triangular com ângulo de 90° e a instalação de um linígrafo. Foi colocado outro linígrafo no interior do microrreservatório, para medir as alturas dos níveis d'água e as vazões de saída. Durante o monitoramento foram observados três problemas principais, a deposição

de sedimentos e folhas, a instabilidade da linha d'água e a discretização dos linígrafos. A Figura 3.26 mostra todo o aparato experimental instalado.



**Figura 3.26:** Microrreservatório instalado

Fonte: Agra (2001)

Dos 32 eventos chuvosos monitorados entre agosto de 2000 e janeiro de 2001, foram apresentadas as análises de oito eventos. Verificou-se que os abatimentos do pico de vazão variaram de 7% a 50% e que o coeficiente de escoamento superficial do telhado teve o valor médio de 0,90. Foi observado ainda que os valores encontrados para os coeficientes de descarga tiveram grande variação como mostra a Tabela 3.9. Para a configuração com os diâmetros de 40 mm, os valores médios dos coeficientes de descarga foram de 0,21 e, com os diâmetros de 50 mm, foi de 0,30.

**Tabela 3.9** – Resultados dos coeficientes de descarga por evento

	Evento	Cd (médio)	Cd (máximo)	Cd (mínimo)	Desvio Padrão
2 $\phi$ 40 mm	1	0,24	0,96	0,01	0,18
	2	0,22	0,48	0,09	0,08
	3	0,17	0,73	0,00	0,10
	4	0,17	0,77	0,01	0,13
1 $\phi$ 50 mm	5	0,24	0,93	0,01	0,21
	6	0,12	0,80	0,00	0,14
	7	0,32	0,84	0,03	0,18
	8	0,47	0,67	0,02	0,16

Fonte: Agra (2001)

Agra (2001) descreveu ainda que, em razão da grande variabilidade dos resultados apresentados, seria necessária a realização de estudos mais detalhados sobre as estruturas de saída, para verificar se funcionam como orifícios, bocais ou tubos curtos.

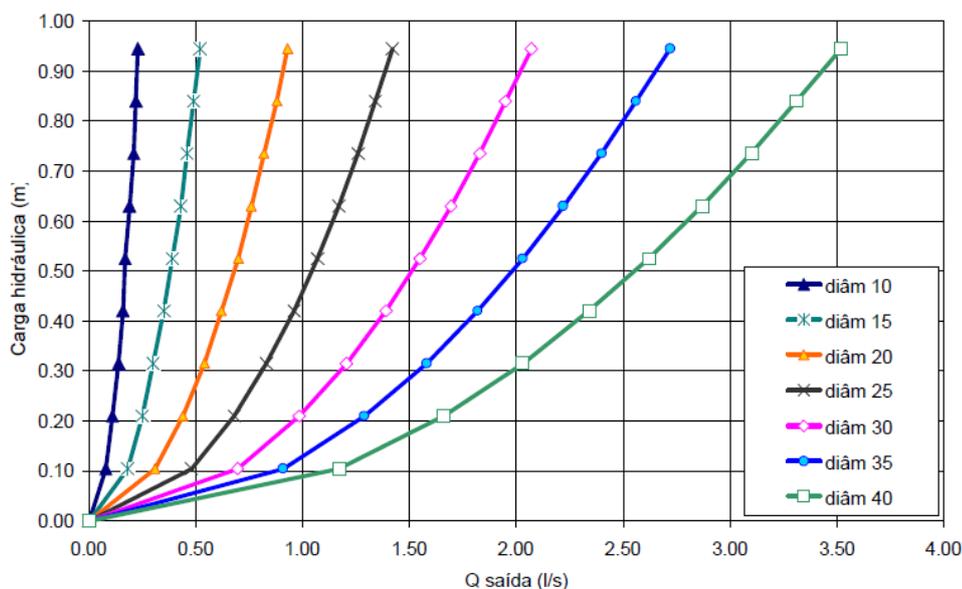
Tassi (2002) simulou a implantação de microrreservatórios em lotes de 300 e 600 m<sup>2</sup> em uma bacia com 977 ha e com as mesmas características de uma bacia urbana da cidade de Porto Alegre, para verificar o impacto gerado nas redes de micro e macrodrenagem. Uma primeira análise foi feita comparando-se os hidrogramas calculados pelos métodos Racional, *Soil Conservation Service* e Schaake, para os lotes na situação anterior à ocupação. A partir dos resultados para chuvas com tempo de retorno de 5 e 10 anos e duração de uma hora, mostrados na Tabela 3.10, escolheu-se para continuação do estudo o Modelo de Schaake.

**Tabela 3.10** – Vazões de pré-urbanização para as três metodologias

Tempo de Retorno	Área do Lote (m <sup>2</sup> )	Vazões (L/s)		
		Método Racional	Método SCS	Modelo Schaake
5 anos	300	0,29	0,14	0,25
	600	0,58	0,27	0,35
10 anos	300	0,32	0,20	0,42
	600	0,64	0,38	0,68

Fonte: Tassi (2002)

Foram avaliadas ainda diferentes configurações dos microrreservatórios, como funcionamento *on-line* ou *off-line*, volumes que variaram de 2 a 8 m<sup>3</sup> e estruturas de descarga com diâmetros que variaram de 10 a 40 mm. Para o dimensionamento dos microrreservatórios foram calculadas as vazões geradas para diferentes diâmetros de descarga e carga hidráulica. Os resultados são mostrados na Figura 3.27.



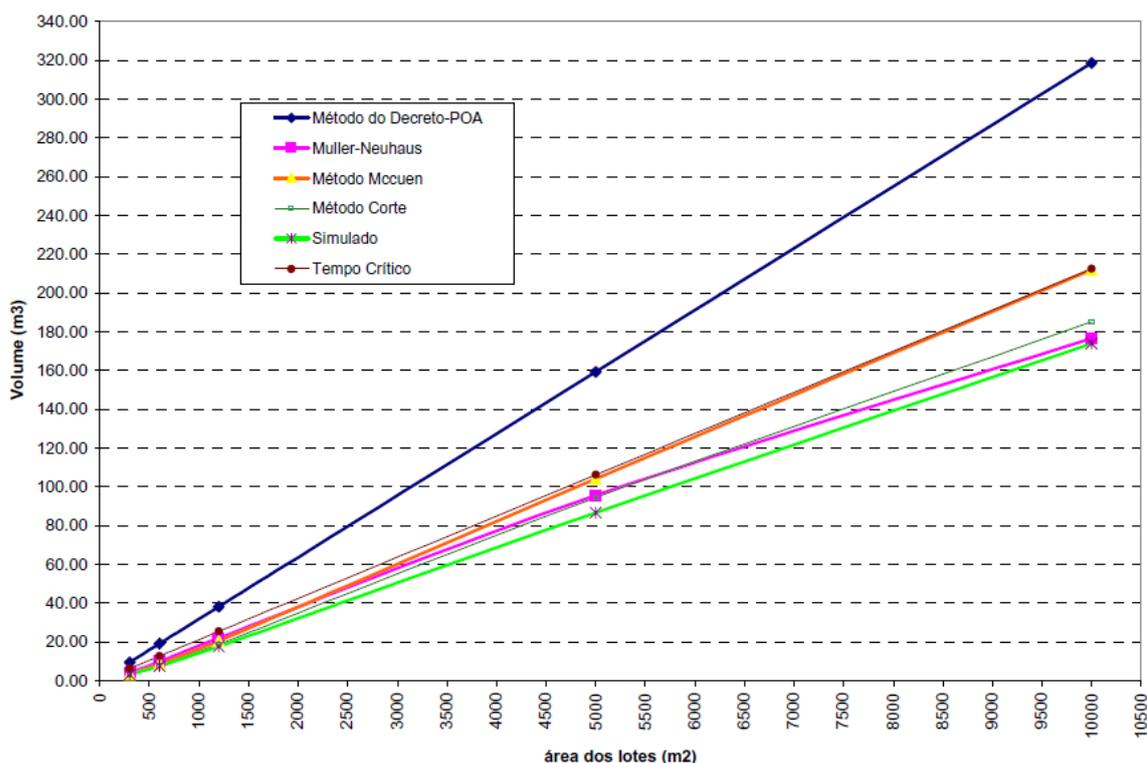
**Figura 3.27:** Curva de descarga

Fonte: Tassi (2002)

Os resultados mostraram que foi possível reduzir em mais de 50% as vazões escoadas na rede de macrodrenagem para chuvas com tempo de retorno de cinco e dez anos e uma e duas horas de duração. Observou-se também que, para situações com vazões de restrição maiores na saída dos lotes, em alguns casos obtiveram-se resultados próximos aos encontrados quando controlada a vazão de pré-urbanização. No entanto, não foi possível voltar às vazões originadas nas condições naturais antes da urbanização, já que os microrreservatórios não controlam os escoamentos originados nas ruas e nos passeios.

A autora realizou ainda uma simulação do funcionamento de microrreservatórios para um evento real com tempo de retorno de 35 anos e uma hora de duração, na qual mostrou que as vazões nas redes de micro e macrodrenagem foram muito inferiores que as encontradas sem a utilização dos microrreservatórios.

Cruz e Agra (2003) realizaram um estudo em que buscaram comparar as técnicas e os métodos existentes para dimensionar um microrreservatório. Para a determinação do volume de reserva foram avaliados (seis) métodos: Curva Envelope – Tempo Crítico; Decreto de Porto Alegre; Fórmula de Muller-Neuhaus; Simplificado de McCuen; Corte dos hidrogramas; e Puls. A Figura 3.28 mostra os resultados obtidos para os lotes com áreas de 600, 1.200, 5.000 e 10.000 m<sup>2</sup>.



**Figura 3.28:** Curvas para volumes de microrreservatórios conforme a área do lote

Fonte: Cruz e Agra (2003)

Com os volumes determinados, simulou-se o funcionamento dos microrreservatórios para 10 eventos reais que ocorreram na cidade de Porto Alegre, com períodos de recorrência entre 1,18 e 14,77 anos e duração de uma hora. De uma forma geral, os resultados mostraram que o microrreservatório com o volume definido pelo Decreto de Porto Alegre foi o que apresentou melhor funcionamento e que, para os lotes com área de 5.000 e 10.000 m<sup>2</sup>, houve uma melhora no funcionamento dos microrreservatórios calculados com os outros métodos.

Duarte *et al.* (2003) analisaram o impacto provocado por diferentes estágios de urbanização de um lote padrão de 360 m<sup>2</sup> na cidade de Rio de Janeiro e dimensionaram microrreservatórios para situações com 50%, 67% e 100% de impermeabilização. As vazões de pico após as impermeabilizações e sem a instalação de microrreservatórios foram 133% (50% imp.), 176% (67% imp.) e 234% (100% imp.) maiores que a vazão de pico com o terreno natural. Com o objetivo de manter as vazões de pico geradas nos lotes impermeabilizados igual ou inferior às vazões do lote não urbanizado, os autores simularam diferentes volumes de armazenamento e estruturas de descarga para a implantação de microrreservatórios. Os resultados que obtiveram a melhor eficiência no amortecimento das vazões de pico das três situações de impermeabilização são mostrados na Tabela 3.11.

**Tabela 3.11** – Resultados encontrados na simulação realizada pelos autores

Lote 360 m <sup>2</sup>	Microrreservatório		Eficiência no amortecimento das vazões de pico
	Volume (m <sup>3</sup> )	Diâmetro do orifício de saída (mm)	
50% Impermeabilizado	5,50	33	98,30%
67% Impermeabilizado	8,00	32,5	101,28%
100% Impermeabilizado	12,00	33	98,84%

Fonte: Duarte *et al.* (2003)

Tassi e Villanueva (2004) realizaram uma análise econômica sobre o custo com a implantação de microrreservatórios em lotes no sistema de drenagem de uma bacia urbana. Comparando os preços dos dispositivos de controle construídos em concreto armado e em alvenaria, constatou-se, que para um lote de 300 m<sup>2</sup>, as estruturas em concreto armado ficariam 43% mais caras do que as executadas com alvenaria (R\$175,00/m<sup>3</sup>) e que, para um lote de 600 m<sup>2</sup>, essa diferença passaria para 52% (R\$ 145,00/m<sup>3</sup>- alvenaria).

O estudo econômico mostrou ainda que existe a possibilidade de se economizar 33% na implantação de redes de drenagem ao se controlar a vazão de pré-urbanização. Entretanto, o custo global das obras na bacia (redes de drenagem + microrreservatórios) foi, em geral 21% maior que a construção de uma rede de drenagem para escoar as vazões geradas em uma bacia, não considerando a necessidade de se mitigar os impactos produzidos a jusante.

Moura (2004) avaliou o custo da implantação de um microrreservatório de alvenaria na cidade de Belo Horizonte e encontrou o valor de R\$ 126,57/m<sup>3</sup>, inferior ao calculado por Tassi e Villanueva (2004). A autora calculou ainda o custo de R\$ 5,09/m<sup>3</sup> por ano a ser gasto com a manutenção do dispositivo de controle.

Almeida (2005) realizou uma simulação do funcionamento de microrreservatórios em lotes de 1.000 m<sup>2</sup> na bacia do córrego Olhos D'água, em Belo Horizonte, que possui área de 299 ha. Foram comparadas duas alternativas de controle, uma com a instalação de um microrreservatório por lote e outra com a implantação de um reservatório de retenção único por parcela (constituída de 30 lotes), para diferentes escalas geográficas.

Buscou-se manter a vazão máxima de saída dos microrreservatórios próxima à vazão de pré-urbanização. O volume de armazenamento calculado para o microrreservatório foi de 10 m<sup>3</sup>, sua altura fixada em 1,0 m, pela necessidade de se prever a ligação com a rede pública e o

diâmetro do descarregador utilizado foi de 70 mm. Os resultados das eficiências no amortecimento das vazões de pico dos dois sistemas são apresentados na Tabela 3.12.

**Tabela 3.12** – Resultados das eficiências de amortecimento das alternativas

Escala	Eficiência na manutenção das vazões de pico naturais (%)	
	Microrreservatórios nos lotes	Reservatório de detenção na parcela
Lote (1000 m <sup>2</sup> )	114	-
Parcela (3 ha)	104	93
Sub-bacia (92,2 ha)	99	71
Macrobacia (299 ha)	69	100*

Obs: \* Só foi possível amortecer utilizando as duas alternativas em conjunto

Fonte: Almeida (2005)

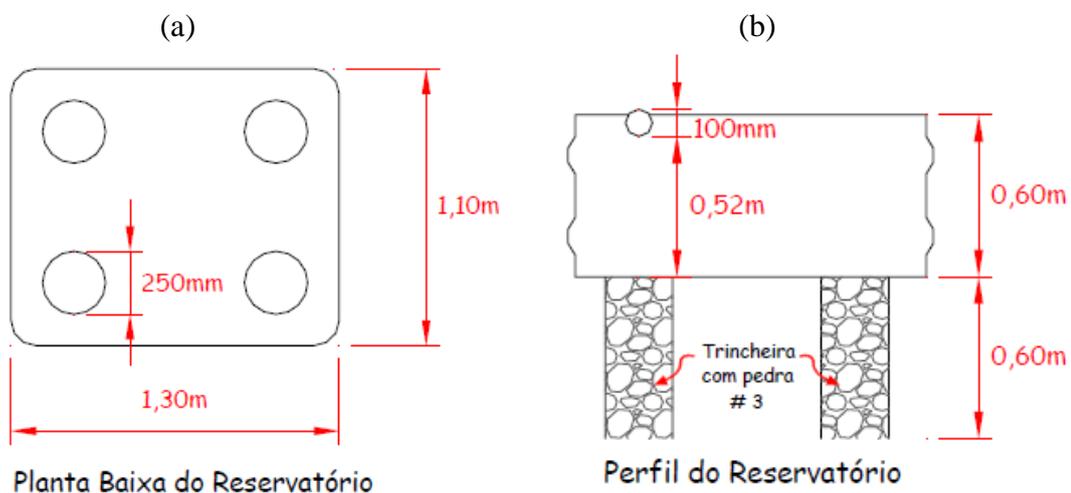
De acordo com Costa Junior e Barbassa (2006), em um estudo realizado na sub-bacia hidrográfica da Ponte Seca, em Jaboticabal/SP, para verificar a possibilidade de uso de medidas de controle local, foi constatado que aproximadamente 83% dos moradores são favoráveis à instalação de microrreservatórios nos lotes.

Campos (2007) estudou o comportamento hidrológico real de três lotes com área de 360 m<sup>2</sup> situados no município de Bertiooga/SP, construídos com taxas de impermeabilização diferenciadas. Os lotes foram classificados da seguinte maneira:

- lote natural: caracterizado por não apresentar nenhum tipo de ocupação, com solo recoberto por vegetação nativa, erva daninha;
- lote convencional: abriga um telhado representativo de uma edificação de 180 m<sup>2</sup>, correspondendo a 50% da área, sem controle de escoamento;
- lote sustentável: abriga também um telhado de 180 m<sup>2</sup>, conectado a dois microrreservatórios de retenção interligados, com volume de 750 litros cada, sendo que ambos são dotados de quatro trincheiras de infiltração.

Os microrreservatórios foram construídos enterrados e com caixas de cimento amianto de 1.000 litros, com vertedor circular, possibilitando um volume útil das duas caixas de 1.500 litros. No fundo das duas caixas foram instaladas oito poços de infiltração, construídas com tubos de PVC (DN 250), profundidade de 60 cm e preenchidas com pedra de brita 03 e

encimadas por uma manda geotêxtil bidim OP 30. (Campos, 2007). O projeto dos microrreservatórios pode ser observado nas Figuras 3.29 (a) e (b).



**Figura 3.29:** Projeto dos reservatórios (a) Planta (b) Perfil

Fonte: Campos (2007).

Além dos telhados, os lotes convencional e sustentável tiveram seus terrenos impermeabilizados em até 75% das suas áreas totais. Para a medição dos escoamentos superficiais em cada um dos lotes foram construídos canais retangulares de alvenaria, com vertedores triangulares na saída e instalados transmissores microprocessadores de pressão manométrica, protegidos por abrigos, como é mostrado na Figura 3.30.



**Figura 3.30:** Lotes após a construção. Em primeiro plano o lote sustentável, ao lado o lote natural e ao fundo o lote convencional. À direita da foto encontram-se os canais com vertedores e os sensores de vazão

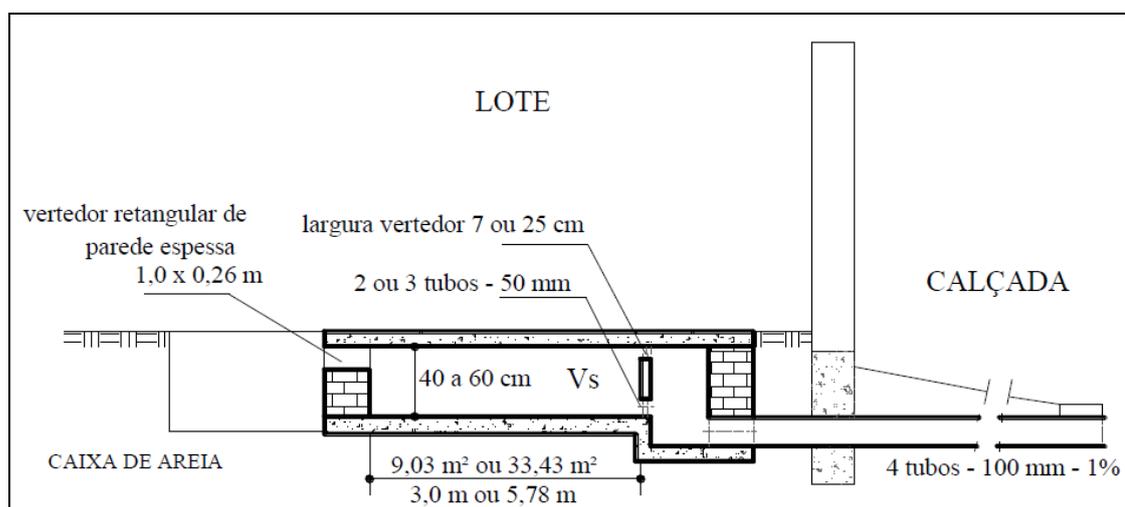
Fonte: Campos (2007).

Dos quinze eventos de chuva analisados nesse estudo, a redução média das vazões de pico do lote sustentável em relação ao lote convencional foi de 81,1% e no mínimo de 45%. Já em comparação ao lote natural, o lote sustentável foi, em alguns casos, capaz de produzir vazões de pico inferiores, mas em média essas vazões foram 1,41 superiores. Entretanto, as vazões de pico do lote convencional foram muito maiores, cerca de 20,7 vezes superiores as do lote natural. Os resultados mostraram também que o coeficiente de escoamento superficial médio dos lotes convencional, natural e sustentável foram, respectivamente, 0,72, 0,38 e 0,10.

Silva (2007) analisou o funcionamento do sistema de drenagem em uma bacia urbana da cidade de Goiânia para diferentes cenários com microrreservatórios, trincheira de infiltração e diferentes taxas de impermeabilização dos lotes, além da implantação de lagos, na bacia estudada. As simulações foram realizadas utilizando o programa computacional *Storm Water Management Model – SWMM*, desenvolvido pela *Environmental Protection Agency (EPA, 2008)*. Na avaliação dos cenários, percebeu-se que a instalação de dispositivos individualmente provocou pequenas reduções no pico de cheia, 2,9% a 13,2%, enquanto que a adoção de técnicas conjuntas proporcionou reduções de 7,9% a 42,6%, sendo o cenário mais eficiente o com a implantação de trincheiras de infiltração e a manutenção de 50% da área permeável.

Cabral *et al.*(2009) analisaram a capacidade de amortecimento de um microrreservatório, com volume aproximado de 200 m<sup>3</sup>, construído sob o pavimento de uma rua no bairro do Espinheiro, em Recife, com o objetivo de reduzir os problemas de alagamento na região. Foi avaliado o comportamento do microrreservatório em dois eventos chuvosos ocorridos no ano de 2008. Para uma chuva com tempo de retorno de aproximadamente 13 anos, o reservatório extravasou e a lâmina d'água na rua ficou 10 cm acima da superfície e, para a chuva com tempo de retorno de dois anos, o reservatório funcionou adequadamente.

Francischet e Alamy Filho (2011) dimensionaram dois microrreservatórios residenciais na cidade de Uberlândia/MG para chuvas com tempo de retorno de 5 e 10 anos e duração de 10 minutos e verificaram o seu funcionamento para precipitações com tempos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos, com duração de 30 minutos. Os microrreservatórios testados tiveram o volume de 3, 25 m<sup>3</sup> e 5,02 m<sup>3</sup>, suas configurações são mostradas na Figura 3.31 e os resultados na tabela 3.13.



**Figura 3.31:** Configuração dos microrreservatórios testados

Fonte: Francischet e Alamy Filho (2011)

**Tabela 3.13 –** Resultados das simulações realizadas

Chuvas D 30 minutos	Q pico sem Reservatório (L/s)	Q pico com Reservatório 3,25m³ (L/s)	Eficiência (%)	Q pico com Reservatório 5,02m³ (L/s)	Eficiência (%)
TR 2 anos	0,6493	0,4066	37,38	0,2291	64,72
TR 5 anos	0,8600	0,6534	24,02	0,3001	65,10
TR 10 anos	1,0020	0,7834	21,74	0,3612	63,96
TR 15 anos	1,0832	0,8558	20,99	0,3983	63,23
TR 20 anos	1,1401	0,9291	18,51	0,4251	62,71
TR 25 anos	1,1841	0,9864	16,70	0,4462	62,32
TR 50 anos	1,3201	1,1653	11,73	0,5134	61,11
TR 100 anos	1,4562	1,3466	7,52	0,5827	59,98

Fonte: Francischet e Alamy Filho (2011)

### 3.4 Métodos e parâmetros hidrológicos

Principalmente em virtude de carências de dados fluviométricos que poderiam subsidiar análises estatísticas de cheias, os estudos hidrológicos voltados à drenagem urbana no Brasil são realizados adotando-se métodos hidrológicos desenvolvidos em países europeus e nos Estados Unidos.

Como existem no nosso país bacias hidrográficas com diferentes características geomorfológicas, de tempos de concentração, de precipitações de projeto e condições de ocupação do solo, é necessária a realização de pesquisas específicas para verificar-se a validação desses métodos na realidade brasileira.

A cidade de Belo Horizonte deu um passo importante para a compreensão do comportamento de suas bacias urbanas com a implantação de um sistema de monitoramento hidrológico na cidade, por meio da instalação de estações pluviométricas e fluviométricas em diversos córregos do município.

Uma das técnicas pouco utilizadas no Brasil e que possui grande potencial para ampliar o conhecimento hidrológico das bacias hidrográficas brasileiras é a técnica com o uso de traçadores.

De acordo com Drumond (2004), essa técnica permite tanto a compreensão dos fenômenos hidrológicos de uma bacia, como a validação e calibração de modelos usados para simulação, em áreas como, por exemplo, dinâmica das águas de superfície, transporte atmosférico, trajetos hidrológicos, tempos de residência, erosão e transporte de sedimentos e de solutos.

### **3.4.1 Chuva de projeto**

Na elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana que visam dimensionar ou avaliar o funcionamento de estruturas hidráulicas, é fundamental determinar as precipitações de projeto a serem utilizadas.

Segundo Balbi *et al.* (2002) existem duas estratégias que podem ser empregadas para a representação de eventos de precipitação:

- utilizar precipitações de projeto, propriamente ditas, construídas com base em modelos estatísticos ou estocásticos locais ou regionalizados; ou
- utilizar eventos históricos observados que tenham gerado cheias significativas para o problema em análise, quando disponíveis.

Ainda segundo os autores, na construção de um evento sintético de chuva busca-se definir a duração total e o tempo de retorno do evento, a intensidade média de precipitação para o tempo de retorno considerado e a distribuição da precipitação, temporal na duração e espacial na área da bacia hidrográfica.

Quando há disponibilização de dados históricos de precipitação, obtidos em estações pluviométricas na região de interesse, a chuva de projeto pode ser calculada por curvas do tipo IDF – Intensidade, Duração e Frequência. Essas curvas, também conhecidas como

equações de chuva, são definidas por meio das relações empíricas entre intensidade e duração das precipitações registradas.

Pinheiro e Naghettini (1998) determinaram a curva do tipo IDF para a Região Metropolitana de Belo Horizonte – RMBH, avaliando precipitações de 11 estações pluviométricas da região. Foram analisados 648 eventos, cujas séries históricas totalizaram 99 anos de informação, obtendo-se a seguinte equação para a RMBH (válida para tempos de retorno  $\leq 200$  anos e durações de 10 minutos  $\leq d \leq 24$  h) :

$$i_{T,d,j} = 0,76542 \cdot d^{-0,7059} \cdot P_j^{0,536} \cdot \mu_{T,d} \quad (3.10)$$

onde:

$I_{T,d,j}$  = intensidade de precipitação média de duração (d), do local (j), associada ao período de retorno (T) (mm/h ou mm/min);

d = duração da precipitação (h ou min);

$P_j$  = precipitação total anual média do local (j);

$\mu_{T,d}$  = quantil adimensional regional.

Os quantis adimensionais calculados por Pinheiro e Naghettini (1998) são apresentados na Tabela 3.14.

**Tabela 3.14** – Quantis adimensionais para a RMBH

Durações	Período de retorno (anos)							
	1,05	1,25	2	10	20	50	100	200
10 minutos	0,691	0,828	1,013	1,428	1,586	1,791	1,945	2,098
15 minutos	0,695	0,830	1,013	1,422	1,578	1,780	1,932	2,083
30 minutos	0,707	0,836	1,013	1,406	1,557	1,751	1,897	2,043
45 minutos	0,690	0,827	1,013	1,430	1,589	1,795	1,949	2,103
1 hora	0,679	0,821	1,014	1,445	1,610	1,823	1,983	2,143
2 horas	0,683	0,823	1,014	1,439	1,602	1,813	1,970	2,128
3 horas	0,679	0,821	1,014	1,445	1,610	1,823	1,983	2,143
4 horas	0,688	0,826	1,013	1,432	1,591	1,798	1,953	2,108
8 hoas	0,674	0,818	1,014	1,451	1,618	1,834	1,996	2,157
14 horas	0,636	0,797	1,016	1,503	1,690	1,931	2,112	2,292
24 horas	0,603	0,779	1,017	1,550	1,754	2,017	2,215	2,412

Fonte: Pinheiro e Naghettini (1998)

A Prefeitura de Belo Horizonte (2006) sugere que seja adotada para estudos e projetos de microdrenagem a precipitação média anual de 1.500 mm.

#### 3.4.1.1 Duração da precipitação

De maneira geral, nos projetos de microdrenagem adota-se a duração da chuva como sendo igual ao tempo de concentração da bacia de estudo. O conceito é de que a duração da precipitação deve ser longa o suficiente para que toda a bacia contribua com o escoamento superficial. Ou seja, a precipitação efetiva, parcela da precipitação total que gera escoamento superficial, deve ter duração igual ao tempo de concentração da bacia contribuinte.

A Prefeitura Municipal de Belo Horizonte (2004) sugere que nos projetos das estruturas de microdrenagem seja adotada a duração de 10 minutos para as precipitações de projeto. Já para os projetos de ligações de drenagem prediais, a PBH (199-) recomenda a utilização de uma chuva com duração de cinco minutos, mesmo valor sugerido pela NBR 10844 da ABNT.

Segundo Zahed e Marcellini (1995), a duração crítica deve ser pesquisada, aplicando-se hietogramas de projetos, com durações crescentes a um método de transformação chuva-vazão, e analisando-se os resultados dos valores das vazões de pico e dos volumes dos hidrogramas gerados.

Após a determinação da intensidade de precipitação de projeto, é necessário definir-se a distribuição temporal da chuva na área em estudo, que normalmente é representada por um hietograma.

Hietograma é uma forma gráfica, que mostra a relação entre a intensidade de uma chuva e a sua duração ou a quantidade precipitada em intervalos de tempo constantes, formando um gráfico de barras. Existem vários métodos utilizados para determinar essas representações como o método dos blocos alternados, o método de *Huff*, o hietograma de Chicago, o hietograma triangular, entre outros.

No presente estudo foi utilizado o método de *Huff* baseado no estudo realizado por Pinheiro e Naghettini (1998), que analisaram a frequência e a distribuição temporal das chuvas na Região Metropolitana de Belo Horizonte.

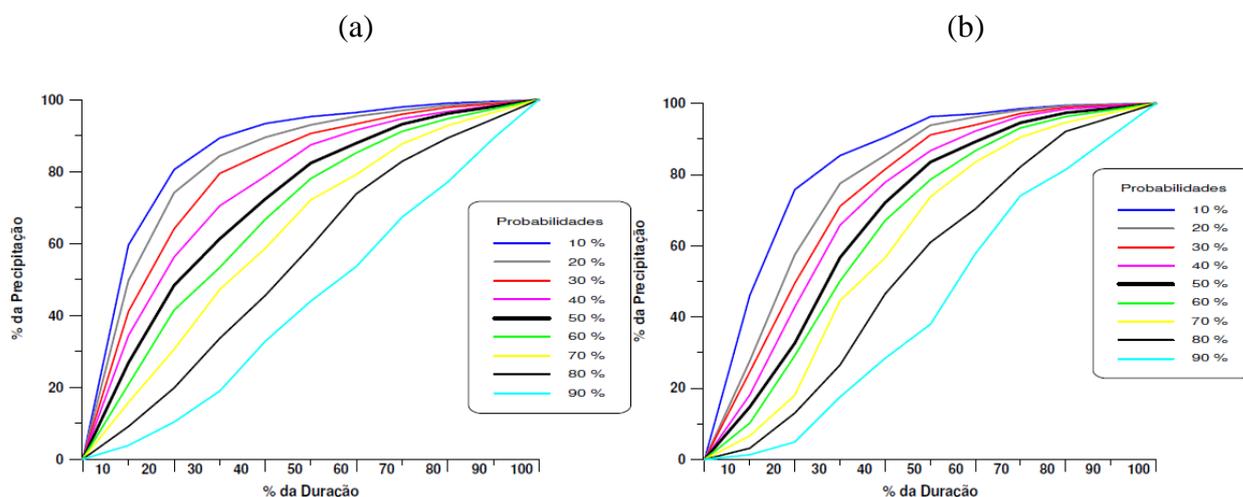
### 3.4.1.2 Método de Huff

Huff (1967) *apud* Pinheiro e Naghettini (1998) desenvolveu um método de distribuição temporal de precipitações, analisando 261 eventos de chuva com duração de 3 a 48 horas, em 49 estações pluviométricas localizadas no Estado de Illinois/EUA.

Nesse método os eventos são agrupados em quartis, conforme a ocorrência de suas intensidades, sendo classificadas de maneira decrescente, na qual as precipitações com maiores intensidades se encontram no 1º quartil e as menores no 4º quartil. Para cada um desses quartis são denominados padrões médios de distribuição temporal, sendo representadas por curvas de massa adimensionais associadas a probabilidades de excedência.

Calculam-se nove curvas com níveis de probabilidade entre 10 % e 90%, sendo que a mais utilizada é aquela com a mediana 50% de probabilidade. Escolhendo-se a curva, pode-se determinar a relação entre os percentis do total de precipitação com os percentis da duração total e assim determinar o hietograma.

Pinheiro e Naghettini (1998) determinaram a distribuição temporal para as precipitações da Região Metropolitana de Belo Horizonte com duração de até 10 horas, utilizando o método de Huff. A Figura 3.32 mostra os dois primeiros quartis da distribuição calculada.



**Figura 3.32:** Distribuição temporal das precipitações da RMBH (a) Chuvas com duração de até 1 hora (b) Chuvas com duração entre 1 e 2 horas

Fonte: Pinheiro e Naghettini (1998).

### 3.4.1.3 Tempo de concentração

De acordo com Tomaz (2011), a definição básica para o tempo de concentração é a de que é o tempo que leva para que toda a bacia considerada contribua para o escoamento superficial na seção estudada.

O tempo de concentração é uma variável difícil de ser estimada e deve ser medida a partir da observação simultânea dos eventos pluviais e hidrogramas. Existem várias fórmulas para calcular-se o tempo de concentração de uma bacia. As mais utilizadas no Brasil são as fórmulas propostas por *Kirpich*, *Ventura* e Cinemático do *Soil Conservation Service*.

*Fórmula de Kirpich:* 
$$t_c = 3,989xL^{0,77}xS^{-0,385} \quad (3.11)$$

onde:  $t_c$  = tempo de concentração (min); L = comprimento do talvegue (km) e S = declividade do talvegue (m/m).

*Fórmula de Ventura:* 
$$t_c = 0,127 \frac{A^{0,5}}{S^{0,5}} \quad (3.12)$$

onde:  $t_c$  = tempo de concentração (horas); A = área da bacia (km<sup>2</sup>) e S = declividade do talvegue (m/m).

*Fórmula do SCS:* 
$$t_c = \frac{1}{60} \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i} \quad (3.13)$$

onde:  $t_c$  = tempo de concentração (min); L = comprimento de um trecho i do talvegue (m) e V = velocidade de escoamento no trecho i (m/s).

Drumond (2004), utilizando a técnica de traçadores para determinar o tempo de concentração de dois córregos da bacia rural do ribeirão Serra Azul em Minas Gerais, comparou os resultados encontrados com os calculados pelas três fórmulas empíricas descritas acima, como mostra a Tabela 3.15.

**Tabela 3.15** – Comparação entre os  $t_c$  calculados no estudo de Drumond

	Faz. Laranjeiras	Erros*	Jardim	Erros*
$t_c$ com traçador	1,8 ± 0,4 h	-	15,5 ± 0,5 h	-
$t_c$ com Kirpich	0,9 h	de -35,7% a -59,1%	5,0 h	de - 66,7% a - 68,8%
$t_c$ com SCS	3,9 a 5,1 h	de +77,3% a + 264,3%	36,0 h	de + 125,0% a 140%
$t_c$ com Ventura	2,7 h	de +22,7% a + 92,9%	17,2 h	de + 7,5% a + 14,7%

\*Erro = ± [(valor calculado – valor observado) / (valor observado)]

Fonte: Drumond (2004)

Os resultados mostraram que dentre as fórmulas comparadas, a fórmula de Ventura foi a que apresentou valores mais próximos aos tempos de concentração obtidos com a técnica de traçadores para a bacia rural estudada.

O tempo de concentração em áreas urbanas pode ser calculado também por meio da fórmula da onda cinemática, que é baseada na hipótese de precipitação constante igual ao tempo de concentração e na equação de resistência ao escoamento proposta por Manning. A equação 3.14 apresenta a fórmula simplificada da onda cinemática (Esteves *et al.*, 2003) originalmente proposta por Ven te Chow (1988):

$$t_c = 447 \frac{(L.n)^{0,6}}{S^{0,3} . I^{0,4}} \quad (3.14)$$

onde:  $t_p$  = tempo de percurso (min); L = comprimento de um trecho (m); n = coeficiente de rugosidade; S = declividade do trecho (m/m) e I = intensidade da chuva (mm/h).

Como não existem muitos estudos sobre o tempo de concentração nos sistemas de microdrenagem, normalmente, adota-se nos projetos um tempo de concentração que varia entre 5 e 10 minutos. Segundo Bidone e Tucci (1995), o valor de 10 minutos pode estar superestimado, se a bacia for muito impermeável e com grande declividade.

A norma “*Instrução Técnica para a elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana do município de Belo Horizonte (PBH, 2004)*”, elaborada pela PBH, propõe que seja adotado o tempo de concentração igual à duração da chuva de projeto, que é de 10 minutos, nos projetos de microdrenagem da cidade.

Em outra norma “*Normas e Instruções para elaboração de projetos de ligações de drenagem prediais (PBH, 199-)*”, também elaborada pela PBH, é recomendado a utilização de um tempo de concentração de 5 (cinco) minutos.

O Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre (2005) recomenda que no dimensionamento de microrreservatórios, quando a área contribuinte for no máximo 1 (um) ha e a declividade média for menor ou igual a 0,2 m/m, o tempo de concentração adotado deve ser igual a cinco minutos.

Existem ainda outros métodos pouco utilizados no Brasil mas que podem ser considerados para situações de pequenas bacias impermeabilizadas, como o proposto pela *Federal Aviation Agency - FAA*, agência de aviação dos Estados Unidos.

Após a definição da precipitação de projeto, determinam-se as vazões e hidrogramas de projeto por meio de modelos hidrológicos de enchentes disponíveis, como os métodos Racional, o *Soil Conservation Service*, Snyder, Schaake, Santa Bárbara, entre outros.

Nesse estudo foram utilizados os métodos Racional, recomendado pela Prefeitura de Belo Horizonte, e o *Soil Conservation Service*, muito utilizado no setor de drenagem em Belo Horizonte e que serão detalhados a seguir.

### 3.4.2 Método Racional

De acordo com Tomaz (2011), o método Racional é um método indireto e foi apresentado pela primeira vez em 1851 por Mulvaney e usado por Emil Kuichiling em 1889 e estabelece uma relação direta entre a chuva e o escoamento superficial.

A equação geral do método é a seguinte:

$$Q_p = 0,278.C.I.A \quad (3.15)$$

onde:

$Q_p$  = vazão de pico ( $m^3/s$ );

$C$  = coeficiente de escoamento superficial (varia de 0 a 1);

$I$  = intensidade média da chuva para uma duração  $t$  e um tempo de retorno  $T$  ( $mm/h$ );

A = área da bacia (km<sup>2</sup>).

Segundo Porto (1995), o método Racional é o mais difundido para a determinação de vazões de pico em pequenas bacias, com áreas menores do que 3 (três) km<sup>2</sup> e sua grande aceitação deve-se a sua simplicidade.

De acordo com Tomaz (2011) outros autores discordam de Porto (1995) quanto ao tamanho máximo da bacia em que se pode utilizar o método Racional. A Tabela 3.16 mostra os valores propostos por diversos autores.

**Tabela 3.16** – Valores limites para áreas de bacia para utilizar o método Racional

Autores	Áreas (km <sup>2</sup> )
David H. Pilgrim e Ian Cordery (1993)	20 a 500
Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo (1998)	3
Wanielista <i>et al.</i> (1997)	0,2 a 0,4
Ven te Chow	0,4 a 0,81
DAEE (2005)	2
DAEE-Cetesb	1
Porto (1995)	3
Linsley <i>et al.</i>	0,4 a 4,86
Paulo Sampaio Wilken	5
Linsley e Franzini	5
Osman Akan (1993)	13
Califórnia Highways	40,5
Otto Pfastetter	200
ASCE (1992)	0,8
Debo e Reese	0,4
Regulamento do sul da Califórnia proíbe acima de 8 ha	0,08
McCuen (1998)	Pequenas bacias

Fonte: Tomaz (2011)

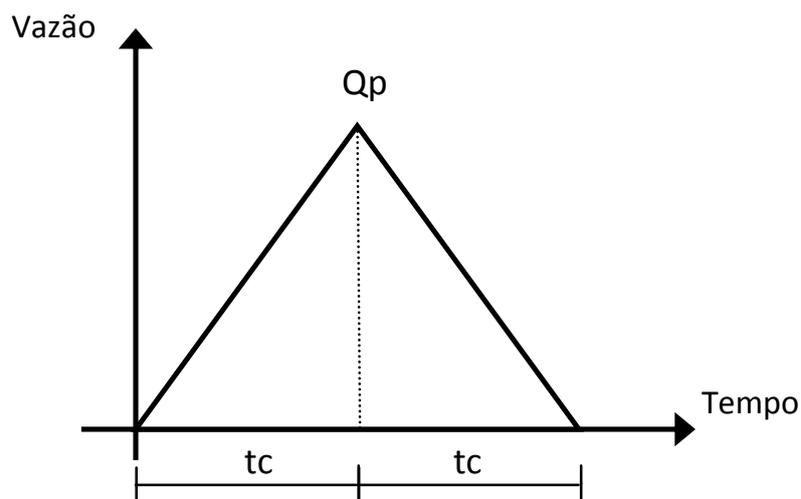
Apesar da grande variação das áreas de bacias propostas por esses autores, de uma maneira geral no Brasil, adota-se valores máximos entre 2 e 4 km<sup>2</sup>.

Tomaz (2011) ressalta que durante a análise do método Racional não se pode esquecer as hipóteses em que ele se baseia:

- toda a bacia contribui com o escoamento superficial e é por isso que o tempo de duração da tormenta deve ser igual ou exceder ao tempo de concentração da bacia;
- a chuva é distribuída uniformemente sobre toda a área da bacia; e
- todas as perdas estão incorporadas ao coeficiente de escoamento superficial.

As principais críticas feitas sobre a utilização do método Racional são ligadas às hipóteses de constância do coeficiente de escoamento e da intensidade da precipitação durante todo evento, bem como da distribuição uniforme sobre toda a bacia de drenagem. Essas hipóteses acabam por superestimar as vazões calculadas, aumentando o erro à medida que se aumenta o tamanho da bacia.

Determinando-se a vazão de pico com a equação 3.14 e considerando que o tempo de concentração da bacia é igual aos trechos de subida e descida dos hidrogramas, obtém-se um hidrograma triangular, como mostra a Figura 3.33.



**Figura 3.33:** Hidrograma Triangular do método Racional, sendo que  $Q_p$  é a vazão de pico e  $t_c$  é o tempo de concentração.

A utilização do método Racional implica no cálculo de dois parâmetros básicos para a determinação da vazão de pico, o coeficiente de escoamento superficial e a intensidade crítica das precipitações.

### 3.4.2.1 Coefficiente de escoamento superficial

O coeficiente de escoamento superficial, também chamado coeficiente de *runoff* ou coeficiente de deflúvio, representa a quantidade de água escoada superficialmente pela bacia em eventos chuvosos (Tucci, 2000).

De acordo com Bidone e Tucci (1995), o coeficiente de escoamento depende de características como: o solo, a cobertura, o tipo de ocupação, o tempo de retorno e a intensidade da precipitação. Tomaz (2011) descreve que a forma da área de drenagem, a declividade da bacia, a duração da chuva e a interceptação são outras variáveis que influenciam o valor do coeficiente de escoamento.

A escolha do valor a ser adotado para o coeficiente de escoamento superficial deve ser avaliada pelo projetista, com a verificação *in loco* das condições de ocupação da bacia. Outras informações como fotos aéreas e boletins de sondagem auxiliam na tomada de decisão.

Existem várias tabelas na literatura que propõem valores para cada tipo de situação. A *American Society of Civil Engineers - ASCE* (1992) propõe valores típicos para os coeficientes de escoamento para períodos de retorno entre 2 (dois) e 10 anos, como podem ser vistos nas Tabelas 3.17 e 3.18.

**Tabela 3.17 – Valores de coeficientes de escoamento para superfícies**

Superfícies	Coefficiente de escoamento (C)
Pavimento	
Asfalto e concreto	0,70 – 0,95
Calçadas	0,70 – 0,85
Telhados	0,75 - 0,95
Gramados, solos arenosos	
Plano (2%)	0,05 - 0,10
Médio (2 a 7%)	0,10 – 0,15
Alto (> 7%)	0,15 – 0,20
Gramados, solos pesado	
Plano (2%)	0,13 – 0,17
Médio (2 a 7%)	0,18 – 0,22
Alto (> 7%)	0,25 – 0,35

Fonte: ASCE (1992)

**Tabela 3.18** – Valores de coeficientes de escoamento para usos do solo

Uso do solo	Coeficiente de escoamento (C)
Comercial	
Central	0,70 – 0,95
Bairros	0,50 – 0,70
Residencial	
Residências isoladas	0,30 – 0,50
Unidades múltiplas (separadas)	0,40 – 0,60
Unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 – 0,75
Lotes com > 2.000 m <sup>2</sup>	0,25 – 0,40
Áreas com apartamentos	0,50 – 0,70
Industrial	
Leves	0,50 – 0,80
Pesadas	0,60 – 0,90
Parques, cemitérios	0,10 - 0,25
Playgrounds	0,20 – 0,35
Pátios ferroviários	0,20 – 0,35
Áreas sem melhorias	0,10 – 0,30

Fonte: ASCE (1992)

De acordo com Porto e Tucci (1995), para períodos de retorno acima de 10 anos deve-se corrigir o valor do coeficiente de escoamento – C, utilizando-se a seguinte equação:

$$C_t = 0,8.T^{0,1}.C_{10} \quad (3.16)$$

onde:

C<sub>t</sub> = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno em anos;

C<sub>10</sub> = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno de 10 anos;

T = período de retorno de 10 anos.

Segundo Porto e Tucci (1995) para regiões com superfícies e ocupações variáveis, o coeficiente de escoamento superficial pode ser calculado para toda bacia utilizando-se a média ponderada dos diversos para cada tipo de situação. A fórmula utilizada é a seguinte:

$$C = \frac{1}{A} \sum C_i.A_i \quad (3.17)$$

onde:

C = coeficiente médio de escoamento superficial;

A = área de drenagem da bacia;

$C_i$  = coeficiente de escoamento superficial correspondente a situação “i”;

$A_i$  = área de drenagem da bacia correspondente a situação “i”.

Tucci (2000) apresentou outra forma de calcular o coeficiente de escoamento superficial considerando-se apenas as áreas permeáveis e impermeáveis. O autor sugeriu que coeficiente de escoamento da área permeável pode ser estimado com base na equação do SCS, que leva em conta as parcelas de abstração inicial e infiltração, e que o da área impermeável pode ser baseado nos coeficientes definidos para típicas superfícies urbanas, como cimento, asfalto, paralelepípedo, bloquetes e solos compactados.

Ramos (1998) realizou um estudo estabelecendo coeficientes volumétricos de escoamento para cada tipo de zona de ocupação da cidade de Belo Horizonte, que até a presente data são adotados pela Prefeitura Municipal.

Para a determinação dos coeficientes de escoamento superficiais das zonas de ocupação de Belo Horizonte, a PBH utiliza uma adaptação do método proposto por I-Pai Wu. Nesse método é considerada a forma das bacias, os seus coeficientes de retardo e as características do solo. A equação utilizada é a seguinte:

$$C = f \cdot \frac{C_2}{C_1} \quad (3.18)$$

onde:

C = coeficiente de escoamento superficial;

$f$  = coeficiente de amortecimento;

$C_1$  = coeficiente de retardo da bacia;

$C_2$  = coeficiente volumétrico de escoamento.

As fórmulas utilizadas para o cálculo do coeficiente do amortecimento foram as seguintes:

$$f = \frac{2}{1 + F} \quad (3.19)$$

$$F = \frac{0,886L}{\sqrt{A}} \quad (3.20)$$

onde:

F = fator de forma da bacia;

L = comprimento do talvegue principal (km);

A = área da bacia (km<sup>2</sup>).

O fator de forma F representa o efeito que a forma da bacia exerce sobre a vazão de pico. Esse fator é definido como sendo o quociente entre o comprimento do talvegue principal L (km) e o diâmetro do círculo de área igual à da bacia. O coeficiente  $C_1$  também é calculado em função do fator de forma.

$$C_1 = \frac{4}{2 + F} \quad (3.21)$$

Os coeficientes volumétricos definidos por Ramos (1998) para cada zona de ocupação de Belo Horizonte são apresentados na Tabela 3.19.

**Tabela 3.19** – Valores de coeficientes volumétricos propostos por Ramos (1998)

Zona de Ocupação	Coefficiente volumétrico $C_2$	Porcentagem da área impermeável
ZPAM	0,20 - 0,90	5%
ZP-1	0,30 - 0,50	30%
ZP-2	0,50	70%
ZP-3	0,60	70%
ZAR-1	0,70	80%
ZAR-2	0,75	80%
ZA	0,80	80%
ZAP	0,80	80%
ZHIP	0,90	80%
ZCBH	0,90	80%
ZCBA	0,90	80%
ZCVN	0,90	80%
ZEIS	0,70	70%
ZE	0,30 - 0,90	30% - 80%

Fonte: Ramos (1998)

Utilizando os coeficientes volumétricos descritos na Tabela 3.19, a PBH definiu a seguinte equação para o cálculo do coeficiente de escoamento superficial em projetos de drenagem:

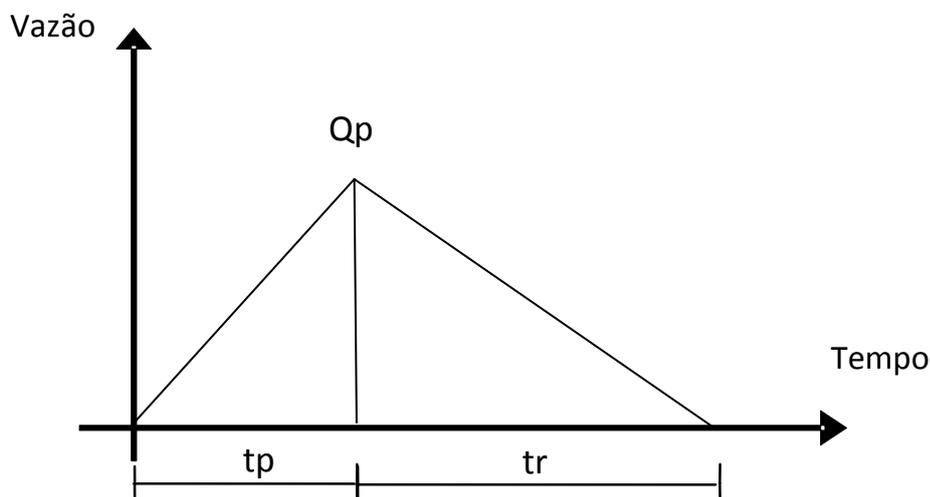
$$C = 0,67 \cdot C_2 \quad (3.22)$$

### 3.4.3 Método *Soil Conservation Service* - SCS

Um dos métodos de utilização corrente que se aplica especialmente quando não se dispõem de dados hidrológicos, é o do *Soil Conservation Service* - SCS, do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos.

O hidrograma unitário sintético do SCS é uma derivação do hidrograma unitário proposto por Sherman em 1932, sendo esse um hidrograma resultante de uma precipitação efetiva de altura igual a 1 mm, com intensidade constante, com distribuição homogênea e com tempo de base constante para uma chuva efetiva de duração unitária.

O método SCS resulta em um hidrograma triangular, mas não na forma isósceles como o do método Racional. Este considera que o tempo de ascensão do pico de vazão é igual ao tempo de recessão, enquanto que o método SCS considera que o tempo de recessão é maior como pode ser observado na Figura 3.34.



**Figura 3.34:** Hidrograma Triangular do método SCS, sendo que  $Q_p$  é a vazão de pico,  $t_p$  é o tempo de pico e o  $TR$  é o tempo de recessão.

As expressões que definem a forma do triângulo são as seguintes:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6.t_c \quad (3.23)$$

$$t_r = 1,67.t_p \quad (3.24)$$

onde:

$t_p$  = tempo de ascensão do pico do hidrograma;

$D$  = duração da precipitação;

$t_c$  = tempo de concentração da bacia;

$t_r$  = tempo de recessão do hidrograma.

$$Q_p = 0,208 \frac{A.P_e}{t_p} \quad (3.25)$$

onde:

$Q_p$  = vazão de pico do hidrograma ( $m^3/s.mm$ );

$A$  = área da bacia hidrográfica ( $km^2$ );

$P_e$  = precipitação efetiva ( $mm$ );

$t_p$  = tempo de pico do hidrograma.

Determinado o hidrograma unitário sintético do SCS, passa-se a calcular o hidrograma resultante para uma precipitação, por meio da definição da precipitação efetiva para cada intervalo de tempo. No cálculo da precipitação efetiva, são desconsideradas da precipitação total as parcelas de chuva absorvidas pela bacia, por infiltração e abstração inicial. As fórmulas propostas pelo método SCS são as seguintes:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.26)$$

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (3.27)$$

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad (3.28)$$

onde:

S = máxima capacidade de absorção pela bacia;

CN = *Curve Number*;

P<sub>e</sub> = altura da precipitação efetiva;

P = altura da precipitação total;

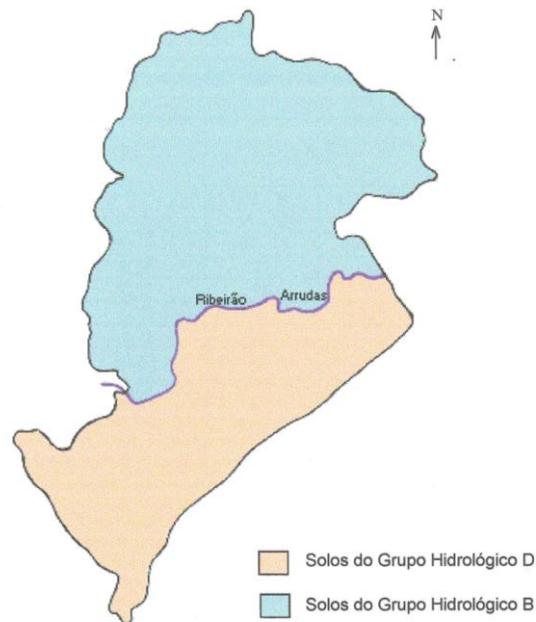
F<sub>a</sub> = altura de chuva absorvida pela bacia

I<sub>a</sub> = abstração inicial pela bacia.

*Curve Number* é um parâmetro adimensional associado ao tipo e uso de solo e às condições de umidade antecedente da bacia hidrográfica. Existe uma classificação com 4 (quatro) grupos hidrológicos de solo:

- Grupo A: solos arenosos profundos, com pouco silte e argila, muito permeáveis que produzem baixo escoamento superficial (capacidade mínima de infiltração: 7,62-11,43 mm/h, McCuen, 1989);
- Grupo B: solos arenosos ou areno-siltosos, pouco espessos e profundos, medianamente permeáveis (capacidade mínima de infiltração: 3,81-7,62 mm/h, McCuen, 1989);
- Grupo C: solos argilosos contendo também areia e silte, pouco permeáveis, que geram escoamento superficial acima da média (capacidade mínima de infiltração: 1,27-3,81 mm/h, McCuen, 1989);
- Grupo D: solos predominantemente argilosos e poucos profundos com baixa capacidade de infiltração, quase impermeáveis (capacidade mínima de infiltração: 0-1,27 mm/h, McCuen, 1989).

Após estudos realizados por Silva *et al.* (1995), Ramos (1998) classificou os solos do município de Belo Horizonte em dois grupos hidrológicos. Os solos do Complexo Belo Horizonte foram enquadrados no grupo hidrológico B e os do Supergrupo Minas, no grupo hidrológico D. A Figura 3.35 ilustra a divisão dos dois grupos hidrológicos, estabelecida pelo talvegue do ribeirão Arrudas.



**Figura 3.35:** Classificação dos solos de Belo Horizonte

Fonte: Ramos (1998)

Após a definição do tipo de grupo hidrologico dos solos predominantes na bacia, deve-se avaliar o uso do solo. A Tabela 3.20 mostra os valores de CN definido em estudos americanos e adaptado por Tucci (1993).

**Tabela 3.20 –** Valores de CN para áreas urbanas

Uso do solo	Grupo Hidrológico			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Terrenos baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Florestas com cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golf, cemitérios, boas condições				
com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
com relva de 50% a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais				
lotes de (m <sup>2</sup> )      % média impermeável				

Uso do solo		Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
<500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Parques de estacionamentos, telhados, etc		98	98	98	98
Arruamentos e estradas					
asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98
paralelepípedos		76	85	89	91
terra		72	82	87	89

Fonte: Tucci (1993)

Ramos (1998) propôs valores de CN para todas as zonas de ocupação definidas na lei de parcelamento, ocupação e uso do solo de Belo Horizonte e para os solos dos dois grupos hidrológicos, como pode ser visto na Tabela 3.21.

**Tabela 3.21** – Valores de CN propostos por Ramos para Belo Horizonte

Zona de Ocupação	Valores de CN	
	GH-B	GH-D
ZPAM	55 - 73	77 - 86
ZP-1	60 - 75	80 - 87
ZP-2	72	82
ZP-3	78	85
ZAR-1	86	88
ZAR-2	87	89
ZA	88	90
ZAP	88	90
ZHIP	92	94
ZCBH	92	94
ZCBA	92	94
ZCVN	92	94
ZEIS	85	90
ZE	60-90	80 - 94

Fonte: Ramos (1998)

Deve-se avaliar ainda as condições de umidade do solo antes do evento chuvoso, em três condições de umidade antecedente, mostradas na Tabela 3.22. Os valores das Tabelas 3.20 e 3.21 são válidos para condições de umidade antecedente II.

**Tabela 3.22** – Condições de umidade antecedente

Condição de umidade antecedente	Precipitação total nos últimos 5 dias	
	Outono-inverno	Primavera-verão
I	< 12 mm	< 36 mm
II	de 12 a 28 mm	de 36 a 53 mm
III	> 28 mm	> 53 mm

As expressões para a correção das *Curve Numbers* para as condições de umidade antecedente I e III são as seguintes:

$$CN(I) = \frac{4,2CN(II)}{10 - 0,058CN(II)} \quad (3.29)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \quad (3.30)$$

Quando se conhece a distribuição temporal da precipitação, pode-se obter também a precipitação efetiva ao longo do tempo. Para fazê-lo, deve-se aplicar a equação 3.27 em cada intervalo de tempo em que a precipitação é definida.

Após a determinação da distribuição temporal das precipitações efetivas, é realizada sua combinação com o hidrograma unitário calculado, sendo esse processo chamado de convolução. Neste processo o hidrograma unitário em cada incremento de tempo é multiplicado pela chuva excedente no tempo especificado. O hidrograma final é obtido somando-se os hidrogramas associados a cada bloco de precipitação.

### **3.5 Modelos de propagação de cheias em reservatórios**

No dimensionamento de microrreservatórios é necessário verificar se o volume projetado é capaz de amortecer o hidrograma de cheia produzido com a impermeabilização dos solos, buscando-se manter as vazões de pico próximas às condições naturais.

Segundo Nascimento e Baptista (2009), os modelos hidrológicos de simulação da propagação em reservatórios podem ser utilizados tanto na fase de concepção como na fase de diagnóstico. Eles podem ser classificados como modelos conceituais, uma vez que buscam representar globalmente alguns dos aspectos do comportamento do sistema estudado, sem pretender, no entanto, representar de forma precisa os processos físicos que governam o funcionamento do sistema.

Um dos modelos mais utilizados para simular o amortecimento de cheias em reservatórios é o método elaborado por Puls em 1928, que possibilita a determinação do hidrograma de saída. O método utiliza a equação da continuidade e a relação entre armazenamento e vazão é obtida considerando-se a linha d'água no reservatório horizontal.

Discretizando-se a equação da continuidade e organizando-se as variáveis conhecidas de um lado e desconhecidas de outro, resulta na seguinte fórmula:

$$(I_1 + I_2) + (2S_1 / \Delta t - Q_1) = (2S_2 / \Delta t + Q_2) \quad (3.31)$$

onde:

$I_1$  = vazão no início do período de tempo;

$I_2$  = vazão no fim do período de tempo;

$S_1$  = volume no início do período de tempo;

$S_2$  = volume no fim do período de tempo;

$Q_1$  = vazão de saída no início do período de tempo;

$Q_2$  = vazão de saída no fim do período de tempo;

$\Delta t$  = duração do período de tempo.

Na equação 3.30 os valores de  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $Q_1$  e  $S_1$  são conhecidos em qualquer tempo  $t$  e os valores  $Q_2$  e  $S_2$  são desconhecidos. Akan (1993) *apud* Tomaz (2011) sugere os seguintes procedimentos para a determinação das variáveis desconhecidas e o cálculo do amortecimento:

- 1) Da relação cota-volume e cota-vazão pode-se obter a curva de armazenamento  $S_I$  em função da vazão de saída  $Q_I$ ;

- 2) Selecionar um tempo de incremento,  $\Delta t$  e calcular um gráfico entre  $[2S_1/\Delta t + Q_1]$  e a vazão de saída,  $Q_1$ ;
- 3) Para qualquer intervalo de tempo calcular  $[I_1 + I_2]$  do hidrograma de entrada e  $[2S_1/\Delta t - Q_1]$  da condição inicial ou do tempo prévio;
- 4) Calcular  $[2S_2/\Delta t + Q_2]$  utilizando a equação 3.30;
- 5) Obter  $Q_2$  do gráfico obtido no passo 2, sendo essa vazão a de saída no tempo  $t_2$ ;
- 6) Calcular  $[2S_2/\Delta t - Q_2]$  subtraindo  $2Q_2$  de  $[2S_2/\Delta t + Q_2]$  e voltar para o passo 3. O valor de  $[2S_2/\Delta t - Q_2]$  calculado em qualquer tempo será  $[2S_1/\Delta t - Q_1]$  no tempo seguinte;
- 7) Repetir o mesmo procedimento até a vazão de saída se igualar a zero.

Para realizar a simulação com o método de Puls, antes é necessário estabelecer o tipo de estrutura de descarga que regulará a vazão de saída.

De acordo com o manual de drenagem Plano Diretor de Drenagem de Porto Alegre (2005), a estrutura de descarga dos microrreservatórios deve ser instalada junto ao fundo do reservatório evitando assim o acúmulo de água em seu interior. Recomenda-se ainda, que para não haver obstrução do descarregador, seja colocada uma grade antes do mesmo.

Segundo a Hidráulica clássica, as estruturas de descargas utilizadas em microrreservatórios podem funcionar como orifícios, bocais ou tubos curtos, sendo sua classificação definida pela razão entre o comprimento do tubo (L) e o seu diâmetro (D). A Tabela 3.23 mostra os valores da razão entre o comprimento e o diâmetro das tubulações de descarga, de acordo com Azevedo Netto (1998).

**Tabela 3.23 – Classificação das tubulações de descarga**

Classificação	Relação L / D
Orifício	$\leq 1,5$
Bocal	$1,5 < L/D \leq 3$
Tubo curto	$> 3$

Fonte: Azevedo Netto (1998)

Embora a base teórica e o enquadramento nessa classificação não sejam complexos, na maioria dos trabalhos realizados, os autores consideram os descarregadores de fundo como orifícios, não importando qual seja a relação L/D (Lencastre, 1972).

Para o cálculo da vazão de saída em orifícios e bocais, descarregando livremente para a atmosfera, utiliza-se a seguinte equação:

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gh} \quad (3.32)$$

onde:

Q = vazão (m<sup>3</sup>/s);

C<sub>d</sub> = coeficiente de descarga;

A = área da seção transversal do tubo (m<sup>2</sup>);

H = corresponde à carga total sobre o eixo do tubo (m).

O coeficiente C<sub>d</sub> traduz o efeito das perdas de carga contínuas e localizadas, devendo ser obtido experimentalmente. A bibliografia clássica recomenda para orifícios em geral o valor médio de C<sub>d</sub>=0,61 e para bocais C<sub>d</sub>=0,82. Na Tabela 3.24 são apresentados os coeficientes de descarga recomendados por vários autores para tubos curtos (Azevedo Neto, 1998).

**Tabela 3.24** – Valores de C<sub>d</sub> obtidos por vários autores para tubos curtos

Relação L/D	Azevedo Netto	Bazard	Eytelwein	Fanning
300	0,33			0,38
200	0,39			0,44
150	0,42			0,48
100	0,47	0,50		0,55
90	0,49	0,52		0,56
80	0,52	0,54		0,58
70	0,54	0,57		0,60
60	0,56	0,60	0,60	0,62
50	0,58	0,63	0,63	0,64
40	0,64	0,66	0,66	0,67
30	0,70	0,70	0,70	0,70
20	0,73	0,73	0,73	0,73
15		0,75	0,75	0,75
10		0,77	0,77	0,77

Fonte: Azevedo Netto (1998)

No estudo realizado por Tassi (2002) o coeficiente de descarga considerado foi o obtido por meio de curvas calculadas com os valores determinados por Mello Porto (2001) experimentalmente, como mostra a Tabela 3.25. Segundo a autora, o valor de  $C_d$  de um determinado orifício varia com a carga, as condições de fluxo e a viscosidade do líquido.

**Tabela 3.25** – Valores propostos para o  $C_d$

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

Fonte: adaptado de Mello Porto (2001) citado por Tassi (2002)

A grande variabilidade desses coeficientes de descarga pode levar a erros graves de dimensionamento desse dispositivo, reduzindo a eficiência do microrreservatório como amortecedor do pico de cheia.

### **3.6 Métodos de medição de vazão**

Nos estudos de microrreservatórios o amortecimento é avaliado medindo-se as suas vazões de entrada e de saída. Nesse item serão descritos alguns dos processos de medição que podem ser utilizados para a medição dessas vazões.

#### **3.6.1 Processos diretos**

Definindo-se o volume de um recipiente por meio de instrumentos, como um balão volumétrico, e medindo-se o tempo de enchimento desse volume é possível determinar a vazão através da simples razão do volume pelo tempo.

Quanto maior o volume do recipiente, maior a precisão da medição. Nos laboratórios de hidráulica, a medição direta das vazões pode ser feita em um tanque ou reservatório de dimensões conhecidas, ou por meio de uma balança de medição.

Medindo-se o peso da água de um recipiente é possível obter o seu volume por meio da multiplicação pelo valor da densidade da água. Quando utilizar esse processo, é necessário verificar-se a densidade da água medida. Em geral a densidade da água equivale a 1 (um) Kg/L, mas pode variar conforme a temperatura.

### 3.6.2 Vertedores

Existem vários tipos de vertedores que se diferenciam pela forma de abertura. Os vertedores dos tipos triangular e retangular são os mais utilizados para medição de vazões entre as configurações existentes.

Os vertedores retangulares de paredes delgadas podem ser do tipo com contrações e sem contrações. As contrações ocorrem nos vertedores cuja largura é inferior a do canal em que se encontram instalados. A equação proposta por Francis, segundo Azevedo Netto (1982), para o dimensionamento do vertedor retangular sem contração é a seguinte:

$$Q = 1,838LH^{3/2} \quad (3.33)$$

onde:

Q = vazão (m<sup>3</sup>/s);

L = largura do vertedor (m);

H = altura do nível d'água (m).

Os vertedores triangulares possibilitam maior precisão nas medidas de pequenas vazões e os mais usados são os com ângulo de 90°, sendo adotada para o cálculo das vazões a fórmula proposta por Thompson:

$$Q = 1,4H^{5/2} \quad (3.34)$$

onde:

Q = vazão (m<sup>3</sup>/s);

H = altura do nível d'água (m).

Para vertedores com ângulos diferentes de 90°, Delmée (2003) definiu a seguinte fórmula para o seu dimensionamento:

$$Q = \frac{8}{15} \cdot C' \cdot \text{tg} \frac{\theta}{2} \cdot \sqrt{2gh_c'^{1.5}} \quad (3.35)$$

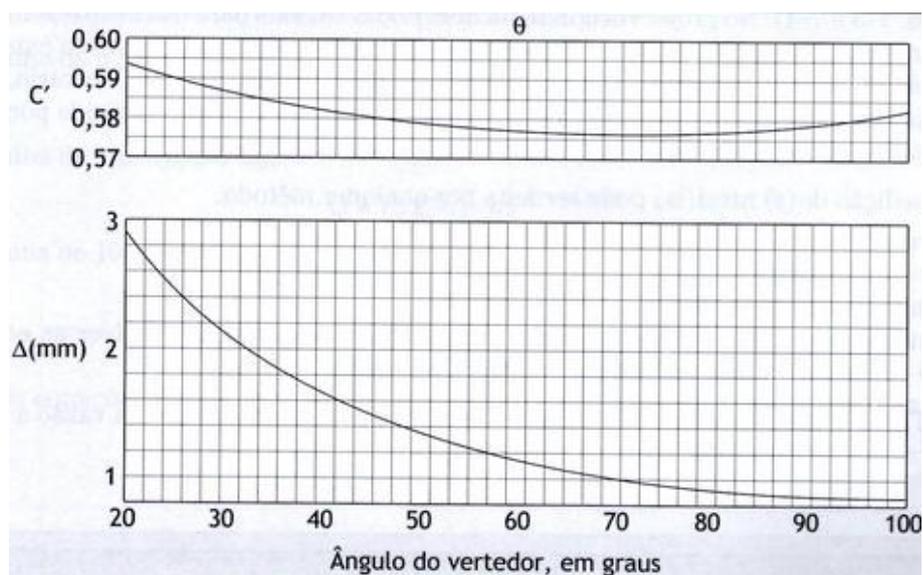
onde:

$Q$  = vazão (m<sup>3</sup>/s);

$C'$  = valor determinado em função da razão das larguras do canal e do vertedor e da razão das alturas do nível d'água e do vertedor, obtido pelo gráfico da Figura 3.34;

$\theta$  = ângulo do vertedor;

$h_c' = h_c + \Delta$ , sendo  $h_c$  a diferença entre as alturas do nível d'água e a crista do vertedor (m) e  $\Delta$  obtido no gráfico abaixo da Figura 3.36.



**Figura 3.36:** Coeficientes  $C'$  e  $\Delta$  para vertedores triangulares

Fonte: Delmée (2003)

Existem ainda os vertedores circulares, que podem ser instalados em paredes verticais de microrreservatórios. Nesse caso, o vertedor circular funcionaria como estrutura de extravasamento para eventos críticos de chuva em que o volume da estrutura de reservação fosse insuficiente para o amortecimento. Segundo Azevedo Netto (1998) a fórmula geral é a seguinte:

$$Q = 1,518.D^{0,693}H^{1,807} \quad (3.36)$$

onde:

Q = vazão (m<sup>3</sup>/s);

D = diâmetro do vertedor (m);

H = altura do nível d'água (m).

O vertedor pode ser instalado em uma pequena barragem, em um canal ou numa caixa adequada. A medição da altura do nível d'água no vertedor pode ser feita por meio de um sensor de nível com armazenamento de registros ou de uma régua com marcações de nível. Segundo Delmée (2003) o local de medição deve estar a uma distância de 3 (três) a 4 (quatro) vezes o valor esperado de altura de nível d'água a montante da crista, de forma a assegurar que o valor medido não seja afetado pela depressão da lâmina d'água na soleira do vertedor.

Segundo Azevedo Netto (1998), os seguintes cuidados devem ser tomados quando utiliza-se os vertedores para medição de vazão:

- deve-se empregar um vertedor de tipo já experimentado;
- a lâmina deve ser livre;
- a soleira deve ser bem talhada e deve ficar na posição horizontal;
- toda a água deve passar sobre o vertedor;
- a carga H deve ser medida a montante, a uma distância compreendida entre cerca de 5H e 10H e nunca inferior a 2,5H.

### **3.6.3 Medidores eletromagnéticos**

Os medidores eletromagnéticos baseiam-se na lei de Faraday, quando um condutor móvel se desloca num campo magnético, é gerada nas suas extremidades uma força eletromotriz (fem) proporcional à intensidade do campo magnético, ao seu comprimento e à velocidade de deslocamento. (Delmée, 2003)

De acordo com Azevedo Netto (1998) sendo o condutor a própria água e o campo eletromagnético formado por espiras em volta do tubo, a força eletromotiva é medida por

meio de eletrodos que devem ter contato com o líquido. Esses medidores são produzidos normalmente para tubulações de 50 até 900 mm de diâmetro.

Existem ainda outros métodos, como por exemplo, o método dos traçadores químicos, o método em que se mede a velocidade do fluxo com um molinete e o método ADCP - *Acoustic Doppler Current Profiler*, que possibilitam a medição de vazões maiores.

### **3.7 Programas de Modelagem Hidrológica**

Para facilitar e agilizar o desenvolvimento de estudos hidrológicos e hidráulicos e a elaboração de projetos de sistema de drenagem urbana existem diversos modelos computacionais disponíveis no mercado. Os programas mais utilizados são os fornecidos de forma gratuita, como os modelos HEC-HMS e HEC-RAS, desenvolvidos pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (*US Army Corps of Engineers*), o modelo SWMM – *Storm Water Management Model*, desenvolvido pelo órgão ambiental do Governo dos Estados Unidos (*Environmental Protection Agency – EPA*), o modelo ABC-6, desenvolvido pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e o IPH-S1, desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Como neste estudo foi utilizado o programa SWMM, versão 5.0, a seguir será melhor detalhado o funcionamento deste modelo computacional. O SWMM foi escolhido pelo fato de ser o software ser de fácil manipulação para simulações com o uso de técnicas compensatórias de drenagem.

#### **3.7.1 Programa SWMM**

O SWMM é um programa que relaciona chuva-vazão, fornecendo informações unidimensionais sobre o escoamento, utilizando métodos determinístico e onda cinemática. Este programa simula o escoamento de forma qualitativa e quantitativa, permitindo assim, uma gestão integrada de águas pluviais em sistemas de drenagem urbana.

Conforme o Manual do programa SWMM (2008), as suas principais aplicações incluem o dimensionamento de componentes do sistema de drenagem para controle de enchentes, de instalações de retenção e acessórios para controle de inundações e proteção da qualidade da água, o mapeamento de canais naturais, a avaliação da geração de cargas poluentes de origem difusa e a análise da eficácia de técnicas compensatórias (BMP – *Best Management Practice*).

Para a realização da simulação hidrológica de uma bacia hidrográfica, o SWMM exige a entrada de informações básicas como:

- série de dados das precipitações;
- dimensões e declividades da área da bacia;
- largura representativa da área da bacia;
- porcentagem de impermeabilização da bacia;
- coeficiente de rugosidade de Manning;
- altura do armazenamento em depressões;
- parâmetros de infiltração;
- taxa de evaporação.

A bacia de drenagem é representada pela ferramenta *subcatchment*, onde podem ser inseridas informações sobre a bacia hidrográfica e o evento chuvoso é definido pela ferramenta *rain gage*.

Na simulação hidráulica, os parâmetros mais importantes são os dados da rede de drenagem, como diâmetro, comprimento e material dos tubos, localização, profundidade e cotas dos poços de visita. A tubulação é representada pela ferramenta *conduit* e o poço de visita e caixas de passagem são representados como *junction*.

Quando há a necessidade de se utilizar reservatórios de acumulação, representados como *storage unit*, precisa-se de dados da sua cota topográfica, da sua profundidade máxima e da sua curva de reservação. A restrição da vazão de saída do microrreservatório pode ser feita usando-se a ferramenta *orifice*, devendo ser inserida informações sobre a forma do orifício de saída, as suas dimensões, o valor do coeficiente de descarga e a sua localização, no fundo ou na lateral do reservatório.

O programa possibilita a entrada de hidrogramas calculados, importando-se arquivos externos. É possível ainda, inserir como pano de fundo uma imagem ou uma figura da bacia em estudo, o que pode facilitar a construção do sistema de drenagem.

Após as simulações realizadas, o programa fornece um relatório detalhado das estruturas estudadas, possibilita a visualização de hidrogramas de saída por meio de gráficos ou tabelas e o perfil da linha d'água em um conduto, ao longo do período simulado.

## **4 MATERIAL E MÉTODOS**

Neste capítulo é apresentada uma descrição dos materiais e métodos utilizados nos estudos realizados para elaborar esta dissertação, incluindo: uma análise da legislação de Belo Horizonte para a retenção de águas pluviais em lotes com solos impermeabilizados; critérios utilizados nos cálculos hidráulicos e hidrológicos para o dimensionamento de microrreservatórios; detalhes construtivos e operacionais do experimento realizado em laboratório para avaliar o funcionamento de um microrreservatório; e o detalhamento sobre as simulações realizadas com e sem microrreservatórios nos lotes inseridos na sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá.

### ***4.1 Análise da legislação de Belo Horizonte para a retenção de águas pluviais nos lotes com solos impermeabilizados***

#### **4.1.1 Volumes exigidos na LPOUS de Belo Horizonte**

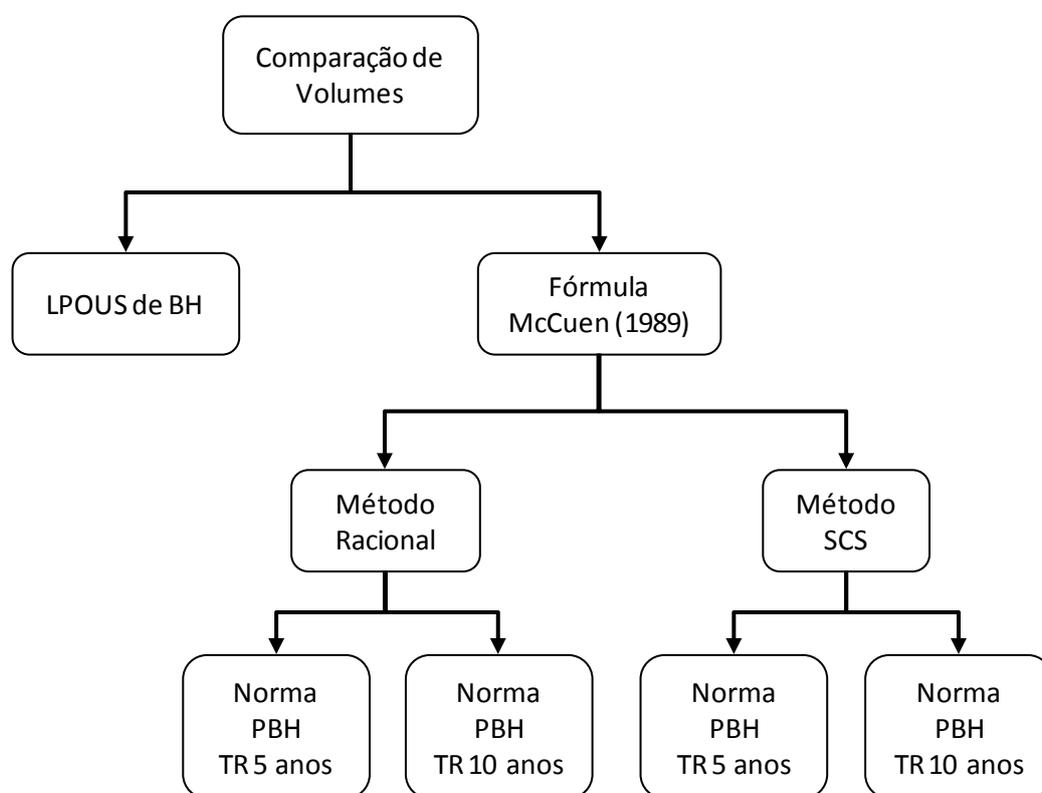
Conforme descrito no item 3.2.2.1, a Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo - LPOUS de Belo Horizonte permite a impermeabilização de 100% da área de terrenos edificadas, desde que sejam construídas caixas de retenção, com capacidade de armazenar 30 litros de água pluvial por metro quadrado de terreno impermeabilizado que exceda o limite previsto em lei.

Como a LPOUS proíbe a impermeabilização dos solos, acima dos limites estabelecidos em lei, nos terrenos inseridos nas Zonas de Preservação Ambiental – ZPAM e de Proteção – ZP-1, ZP-2 e ZP-3 e não define as taxas de permeabilidade dos lotes inseridos em Zona de Especial Interesse Social – ZEIS, que está sujeita a legislação específica, essas zonas foram desconsideradas no estudo.

Visto que a lei determinou duas taxas de permeabilidade, uma para lotes com áreas menores ou iguais a 360 m<sup>2</sup> e outra para lotes com áreas maiores que 360 m<sup>2</sup>, conforme mostrado na Tabela 3.4, foram estudados os volumes necessários para retenção de água pluvial em terrenos com áreas de 360 m<sup>2</sup> e 600 m<sup>2</sup>, dimensões mais usuais de lotes em Belo Horizonte. Nos dois casos, considerou-se que os solos estariam totalmente impermeabilizados, o que necessitaria a

construção de caixas de retenção com volumes de 1,08 m<sup>3</sup> para o lote de 360 m<sup>2</sup> e de 3,60 m<sup>3</sup> para o lote de 600 m<sup>2</sup>.

Para avaliar o volume de água pluvial exigido pela Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo - LPOUS para retenção em lotes com solo impermeabilizado em Belo Horizonte foi realizada uma análise dos volumes de retenção determinados utilizando-se a fórmula proposta por McCuen (1989), parâmetros definidos em duas normas de drenagem da PBH, “Norma e instruções para a elaboração de projetos de ligações de drenagem prediais (PBH, 199-)” e a “Instrução técnica para elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana do município de Belo Horizonte (PBH, 2004), e os métodos mais utilizados em projetos de drenagem, Racional e *Soil Conservation Service*, como é mostrado na Figura 4.1.



**Figura 4.1:** Fluxograma da comparação realizada entre os volumes de retenção de água pluvial em lotes com solo impermeabilizado

#### 4.1.2 Volumes calculados pela fórmula de McCuen

Para realizar uma comparação com os volumes determinados pela legislação para os lotes estudados, utilizou-se a fórmula sugerida por McCuen (1989), descrita na equação 3.9, para

determinar os volumes de caixas de retenção necessários para manter as condições de escoamento superficial de todo o lote próximo às do solo natural.

#### 4.1.2.1 Determinação das vazões de pico

As vazões de pico naturais e as excedentes devido à impermeabilização do solo nos lotes foram determinadas utilizando-se as fórmulas dos métodos Racional (Equação 3.15), recomendado pela PBH e o *Soil Conservation Service* (Equação 3.25), usualmente utilizado em projetos de drenagem urbana.

Para avaliar as vazões de pico geradas nos lotes de 360 m<sup>2</sup> e 600 m<sup>2</sup> foram definidos três cenários com diferentes condições de permeabilidade do solo. Os coeficientes de escoamento superficial - C e a *Curve Number* - CN para cada zoneamento da LPOUS foram definidos consultando-se o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte (2000) e o estudo de Ramos (1998). Para cada cenário adotou-se os seguintes coeficientes de escoamento superficiais e CNs:

- Cenário 0 - solo natural (C0 e CN0) - lote com terreno não impermeabilizado. Utilizou-se o coeficiente de escoamento superficial C de 0,25 para o método Racional, considerando que se trata de uma área sem melhoria e o CN de 69 para solos do GH-B e de 84 para os solos do GH-D, supondo-se que as condições seriam as mesmas de áreas permeáveis, como é proposto no Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte (2000);
- Cenário 1 - solo parcialmente impermeabilizado (C1 e CN1) - os valores utilizados foram baseados no estudo realizado por Ramos (1998), no qual se definiu coeficientes de escoamento superficial C e CNs para o zoneamento urbano de Belo Horizonte e que são os utilizados pela PBH;
- Cenário 2 - o solo totalmente impermeabilizado (C2 e CN2) – usou-se para o coeficiente de escoamento superficial C o valor de 0,90, considerando que o lote é coberto pelos telhados e pavimentos em concreto, e para o CN o valor de 98, conforme definido pelo Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte (2000), para a situação de áreas impermeáveis.

A Tabela 4.1 apresenta os valores dos coeficientes de escoamento superficial (C0, C1 e C2) e as *Curve Numbers* (CN0, CN1 e CN2) para os grupos hidrológicos GH-B e GH-D, para os três cenários e zoneamentos estudados.

**Tabela 4.1 – Coeficientes dos métodos estudados**

Zona de Ocupação	Método Racional			Método SCS				
	C0	C1	C2	CN0		CN1		CN2
				GH - B	GH - D	GH - B	GH - D	
ZA e ZAP	0,25	0,54	0,90	69	84	88	90	98
ZAR-1		0,47				86	88	
ZAR-2		0,50				87	89	
ZHIP, ZCs		0,60				92	94	
ZEs		0,60				90	94	

Obs: Os valores de CN para todos os cenários são válidos para condições de umidade antecedente II.

Foram calculados dois volumes de retenção, um nas condições com o solo parcialmente impermeabilizado e outro com o solo totalmente impermeabilizado. A Equação 3.9 foi usada considerando-se que a vazão de pico com terreno natural foi calculada para o cenário com solo natural e que as vazões de pico após a impermeabilização do solo foram calculadas para os cenários com solos alterados.

No cálculo dos hidrogramas do método SCS, a distribuição temporal da chuva foi realizada utilizando o método de *Huff* (Probabilidade de excedência de 50%) por meio das curvas de distribuições temporais da precipitação para diferentes probabilidades de excedência e durações elaboradas para a Região Metropolitana de Belo Horizonte – RMBH, por Pinheiro e Naghettini (1998). A discretização foi feita com o intervalo de um minuto para duração da chuva de cinco minutos e de dois minutos para a duração de chuva de 10 (dez) minutos.

#### 4.1.2.2 Escolha dos parâmetros pluviométricos

A PBH adota para o desenvolvimento de projetos de sistemas prediais e urbanos de drenagem, respectivamente, a “*Norma e instruções para a elaboração de projetos de ligações de drenagem prediais (PBH, 199-)*” e a “*Instrução técnica para elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana do município de Belo Horizonte (PBH, 2004)*”.

A diferença básica entre as duas normas são as intensidades e as durações adotadas para a chuva de projeto, como pode ser observado na Tabela 4.2. Em ambas é descrito que se deve considerar o tempo de concentração igual à duração da chuva.

**Tabela 4.2 – Parâmetros das normas da PBH**

Parâmetros	Normas PBH	
	199-	2004
Tempo de Retorno	5 anos	10 anos
Duração da Chuva	5 min	10 min
Intensidade da Precipitação	197,8 mm/h*	194,5 mm/h

\*Obs: A intensidade para TR 5 anos e duração de 5 minutos pela curva IDF da RMBH é de 278,75 mm/h.

#### **4.2 Simulação Teórica do Funcionamento dos Microrreservatórios**

Com o propósito de analisar os volumes determinados para o solo totalmente impermeabilizado no item anterior e verificar o funcionamento dos microrreservatórios, calculou-se o amortecimento dos picos de cheia para as mesmas precipitações descritas na Tabela 4.2 recomendadas pelas normas da PBH “*Norma e instruções para a elaboração de projetos de ligações de drenagem prediais (199-)*” e “*Instrução técnica para elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana do município de Belo Horizonte (2004)*”, considerando uma precipitação anual em Belo Horizonte de 1.500 mm.

Os estudos hidrológicos dessa etapa foram realizados somente usando-se o método *Soil Conservation Service*, por ser um dos mais utilizados atualmente no setor de drenagem.

O tempo de concentração foi calculado pelas fórmulas propostas por Kirpich, com diferentes declividades, que variaram de 0,5 a 30%. Sabendo-se da existência de grande variedade de declividades nos lotes da cidade de Belo Horizonte, assumiu-se o valor médio do tempo de concentração como sendo de cinco minutos para todas as simulações com o solo impermeabilizado.

Para os solos em condições naturais, foi considerado o tempo de concentração igual ao tempo de duração da chuva. A distribuição temporal da chuva foi realizada da mesma maneira do item anterior e a discretização foi feita com o intervalo de um minuto para duração da chuva de cinco minutos, de dois minutos para a duração de dez minutos.

Assim, calcularam-se os hidrogramas gerados nos lotes com áreas de 360 m<sup>2</sup> e 600 m<sup>2</sup>, para os cenários com o solo natural (CN0) e totalmente impermeabilizado (CN2).

Após as análises hidrológicas, foram feitas simulações do amortecimento de picos de vazões em microrreservatórios. Com a intenção de manter a vazão máxima de saída do microrreservatório igual à vazão de pico do hidrograma calculado para as condições naturais, determinou-se o

volume necessário a ser retido em lotes com 360 m<sup>2</sup> e 600 m<sup>2</sup>. O volume inicial testado foi de 1 (um) m<sup>3</sup> (definido pela LPOUS de Belo Horizonte). Este não sendo suficiente aumentou-se o volume gradualmente até se chegar ao necessário para amortecer a vazão de pico.

Para avaliar os hidrogramas de saída dos microrreservatórios, foram realizadas simulações com diferentes diâmetros de tubulações de descarga: 13 mm, 19 mm, 25 mm, 32 mm, 40 mm, 50 mm e 75 mm.

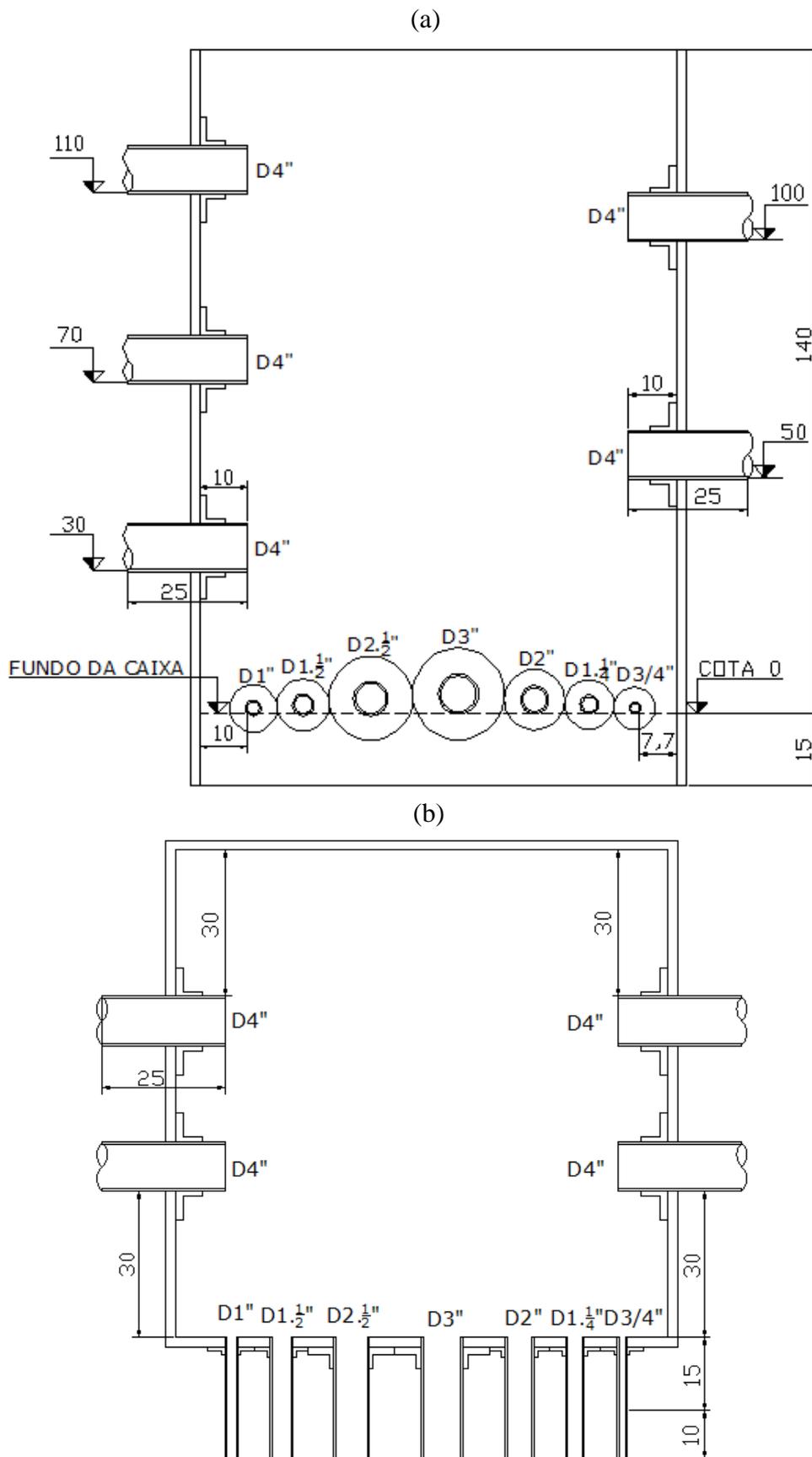
O método utilizado para calcular o amortecimento do microrreservatório foi o proposto por *Puls* para a propagação de cheias em reservatórios. A vazão de saída foi calculada pela equação geral do orifício, com o valor de 0,61 para o coeficiente de descarga, recomendado por Azevedo Netto *et al.* (1998), utilizando-se a Equação 3.32.

Nas simulações foi utilizado como extravasor do microrreservatório um vertedor circular com diâmetro de 100 mm. A vazão de saída do extravasor foi calculada utilizando-se a equação 3.36.

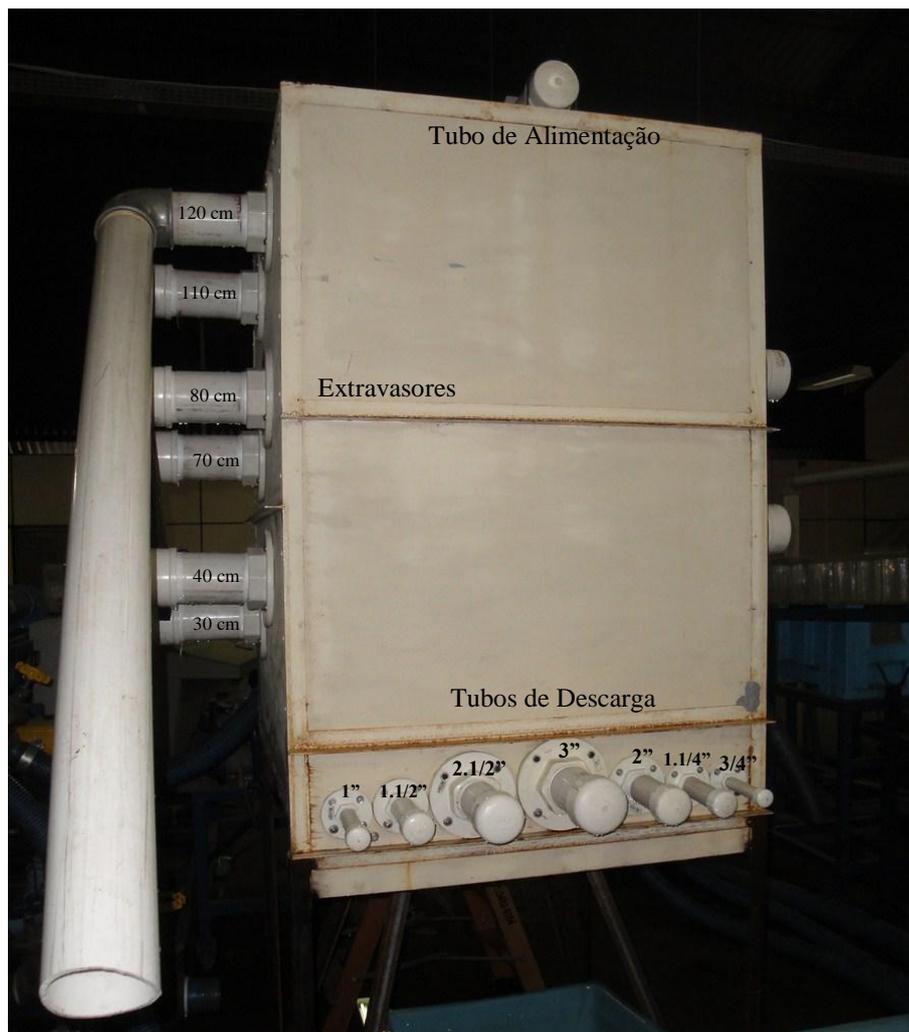
#### **4.3 Simulação em Laboratório do Funcionamento do Microrreservatório**

No intuito de avaliar o funcionamento de um microrreservatório, foi construído no CPH - Centro de Pesquisas Hidráulicas e de Recursos Hídricos da UFMG um modelo com volume de 1,40 m<sup>3</sup>. O experimento foi realizado em duas etapas, sendo a primeira para verificar a capacidade de esgotamento de sete tubos de descarga, para diferentes diâmetros, e alturas de nível d'água no microrreservatório. Na segunda etapa foi avaliada a capacidade de amortecimento do microrreservatório considerando dois hidrogramas distintos de entrada, gerados para um lote de 360 m<sup>2</sup>.

O aparato experimental foi construído em chapas de madeira naval compensada com largura e comprimento de 1,00 m e altura de 1,40 m. Foram instaladas no fundo do microrreservatório tubulações de saída, com os seguintes diâmetros: 3/4", 1", 1.1/4", 1.1/2", 2", 2.1/2" e 3". Além das tubulações de saída foram colocados extravasores, com diâmetros de 4" a cada 10 cm entre as alturas de 30 cm e 120 cm. Na Figura 4.2 (a) é mostrado o projeto com a vista frontal do microrreservatório e na Figura 4.2 (b) é mostrado o microrreservatório em planta. A Figura 4.3 mostra uma foto do aparato experimental construído no CPH e que foi utilizado para a realização dos testes.



**Figura 4.2:** Detalhe do microrreservatório (a) Vista frontal (b) Planta. As dimensões são apresentadas em centímetros



**Figura 4.3:** Foto do microrreservatório construído no CPH/UFMG

Os experimentos no laboratório foram realizados utilizando-se os seguintes materiais:

- sistema de bombeamento (com peças, conexões e registros), com o uso de um inversor de frequência para o controle do número de rotações da bomba;
- um mangote de PVC, acoplado ao sistema de bombeamento, ligado à um tubo de PVC rígido, com diâmetro de 3", para alimentar a entrada de água no microrreservatório;
- três chapas de madeira compensada do tipo naval, tamanho 220 x 160 cm e espessura de 15 mm, que foram utilizadas na montagem do microrreservatório e do canal do vertedor;
- tubos roscáveis de PVC, com diâmetros de 3/4", 1", 1.1/4", 1.1/2", 2", 2.1/2" e 3", sendo sete com comprimentos de 15 cm e sete com 25 cm, instalados no fundo do microrreservatório;

- sete flanges roscáveis de PVC, para fixação dos tubos de saída no fundo do microrreservatório;
- sete CAP's roscáveis de PVC, utilizados no tamponamento dos tubos de descarga;
- dez tubos roscáveis de PVC, com diâmetro de 4" e comprimento de 25 cm, para funcionarem como extravasores nas simulações;
- dez flanges roscáveis de PVC, para fixarem os tubos extravasores do microrreservatório;
- nove CAP's roscáveis de PVC, utilizados no tamponamento dos tubos extravasores;
- uma curva de 90° roscável de ferro fundido, instalada no tubo extravasor;
- um tubo roscável de PVC, com diâmetro de 4" e comprimento de 2,0 m, acoplado na curva, para direcionamento das águas extravasadas à piscina;
- uma piscina de fibra de vidro com capacidade aproximada de 3.000 L, para reservação da água utilizada no experimento;
- uma caixa de plástico com rodas de aproximadamente 375 L utilizada para a medição volumétrica de vazão;
- um mangote flexível de PVC, com diâmetro de 4", utilizado para direcionar a água da tubulação de descarga à caixa de medição de vazão;
- uma placa acrílica com (20 x 30) cm para a construção do vertedor triangular;
- paquímetro para medir os diâmetros reais das tubulações de descarga;
- dois sensores de nível e de temperatura, com *datalogger* e uma bateria de 12 volts;
- uma balança de pesagem;
- um cronômetro.

Foram utilizados ainda parafusos, roscas, cantoneiras de ferro, tintas e impermeabilizantes na construção do microrreservatório. Todas as peças do sistema de bombeamento interligadas desde a piscina até o mangote de alimentação do microrreservatório já se encontravam instaladas no CPH.

Nesse experimento, pretendeu-se analisar as capacidades de esgotamento para cada diâmetro das tubulações de saída, com dois comprimentos: 15 cm e 25 cm. Esses comprimentos foram escolhidos por possuírem as dimensões prováveis das paredes de um microrreservatório, conforme a disposição do tijolo, feita com tijolos cerâmicos requemados, considerando ainda o seu revestimento.

### 4.3.1 Determinação da capacidade de esgotamento

Além da determinação das vazões de saída das tubulações de descarga, nestes ensaios foram verificados também os coeficientes de descarga em cada uma das simulações realizadas, utilizando-se a fórmula geral de pequenos orifícios descrita, equação 3.32.

Para determinar o tamanho real dos diâmetros internos de cada um dos tubos simulados usou-se um paquímetro. Observou-se que houve uma pequena variação entre os diâmetros informados pelo fabricante e os medidos, como é apresentado na Tabela 4.3. Para a determinação do coeficiente de descarga nas simulações realizadas em laboratório utilizou-se o diâmetro medido para cada um dos tubos.

**Tabela 4.3** – Diâmetro Interno dos tubos testados

Diâmetro	Diâmetro Interno (mm)		
	Fabricante	L = 15cm	L = 25 cm
3/4"	19,2	19,9	19,6
1"	25,0	26,1	25,6
1.1/4"	32,6	34,1	34,4
1.1/2"	42,0	39,7	39,7
2"	50,6	49,3	50,1
2.1/2"	65,6	65,1	65,3
3"	75,4	77,8	77,4

Para medir a vazão de saída dos tubos de descarga, primeiramente, tentou-se utilizar um vertedor triangular instalado em um canal de altura de 30 cm, largura de 20 cm e comprimento de 2,50 m. Em razão da turbulência provocada no canal para as vazões originadas dos tubos de 2.1/2" e 3", resolveu-se nestes casos, utilizar o método volumétrico para determinar as vazões.

Na caixa de plástico utilizada para a medição de vazão das simulações do experimento foram feitas quatro marcações de nível d'água, para situações em que a mesma estivesse preenchida com 90, 180, 270 e 330 litros de água. A calibragem foi realizada a partir de um balão volumétrico de 1 (um) litro, utilizado para determinar a marca de 15 litros em um balde. Após a marcação, determinou-se o peso do balde em uma balança, como mostra a Figura 4.4 (a). De maneira a diminuir o erro na calibração dos quatro volumes da caixa, antes de cada lançamento de 15 litros, foram verificadas a marca d'água e o peso do balde. A Figura 4.4 (b) mostra as marcações da caixa utilizada na medição das vazões de saída dos tubos de fundo.

(a)



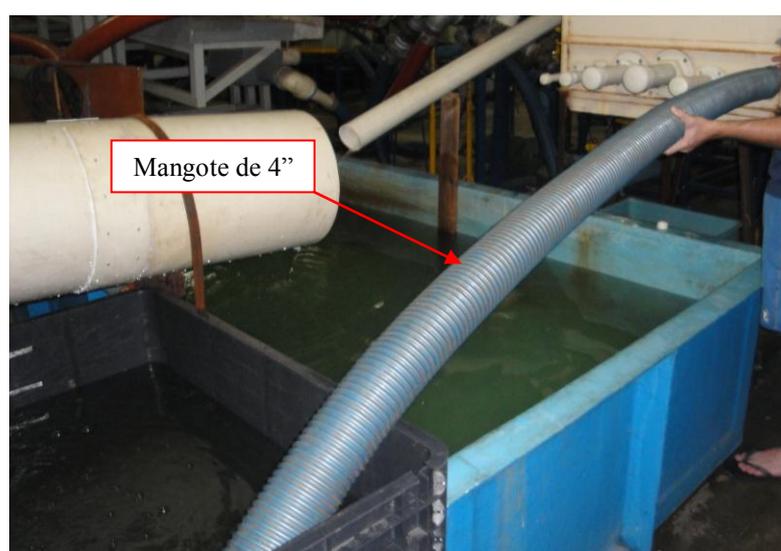
(b)



**Figura 4.4:** Calibração do volume (a) Pesagem do balde (b) Marcas na caixa medidora

Os testes foram feitos controlando-se as vazões de saída da bomba, de modo a manter constante a altura do nível d'água dentro do microrreservatório e uma pequena vazão de extravasamento. A altura d'água foi monitorada em tempo real por meio de um sensor de nível colocado no interior do microrreservatório, que permitiu o registro da altura estabilizada.

Para realizar as medições de vazão foi necessária a participação de duas pessoas, uma para segurar o mangote, que direcionava as águas do tubo de descarga até a caixa de medição, e outra para marcar, com a utilização de um cronômetro, o tempo de enchimento de cada um dos volumes da caixa, como mostra a Figura 4.5. Ao final de cada simulação, a água contida na caixa de medição foi transferida para a piscina utilizando-se o balde de 15 litros.



**Figura 4.5:** Medição da vazão de saída do tubo  $\Phi$  3/4" e L = 25 cm na simulação com NA = 40 cm

Não foi possível realizar as simulações com os tubos de descarga de diâmetro de 3” para as alturas de 1,00 m, 1,10 m e 1,20 m, porque a bomba utilizada no experimento não era capaz de enviar as vazões necessárias para realizar os testes.

Os testes foram iniciados com os tubos de descarga com comprimento de 15 cm, para alturas de nível d’água que variaram de 30 a 120 cm, e posteriormente com os tubos com comprimento de 25 cm. Foram executadas três medições de vazão para cada tubo em cada altura de nível d’água simulada e em seguida calculou-se a média aritmética.

### 4.3.2 Funcionamento do microrreservatório

Nesse ensaio analisou-se o funcionamento do microrreservatório para a entrada de dois hidrogramas diferentes determinados para um lote de 360 m<sup>2</sup> totalmente impermeabilizado. Os dois hidrogramas simulados se diferenciaram pela duração da precipitação. Avaliou-se o hidrograma gerado com um evento chuvoso com duração de 10 (dez) minutos, mesmo valor recomendado pela PBH, para projetos de microdrenagem, e outro com duração de 30 (trinta) minutos, duração definida como crítica em uma simulação teórica preliminar.

Os cálculos dos hidrogramas, as intensidades das precipitações, o tempo de concentração, a distribuição temporal da chuva e a *Curve Number* – CN foram definidos da mesma maneira descrita no item 4.1.1. A Tabela 4.4 apresenta os valores adotados para o cálculo dos hidrogramas simulados.

**Tabela 4.4** – Parâmetros utilizados nos cálculos dos Hidrogramas

Parâmetros	Hidrogramas	
	D 10 min	D 30 min
Tempo de Retorno	10 anos	10 anos
Tempo de Concentração	5 min	5 min
Duração da chuva	5 min	10 min
Intensidade da Precipitação	194,48 mm/h	89,67 mm/h
CN	98	98
Intervalo de Discretização	1 min	3 min

A discretização do hidrograma foi feita com o método de Huff (Probabilidade de excedência de 50%), com o intervalo de 1 (um) minuto para duração da chuva de 10 minutos e de 3 (três) minutos para a duração de chuva de 30 minutos, como mostra a Tabela 4.5.

**Tabela 4.5 – Hidrogramas calculados para as simulações**

Hidrograma D 10 min		Hidrograma D 30 min	
Tempo (min)	Vazão (L/s)	Tempo (min)	Vazão (L/s)
0	0,00	0	0,00
1	0,10	3	0,11
2	0,54	6	0,52
3	1,44	9	1,33
4	2,62	12	2,37
5	4,02	15	3,60
6	5,62	18	4,99
7	7,40	21	6,52
8	9,22	24	8,10
9	10,93	27	9,71
10	12,12	30	10,64
11	12,57	33	10,13
12	12,57	36	8,60
13	12,21	39	7,43
14	11,54	42	6,23
15	10,59	45	4,85
16	9,57	48	3,31
17	8,47	51	2,31
18	7,34	54	1,43
19	6,21	57	0,85
20	5,08	60	0,49
21	3,95	63	0,25
22	2,85	66	0,10
23	1,91	69	0,05
24	1,22	72	0,01
25	0,74	75	0,00
26	0,40		
27	0,18		
28	0,08		
29	0,03		
30	0,00		

Após a determinação dos hidrogramas, foi feita a calibração da bomba relacionando a vazão de saída com o valor de Rotações Por Minuto – RPM, informado no inversor de frequência. Esse ajuste foi feito utilizando-se o método volumétrico para medir a vazão para determinados valores de RPM. Foram realizadas 34 medições, como mostra a Tabela 4.6.

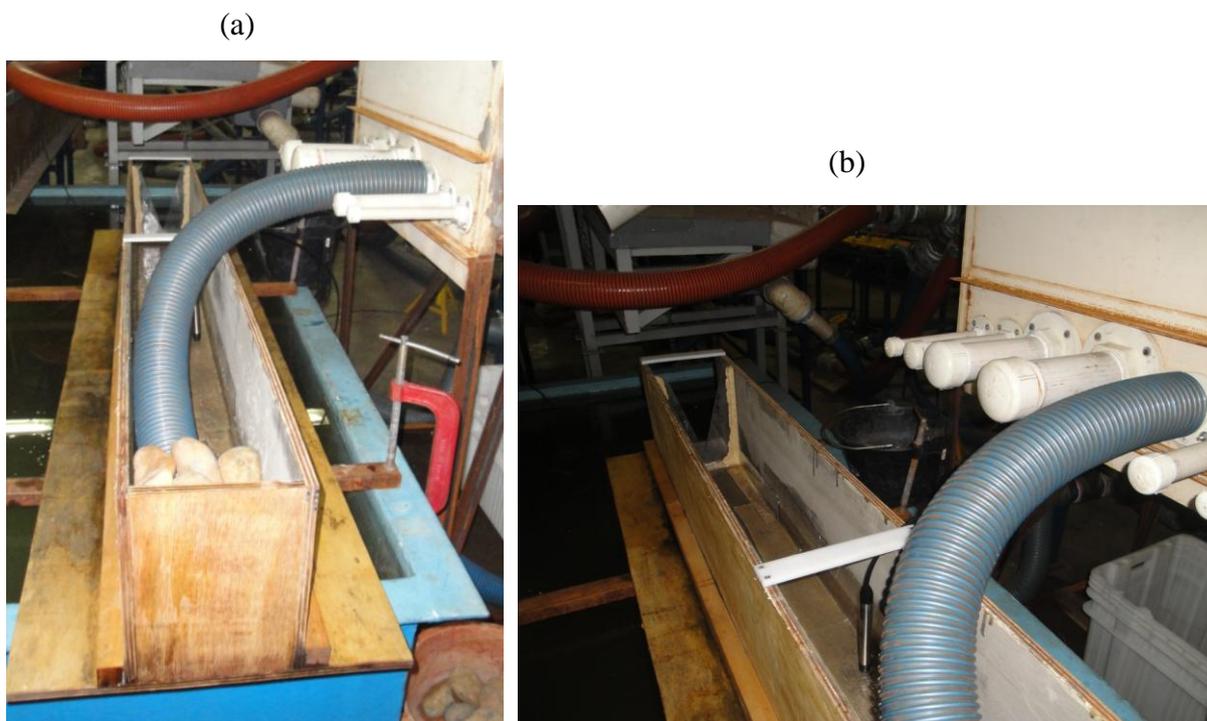
**Tabela 4.6 – Vazões medidas na calibragem da bomba**

RPM	Vazão (L/s)	RPM	Vazão (L/s)
460	0,81	625	5,18
464	1,24	650	5,67
465	1,28	675	6,09
470	1,51	700	6,53
475	1,61	725	6,81
480	1,80	750	7,22
485	1,96	775	7,63
490	2,13	800	8,07
495	2,27	825	8,47
500	2,42	850	8,90
510	2,66	875	9,15
520	3,01	900	9,59
530	3,23	950	10,19
540	3,46	1000	10,74
560	3,90	1050	11,30
580	4,31	1100	11,97
610	4,88	1150	12,64

Para os valores de RPM em que não foi feita a medição de vazão, foi realizada a interpolação entre os valores mais próximos medidos. Assim, foi possível simular os hidrogramas de entrada no microrreservatório, alterando-se os valores de RPM da bomba.

Como nessa simulação as vazões de saída do microrreservatório seriam variáveis e não constantes como as vazões do ensaio de determinação da capacidade de esgotamento, não foi possível usar o método volumétrico para determinar o hidrograma com as vazões de saída do microrreservatório. Decidiu-se então, utilizar o canal com o vertedor triangular e um sensor de nível d'água para registrar essas variações. As medições usando-se o vertedor não foram realizadas para os tubos de saída com diâmetros de 2.1/2" e 3", devido ao problema de turbulência gerada com as grandes vazões de saída.

De maneira a melhorar o escoamento no canal do vertedor e a torná-lo menos turbulento, instalou-se na saída de cada tubulação testada um mangote de PVC, com diâmetro de 4". Este direcionou as águas ao fundo do canal, que se encontrava preenchido com pedras, como pode ser visto na Figura 4.6 (a). O sensor de nível foi colocado a um metro do vertedor triangular, como é mostrado na Figura 4.6 (b).



**Figura 4.6:** Canal retangular utilizado para medir o hidrograma de saída (a) Disposição do mangote e das pedras (b) Localização do sensor de nível d'água

Antes de realizar os ensaios, foi realizada a calibração das vazões do vertedor do canal. A partir de vazões constantes e conhecidas na saída da bomba, foi obtida a relação com a altura de nível d'água do canal. Foram executadas 18 medições, como mostra a Tabela 4.7. Analisando-se a correspondência entre os valores medidos foi realizada a interpolação das alturas de nível d'água não medidas.

**Tabela 4.7 – Vazões medidas na calibragem do vertedor**

Vazão (L/s)	Altura NA (cm)	Vazão (L/s)	Altura NA (cm)
1,51	8,38	5,67	15,56
1,61	9,08	6,09	16,02
2,13	10,28	6,53	16,55
2,66	10,98	7,22	17,18
3,01	11,69	8,07	17,67
3,46	12,79	8,90	18,17
3,90	13,45	9,59	18,66
4,31	13,90	10,19	18,96
4,88	14,76	10,74	19,35

No intuito de realizar a simulação com o mesmo volume exigido pela LPOUS de Belo Horizonte, 1,08 m<sup>3</sup>, colocou-se o extravasor do microrreservatório na altura de 1,10 m.

Considerando que a largura e o comprimento internos do microrreservatório eram de 98,5 cm (dimensões menos espessura da chapa de madeira), o volume calculado foi de 1,07 m<sup>3</sup>.

Como a bomba utilizada não era capaz de enviar ao microrreservatório vazões inferiores a 0,90 litros/segundo, o início dos hidrogramas simulados com duração de 10 minutos ocorreu aos três minutos e o seu término aos 24 minutos. As mudanças de vazões nesse ensaio tiveram intervalos de um minuto como mostra a Tabela 4.6.

No caso das simulações com o hidrograma de duração de 30 minutos, o início ocorreu aos nove minutos e o término aos 56 minutos, pelo mesmo motivo descrito no parágrafo anterior. A mudança de vazões nesse ensaio foi feita a cada três minutos.

Durante as simulações, os níveis d'água do interior do microrreservatório e do canal do vertedor foram registrados simultaneamente por meio de dois sensores de nível. Nos testes com os tubos de descarga com diâmetros de 2.1/2" e 3", em que não foi utilizado o canal com vertedor devido ao problema de turbulência, os dois sensores de nível foram inseridos dentro do microrreservatório.

Por meio de um computador portátil, foi possível verificar as medições de nível d'água de um dos sensores em tempo real. De forma a garantir os registros das alturas do nível d'água no canal do vertedor, foi anotado a cada minuto, desde o início dos hidrogramas, o valor mostrado no computador. Nos casos em que não foi utilizado o canal do vertedor, anotaram-se os valores de nível d'água no microrreservatório. Os *dataloggers* armazenaram a média dos valores medidos nos sensores de nível em cada minuto.

Os testes foram iniciados com os tubos com comprimento de 25 cm e foram repetidos para os tubos com diâmetros de 3", 2.1/2" e 1.1/2". Como os resultados das repetições foram similares, decidiu-se realizar apenas uma simulação para todos os outros tubos.

Após a realização das simulações, os dados dos sensores do microrreservatório e do canal foram processados e se obteve os hidrogramas de saída do microrreservatório. Os registros das alturas de nível d'água no canal foram transformados em vazões, a partir da calibragem descrita anteriormente. Já os dados coletados de nível d'água no interior do microrreservatório foram convertidos em vazão interpolando-se as medições registradas com os resultados dos testes da determinação da capacidade de esgotamento.

#### **4.4 Volume do microrreservatório para a chuva com TR 10 anos e duração crítica**

Com o objetivo de determinar os menores volumes de microrreservatórios necessários para amortecer uma precipitação com TR de 10 anos em lotes de 360 m<sup>2</sup> e 600 m<sup>2</sup> totalmente impermeabilizados, foi avaliado o seu funcionamento para chuvas com diferentes durações, com o objetivo de determinar a crítica.

As durações utilizadas foram 10, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 480 minutos e o cálculo das intensidades das precipitações foi feito por meio da equação 3.10, definida por Pinheiro e Naghettini (1998) para a Região Metropolitana de Belo Horizonte.

A distribuição temporal da chuva foi realizada por meio do método de Huff (Probabilidade de excedência de 50%) por meio das curvas de distribuições temporais da precipitação para diferentes probabilidades de excedência e durações elaboradas para a Região Metropolitana de Belo Horizonte – RMBH, por Pinheiro e Naghettini (1998).

Adotou-se o valor de cinco minutos para o tempo de concentração com o solo totalmente impermeabilizado e de 10 minutos para o solo em condições naturais.

Os estudos hidrológicos foram realizados com o método *Soil Conservation Service* para os lotes dos dois grupos hidrológicos existentes em Belo Horizonte.

O amortecimento do microrreservatório foi determinado pelo método de *Puls*, calculando-se a vazão de saída por meio da equação geral do orifício. O coeficiente de descarga utilizado foi o valor médio encontrado em laboratório.

No intuito de manter a vazão de saída próxima à vazão de pico em condições naturais, foram realizadas simulações com diferentes diâmetros de tubulações de descarga: 13 mm, 19 mm, 25 mm, 32 mm, 40 mm, 50 mm e 75 mm.

Após a determinação da precipitação com duração crítica e dos volumes de acumulação necessários para realizar o amortecimento das vazões de pico nos lotes de 360 e 600 m<sup>2</sup>, calculou-se taxa de volume de reservação por metro quadrado de área impermeabilizada (L/m<sup>2</sup>) para os dois tipos de solo de Belo Horizonte.

## **4.5 Simulação da implantação de microrreservatórios em uma sub-bacia de Belo Horizonte**

Para avaliar o impacto no sistema de drenagem com a implantação de microrreservatórios em lotes, decidiu-se realizar uma simulação, utilizando o programa SWMM, em uma sub-bacia hidrográfica de Belo Horizonte. Foram avaliadas as vazões de pico e os hidrogramas de saída de dois cenários, um com a bacia totalmente impermeabilizada e outro com a instalação de microrreservatórios nos lotes.

### **4.5.1 Escolha da sub-bacia**

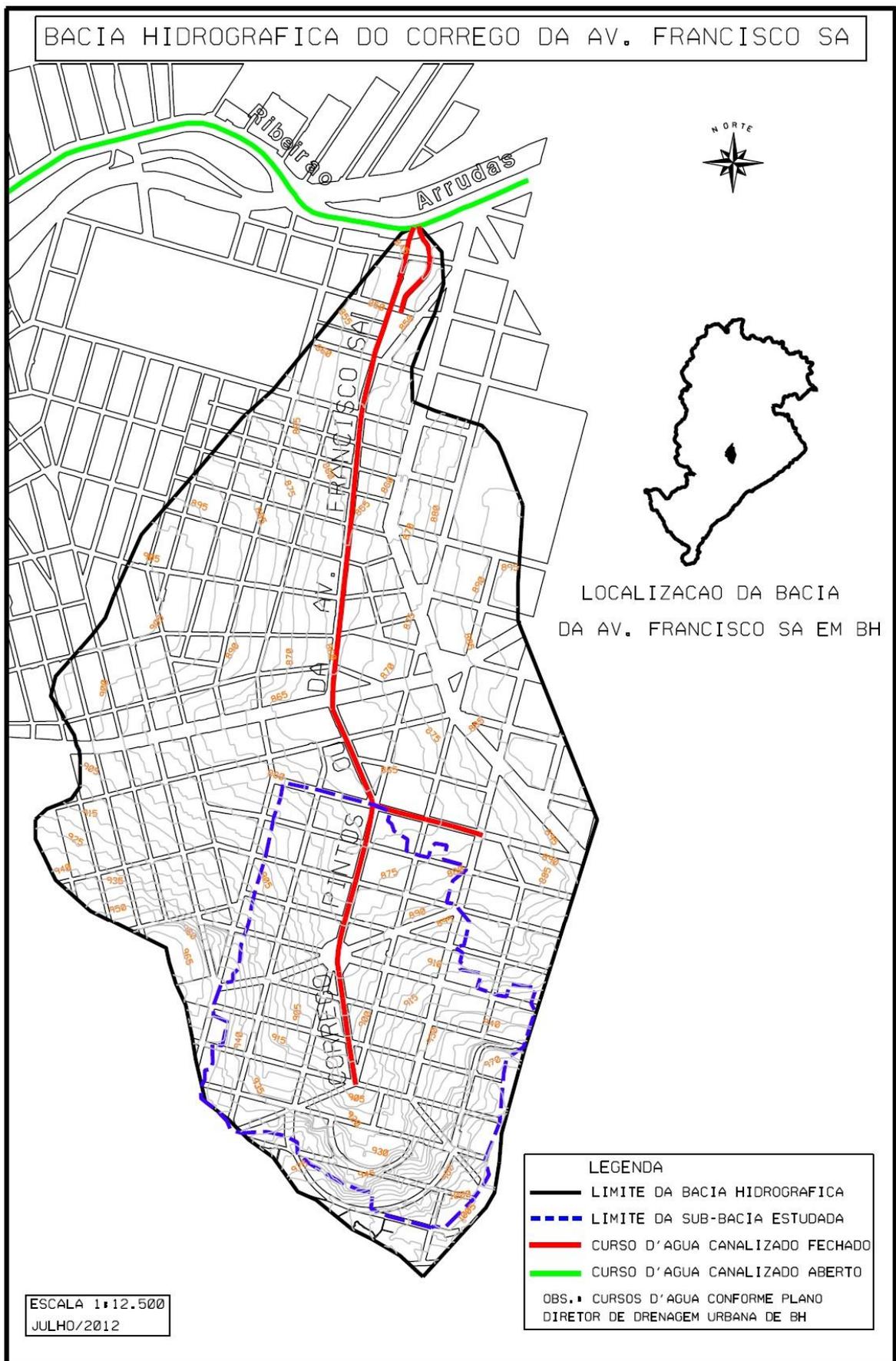
Como o estudo preocupou-se em analisar o uso de microrreservatórios que promovesse a melhoria do funcionamento do sistema de drenagem, o principal critério utilizado para a escolha da sub-bacia de Belo Horizonte a ser estudada foi verificar se a mesma sofria com problemas de inundação. Foram avaliados também o grau de urbanização da bacia e sua localização, dando-se prioridade para as situadas em cabeceira de forma a facilitar a modelagem hidrológica.

Os procedimentos e os instrumentos utilizados para realizar a escolha foram os seguintes:

- 1) Análise da Carta de Inundações de Belo Horizonte (2009) – a bacia hidrográfica em que sub-bacia pertencesse deveria obrigatoriamente possuir uma mancha de inundação cadastrada na Carta de Inundações de Belo Horizonte;
- 2) Análise da imagem de satélite – avaliou-se o grau de urbanização da sub-bacia, priorizando-se a que apresentou alto grau de impermeabilização;
- 3) Análise da localização da sub-bacia na hidrografia de Belo Horizonte – por meio do mapa hidrográfico do município.

Após as análises realizadas, decidiu-se estudar a sub-bacia de cabeceira pertencente à bacia do córrego da Av. Francisco Sá, afluente da margem direita do ribeirão Arrudas. A Figura 4.7 mostra a bacia do córrego da Av. Francisco Sá com as curvas de nível e a Figura 4.8 mostra a sub-bacia estudada com a imagem de satélite. Após vistoria em campo verificou-se que o limite do divisor de águas na cabeceira da sub-bacia estudada não era o mesmo definido pelo Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte.

A planta da Carta de Inundações que mostra a mancha de inundação da bacia do córrego da Av. Francisco Sá encontra-se no anexo 1.



**Figura 4.7:** Mapa topográfico da bacia do córrego da Av. Francisco Sá

SUB-BACIA DO CÓRREGO DA AV. FRANCISCO SA



LEGENDA:

- LIMITE DA SUB-BACIA
  - CURSO D'ÁGUA CANALIZADO FECHADO
- OBS.: CURSOS D'ÁGUA CONFORME PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DE BH

ESCALA 1:5.000

JUNHO/2012

Figura 4.8: Foto aérea da sub-bacia de estudo do córrego da Av. Francisco Sá

De acordo com o Plano Municipal de Saneamento de Belo Horizonte (PBH, 2010), a bacia hidrográfica do córrego da Av. Francisco Sá (ou Pintos) possui uma área de aproximadamente 216 ha, com uma população residente de 26.106 habitantes (PBH, 2010). Entre os cinco índices que avaliam a situação do saneamento da bacia, o índice de drenagem é o que apresenta menor valor, 0,72 (em uma faixa que varia de 0 a 1). Na ordem de prioridade das bacias de Belo Horizonte que devem receber recursos para a execução de projetos e obras de melhorias das condições sanitárias, a bacia se encontra na 60ª posição entre as 98 existentes.

A sub-bacia escolhida para realizar as simulações possui uma área de 59,62 ha e por estar localizada na região ao sul da calha do ribeirão Arrudas, o seu solo pode ser classificado como do grupo hidrológico D, como mostra a Figura 3.35, elaborada no estudo realizado por Ramos (1998).

O levantamento do número e do tamanho dos lotes da sub-bacia foi realizado tendo-se como base a planta cadastral CP 023.001-K (anexo 2), que mostra o cadastro dos terrenos parcelados e que foram aprovados pela Secretaria Adjunta de Regulação Urbana de Belo Horizonte – SMARU/BH.

Segundo a Lei nº 9.959, de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo de Belo Horizonte a área da sub-bacia é classificada como ZA – Zona de Adensamento, que possibilita a impermeabilização de até 100% do terreno, como foi descrito no item 3.2.2.1.

Conforme o Sistema de Informações Geográficas de Drenagem - SIG-Drenagem de Belo Horizonte, o sistema de macrodrenagem existente na sub-bacia é composto por uma canal de concreto de 735 m de extensão, com seção de 1,5 m x 1,5 m. As fichas cadastrais que mostram o comprimento dos trechos do canal, a cota de fundo de montante e a cota de fundo de jusante encontram-se no anexo 3.

Quanto à microdrenagem não foi possível obter o cadastro das estruturas existentes, entretanto a topografia da sub-bacia foi obtida por meio do SIG-Drenagem de BH.

#### **4.5.2 Modelagem da Sub-bacia**

Depois de definida a sub-bacia a ser estudada, realizou-se as simulações do funcionamento do sistema de drenagem da sub-bacia da Av. Francisco Sá para duas situações, com os lotes

sem e com microrreservatório, e duas precipitações com TR de 10 anos, uma para a duração crítica definida no item 4.4 e outra para a duração encontrada somando-se o tempo de concentração da sub-bacia e a duração crítica encontrada para o microrreservatório.

A simulação para a precipitação com duração igual a soma do tempo de concentração da sub-bacia e da duração crítica do microrreservatório, foi realizada para avaliar a pior situação para a sub-bacia.

O tempo de concentração da sub-bacia foi calculado por meio das fórmulas de Kirpich (equação 3.11), Ventura (equação 3.12) e da Onda Cinemática (equação 3.14). Os resultados são mostrados no item 5.5.

#### 4.5.2.1 Definição dos hidrogramas dos lotes

O cálculo da intensidade da precipitação foi feito por meio da equação 3.10 e a distribuição temporal da chuva foi realizada por meio das curvas de distribuições temporais da precipitação para diferentes probabilidades de excedência e durações elaboradas para a Região Metropolitana de Belo Horizonte – RMBH, por Pinheiro e Naghettini (1998). As discretizações foram realizadas com os intervalos de cinco minutos para a duração crítica do microrreservatório e de seis minutos para a situação crítica da sub-bacia.

Após o levantamento das áreas de todos os lotes existentes na sub-bacia, os hidrogramas dos lotes foram calculados por meio do método *Soil Conservation Service*, com auxílio do programa *Excel*, adotando-se o valor de cinco minutos para o tempo de concentração com o solo totalmente impermeabilizado e de 10 minutos para o solo em condições naturais.

Para os lotes com solo totalmente impermeabilizado adotou-se o CN de 98 e para o solo natural o CN de 84. A vazão de pico determinada para o solo natural permitiu definir o diâmetro de descarga dos microrreservatórios.

Os volumes do microrreservatórios de cada lote foram calculados multiplicando-se a área pela taxa de 29 litros/m<sup>2</sup>, que representa o volume necessário para reservação por área impermeabilizada, como será mostrado no item 5.4.

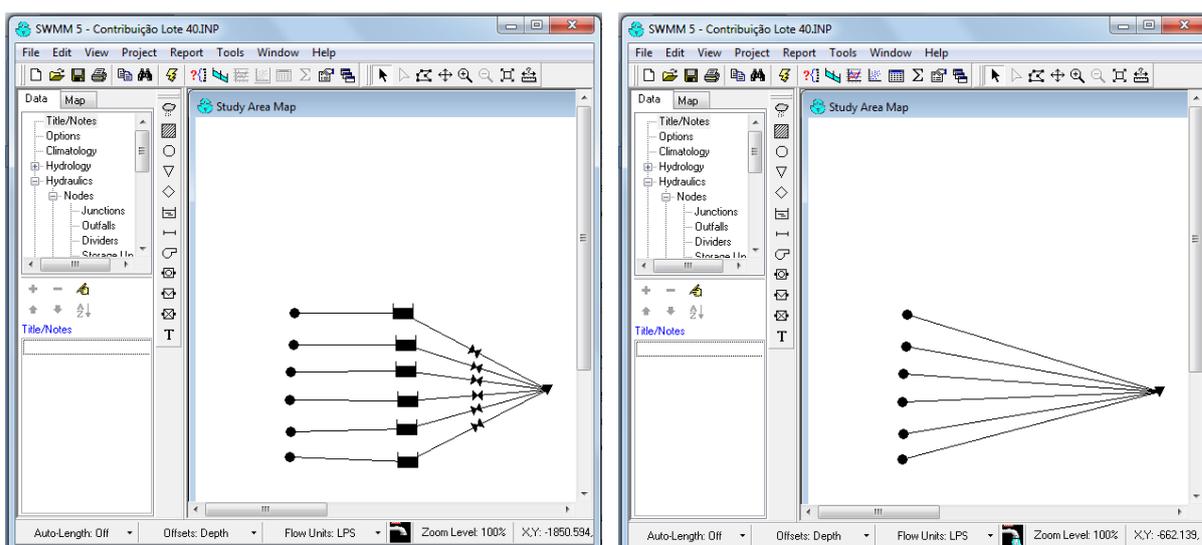
#### 4.5.2.2 Simulação da sub-bacia no SWMM

Depois de calculados os hidrogramas, os volumes e os diâmetros de descarga dos microrreservatórios de cada lote, determinou-se a contribuição dos quarteirões para cada face da rua, considerando que cada lote direciona suas águas para a rua, que se encontra a sua frente.

A contribuição de cada face dos quarteirões foi calculada por meio do programa SWMM. Os lotes foram representados por *junctions*, ferramenta que permitiu que fossem inseridos os hidrogramas de saída dos lotes.

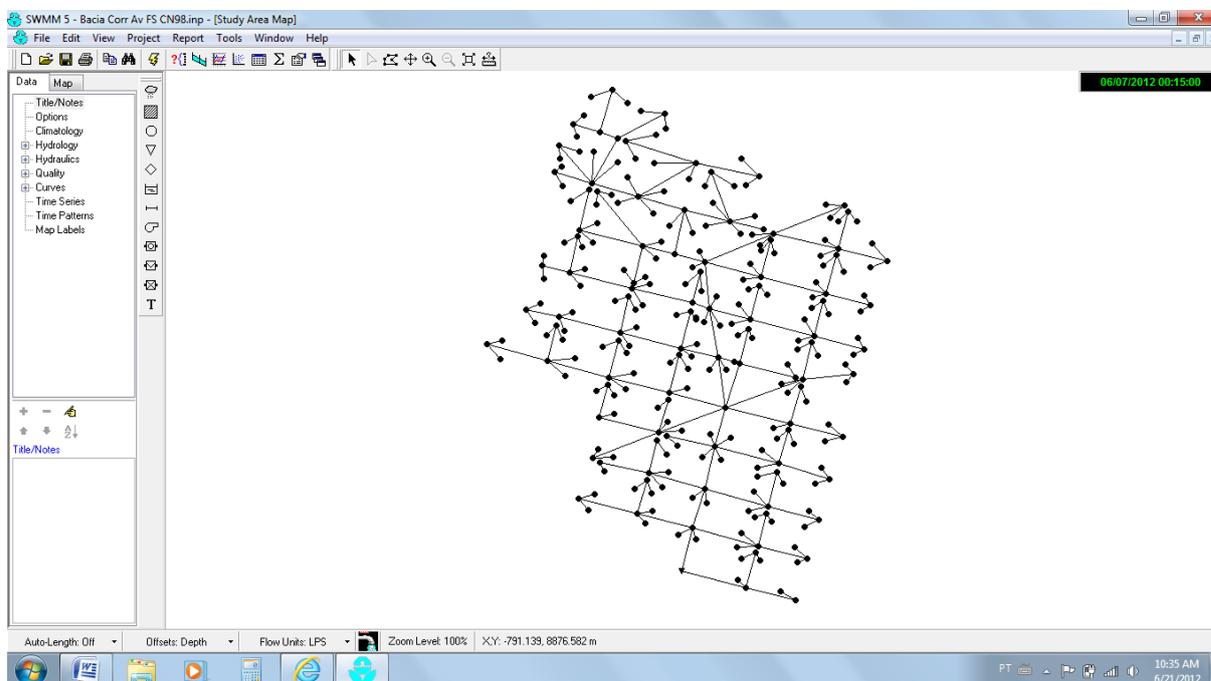
Para as duas precipitações simuladas, foram calculados dois hidrogramas de contribuição para cada face dos quarteirões, um produzido com os microrreservatórios inseridos nos lotes e outro sem microrreservatórios. Na simulação com microrreservatórios, inseriu-se um tubo (*conduit*) de um metro de extensão ligando a *junction* com o microrreservatório (*storage unit*). Na saída do microrreservatório foi inserido a ferramenta *orifice* que restringiu a vazão de saída e conectou o microrreservatório até o *outfall*, onde foi possível obter o hidrograma de saída na face de um quarteirão. A configuração das simulações realizadas pode ser vista na Figura 4.9 (a).

Na simulação sem o microrreservatório, conectou-se a *junction* diretamente no *outfall*, como mostra a Figura 4.9 (b).



**Figura 4.9:** Configurações das simulações de contribuição das faces dos quarteirões (a) Lotes com microrreservatórios (b) Lotes sem microrreservatórios

Após a determinação das contribuições em cada face de todos os quarteirões da bacia, construiu-se a contribuição em toda a sub-bacia estudada, como mostra a Figura 4.10. Nessa simulação, as contribuições das faces dos quarteirões foram representadas por *junctions* e as ligações entre elas foram feitas por *conduits*.



**Figura 4.10:** Configuração das contribuições na sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá

Como descrito anteriormente, as dimensões das estruturas de macrodrenagem foram inseridas baseadas nas fichas cadastrais obtidas no SIG-Drenagem de Belo Horizonte. Nos trechos, onde não se obteve informações da existência de redes, considerou-se tubulações com um metro de diâmetro. Nesses trechos, a declividade da rede foi considerada a mesma existente nas ruas.

A área de contribuição das ruas foi determinada multiplicando-se sua extensão por uma largura média de 15 metros. Definida a área, calculou-se o hidrograma de contribuição da mesma forma que para os lotes com solo impermeabilizado. Os hidrogramas foram inseridos nas *junctions* localizadas no início de cada rua.

Após a inserção de todos os hidrogramas, realizou-se a simulação e obteve-se o hidrograma de saída no exutório da sub-bacia.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Serão apresentados neste capítulo os resultados obtidos para os volumes do microrreservatório com o método de McCuen e o dimensionamento com o método de Puls utilizando-se a equação geral dos orifícios com o valor do coeficiente de descarga proposto por Azevedo Netto (1998). Em sequência a apresentação dos resultados, foi realizada uma análise comparativa entre os mesmos.

Serão mostrados também os resultados das simulações práticas realizadas com o microrreservatório construído no laboratório do CPH / UFMG, da determinação dos volumes dos microrreservatórios para a precipitação com tempo de retorno de 10 anos e duração crítica e por fim os resultados obtidos nas simulações realizadas para a sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá.

### **5.1 Análise do volume exigido para retenção em lotes segundo a LPOUS de BH utilizando-se a fórmula de McCuen**

Os cálculos realizados utilizando a fórmula proposta por McCuen (1989) permitiram não apenas avaliar o volume do microrreservatório exigido pela LPOUS para retenção de águas pluviais em lotes de Belo Horizonte, mas também realizar uma análise entre os volumes determinados com os parâmetros propostos nas duas normas da PBH para o desenvolvimento de projetos de drenagem, “*Norma e instruções para a elaboração de projetos de ligações de drenagem prediais (199-)*” e “*Instrução técnica para elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana do município de Belo Horizonte (2004)*”. Além disso, foi realizada uma comparação entre os volumes definidos com os métodos Racional e *Soil Conservation Service*.

#### **5.1.1 Lote com área de 360 m<sup>2</sup>**

Os resultados dos volumes calculados para as precipitações com tempos de retorno de 5 e de 10 anos, para os cenários com os solos parcialmente (1) e totalmente impermeabilizados (2), para um lote com área de 360 m<sup>2</sup>, são apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2.

**Tabela 5.1** – Volumes de retenção calculados para TR 5 anos e Duração de 5 min

Zona de Ocupação	Volume Cenário 1 (m <sup>3</sup> )			Volume Cenário 2 (m <sup>3</sup> )		
	Método Racional	Método SCS		Método Racional	Método SCS	
		GH - B	GH - D		GH - B	GH - D
ZA e ZAP	1,70	0,44	0,45			
ZAR-1	1,30	0,29	0,25			
ZAR-2	1,50	0,36	0,35	3,86	2,38	2,20
ZHIP, ZCs	2,10	0,89	1,04			
ZEs	2,10	0,63	1,04			
Média	1,74	0,52	0,63			

**Tabela 5.2** – Volumes calculados para TR 10 anos e Duração de 10 min

Zona de Ocupação	Volume Cenário 1 (m <sup>3</sup> )			Volume Cenário 2 (m <sup>3</sup> )		
	Método Racional	Método SCS		Método Racional	Método SCS	
		GH - B	GH - D		GH - B	GH - D
ZA e ZAP	3,34	2,06	1,16			
ZAR-1	2,56	1,59	1,16			
ZAR-2	2,95	1,87	0,93	7,59	5,38	4,03
ZHIP, ZCs	4,12	3,04	2,33			
ZEs	4,12	2,51	2,33			
Média	3,42	2,21	1,58			

Comparando-se os volumes calculados e o necessário para atender a LPOUS de BH, 1,08 m<sup>3</sup>, percebe-se que apenas para as precipitações com TR de cinco anos e duração de cinco minutos, no cenário com solo parcialmente impermeabilizado e utilizando-se o método SCS, obteve-se volumes inferiores ao da legislação, que considera o lote totalmente impermeabilizado.

Os volumes do cenário com os solos totalmente impermeabilizados da Tabela 5.1 apresentaram valores de duas a três vezes maiores do que o exigido pela LPOUS para um terreno nas mesmas condições, enquanto que para precipitações com TR 10 anos (Tabela 5.2) foram cerca de quatro a sete vezes maiores do que o da legislação.

A partir dessa primeira análise é possível observar que um microrreservatório com volume de 1,08 m<sup>3</sup> é insuficiente para compensar os impactos provocados com a impermeabilização total de um terreno. Os volumes calculados pelo método Racional, método sugerido nas normas da PBH, foram superiores em todos os cenários ao volume definido para atender a legislação.

Em todas as situações, o método SCS apresentou valores inferiores aos determinados utilizando-se o método Racional. Isso ocorreu porque o método SCS considera mais variáveis que o método Racional, como perdas com abstração inicial e infiltração. Entre os resultados dos grupos hidrológicos B e D, não foi percebida uma grande variação entre os volumes calculados para a precipitação com TR de cinco anos. Para a precipitação com TR de 10 anos obteve-se um volume médio do Grupo B cerca de 30% maior do que o do Grupo D.

Percebeu-se ainda que na comparação entre as zonas de ocupação para o cenário 1, em que foram utilizados os coeficientes de escoamento superficial e os CNs propostos por Ramos (1998), as zonas centrais – ZCs, do hipercentro - ZHIP e de equipamentos - ZE foram as que apresentaram maiores volumes, enquanto as zonas de adensamento restrito - ZAR-1 e ZAR-2 os menores.

Na comparação entre os cenários, os volumes encontrados para o cenário 1 foram muito inferiores aos calculados para o cenário 2. Para a chuva com TR de cinco anos, o volume necessário para retenção nos lotes do grupo hidrológico B no cenário 2 foi quase cinco vezes maior do que cenário 1, enquanto que nos demais casos essa diferença foi de duas a três vezes.

Os resultados encontrados para a precipitação com TR de cinco anos e duração de cinco minutos foi, de uma maneira geral, duas vezes menor que os volumes encontrados para a chuva com TR de 10 anos e duração de dez minutos.

### **5.1.2 Lote com área de 600 m<sup>2</sup>**

Na simulação feita para os lotes com área de 600 m<sup>2</sup>, em que a taxa de permeabilidade mínima admitida pela LPOUS de Belo Horizonte é de 20%, foram calculados também os volumes dos microrreservatórios para as precipitações com tempos de retorno de cinco e de dez anos, como mostram as Tabelas 5.3 e 5.4. A comparação dos volumes apresentados foi feita com o valor de 3,60 m<sup>3</sup>, calculado para um lote totalmente impermeabilizado, atendendo a LPOUS.

**Tabela 5.3** – Volumes calculados para TR 5 anos e Duração de 5 min

Zona de Ocupação	Volume Cenário 1 (m <sup>3</sup> )			Volume Cenário 2 (m <sup>3</sup> )		
	Método Racional	Método SCS		Método Racional	Método SCS	
		GH - B	GH - D		GH - B	GH - D
ZA e ZAP	2,83	0,73	0,75			
ZAR-1	2,17	0,48	0,43			
ZAR-2	2,50	0,60	0,58	6,43	3,97	3,67
ZHIP, ZCs	3,49	1,48	1,74			
ZEs	3,49	1,05	1,74			
Média	2,90	0,87	1,05			

**Tabela 5.4** – Volumes calculados para TR 10 anos e Duração de 10 min

Zona de Ocupação	Volume Cenário 1 (m <sup>3</sup> )			Volume Cenário 2 (m <sup>3</sup> )		
	Método Racional	Método SCS		Método Racional	Método SCS	
		GH - B	GH - D		GH - B	GH - D
ZA e ZAP	5,57	3,44	1,93			
ZAR-1	4,26	2,65	1,93			
ZAR-2	4,92	3,12	1,55	12,65	8,98	6,72
ZHIP, ZCs	6,87	5,07	3,89			
ZEs	6,87	4,19	3,89			
Média	5,70	3,69	2,64			

Os resultados mostraram que os volumes médios determinados para a precipitação com o TR de cinco anos, foram inferiores a 3,60 m<sup>3</sup> no cenário 1, em que o solo se encontra parcialmente impermeabilizado. No cenário 2, os valores calculados com o método SCS foram muito próximos ao exigido pela legislação e os definidos com o método Racional foram quase duas vezes maiores.

Para a precipitação com TR de 10 anos os volumes médios encontrados foram menores apenas para o grupo hidrológico B no cenário 1, os demais valores foram maiores que 3,60 m<sup>3</sup>. No cenário com o solo totalmente impermeabilizado, os volumes médios foram de duas a três vezes e meia maiores que o exigido pela LPOUS.

Percebe-se que o valor determinado pela legislação de Belo Horizonte, na situação com o solo totalmente impermeabilizado, atenderia apenas uma precipitação com tempo de retorno de cinco anos se fosse utilizado o método SCS. Para chuvas com tempo de retorno maiores com

a mesma duração testada, esse volume seria incapaz de armazenar o excedente produzido com a impermeabilização do solo.

Em geral, os volumes médios calculados com o método Racional foram maiores que os calculados com o método SCS. Os volumes determinados para o cenário 1 foram de duas a três vezes inferiores aos do cenário 2, chegando a ser 4,5 vezes menor para o grupo hidrológico B e precipitação com TR de cinco anos.

Novamente em todas as situações, os volumes das zonas de adensamento restrito, ZAR-1 e ZAR-2, foram os menores e os das zonas centrais, hipercentral e equipamentos, foram os maiores.

Na comparação entre os resultados dos volumes calculados com os critérios definidos nas normas da PBH, observa-se que, como o ocorrido para os lotes com área de 360 m<sup>2</sup>, os volumes médios calculados para a precipitação com TR de dez anos foram cerca de duas vezes superiores aos da precipitação com TR de cinco anos.

A variação entre os volumes médios dos microrreservatórios calculados para os lotes de 600 m<sup>2</sup> e o valor definido pela legislação foi menor que a variação entre os volumes determinados para o lote de 360 m<sup>2</sup>. Isso se deve a maior restrição da lei para terrenos com área superior a 360 m<sup>2</sup>, com o aumento da taxa de permeabilidade mínima para 20%.

## **5.2 Simulação teórica do funcionamento do microrreservatório**

A simulação teórica do funcionamento do microrreservatório foi realizada por meio do método proposto por Puls, descrito no item 3.5, utilizando a fórmula geral dos orifícios para o cálculo da vazão de saída (equação 3.32). O coeficiente de descarga adotado foi de 0,61, proposto por Azevedo Netto *et al.* (1998) para orifícios.

Serão mostrados os resultados do amortecimento dos hidrogramas gerados com a precipitação com TR de cinco anos e duração de cinco minutos e com a precipitação com TR de dez anos e duração para dez minutos, para o lote com área de 360 m<sup>2</sup>, considerando-se que todo o escoamento superficial gerado no lote é conduzido ao reservatório. Nos Apêndices 1 e 2 são mostradas as simulações realizadas para o lote com área de 600 m<sup>2</sup>.

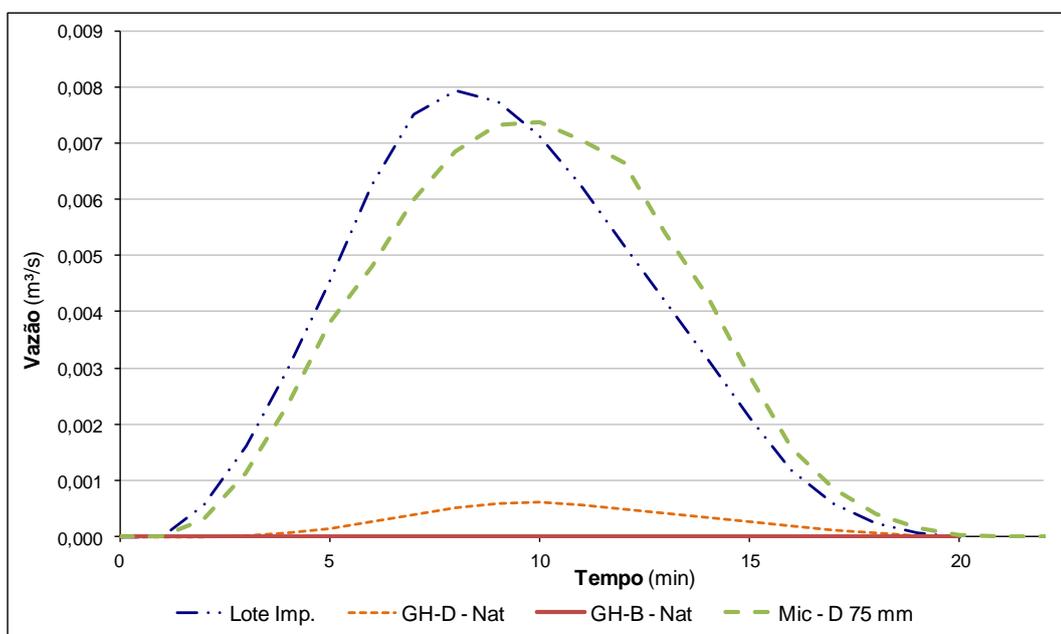
### 5.2.1 Amortecimento do hidrograma gerado com a chuva com TR de 5 anos e duração de 5 minutos

A Figura 5.1 mostra os hidrogramas gerados com a precipitação com TR de cinco anos e duração de cinco minutos para um lote com área de 360 m<sup>2</sup>, nas condições de solo natural para os grupos hidrológicos B e D e totalmente impermeabilizado.

Como o solo do grupo hidrológico B apresenta uma maior capacidade de infiltração, a ocorrência de uma precipitação como a simulada não é capaz de produzir escoamento superficial. A mesma chuva produz uma vazão de pico de 0,0006 m<sup>3</sup>/s para o solo do grupo hidrológico D e para o solo totalmente impermeabilizado é gerada uma vazão de pico de 0,0079 m<sup>3</sup>/s.

Para verificar o funcionamento do microrreservatório com o volume de 1 (um) m<sup>3</sup>, valor próximo ao exigido pela LPOUS de BH, foi simulada sua configuração com os sete diferentes diâmetros para a tubulação de saída, 13 mm, 19 mm, 25 mm, 32 mm, 40 mm, 50 mm e 75 mm.

Dos sete diâmetros testados, apenas na simulação com tubo de descarga de diâmetro de 75 mm o microrreservatório não extravasou, produzindo uma vazão de pico de 0,0074 m<sup>3</sup>/s, como mostra a Figura 5.1. O volume disponível no microrreservatório foi insuficiente para realizar o amortecimento dos hidrogramas nos solos dos dois grupos hidrológicos.



**Figura 5.1:** Hidrogramas produzidos no lote de 360 m<sup>2</sup> nas condições naturais e impermeabilizado e com o microrreservatório com volume de 1 (um) m<sup>3</sup> e tudo de descarga de 75 mm

Após essa primeira simulação foram realizadas outras simulações com o microrreservatório com volumes de dois, três e quatro metros cúbicos e nesta última foram obtidos hidrogramas de saída com vazões de pico próximas ao do hidrograma do grupo hidrológico D.

Os gráficos com os hidrogramas produzidos em todas as simulações são apresentados no Apêndice 1.

A Tabela 5.5 apresenta um resumo dos volumes obtidos com a fórmula de McCuen (1989) e com o método de Puls para os microrreservatórios dos lotes com áreas de 360 m<sup>2</sup> e 600 m<sup>2</sup> e totalmente impermeabilizados realizarem o amortecimento de um hidrograma produzido com a precipitação de TR de cinco anos e duração de cinco minutos.

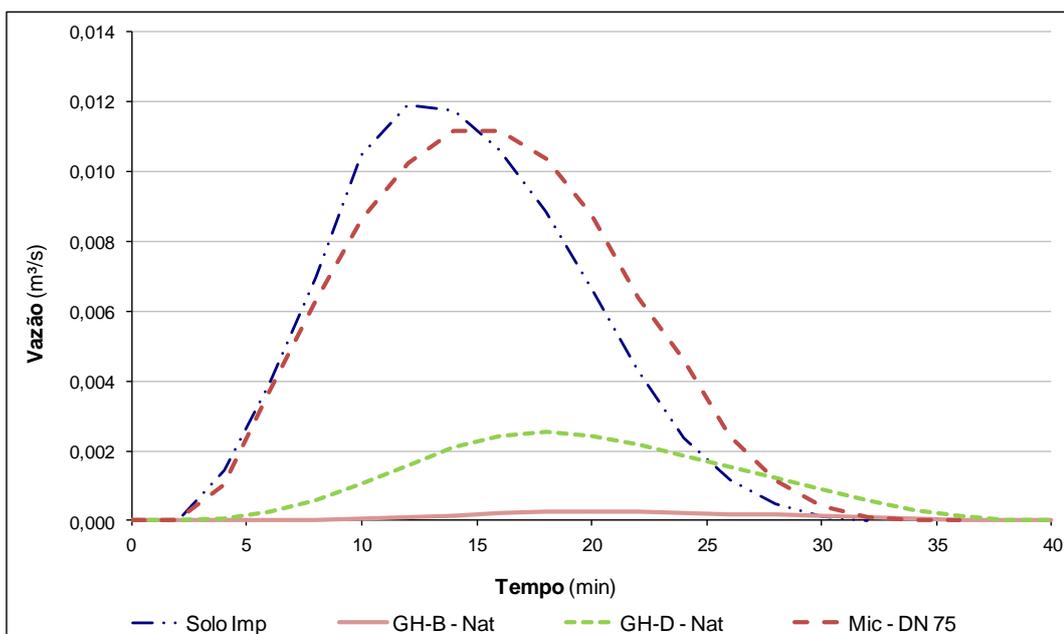
**Tabela 5.5** – Síntese dos resultados obtidos para a precipitação com TR de cinco anos e duração de cinco minutos

Lote	Tipo do Solo	Volume (m <sup>3</sup> )			LPOUS
		Fórmula de McCuen		Método de Puls	
		Racional	SCS	SCS	
360 m <sup>2</sup>	GH-B	3,86	2,38	4,00	1,08
	GH-D		2,20		
600 m <sup>2</sup>	GH-B	6,43	3,97	6,75	3,60
	GH-D		3,67		

### 5.2.2 Amortecimento do hidrograma gerado com a chuva com TR de 10 anos e duração de 10 minutos

Os hidrogramas produzidos com uma precipitação de tempo de retorno de 10 anos e duração de 10 minutos geraram para um lote com área de 360 m<sup>2</sup> vazões de pico de 0,0003 m<sup>3</sup>/s, 0,0025 m<sup>3</sup>/s e 0,01190 m<sup>3</sup>/s, respectivamente, para solos naturais dos grupos hidrológicos B e D e para o solo totalmente impermeabilizado.

Por meio do método de Puls foi avaliado o funcionamento do microrreservatório de 1 (um) m<sup>3</sup> com os sete diferentes diâmetros de tubos de descarga. Nas simulações realizadas, apenas com o tubo de descarga de diâmetro de 75 mm não houve extravasamento pelo vertedor, mas também quase não houve amortecimento, como ilustra a Figura 5.2. Assim como para a precipitação com TR de cinco anos, o volume exigido pela LPOUS mostrou ser incapaz de realizar o amortecimento para a precipitação com TR de dez anos.



**Figura 5.2:** Hidrogramas produzidos no lote de 360 m<sup>2</sup> nas condições naturais e impermeabilizado e com o microrreservatório com volume de 1 m<sup>3</sup> e tudo de descarga de 75 mm

Após as simulações com o volume de 1 (um) m<sup>3</sup>, foi testado o funcionamento do microrreservatório com os volumes de 2, 4, 6, 7,7 e 9,3 m<sup>3</sup>. No lote com o solo do grupo hidrológico D foi possível realizar o amortecimento da vazão de pico com o microrreservatório de 7,7 m<sup>3</sup> e diâmetro de 32 mm. O microrreservatório com volume de 9,3 m<sup>3</sup> e diâmetro do tubo de descarga de 13 mm amorteceu a vazão de pico para 0,0004 m<sup>3</sup>/s, valor próximo à vazão natural.

Os gráficos com os hidrogramas produzidos em todas as simulações são apresentados no Apêndice 2.

A Tabela 5.6 apresenta um resumo dos volumes obtidos para os microrreservatórios dos lotes com áreas de 360 m<sup>2</sup> e 600 m<sup>2</sup> e totalmente impermeabilizados realizarem o amortecimento de uma precipitação com TR de 10 anos e duração de 10 minutos.

**Tabela 5.6** – Síntese dos resultados obtidos para a precipitação com TR de 10 anos e duração de 10 minutos

Lote	Tipo do Solo	Volume (m <sup>3</sup> )			LPOUS
		Fórmula de McCuen		Método de Puls	
		Racional	SCS	SCS	
360 m <sup>2</sup>	GH-B	7,59	5,38	9,30	1,08
	GH-D		4,03	7,70	
600 m <sup>2</sup>	GH-B	12,65	8,98	16,00	3,60
	GH-D		6,72	13,00	

### 5.3 Simulação em Laboratório do funcionamento do microrreservatório

Nesse item serão descritos os resultados obtidos nas simulações com o funcionamento do microrreservatório construído no CPH da UFMG. Primeiro serão mostrados os resultados dos ensaios que determinaram a capacidade de esgotamento do microrreservatório para diferentes alturas de nível d'água e tubulações de descarga. Em seguida serão mostrados os resultados obtidos nas simulações do funcionamento do microrreservatório com a entrada dos hidrogramas produzidos com as precipitações de tempo de retorno de 10 anos e durações de 10 e 30 minutos em um lote totalmente impermeabilizado com área de 360 m<sup>2</sup>.

#### 5.3.1 Determinação da Capacidade de Esgotamento

##### 5.3.1.1 Tubo com comprimento de 15 cm

Os testes para a determinação das vazões de saída foram iniciados com os tubos de descarga com comprimento de 15 cm. Foram realizadas três medições de vazão para cada tubo simulado e posteriormente foi calculada a média aritmética. Os resultados são mostrados na Tabela 5.7.

**Tabela 5.7** – Resultados das vazões de saída do tubo de descarga com L = 15 cm

Altura do NA (cm)	Vazões (L/s)						
	3/4"	1"	1.1/4"	1.1/2"	2"	2.1/2"	3"
30	0,72	1,19	2,08	2,83	3,94	7,50	10,62
40	0,83	1,38	2,43	3,21	4,69	8,58	12,19
50	0,90	1,49	2,67	3,69	5,16	9,61	13,75
60	0,98	1,63	2,90	3,93	5,56	11,00	15,48
70	1,05	1,75	3,12	4,27	6,15	11,44	16,83
80	1,14	1,98	3,50	4,70	6,85	12,68	17,68
90	1,21	2,07	3,72	4,91	7,28	12,90	18,72
100	1,28	2,20	3,95	5,20	7,64	13,84	-
110	1,34	2,32	4,15	5,54	8,05	14,79	-
120	1,39	2,41	4,30	5,75	8,36	15,11	-

Para avaliar a perda de carga nos tubos foram calculados os coeficientes de descarga utilizando a equação geral de orifícios. Os resultados dos coeficientes e da média aritmética são apresentados na Tabela 5.8.

**Tabela 5.8** – Resultados dos coeficientes de descarga do tubo de descarga com L =15 cm

Altura do NA (cm)	Coeficiente de Descarga							Média
	3/4"	1"	1.1/4"	1.1/2"	2"	2.1/2"	3"	
30	0,97	0,94	0,97	0,98	0,89	0,98	0,99	0,96
40	0,97	0,94	0,97	0,95	0,91	0,96	0,96	0,95
50	0,93	0,90	0,95	0,97	0,88	0,95	0,96	0,94
60	0,92	0,90	0,94	0,94	0,87	0,99	0,98	0,94
70	0,92	0,90	0,93	0,94	0,89	0,95	0,98	0,93
80	0,93	0,95	0,98	0,97	0,92	0,98	0,96	0,96
90	0,93	0,93	0,98	0,96	0,92	0,94	0,96	0,95
100	0,94	0,94	0,99	0,96	0,91	0,95	-	0,95
110	0,93	0,94	0,99	0,97	0,92	0,97	-	0,95
120	0,92	0,94	0,98	0,97	0,91	0,95	-	0,94
Média	0,94	0,93	0,97	0,96	0,90	0,96	0,97	-

Como descrito no item 4.3 não foi possível realizar a medição das vazões dos ensaios com o tubo de descarga de diâmetro 3", para as alturas de 1,00 m, 1,10 m e 1,20 m. No cálculo da média aritmética para esse diâmetro foram utilizadas somente as medições feitas até a altura de 90 cm.

Observa-se que houve uma pequena variação entre os coeficientes de descarga devido ao aumento das alturas do nível d'água, bem como no aumento do diâmetro dos tubos de descarga.

Os resultados obtidos com o tubo de diâmetro de 2" destoaram dos demais, apresentando os menores coeficientes de descarga. Após as simulações tentou-se avaliar as possíveis causas para o aumento da perda de carga nesse tubo. Foi verificado se o motivo dos resultados era alguma obstrução no tubo ou se sua soleira não se encontrava no mesmo nível do fundo do microrreservatório, mas não foi percebido nenhuma anormalidade. Assim, decidiu-se refazer os ensaios de todas as alturas para o tubo com esse diâmetro.

Os resultados médios dos coeficientes de descarga dos tubos com diâmetros 3/4" e 1" também foram menores que os demais, entretanto a proximidade desses tubos à parede pode ter influenciado no aumento da perda de carga. Percebeu-se que nas simulações para o diâmetro de 3/4" nas alturas de 30 cm e 40 cm os resultados apresentaram uma diferença maior em relação a média dos demais, o que provocou a realização de novos ensaios. A diferença do coeficiente de descarga encontrada no tubo com diâmetro de 1", entre as alturas de 50 cm, 60

cm e 70 cm e o determinado para a altura de 80 cm foi considerável, e por isso decidiu-se refazer os testes.

Nas simulações com os tubos de descarga 1.1/4” e 1.1/2” foram encontrados valores elevados para os coeficientes de descarga, o que indica que a perda de carga foi pequena no funcionamento do microrreservatório com esses tubos. No intuito de confirmar esses altos valores dos coeficientes de descarga os testes foram refeitos para todas as alturas nos dois tubos.

Assim como para os diâmetros de 1.1/4” e 1.1/2”, os tubos com diâmetros de 2.1/2” e 3” apresentaram coeficientes de descarga elevados. Para verificar alguns desses altos valores, algumas simulações foram refeitas.

Analisando as médias dos coeficientes de descarga para cada altura, percebe-se que a variação é menor do que nas médias calculadas para cada tubo. As alturas de 30 cm e 80 cm foram as que obtiveram a maior média dos valores de coeficiente de descarga e a altura de 70 cm a menor.

Como a marcação do tempo de enchimento da caixa medidora de vazão para as simulações com as alturas de 30 cm, 60 cm e 70 cm foi feita por uma pessoa diferente das simulações realizadas com as outras alturas, decidiu-se refazer os testes com as três alturas para verificar se a variação dos coeficientes foi decorrente da mudança de pessoas que realizaram o registro do tempo de enchimento. Os resultados de todas as simulações que foram refeitas são mostrados na Tabela 5.9.

**Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios que foram refeitos**

Altura do NA (cm)	Coeficiente de Descarga							Média
	3/4"	1"	1.1/4"	1.1/2"	2"	2.1/2"	3"	
30	0,93	0,93	0,96	0,95	0,90	0,96	0,95	0,94
40	0,93	-	0,95	0,93	0,91	0,97	0,94	-
50	-	0,94	0,94	0,93	0,89	0,94	0,94	-
60	0,91	0,93	0,95	0,94	0,88	0,93	0,99	0,93
70	0,91	0,92	0,95	0,95	0,89	0,96	0,99	0,94
80	-	0,91	0,95	0,93	0,90	0,94	0,95	-
90	-	0,91	0,95	0,92	0,89	-	-	-
100	-	-	0,95	0,94	0,86	-	-	-
110	-	-	0,95	0,93	0,90	0,95	-	-
120	-	-	0,95	0,93	0,89	-	-	-
Média	-	-	0,95	0,94	0,89	-	-	-

Comparando-se os valores das Tabelas 5.8 e 5.9, foi observado que de uma maneira geral houve uma redução dos coeficientes de descarga. Das 59 simulações que foram realizadas novamente, em 43 houve redução do coeficiente de descarga e em 10 houve um aumento em comparação ao primeiro ensaio.

Substituindo-se os coeficientes de descarga que foram refeitos pelos da Tabela 5.8, as novas médias aritméticas para os tubos 3/4", 1", 2.1/2" e 3" foram respectivamente 0,93, 0,93, 0,95 e 0,96. Observou-se que apenas no tubo com diâmetro 1" o valor da média continuou o mesmo, nos tubos com diâmetros de 1.1/4" e 1.1/2" houve redução de cerca de 2% e nos demais houve uma redução da média em aproximadamente 1%.

Mesmo com as novas medições o tubo de diâmetro de 2" apresentou valores de coeficiente de descarga inferiores aos demais. Foram observadas pequenas imperfeições internas do tubo com 2" que podem ser o motivo do aumento da perda de carga.

A variação dos valores dos coeficientes de descarga nos ensaios dos tubos testados pode ter ocorrida por vários fatores como:

- Variação da temperatura da água utilizada nos ensaios. Sabe-se que para diferentes temperaturas, a água possui diferentes densidades e viscosidades, o que influencia no escoamento e conseqüentemente na perda de carga;
- Variação na marcação do tempo de enchimento da caixa medidora de vazão. Mesmo que o registro do tempo de enchimento seja realizado por apenas uma pessoa, a dificuldade em acertar o tempo exato em que a água atingiu a marcação pode acarretar em pequenos erros que influenciam na definição do coeficiente de descarga;
- Insuficiência do volume disponível na caixa medidora de vazão. Nas medições de vazões maiores, a turbulência e o rápido enchimento da caixa podem ter prejudicado a marcação do tempo de enchimento;
- Variação da altura do nível d'água. Apesar de se ter trabalhado com vazões que proporcionaram pequenas vazões de extravasamento, as variações das alturas de nível d'água dentro do microrreservatório podem ter afetado a determinação do coeficiente de descarga.

Comparando-se os resultados encontrados no laboratório da CPH e os determinados por Mello Porto (2001), utilizados no estudo de Tassi, pode se observar uma grande variação. Os

coeficientes de descarga deste estudo foram cerca de 50% maiores que os mostrados na Tabela 3.25.

De um modo geral os resultados mostraram que os valores encontrados para os coeficientes de descarga variaram entre 0,89 e 0,95. Estes são muito maiores dos que os recomendados pela bibliografia clássica.

A Tabela 5.10 mostra a comparação entre as médias dos coeficientes de descarga determinados para cada tubo, após a realização dos novos ensaios, e os sugeridos pela referência bibliográfica, conforme sua classificação como orifício, bocal ou tubo curto.

**Tabela 5.10** – Comparação entre os valores de Cd para o tubo de 15 cm

Tubos	Relação L/D	Classificação	Valores de Cd	
			Clássico	Medidos
3/4"	8	Tubo curto	0,77 *	0,93
1"	6	Tubo curto	0,77 *	0,93
1.1/4"	4	Tubo curto	0,77 *	0,95
1.1/2"	4	Tubo curto	0,77 *	0,94
2"	3	Bocal	0,82	0,89
2.1/2"	2	Bocal	0,82	0,95
3"	2	Bocal	0,82	0,96

\* Obs: Como não foram encontrados na revisão bibliográfica valores de L/D inferiores a 10 para tubo curto, adotou-se o valor descrito na Tabela 3.24

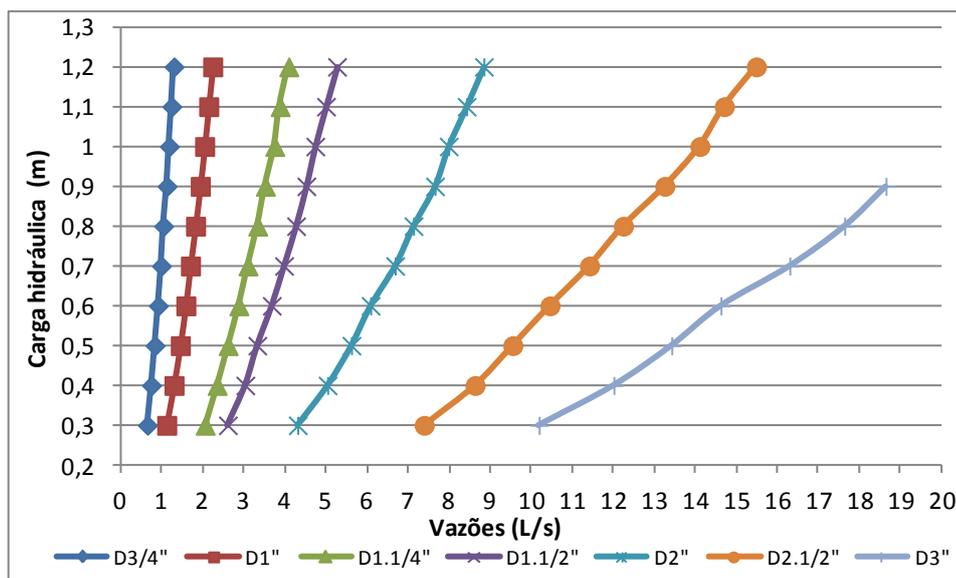
A diferença entre os valores medidos e os propostos pela literatura clássica foram significativos, para os tubos classificados como tubo curto, os coeficientes de descarga medidos foram aproximadamente 20% maiores que os da literatura. Já para os tubos classificados como bocal a diferença entre os coeficientes de descarga foi de cerca de 15%.

É usual em muitos projetos de reservatórios adotar-se o valor do coeficiente de descarga definido para orifícios (0,61), sem se observar a classificação proposta pela literatura clássica. Assim, os valores reais de vazão de saída do microrreservatório podem ser até 50% maiores do que os valores projetados.

#### 5.3.1.2 Tubo com comprimento de 25 cm

Após os ensaios realizados com os tubos com comprimento de 15 cm, determinou-se a capacidade de esgotamento do microrreservatório com os tubos de descarga com comprimento de 25 cm. Foram medidas três vazões para cada tubo testado e calculada a

média aritmética das simulações realizadas. A Figura 5.3 mostra os resultados obtidos nos ensaios para cada altura e para os sete diâmetros avaliados.



**Figura 5.3:** Gráfico das vazões de saída dos tubos testados conforme carga hidráulica

Comparando-se as vazões de saída encontradas nesta simulação com as vazões utilizadas no estudo de Tassi (2002) (ver Figura 3.27), para os tubos com diâmetros semelhantes, pode-se perceber uma grande variação, influenciada pelos diferentes valores de coeficiente de descarga.

Após os cálculos das vazões médias, determinaram-se os coeficientes de descarga para cada tubo de descarga do microrreservatório. De um modo geral, os coeficientes de descarga dos tubos de 25 cm foram inferiores aos dos tubos de 15 cm, como pode ser visto na Tabela 5.11.

**Tabela 5.11 – Resultados dos Cd do tubo de descarga com L =25 cm**

Altura do NA (cm)	Coeficiente de Descarga							Média
	3/4"	1"	1.1/4"	1.1/2"	2"	2.1/2"	3"	
30	0,88	0,90	0,93	0,90	0,94	0,96	0,96	0,93
40	0,88	0,91	0,92	0,89	0,94	0,96	0,96	0,92
50	0,88	0,90	0,91	0,87	0,93	0,94	0,95	0,91
60	0,88	0,90	0,91	0,88	0,92	0,94	0,94	0,91
70	0,88	0,89	0,91	0,88	0,93	0,94	0,96	0,91
80	0,87	0,89	0,91	0,88	0,93	0,94	0,97	0,91
90	0,89	0,90	0,91	0,88	0,94	0,96	0,96	0,92
100	0,88	0,90	0,92	0,87	0,93	0,97	-	0,91
110	0,88	0,90	0,90	0,88	0,93	0,96	-	0,91
120	0,88	0,90	0,91	0,88	0,93	0,97	-	0,91
Média	0,88	0,90	0,91	0,88	0,93	0,95	0,96	-

Avaliando-se os resultados percebe-se que a variação dos valores dos coeficientes de descarga nesses tubos testados foi menor do que para os tubos com comprimento de 15 cm. As médias dos coeficientes de descarga nos tubos com diâmetros 3/4", 1", 1.1/4" e 1.1/2" foram inferiores às médias dos tubos com 15 cm. Isso indica que houve um aumento de perda de carga com o aumento do comprimento do tubo.

A média do coeficiente de descarga do tubo com diâmetro de 1.1/2" foi a que apresentou maior queda em comparação à simulação com o tubo de 15 cm. O valor médio de 0,88 foi igual ao do tubo com diâmetro de 3/4". Examinou-se o tubo a procura de algum defeito interno, mas nada foi constatado.

Para o tubo com diâmetro de 2", a média do coeficiente de descarga foi cerca de 4% superior à determinada para o tubo de 15 cm. A elevação da média do coeficiente de descarga para esse diâmetro indica que provavelmente as imperfeições internas do tubo de 15 cm devem ter provocado o aumento da perda de carga em suas simulações.

As médias dos coeficientes de descarga encontradas para os diâmetros de 2.1/2" e 3" foram iguais as médias dos tubos com comprimento de 15 cm (Tabela 5.8).

Desconsiderando os resultados do tubo com diâmetro de 1.1/2" pode-se observar que há uma tendência de crescimento do valor do coeficiente de descarga com o aumento do diâmetro do tubo. Essa tendência indica que a redução dos valores da relação L/D acarreta no aumento do coeficiente de descarga.

Analisando os valores médios calculados para cada altura de nível d'água, observa-se que nas duas menores alturas, 30 cm e 40 cm, os coeficientes de descarga foram um pouco maiores do que os demais. Exceto para a altura de 90 cm, o coeficiente de descarga médio das alturas acima de 40 cm foi de 0,91. A variação dos coeficientes de descarga com o aumento das alturas de nível d'água foi menor no tubo com comprimento de 25 cm do que com o de 15 cm.

Os valores obtidos com a simulação dos tubos com comprimento de 25 cm foram comparados com os propostos pela literatura clássica, como mostra a Tabela 5.12.

**Tabela 5.12** – Comparação entre os valores de Cd para o tubo de 25 cm

Tubos	Relação L/D	Classificação	Valores de Cd	
			Clássico*	Medidos
3/4"	13	Tubo curto	0,77	0,88
1"	10	Tubo curto	0,77	0,90
1.1/4"	7	Tubo curto	0,77	0,91
1.1/2"	6	Tubo curto	0,77	0,88
2"	5	Tubo curto	0,77	0,93
2.1/2"	4	Tubo curto	0,77	0,95
3"	3	Tubo curto	0,77	0,96

\* Obs: Como não foram encontrados na revisão bibliográfica valores de L/D inferiores a 10 para tubo curto, adotou-se o valor descrito na Tabela 3.24

Considerando a relação L/D definida pela literatura clássica, todos os tubos de 25 cm foram classificados como tubo curto, entretanto os valores medidos foram muito superiores aos determinados pela bibliografia. Para os tubos com diâmetros de 3/4" e 1", em que a relação de L/D é próxima de 10, os valores clássicos foram mais de 10% inferiores aos medidos.

Nos testes com os tubos de 2" com comprimentos de 15 cm e 25 cm, a relação L/D esteve compreendida entre três e cinco, podendo então classificá-los como bocal ou tubo curto, respectivamente. Esta classificação refere-se a posição da "vena contracta" dentro do tubo, o que pode justificar a redução de Cd para o tubo com comprimento de 15 cm.

Analisando-se os coeficientes de descarga encontrados durante os ensaios da CPH/UMG e os determinados no estudo de Agra (2001), pode-se perceber que os valores máximos nos dois estudos estão muito próximos. Não se sabe qual era o comprimento do tubo de descarga e a altura do nível d'água para os valores encontrados por Agra (2001), mas em dois eventos de chuvas reais, foi verificado que os coeficientes de descarga foram superiores a 0,90 (Tabela 3.9).

### **5.3.2 Funcionamento do microrreservatório simulando hidrogramas de entrada**

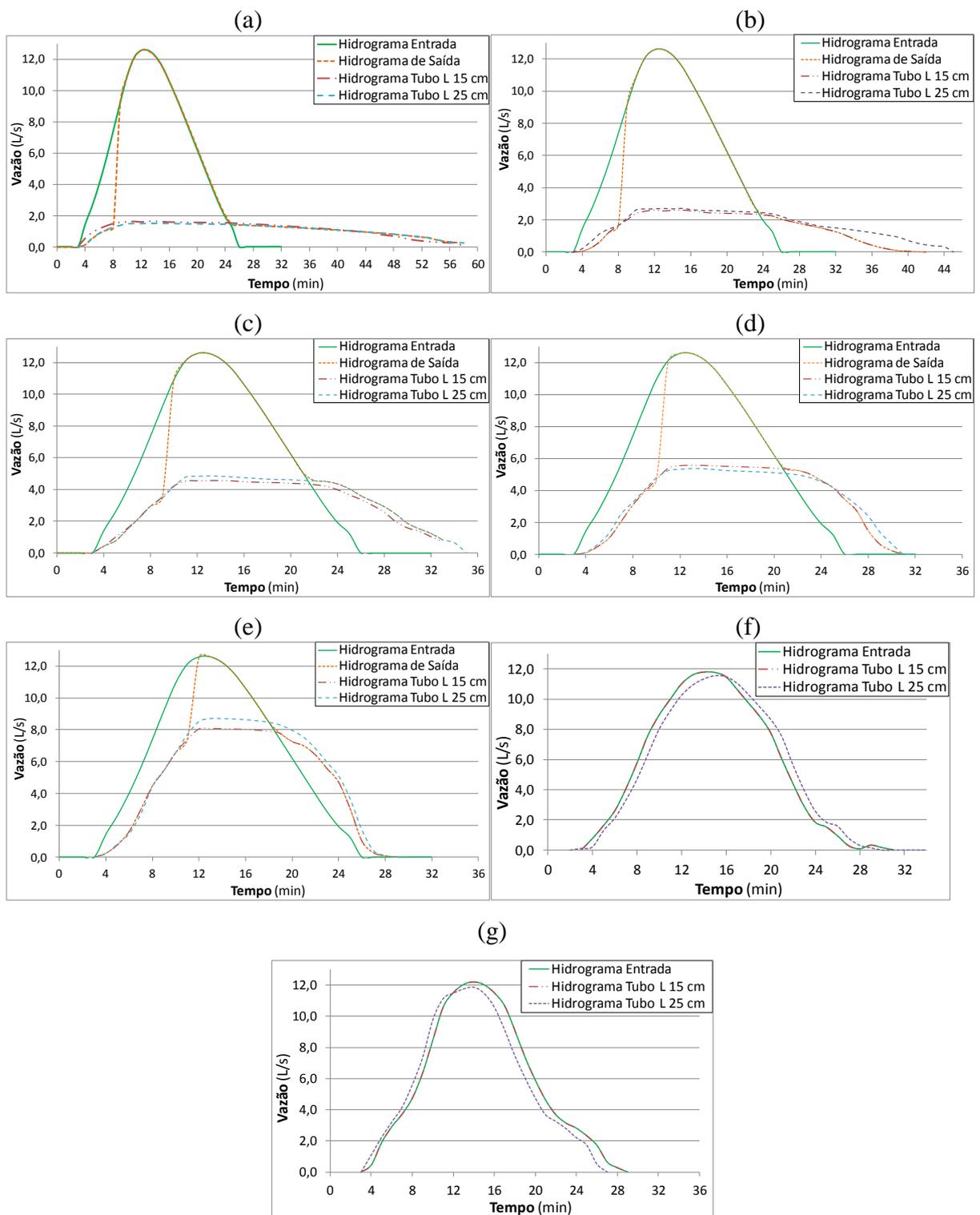
Foi simulado o funcionamento do microrreservatório construído no CPH da UFMG, com volume de 1,07 m<sup>3</sup>, para os 14 diferentes tubos de descarga testados no item anterior. Foi avaliada a entrada de dois hidrogramas produzidos com precipitações com TR de 10 anos e duração de 10 e 30 minutos para um lote totalmente impermeabilizado com área de 360 m<sup>2</sup>.

### 5.3.2.1 Hidrograma tempo de retorno de 10 e duração de 10 minutos

Como descrito no capítulo Materiais e Métodos, os registros de nível d'água foram processados e transformados em vazões, gerando os hidrogramas de saída nos tubos testados. Percebeu-se que os hidrogramas produzidos com os registros obtidos no vertedor apresentaram maior variação do que os definidos com os dados do microrreservatórios. Assim, serão apresentados neste capítulo, os hidrogramas calculados com os registros do nível d'água no interior do microrreservatório e no Apêndice 3 os hidrogramas calculados com os dados do vertedor.

Nas simulações em que houve extravasamento, as vazões de saída do extravasor foram calculadas subtraindo-se as vazões de entrada no microrreservatório pela vazão de saída no tubo de descarga.

A Figura 5.4 mostra os resultados das simulações realizadas com os 14 tubos de descarga. O hidrograma de entrada simulado foi o calculado para um lote de 360 m<sup>2</sup> totalmente impermeabilizado. Os hidrogramas dos tubos de 15 cm e 25 cm mostram as vazões de saída dos tubos de descarga testados e o hidrograma de saída mostra as vazões de saída do microrreservatório (vazão do tubo de descarga + vazão extravasada).



**Figura 5.4:** Resultados das simulações dos hidrogramas de entrada e saída do microrreservatório com tubos de descarga de (a) diâmetro 3/4" (b) diâmetro 1" (c) diâmetro 1.1/4" (d) diâmetro 1.1/2" (e) diâmetro 2" (f) diâmetro 2.1/2" (g) diâmetro 3"

Na simulação com o tubo de diâmetro de 1" e comprimento de 25 cm, o *datalogger* do sensor de nível d'água localizado no interior do microrreservatório não armazenou os dados do

ensaio. Assim, foi possível apenas calcular o hidrograma de saída do tubo de descarga com os registros realizados no vertedor e que foram apresentados na Figura 5.5 (e).

Os resultados mostraram que não houve amortecimento da vazão de pico do hidrograma de entrada em nenhuma simulação. Não houve extravasamento do microrreservatório apenas nos ensaios dos tubos de descarga com diâmetros de 2.1/2" e 3".

Os volumes extravasados no microrreservatório com tubos de descarga com diâmetros de 3/4", 1", 1.1/4", 1.1/2" e 2" foram, respectivamente, 7 (sete) m<sup>3</sup>, 6 (seis) m<sup>3</sup>, 4 (quatro) m<sup>3</sup>, 3 (três) m<sup>3</sup> e 1,2 m<sup>3</sup>. Estes volumes deveriam ser acrescidos ao volume existente do microrreservatório para que houvesse o amortecimento.

Apesar de não ter havido amortecimento para as simulações com os tubos de descarga de 2.1/2" e 3", a altura máxima do nível d'água no microrreservatório com o tubo de 2.1/2", foi de 75 cm com o tubo de 3" foi de 42 cm.

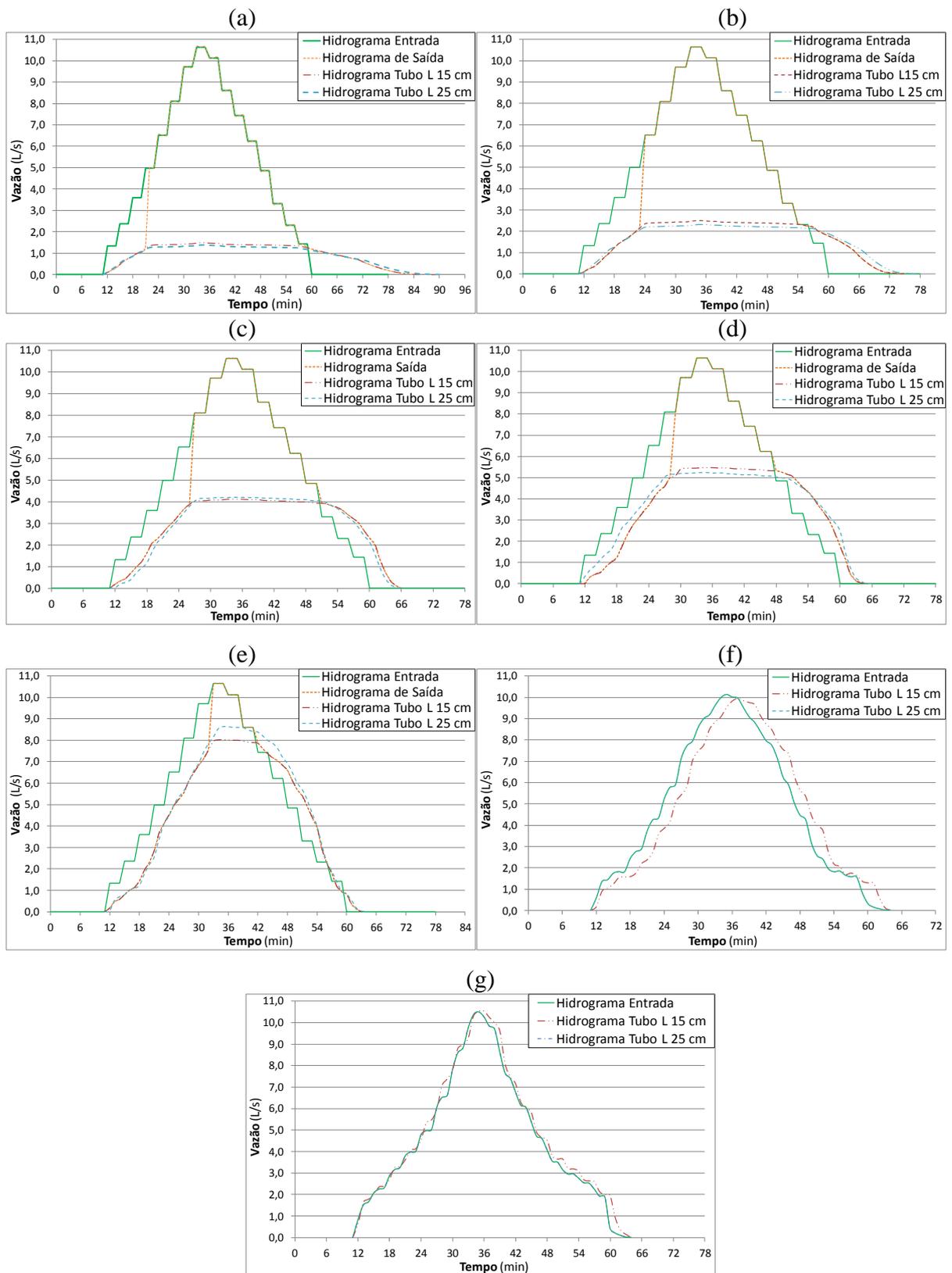
Os resultados dos hidrogramas dos ensaios com os tubos de 15 cm e de 25 cm foram muito parecidos, apresentando uma maior variação na simulação com o tubo de 2". A diferença das vazões encontradas entre os tubos de 2" provavelmente ocorreu devido à diferença do coeficiente de descarga encontrada no item 5.3.1.

As simulações mostraram que com os tubos de descarga com diâmetro de 1" é possível restringir a vazão de saída a níveis próximos à vazão de pico gerada nos solos naturais do grupo hidrológico D, que é de 2,53 L/s, desde que haja o microrreservatório tenha o volume necessário para armazenamento. Em nenhum dos tubos testados conseguiu-se obter vazões máximas próximas às condições naturais do solo do grupo hidrológico B, que é de 0,28 L/s.

#### 5.3.2.2 Hidrograma tempo de retorno de 10 anos e duração de 30 minutos

Foram também realizadas simulações no microrreservatório com a entrada de um hidrograma gerado em um lote com área de 360 m<sup>2</sup> totalmente impermeabilizado com uma precipitação de tempo de retorno de 10 anos e duração de 30 minutos.

A discretização do hidrograma foi feita a cada três minutos, fazendo com que nas simulações as vazões de entrada fossem alteradas de três em três minutos. Os resultados dos ensaios com os tubos de descarga de comprimento de 15 cm e 25 cm são mostrados na Figura 5.5.



**Figura 5.5:** Resultados das simulações dos hidrogramas de entrada e saída do microrreservatório com tubos de descarga de (a) diâmetro 3/4" (b) diâmetro 1" (c) diâmetro 1.1/4" (d) diâmetro 1.1/2" (e) diâmetro 2" (f) diâmetro 2.1/2" (g) diâmetro 3"

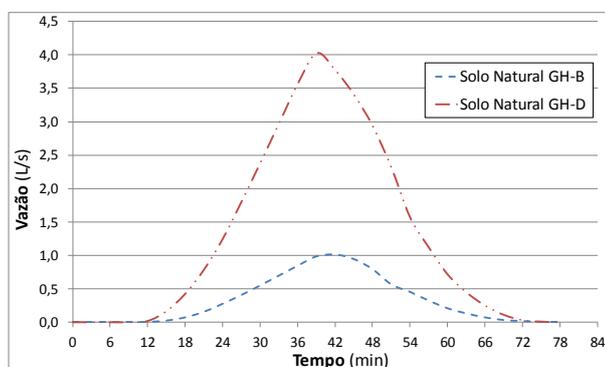
Conforme descrito no item 4.3.2, nas simulações com o hidrograma gerado com a precipitação com TR de 10 anos e duração de 30 minutos, não foram simulados os minutos iniciais e finais do hidrograma por que a bomba utilizada nos ensaios não era capaz de enviar pequenas vazões.

Como ocorrido com a simulação do hidrograma gerado com a precipitação com TR de 10 anos e duração de 10 minutos, não houve amortecimento da vazão de pico do hidrograma de entrada em nenhuma simulação. O microrreservatório não extravasou nos ensaios com os tubos de descarga com diâmetros de 2.1/2" e 3".

As alturas máximas obtidas no interior do microrreservatório para os tubos com diâmetro de 2.1/2" e 3" foram, respectivamente, 55 cm e 31 cm.

Os volumes totais extravasados no microrreservatório nas simulações com os tubos de descarga com diâmetros de 3/4", 1", 1.1/4", 1.1/2" e 2" foram, respectivamente, 12 m<sup>3</sup>, 9,5 m<sup>3</sup>, 6 (seis) m<sup>3</sup>, 4 (quatro) m<sup>3</sup> e 1 (um) m<sup>3</sup>.

Comparando-se os resultados das simulações com os hidrogramas gerados nos lotes de 360 m<sup>2</sup> nas condições naturais, mostrados na Figura 5.6, percebe-se que com os tubos de descarga de diâmetros de 3/4" e 1.1/4" é possível obter vazões próximas às de pico para os lotes dos grupos hidrológicos B e D, respectivamente.



**Figura 5.6:** Hidrogramas gerados em um lote de 360 m<sup>2</sup> com o solo natural e precipitação com TR 10 anos e duração de 30 minutos

#### **5.4 Determinação do volume do microrreservatório para a chuva com TR 10 anos e duração crítica**

Com o intuito de determinar o volume necessário para amortecer a vazão de pico de um hidrograma produzido com a duração crítica de uma precipitação com TR 10 anos, foram

realizadas novas simulações teóricas do funcionamento do microrreservatório. Foram calculados hidrogramas gerados com chuvas de duração de 10, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 480 minutos para um lote com área de 360 e 600 m<sup>2</sup>. Os resultados para o lote com área de 600 m<sup>2</sup> são apresentados no Apêndice 4.

O método utilizado para realizar o amortecimento de cheia no microrreservatório foi o de Puls e a vazão de saída foi calculada por meio da equação geral dos orifícios. Como os valores dos coeficientes de descarga determinados em laboratório variaram, de uma maneira geral, entre 0,90 e 0,95, decidiu-se adotar o valor de 0,90, porque representa uma perda de carga um pouco maior, o que pode ocorrer em escala em real.

A Tabela 5.13 mostra as vazões de pico dos hidrogramas gerados com as diferentes durações para a precipitação com TR de 10 anos para os solos naturais e impermeabilizados de um lote com área de 360 m<sup>2</sup>.

**Tabela 5.13** – Hidrogramas com chuvas de diferentes durações – Área 360 m<sup>2</sup>

Duração	Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s)			Tempo de base
	GH-B	GH-D	Imperm.	
10 minutos	0,0003	0,0025	0,0119	± 32 min
30 minutos	0,0006	0,0026	0,0074	± 80 min
45 minutos	0,0007	0,0024	0,0059	± 115 min
60 minutos	0,0007	0,0022	0,0051	± 150 min
90 minutos	0,0007	0,0019	0,0040	± 220 min
120 minutos	0,0006	0,0016	0,0033	± 264 min
180 minutos	0,0006	0,0013	0,0024	± 396 min
240 minutos	0,0005	0,0011	0,0020	± 528 min
480 minutos	0,0004	0,0008	0,0012	± 1056 min

Observou-se que para o lote do grupo hidrológico B, os hidrogramas das chuvas com durações, 45, 60 e 90 minutos geraram maiores vazões de pico. Isto se deve a grande capacidade de infiltração do solo, que durante os primeiros minutos de chuva impede que haja uma grande produção de escoamento superficial.

Para o lote do grupo hidrológico D, a maior vazão de pico gerada ocorreu para a precipitação com duração de 30 minutos. Os solos desse grupo hidrológico não apresentam grande capacidade de infiltração.

Para o lote com solo totalmente impermeabilizado é possível perceber como as vazões de pico decrescem com o aumento das durações das precipitações.

Determinados os hidrogramas para as diferentes durações, calculou-se os volumes e os diâmetros das tubulações de descarga dos microrreservatórios para realizar o amortecimento das vazões de pico, supondo a altura da lâmina d'água de 1,0 m no máximo. Os resultados obtidos com as diferentes precipitações são mostrados na Tabela 5.14. Como a precipitação com duração crítica para o solo do grupo hidrológico D foi encontrada aos 45 minutos, não foram realizadas simulações para durações superiores a 60 minutos.

**Tabela 5.14** – Resultados das simulações do lote com área de 360 m<sup>2</sup>

Duração da chuva	Solo	Volume (m <sup>3</sup> )	Diâmetro de descarga (mm)	Vazão de pico de saída (m <sup>3</sup> /s)
10 minutos	GH-B	9,15	13 (1/2")	0,0005
	GH-D	7,25	25 (1")	0,0019
30 minutos	GH-B	12,8	13 (1/2")	0,0005
	GH-D	9,75	25 (1")	0,0019
45 minutos	GH-B	14	13 (1/2")	0,0005
	GH-D	10,4	25 (1")	0,0019
60 minutos	GH-B	15,4	13 (1/2")	0,0005
	GH-D	10,2	25 (1")	0,0019
90 minutos	GH-B	16,8	13 (1/2")	0,0005
120 minutos	GH-B	17,5	13 (1/2")	0,0005
180 minutos	GH-B	18,3	13 (1/2")	0,0005
240 minutos	GH-B	18,6	13 (1/2")	0,0005
480 minutos	GH-B	17,6	13 (1/2")	0,0005

As simulações mostraram que para o microrreservatório produzir vazões de saída inferiores às vazões de pico nas condições naturais do lote do grupo hidrológico B, exceto para a duração de 10 minutos, é necessário utilizar uma tubulação de saída com diâmetro de 13 mm.

Para os solos com esse grupo hidrológico, os volumes dos microrreservatórios aumentaram com o acréscimo das durações das chuvas até a duração de 240 minutos. Como as vazões máximas de saída deveriam ser muito pequenas, os volumes dos microrreservatórios necessários para armazenar as águas precipitadas foram muito grandes.

Nas simulações do microrreservatório para o lote do grupo hidrológico D, o diâmetro da tubulação de descarga que proporcionou vazões máximas de saída inferiores às condições naturais foi o de 25 mm. Os resultados mostraram que o maior volume necessário para armazenamento no microrreservatório aconteceu para a duração de 45 minutos.

Os volumes máximos encontrados para a chuva de duração crítica são próximos aos volumes utilizados por Sugio (1995), de 12 a 20 m<sup>3</sup>, em sua simulação realizada para uma bacia hidrográfica do Japão que sofre com problemas de inundação.

Comparando-se os resultados encontrados com o estudo realizado por Duarte *et al.* (2003) para a determinação do volume e do diâmetro de saída de microrreservatórios a serem implantados em lotes de 360 m<sup>2</sup> com diferentes condições de impermeabilização, observou-se que para o solo totalmente impermeabilizado as dimensões dos dispositivos de controle foram próximos aos encontrados para os terrenos inseridos no grupo hidrológico D. Duarte *et al.* (2003) determinaram um volume de 12 m<sup>3</sup> e um tubo de descarga com diâmetro de 33 mm para os microrreservatórios a serem implantados no Rio de Janeiro.

No estudo realizado por Almeida (2005), microrreservatórios com volumes de 10 m<sup>3</sup> e tubos de descarga com diâmetro de 70 mm reduziram a vazão de pico a níveis inferiores à vazão natural na bacia do córrego Olhos D'água em Belo Horizonte. Essas dimensões são diferentes das encontradas na Tabela 5.14 para os terrenos do grupo hidrológico B, mesma classificação dos solos dessa bacia. Salienta-se ainda, que a área do lote considerado na simulação de Almeida (2005) foi de 1.000 m<sup>2</sup>, valor quase três vezes maior que a área avaliada neste estudo.

A Tabela 5.15 apresenta um resumo das configurações dos microrreservatórios propostos para a implantação em lotes com áreas de 360 m<sup>2</sup> e 600 m<sup>2</sup>, totalmente impermeabilizados, nos terrenos inseridos nos dois grupos hidrológicos existentes em Belo Horizonte.

**Tabela 5.15** – Configurações dos microrreservatórios para lotes de 360 e 600 m<sup>2</sup> em BH

Área do Lote	Tipo de Solo	Dimensões do Microrreservatório				
		Volume (m <sup>3</sup> )	Altura útil (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Diâmetro do Tubo de Descarga (mm)	Diâmetro do Extravasor (mm)
360 m <sup>2</sup>	GH-B	18,6	1,0	18,6	13	100
	GH-D	10,4	1,0	10,4	25	100
600 m <sup>2</sup>	GH-B	28,1	1,0	28,1	19	100
	GH-D	17,2	1,0	17,2	32	100

As configurações propostas na Tabela 5.15, permitem que o dispositivo de controle amortee precipitações com tempo de retorno de 10 anos e duração crítica, definida para lotes inseridos no grupo hidrológico B e D. O dimensionamento do microrreservatório foi feito para as precipitações críticas, porque o seu objetivo é contribuir para a melhoria do funcionamento do sistema de drenagem para eventos críticos.

Microrreservatórios com volumes calculados para chuvas com tempos de retorno inferiores ao considerado em projetos de microdrenagem permitem o amortecimento de hidrogramas que não provocam problemas no funcionamento do sistema. Para eventos de chuvas com intensidades maiores a eficiência do dispositivo de controle no amortecimento do hidrograma de saída será bastante reduzida podendo chegar a ser nula.

Ressalta-se que a implantação de estruturas de infiltração deve ser incentivada e que no caso de serem instaladas em conjunto com microrreservatórios, estes devem ter sua configuração alterada, redimensionando-se o seu volume e o diâmetro da tubulação de descarga.

Dividindo-se os volumes encontrados para os microrreservatórios da Tabela 5.15 pela área dos lotes, observou-se que a taxa de volume de reservação por metro quadrado de área impermeabilizada foi de cerca de 29 L/m<sup>2</sup> para terrenos do GH-D e de aproximadamente 49 L/m<sup>2</sup> para lotes do GH-B.

### **5.5 Simulação da implantação de microrreservatórios na sub-bacia da Av. Francisco Sá**

Para avaliar a eficiência do uso de microrreservatórios na escala de uma sub-bacia, foram simulados dois cenários com os lotes totalmente impermeabilizados, um com e outro sem microrreservatório.

A sub-bacia escolhida para realizar as simulações foi a localizada na cabeceira do córrego da Av. Francisco Sá. Como descrito no item 4.5, calculou-se o tempo de concentração da sub-bacia utilizando-se as fórmulas de Kirpich, Ventura e da Onda Cinemática. Os resultados encontrados para o tempo de concentração da sub-bacia são mostrados na Tabela 5.16 a seguir.

**Tabela 5.16** – Resultados do tempo de concentração da Av. Francisco Sá

	Fórmula de Kirpich	Fórmula de Ventura	Fórmula da Onda Cinemática
Tempo de Concentração (minutos)	12,02	18,40	15,14

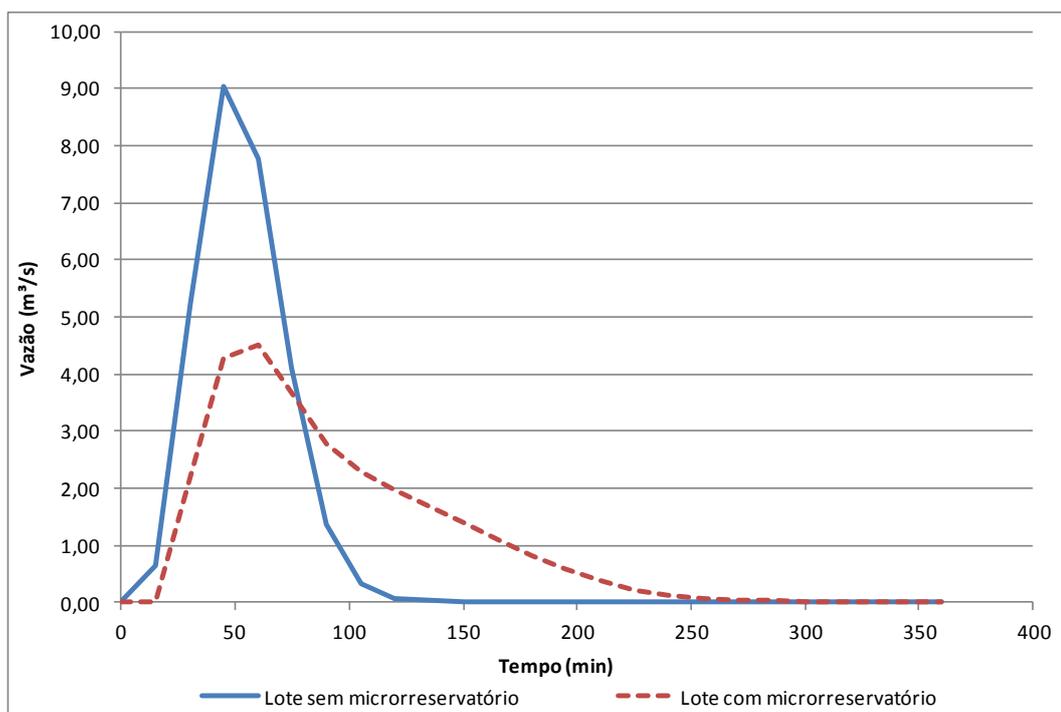
Os resultados entre as fórmulas de Kirpich e de Ventura tiveram uma variação de 6,38 minutos. O resultado com a fórmula Onda Cinemática foi próximo a média dos dois outros métodos, por isso adotou-se o tempo de concentração da sub-bacia estudada como sendo de 15 minutos.

As precipitações utilizadas na simulações foram com TR de 10 anos e com as seguintes durações:

- 1) 45 minutos, encontrada como duração crítica para o microrreservatório implantado em um lote de 360 m<sup>2</sup>, como descrito no item anterior;
- 2) 60 minutos, encontrada somando-se a duração crítica do microrreservatório, 45 minutos, com o tempo de concentração da sub-bacia da Av. Francisco Sá, 15 minutos.

### **5.5.1 Simulação para a precipitação com TR 10 anos e duração de 45 minutos**

Os resultados das simulações com a chuva de 45 minutos realizadas na sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá mostraram que houve uma redução de 50% da vazão de pico entre os hidrogramas de saída calculados para os lotes com e sem microrreservatórios, como pode ser observado na Figura 5.7.

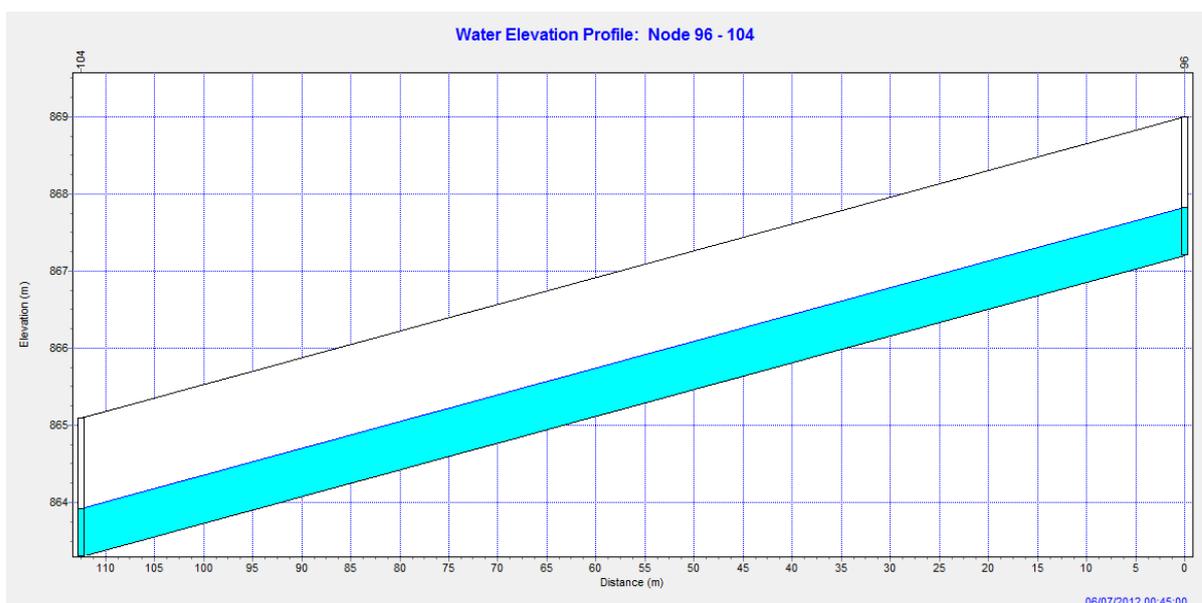


**Figura 5.7:** Hidrogramas gerados nas simulações realizadas na sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá

O hidrograma gerado com os lotes sem microrreservatórios teve uma vazão de pico de 9,00 m<sup>3</sup>/s com tempo de base de aproximadamente 2 horas, enquanto que no hidrograma gerado na simulação com os microrreservatórios obteve-se uma vazão de pico 4,50 m<sup>3</sup>/s e um tempo de base de cerca de 4 horas.

O resultado de redução do pico de vazão em 50 %, foi o mesmo determinado por Tassi (2002) em seu estudo que simulou a implantação de microrreservatórios em uma bacia hidrográfica de Porto Alegre.

Em nenhum trecho do canal principal houve insuficiência de capacidade para escoamento. No último trecho do canal principal, entre as ruas Herculano de Freitas e André Cavalcanti, a altura máxima da lâmina d'água foi de 63 cm e ocorreu aos 45 minutos após o início da simulação sem microrreservatório. A Figura 5.8 mostra o perfil da lâmina d'água máxima ocorrida nesse trecho.



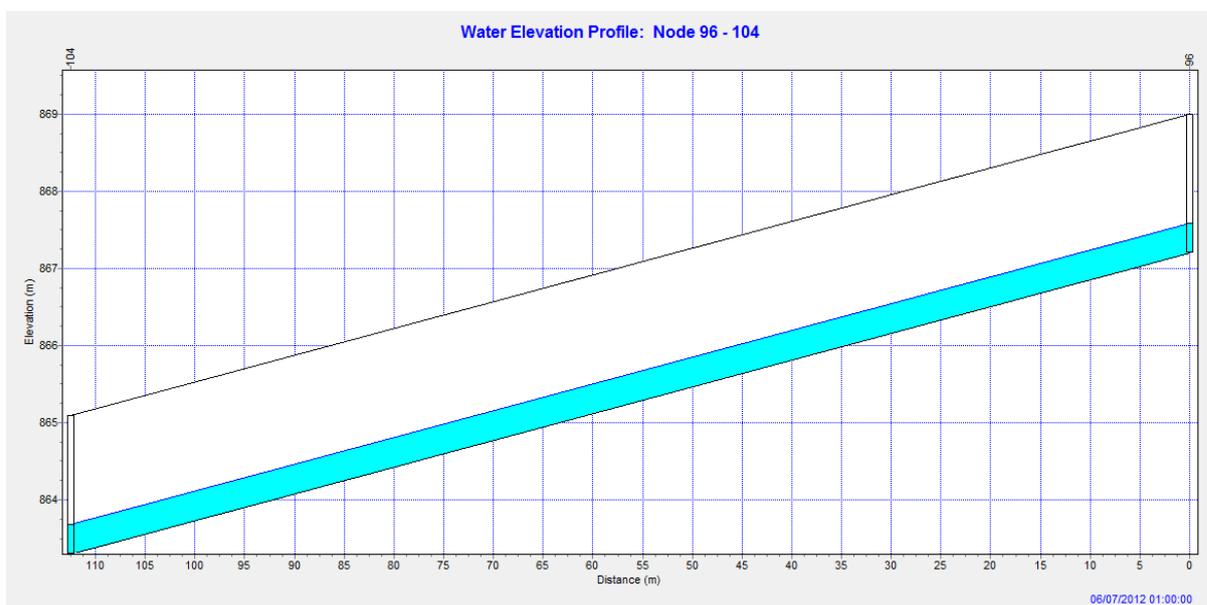
**Figura 5.8:** Perfil da lâmina d'água no último trecho do canal aos 45 minutos da simulação da sub-bacia sem a implantação de microrreservatórios

Os resultados mostraram que até as três horas de simulação, o regime de escoamento nesse trecho era supercrítico, já que o número de Froude foi sempre superior a 1,0 (um) nesse período. O valor obtido para o número de Froude foi de 2,94 e ocorreu a uma hora e quinze minutos de simulação. Os resultados das vazões, das velocidades, da altura da lâmina d'água e do número de Froude durante a simulação nesse trecho são mostrados na Tabela 5.17.

**Tabela 5.17 –** Resultados das simulações sem a implantação de microrreservatórios no último trecho do canal

Tempo (H:M)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Altura da lâmina d'água (m)	Velocidade (m/s)	Número de Froude
0:15	0,61	0,11	2,77	2,66
0:30	5,09	0,43	5,92	2,88
0:45	8,80	0,63	7,03	2,84
1:00	7,57	0,56	6,74	2,87
1:15	4,00	0,36	5,53	2,94
1:30	1,32	0,17	3,80	2,90
1:45	0,33	0,07	2,28	2,70
2:00	0,07	0,03	1,27	2,39
2:15	0,02	0,01	0,82	2,16
2:30	0,01	0,01	0,62	2,01
2:45	0,01	0,01	0,50	1,92
3:00	0,00	0,01	0,42	1,84

Para a simulação da sub-bacia com a implantação dos microrreservatórios, a altura máxima do nível d'água no último trecho do canal principal foi de 39 cm e ocorreu a uma hora após o início da simulação. O perfil da linha d'água nesse trecho pode ser visto na Figura 5.9.



**Figura 5.9:** Perfil da lâmina d'água no último trecho do canal à 1 h da simulação da sub-bacia com a implantação de microrreservatórios

De acordo com os resultados calculados pelo programa SWMM, o regime de escoamento no último trecho do canal foi crítico aos 15 minutos de simulação e passou a supercrítico até ao final da simulação. Os resultados dos principais parâmetros hidráulicos desse trecho durante a simulação são mostrados na Tabela 5.18.

**Tabela 5.18** – Resultados das simulações com a implantação de microrreservatórios no último trecho do canal

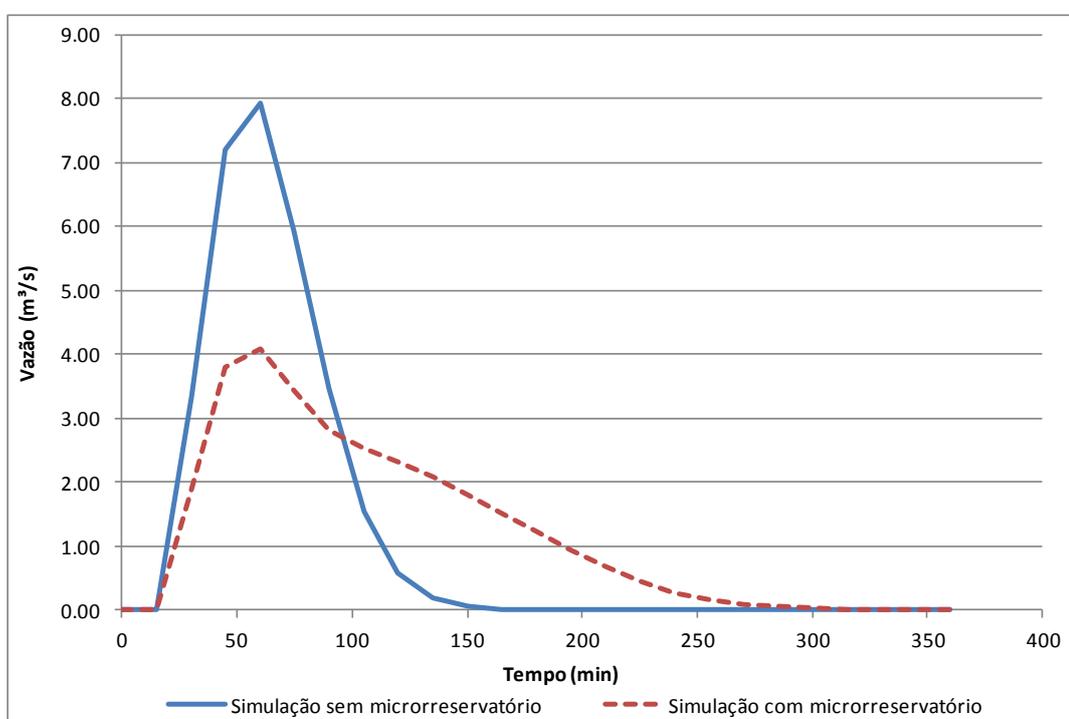
Tempo (H:M)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Altura da lâmina d'água (m)	Velocidade (m/s)	Número de Froude
0:15	0,01	0,01	0,35	1,00
0:30	2,14	0,24	4,42	2,87
0:45	4,15	0,37	5,57	2,91
1:00	4,37	0,39	5,67	2,92
1:15	3,56	0,34	5,31	2,93
1:30	2,70	0,28	4,84	2,92
1:45	2,24	0,25	4,53	2,91
2:00	1,93	0,22	4,30	2,90
2:15	1,65	0,20	4,07	2,88
2:30	1,37	0,18	3,81	2,86
2:45	1,09	0,16	3,50	2,84
3:00	0,81	0,13	3,15	2,80

Tempo (H:M)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Altura da lâmina d'água (m)	Velocidade (m/s)	Número de Froude
3:15	0,56	0,10	2,75	2,74
3:30	0,36	0,08	2,33	2,66
3:45	0,22	0,06	1,91	2,57
4:00	0,12	0,04	1,54	2,46
4:15	0,07	0,03	1,24	2,34
4:30	0,04	0,02	1,01	2,24
4:45	0,03	0,02	0,85	2,14
5:00	0,02	0,01	0,72	2,07

Os resultados mostraram que na simulação com microrreservatórios não houve ampliação dos picos de vazão com a chegada simultânea de hidrogramas retardados, o que indica que o uso dessa técnica compensatória pode ser viável para reduzir o impacto gerado com a impermeabilização dos solos.

### 5.5.2 Simulação para a precipitação com TR 10 anos e duração de 60 minutos

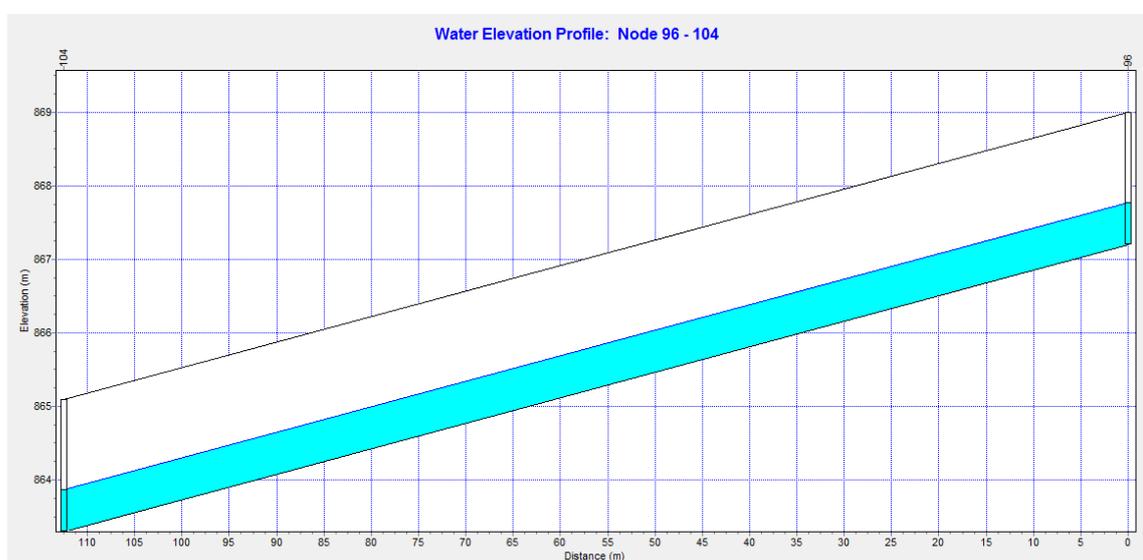
Nas simulações realizadas para a precipitação com duração igual a soma do tempo de concentração da sub-bacia e a duração crítica do microrreservatório, os resultados mostraram que houve uma redução da vazão de pico em 50%. Sem a instalação de microrreservatórios a vazão máxima de saída na sub-bacia estudada foi de 9,04 m<sup>3</sup>/s e para a simulação com os dispositivos de controle foi de 4,49 m<sup>3</sup>/s, como pode ser visto na Figura 5.10 abaixo.



**Figura 5.10:** Hidrogramas gerados nas simulações realizadas na sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá

Pode-se observar que as eficiências do uso de microrreservatórios na redução das vazões de pico nas simulações com as precipitações de duração 45 e 60 minutos foram similares. Todavia, a chuva com duração de 45 minutos originou uma vazão de pico maior do que a chuva com duração de 60 minutos.

Na simulação da sub-bacia sem microrreservatórios para a precipitação com duração de 60 minutos não houve transbordamento em nenhum trecho do canal principal. No último trecho, entre as ruas Herculano de Freitas e André Cavalcanti, a altura máxima da lâmina d'água foi de 57 cm, ocorrendo aos 60 minutos após o início da simulação sem microrreservatório. A Figura 5.11 mostra o perfil da lâmina d'água máxima ocorrida nesse trecho.



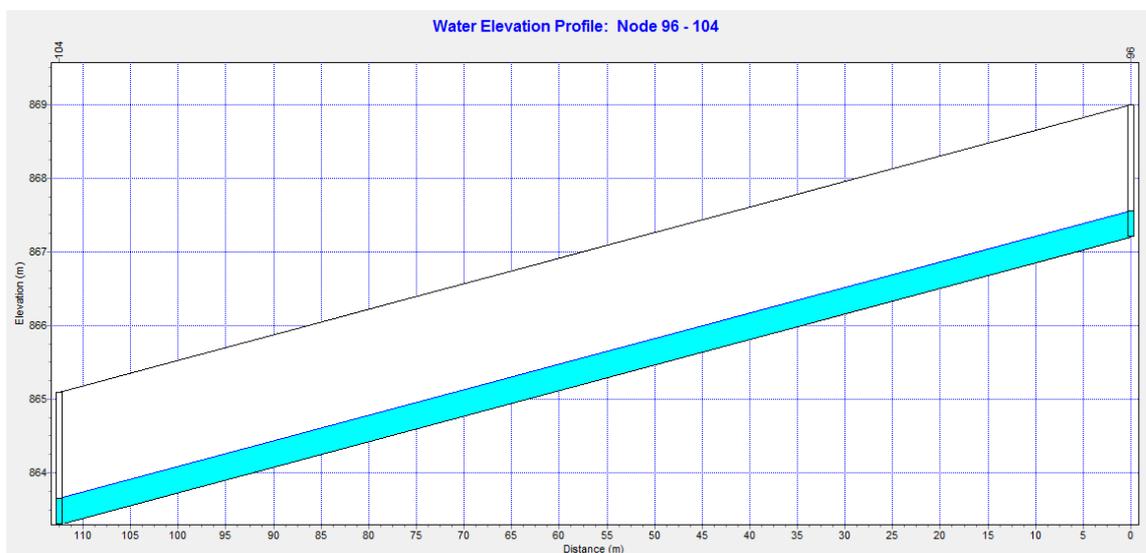
**Figura 5.11:** Perfil da lâmina d'água no último trecho do canal aos 60 minutos da simulação da sub-bacia sem a implantação de microrreservatórios

Os resultados mostraram que nesse trecho do canal, o regime de escoamento funcionou, nas três primeiras horas das simulações, como supercrítico, exceto nos primeiros 15 minutos. A uma hora e trinta minutos de simulação foi obtido o maior número de Froude, 2,93. Os resultados durante a simulação nesse trecho são mostrados na Tabela 5.19.

**Tabela 5.19** – Resultados das simulações sem a implantação de microrreservatórios no último trecho do canal

Tempo (H:M)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Altura da lâmina d'água (m)	Velocidade (m/s)	Número de Froude
0:15	0,01	0,01	0,33	0,95
0:30	3,25	0,32	5,11	2,89
0:45	7,00	0,53	6,56	2,87
1:00	7,72	0,57	6,77	2,86
1:15	5,79	0,47	6,21	2,91
1:30	3,37	0,32	5,22	2,93
1:45	1,52	0,19	3,97	2,90
2:00	0,56	0,10	2,77	2,77
2:15	0,19	0,05	1,84	2,57
2:30	0,06	0,03	1,19	2,35
2:45	0,02	0,01	0,77	2,14
3:00	0,01	0,01	0,58	1,99

Na simulação da sub-bacia com a implantação dos microrreservatórios, a altura máxima do nível d'água no último trecho do canal principal foi de 36 cm, 3 cm a menos que na simulação com a chuva de 45 minutos. O perfil da linha d'água nesse trecho pode ser visto na Figura 5.12.



**Figura 5.12:** Perfil da lâmina d'água no último trecho do canal à 1 h da simulação da sub-bacia com a implantação de microrreservatórios

Na simulação dos lotes da sub-bacia com microrreservatórios, o regime de escoamento no último trecho do canal foi supercrítico durante toda a simulação. Os resultados dos principais parâmetros hidráulicos desse trecho durante a simulação são mostrados na Tabela 5.20.

**Tabela 5.20** – Resultados das simulações com a implantação de microrreservatórios no último trecho do canal

Tempo (H:M)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Altura da lâmina d'água (m)	Velocidade (m/s)	Número de Froude
0:15	0,01	0,01	0,35	1,02
0:30	1,84	0,22	4,19	2,85
0:45	3,69	0,34	5,35	2,91
1:00	3,96	0,36	5,49	2,92
1:15	3,35	0,32	5,20	2,92
1:30	2,73	0,28	4,85	2,92
1:45	2,47	0,26	4,68	2,91
2:00	2,27	0,25	4,55	2,91
2:15	2,03	0,23	4,37	2,90
2:30	1,76	0,21	4,16	2,89
2:45	1,48	0,19	3,92	2,87
3:00	1,20	0,17	3,63	2,85
3:15	0,92	0,14	3,30	2,81
3:30	0,67	0,11	2,92	2,77
3:45	0,45	0,09	2,52	2,7
4:00	0,28	0,07	2,10	2,61
4:15	0,16	0,05	1,68	2,50
4:30	0,09	0,03	1,36	2,39
4:45	0,05	0,02	1,11	2,28
5:00	0,03	0,02	0,92	2,19

As simulações realizadas mostraram que a precipitação com duração de 45 minutos produz uma maior vazão de pico, sendo mais crítica para a sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá. A implantação de microrreservatórios reduziu em até 50% a vazão de pico gerada com a impermeabilização do solo na bacia estudada, contribuindo para o melhor funcionamento do sistema de drenagem e para a redução dos problemas de inundação.

## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 6.1 Conclusões

Ao final deste trabalho foi possível verificar que as definições da legislação urbanística de Belo Horizonte para a restrição da impermeabilização do solo são ineficazes para compensar o impacto produzido no sistema de drenagem urbana, com a redução da parcela de infiltração.

Os estudos mostraram que a fórmula proposta por McCuen (1989) para calcular o volume do microrreservatório nos lotes de Belo Horizonte com o método Racional, pode apresentar valores próximos aos dos dimensionados com o método de Puls para o amortecimento dos hidrogramas calculados pelo método SCS (ver Tabelas 5.5 e 5.6). Entretanto, a adoção de coeficientes de escoamento superficial diferentes dos adotados neste estudo podem alterar os resultados.

As diferenças entre as vazões de pico de saída dos lotes nas condições naturais e dos solos totalmente impermeabilizados, sem a implantação de microrreservatórios, foram muito grandes. Para a chuva com tempo de retorno de 10 anos e duração de 10 minutos, que a PBH solicita que seja utilizada no projeto de microdrenagem, a vazão de pico do solo após a urbanização pode ser cerca de 40 vezes maior do que era produzido nos solos do Grupo Hidrológico B e 5 vezes maior do que os solos do Grupo Hidrológico D em suas condições naturais. Isto mostra o impacto produzido com a impermeabilização do solo e a necessidade de se exigir medidas mais restritivas ao responsável do terreno para compensar o aumento da vazão gerada.

Os ensaios em laboratório mostraram que o volume do microrreservatório definido na LPOUS/BH para um lote padrão com área de 360 m<sup>2</sup>, totalmente impermeabilizado, é insuficiente para armazenar o excedente gerado no escoamento superficial. Além disso, foi constatado que o diâmetro mínimo, de 75 mm, do tubo de descarga do microrreservatório recomendado no Caderno de Encargos da Sudecap não permite qualquer amortecimento da vazão de pico gerada nos lotes de 360 m<sup>2</sup> após a sua urbanização.

No estudo da capacidade de esgotamento dos tubos de descarga testados em laboratório foi possível verificar que o coeficiente de descarga médio encontrado foi muito superior aos

indicados na revisão da literatura e usualmente utilizados em projetos de drenagem. A diferença entre o coeficiente de descarga determinado pela literatura clássica para orifícios e o determinado em laboratório foi próximo de 50%. O valor médio de 0,90 encontrado nas simulações realizadas em laboratório, mostra que a perda de carga pode ser muito inferior a adotada em projetos. Salienta-se que as condições em que foram feitos os ensaios em laboratório não são as mesmas existentes em microrreservatórios instalados em escala real, que estão sujeitos a interferências e obstruções por sedimentos, folhas e outros resíduos carregados durante o escoamento.

Considerando a classificação dos grupos hidrológicos, realizada por Ramos (1998), para os solos de Belo Horizonte, o estudo indicou que para manter a vazão máxima de saída próxima à vazão natural, os terrenos localizados nos solos do Grupo Hidrológico B exigem microrreservatórios com volumes consideravelmente maiores do que para os terrenos localizados nos solos do Grupo Hidrológico D.

Existem vários formatos de microrreservatórios e possibilidades de locais para a sua instalação em um lote, que devem ser definidos pelo projetista baseando-se nas condições do terreno e de seu uso e na diferença de cota disponível para ligação na rede pública de drenagem pluvial.

Considerando que a diferença de cota média entre o lote e a rede pública de drenagem é de um metro, os resultados mostraram que para o microrreservatório dimensionado com um metro de altura para a chuva com TR de 10 anos e duração crítica, a porcentagem que sua área representa na área do lote é de aproximadamente 2,90% para solos do Grupo Hidrológico B e de 4,92% para solos do grupo hidrológico D.

Atualmente a LPOUS de BH exige para um terreno com área de até 360 m<sup>2</sup>, totalmente impermeabilizado, a construção de um microrreservatório que representa aproximadamente 0,3% da área total do lote. Para lotes acima de 360 m<sup>2</sup>, esse percentual sobe para 0,6%.

Tendo-se como base as precipitações com tempo de retorno de 10 anos e duração crítica (definida para o GH-D), os resultados mostraram que para manter a vazão máxima específica de saída para a rede pública de águas pluviais próxima à das condições naturais, a mesma deve ser de aproximadamente 15 L/s.ha nos terrenos com solos do grupo hidrológico B e de cerca de 60 L/s.ha para lotes inseridos nos solos classificados como grupo hidrológico D.

A taxa de volume por metro quadrado de área impermeabilizada encontrada foi de 29 L/m<sup>2</sup> para terrenos inseridos no grupo hidrológico D e de 49 L/m<sup>2</sup> para lotes com solos pertencentes ao grupo hidrológico B. O volume considerado para o cálculo da taxa do GH-B foi o definido para a precipitação com duração crítica do GH-D.

Observou-se que a taxa de volume por metro quadrado de área impermeabilizada calculada para o GH-D foi muito próxima à exigida pela Lei de parcelamento, ocupação e Uso do Solo de Belo Horizonte. Salienta-se que o volume calculado pela LPOUS é realizado apenas para a área excedente impermeabilizada.

Por fim, as simulações da implantação de microrreservatórios nos lotes da sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá, para as chuvas com duração de 45 e 60 minutos, mostraram que o seu uso pode reduzir em 50% as vazões de pico em comparação a situação do lote totalmente impermeabilizado e sem dispositivo de controle. É importante salientar, que para obter o amortecimento do hidrograma desejado é necessário que o volume e a estrutura de descarga do microrreservatório sejam dimensionados de forma adequada.

## **6.2 Recomendações**

Após a realização deste estudo, são feitas as seguintes recomendações:

- a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte, juntamente com Câmara Municipal de Belo Horizonte deve alterar ou revogar o texto do Art. 50 da Lei Municipal n° 9.959/10 (LPOUS), criar um novo texto ou uma nova legislação que obrigue o empreendedor a compensar o impacto gerado na rede pública de drenagem, em qualquer alteração da permeabilidade do solo no terreno;
- a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte deve solicitar ao empreendedor o amortecimento da vazão de pico gerada com a precipitação com TR de 10 anos e duração crítica, que pode proporcionar um melhor funcionamento do sistema de drenagem;
- a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte pode solicitar aos empreendedores a construção de microrreservatório com volumes inferiores aos necessários para o amortecimento das vazões de pico geradas com a impermeabilização dos solos, desde que sejam utilizadas no terreno técnicas compensatórias que possibilitem o aumento da infiltração. Para que isso

ocorra é necessário que seja realizado um estudo para verificar o funcionamento em conjunto das técnicas compensatórias;

- devem ser realizadas novas pesquisas para verificar o funcionamento do microrreservatório em escala real, de modo a verificar o amortecimento da vazão de pico de chuvas reais, e avaliar, em especial, os valores dos coeficientes de descarga;
- devem ser realizados estudos econômico-financeiros que analisem o custo da instalação de microrreservatórios em lotes de uma bacia hidrográfica já urbanizada, de maneira a proporcionar uma comparação com os gastos públicos derivados de problemas com inundação e do mal funcionamento do sistema de drenagem. Esse estudo pode subsidiar a criação de um programa pela prefeitura municipal para estimular a instalação do microrreservatório em lotes que já se encontram totalmente impermeabilizados, por meio de incentivos econômicos, como por exemplo, a redução do valor pago no IPTU.

## REFERÊNCIAS

- AGRA, S. G. Estudo Experimental de Microrreservatórios para o Controle do Escoamento Superficial. 2001. 105f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.
- AKAN, A. O., Urban Stormwater Hydrology. Lancaster, Pennsylvania: Technomic, 1993, ISBN 0-87762-967-6, 268 p.
- ALMEIDA, V. A. Avaliação da eficiência de sistemas alternativos de drenagem urbana de águas pluviais. 2005. 139f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, 2005.
- APT, D. 2010. Integrating Rainwater Harvesting and Low Impact Development. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE, 7., 2010, Lyon. NOVATECH, 2010. [*Anais eletrônico...*] Lyon: AIDIS, 2010. 1 Pen drive
- ASCE/WEF, American Society of Civil Engineers and Water Environment Federation. Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems. Water Environment Federation, ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice No.77, New York, 724 p., 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-10.844 – Instalações Prediais de águas Pluviais – Dez. 1989. Rio de Janeiro. p. 13.
- AZEVEDO NETTO, J. M., ALVAREZ, G. A. Manual de Hidráulica. 7ª. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1982. 335 p.
- AZEVEDO NETTO, J. M., ARAÚJO, R., FERNANDEZ, M. F., ITO, A. E. Manual de Hidráulica. 8ª. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998. 669 p.
- BAPTISTA, M.B. e NASCIMENTO, N. de O. Sustainable Development and Urban Stormwater Management in the Context of Tropical Developing Countries. In: CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL, 25, 1996, México. [*Anais eletrônico...*] México: AIDIS, 1996. 1 CD-ROM.
- BAPTISTA, M.B., NASCIMENTO, N. de O., RAMOS, M.H.D. e CHAMPS, J.R.B. Aspectos da evolução da urbanização e dos problemas de inundações em Belo Horizonte. In: XII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS. Anais. Vitória, v.3, p.197-204, nov. 1997.
- BAPTISTA, M.B., NASCIMENTO, N. de O. e BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 1. Ed. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p
- 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).
- BELO HORIZONTE. Lei 6.314 de 27 de agosto de 1993. Dispõe sobre a instituição, no município de belo horizonte, de reserva particular ecológica, por destinação do proprietário. Belo Horizonte, 12 jan. 1993. Disponível em :<<http://www.jusbrasil.com.br/legislacao/ anotada/3948051/lei-6314-93-belo-horizonte>>. Acesso em: 16 mai. 2012.

BELO HORIZONTE. Lei 7.165 de 27 de agosto de 1996. Institui o Plano Diretor do Município de Belo Horizonte. Belo Horizonte, 28 jul. 1996. Disponível em: <<http://portal6.pbh.gov.br/dom/iniciaEdicao.do?method=DetalheArtigo&pk=1033105>>. Acesso em: 16 nov. 2010.

BELO HORIZONTE. Lei 7.166 de 27 de agosto de 1996. Estabelece normas e condições para parcelamento, ocupação e uso do solo urbano no Município. Belo Horizonte, 28 jul. 1996. Disponível em: <<http://portal6.pbh.gov.br/dom/iniciaEdicao.do?method=DetalheArtigo&pk=1033105>>. Acesso em: 16 nov. 2010.

BELO HORIZONTE. Lei 7.727 de 17 de janeiro de 1997. Institui a Licença Ambiental e dá outras providências. Belo Horizonte, 18 jan. 1997. Disponível em: <[http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&pIdPlc=ecpTaxonomiaMenuPortal&app=meioambiente&tax=18007&lang=pt\\_BR&pg=5700&taxp=0](http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&pIdPlc=ecpTaxonomiaMenuPortal&app=meioambiente&tax=18007&lang=pt_BR&pg=5700&taxp=0)>. Acesso em: 28 mar. 2011.

BELO HORIZONTE. Lei 8.137 de 21 de dezembro de 2000. Altera as leis nº 7.165/96 e 7.166/96 – ambas de 27 de agosto de 1.996, e dá outras providências. Belo Horizonte, 21 dez. 2000. Disponível em: <<http://portal6.pbh.gov.br/dom/iniciaEdicao.do?method=DetalheArtigo&pk=881696>>. Acesso em: 16 nov. 2010.

BELO HORIZONTE. Lei 9.959 de 20 de julho de 2010. Altera as leis nº 7.165/96 - que institui o Plano Diretor do Município de Belo Horizonte - e nº 7.166/96 - que estabelece normas e condições para parcelamento, ocupação e uso do solo urbano no Município -, estabelece normas e condições para a urbanização e a regularização fundiária das Zonas de Especial Interesse Social, dispõe sobre parcelamento, ocupação e uso do solo nas Áreas de Especial Interesse Social, e dá outras providências. Belo Horizonte, 21 jul. 2010. Disponível em: <<http://portal6.pbh.gov.br/dom/iniciaEdicao.do?method=DomDia&dia=21/07/2010&comboAno=2010>>. Acesso em: 16 nov. 2010.

BIDONE, F.R.A. e TUCCI, C.E.M. Microdrenagem. In: TUCCI, C.E.M., PORTO, R.L.L. e BARROS, M.T. (org.), Drenagem Urbana. Porto Alegre, Ed. da Universidade, ABRH/UFRGS, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v.5, 428p., cap.3, p.77-105, 1995.

BORSAGLI, A. O Vale do Córrego Leitão em Belo Horizonte: Contribuições da Cartografia para a compreensão da sua ocupação. In: 1º Simpósio Brasileiro de Cartografia Histórica, 2011. Anais. Paraty/Rio de Janeiro.

BRASIL. Constituição. Constituição da República Federativa do Brasil. Brasília: Senado, 1988. p.168.

BRASIL. Lei 9.433 de 8 de janeiro de 1997. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, regulamenta o inciso XIX do art. 21 da Constituição Federal, e altera o art. 1º da Lei nº 8.001, de 13 de março de 1990, que modificou a Lei nº 7.990, de 28 de dezembro de 1989. Brasília: Senado, 1997. p.15.

BRASIL. Lei 10.527 de 10 de julho de 2001. Regulamenta os arts. 182 e 183 da Constituição Federal estabelece diretrizes gerais da política urbana e dá outras providências. Brasília: Senado, 2001. p.17.

BRASIL. Lei 11.445 de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei no 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. Brasília: Senado, 2007. p.20.

- CABRAL, J. J. S. P., CARTAXO, A. L.; ANTONINO, A. C. D. BORBA FILHO, B. F. L.; SANTOS L. L., Microrreservatório de detenção em logradouro público. In: Righetto, A. M. (coord.). Manejo de águas pluviais urbanas. Rio de Janeiro: ABES, 2009. cap. 7, p. 256-286.
- CAMPOS, J. B. N., Análise hidrológica experimental de lotes urbanos sob formas diferenciadas de ocupação e controle da inundação, 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana). Universidade Federal de São Carlos, 2007.
- CANHOLI, A.P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2005, 2ed., p. 302.
- CHAMPS, J. R. B., PEREZ, S. T. C. S. e FRÓES, C. M. V. O planejamento do sistema de drenagem urbana na cidade de Belo Horizonte. In: 21º CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL. Anais. João Pessoa - PB, 8 f., nov. 2001.
- CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W. Applied hydrology. New York: McGraw-Hill, 1988. 572 p.
- COSTA JUNIOR, L. L., BARBASSA, A. P., Parâmetros de projeto de microrreservatório, de pavimentos permeáveis e de previsão de enchentes urbanas. Revista Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, Rio de Janeiro, Volume 11, n 1, p. 46-54, jan/mar. 2006.
- CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M., SILVEIRA, A. L. L. Controle do escoamento com detenção em lotes urbanos. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 3 n.4 p. 19-31, Out/Dez 1998.
- CRUZ, M. A. S., ARAÚJO, P. R., SOUZA V. C. B. Estruturas de controle urbano na microdrenagem. Publicado nos anais do XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Belo Horizonte, 1999.
- CRUZ, M. A. S., AGRA S. G. Análise comparativa de métodos de dimensionamento de microrreservatórios de detenção frente a eventos reais de precipitação. Publicado nos anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Curitiba, 2003.
- CURITIBA. Decreto 176 de 20 de março de 2007. Dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias. Curitiba, 29 mar. 2007
- DELMÉE, G. J., Manual de medição de vazão. São Paulo: Edgar Blücher, 2003, 3 ed., p. 346.
- DRUMOND, M. M., A Técnica de Traçadores e o seu Potencial para Ampliar o Conhecimento Hidrológico sobre as Bacias Brasileiras: Um Estudo Aplicado à Bacia Representativa de Juatuba-MG, 2004. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia Civil. Universidade Federal de Minas Gerais, 2004.
- DRUMOND, P. P., COELHO, M. M. L. P., MOURA, P. M. Análise do volume de reservação de águas pluviais em lotes: comparação do caso de Belo Horizonte com outras cidades brasileiras. Publicado nos anais do XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Maceió, 2011.
- DUARTE, R. X. M., MIGUEZ, M., MASCARENHAS, F. Modelação matemática de controle de cheias urbanas com uso de Reservatórios de lote. Publicado nos anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Curitiba, 2003.
- ESTEVES, R. L., MENDIONDO, E. M. Análise comparativa entre as equações e observações do tempo de concentração em uma bacia urbana de São Carlos, SP. Publicado nos anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Curitiba, 2003.

- FONTES, A. R. M., BARBASSA, A. P., Diagnóstico e Prognóstico da Ocupação e da Impermeabilização Urbanas. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, Volume 8, n2, p. 137-147, jun. 2003.
- FRANCISCHET, M. M., ALAMY FILHO, J. E. Estudo do efeito de reservatórios de retenção domiciliares na atenuação do escoamento superficial em zonas urbanas, considerando inserção parcial da precipitação no dispositivo de armazenamento. Publicado nos anais do XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Maceió, 2011.
- FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. Saneamento básico em Belo Horizonte: trajetória em 100 anos – os serviços de água e esgoto. Belo Horizonte: Fundação João Pinheiro, Centro de Estudos e Culturais, 1997.
- FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. Plano Metropolitano de Drenagem Urbana. Belo Horizonte, 1975.
- 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).
- GUARULHOS. Lei 5.617 de 09 de novembro de 2000. Código de obras do município de Guarulhos.
- HUFF, F. A. (1967). Time distribution of rainfall in heavy storms. Water Resources Research, v3, n4, p. 1007-1019.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE – Disponível em:< <http://www.ibge.gov.br/home/default.php>>. Acesso em: 23 mar. 2012.
- KAWATOKO, I. E. S., MENDIONDO, E. M., Aplicação de metodologia para o estabelecimento do IPTU Hidrológico em escala de lote urbano. Publicado nos anais do XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Maceió, 2011.
- LENCASTRE, A. Manual de hidráulica geral, 1 ed., São Paulo: Ed. Edgar Blucher 1972. p.411.
- LEOPOLD, L. B. – Hydrology for Urban Land Planning – A Guidebook on The Hydrologic Effects of Urban Land Use, Geological Survey, Circular n° 554, Washington, 1968.
- McCUN, R.H. Hydrologic analysis and design. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1989. 867p.
- MELLO PORTO, R. Hidráulica Básica. 2ª edição – Publicação EESC USP - Projeto Reenge, São Carlos, SP. 519f, 2001.
- MENDIONDO, E.M. (2007). Scenarios Water Capital Powered by Early-Warning Systems. Submitted to Japan Hydrology. Res. Letters on 23 March (2007).
- MINAS GERAIS, Lei 13.199 de 29 de janeiro de 1999. Dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos e dá outras providências. Belo Horizonte: Assembleia Estadual, 1999. p.27.
- MOURA, P. M. Avaliação Global de Sistemas de Drenagem Urbana, 2004. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, 2004.
- NAKAZONE, L. M. Implantação de reservatórios de retenção em conjuntos habitacionais: a experiência da CDHU, 2005. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 2005.

NASCIMENTO, N. de O., BAPTISTA, M.B. Técnicas compensatórias em águas pluviais. In: Righetto, A. M. (coord.). Manejo de águas pluviais urbanas. Rio de Janeiro: ABES, 2009. cap. 4, p. 148-197.

O'LOUGHLIN, G., BEECHAM, S., LEES, S., ROSE, L., NICHOLAS, D. Onsite Stormwater Detention System in Sydney. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE - NOVATECH, 2, 1995, Lyon. [Anais eletrônico...] Lyon: AIDIS, 1995. 1 CD-ROM

O'LOUGHLIN, G., HUYEN, V., BEWSHER, D., LEES, S., Refining on-site stormwater detention practice in Sydney. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE - NOVATECH, 3, 1998, Lyon. [Anais eletrônico...] Lyon: AIDIS, 1998. 1 CD-ROM

PETRUCCI, G., DEROUBAIX, J. F., BOMPARD, P., DEUTSCH, J.C., GOVELLO, B., LAFFRÉCHINE, K. e TASSIN, B. Efficiency of distributed water harvesting on runoff reduction. Case-study of "Village Parisien" district, Champigny-sur-Marne, Ile de France. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE- NOVATECH, 7, 2010, Lyon. [Anais eletrônico...] Lyon: AIDIS, 2010. 1 Pen drive

PETRUCCI, G., DEROUBAIX, J. F. e TASSIN, B. Stormwater source control regulation: a hydrological comparison of alternative policies. In: 12<sup>nd</sup> International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre/Brazil, 11-16 September 2011. [Anais eletrônico...] Porto Alegre, 2011. Pen drive

PIEL, C., PEREZ, I., MAYTRAUD, T. Three examples of temporary stormwater catchments in dense urban areas; a sustainable development approach. Water Science and Technology, v. 39, n 2, p. 25-32, 1999.

PILAR, A. E., BIAN, R. H., Estudio de la viabilidad técnica de la implantación de retardadores de escurrimiento pluvial en 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, 2000.

PINHEIRO, M. M.G., NAGHETTINI, M., Análise regional da frequência e distribuição temporal das tempestades na região metropolitana de Belo Horizonte – RMBH. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 3 n.4 p. 73-88,Out/Dez 1998.

PLAMBEL, Superintendência de Desenvolvimento da Região Metropolitana de Belo Horizonte. HORTA, I.M. e RIBEIRO, E. *Drenagem Urbana na RMBH. Diagnóstico da situação atual*. DT/PS, Belo Horizonte, dez. 1984a.

PLAMBEL, Superintendência de Desenvolvimento da Região Metropolitana de Belo Horizonte. HORTA, I.M. e RIBEIRO, E. *Política Metropolitana de Drenagem Urbana*. DT/PS, Belo Horizonte, dezembro, dez. 1984b.

PORTO ALEGRE. Decreto 15.371 de 17 de novembro de 2006. Regulamenta o controle da drenagem urbana. Porto Alegre, 17 de nov. 2006.

PORTO, R.L.L. Escoamento Superficial Direto. In: TUCCI, C.E.M., PORTO, R.L.L. e BARROS, M.T. (org.), Drenagem Urbana. Porto Alegre, Ed. da Universidade, ABRH/UFRGS, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v.5, 428p., cap.4, p.107-166, 1995.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (199-). Normas e Instruções para elaboração de projetos de ligações de drenagem prediais: Sudecap, (199-).

- PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2000). Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte. Belo Horizonte: PBH, 2000.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2004). Instrução Técnica para Elaboração de Estudos e Projetos de Drenagem Urbana do Município de Belo Horizonte: Sudecap, 2004.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2006). Procedimento Padrão para Contratação e Elaboração de Projetos de Infraestrutura: Sudecap, 2006.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2008). Caderno de encargos: SUDECAP. Diretoria de Planejamento e Gestão – 3ª edição – Belo Horizonte: Sudecap, 2008.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2009). Carta de Inundações de Belo Horizonte. Belo Horizonte: PBH, 2009. Disponível em: <[http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&pIdPlc=ecpTaxonomiaMenuPortal&app=sudecap&tax=17792&lang=pt\\_BR&pg=5581&taxp=0](http://portalpbh.pbh.gov.br/pbh/ecp/comunidade.do?evento=portlet&pIdPlc=ecpTaxonomiaMenuPortal&app=sudecap&tax=17792&lang=pt_BR&pg=5581&taxp=0)>. Acesso em: 29 mar. 2011.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2010). Plano Municipal de Saneamento de Belo Horizonte. Belo Horizonte: PBH, 2010. Disponível em: <[http://www.pbh.gov.br/comusa/VolumeI\\_Texto.pdf](http://www.pbh.gov.br/comusa/VolumeI_Texto.pdf)>. Acesso em: 29 mar. 2011.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE (2005). Plano Diretor de Drenagem Urbana, Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre: IPH, 2005.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO (1999). Plano Diretor de Drenagem Urbana. São Paulo: Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1999.
- RAMOS, M. H. D. Drenagem urbana: aspectos urbanísticos, legais e metodológicos em Belo Horizonte. 1998. 103f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, 1998.
- REZENDE, S. C., HELLER, L., O saneamento no Brasil: políticas e interfaces, 2 ed. – Belo Horizonte: Editora UFMG, 2008. p. 387.
- RIGHETTO, A. M.; MOREIRA, L. F. F.; SALES, T. E. A. Manejo de águas pluviais urbanas. In: Righetto, A. M. (coord.). Manejo de águas pluviais urbanas. Rio de Janeiro: ABES, 2009. cap. 1, p. 19-73.
- RIO DE JANEIRO. Decreto 23.940 de 30 de janeiro de 2004. Torna obrigatório, nos casos previstos, a adoção de reservatórios que permitam o retardo do escoamento das águas pluviais para a rede de drenagem. Rio de Janeiro, 30 de jan. 2004.
- SÃO PAULO. Lei 13.276 de 04 de janeiro de 2002. Torna obrigatória a execução de reservatório para as águas coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500,00m<sup>2</sup> (quinhentos metros quadrados). São Paulo, 04 de jan. 2002.
- SCHILLING, Wolfgang. 1982. Cisterns against storms. In: FEATHERSTONE, R. E., JAMES, A. Urban systems drainage. London: Computational Mechanics Centre. p. 4.49-4.60.
- SHERMAN, L. K., Streamflow form rainfall by the unit-graph method. Eng. News Rec., vol 108, pp. 501-505, 1932.
- SILVA, A.B., CARVALHO, E.T., FANTINEL, L.M., ROMANO, A.W. e VIANA, C.S. Estudos Geológicos, Hidrogeológicos, Geotécnicos e Geoambientais Integrados no Município de Belo Horizonte.(Projeto estudos técnicos para o levantamento da carta geológica do

- município de Belo Horizonte). Prefeitura de Belo Horizonte, UFMG, Instituto de Geociências. Belo Horizonte, 1995.
- SILVA, K. A., Análise da eficiência de métodos de controle de enchentes na atenuação de picos de cheias utilizando o modelo computacional SWMM – Storm Water Management Model, 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia do Meio Ambiente) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Goiás, 2007.
- SILVA, A. H. C. L. Controle da poluição difusa de origem pluvial em uma via de tráfego intenso por meio de trincheira de infiltração e vala de retenção, 2009. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia Civil. Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.
- SILVA, A. H. C. L., SAMPAIO, D., AGUIAR, I. Implantação da filosofia de recuperação da água de chuva em escolas municipais de Belo Horizonte. Publicado nos anais do XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Maceió, 2011.
- SUDERSHA – Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Estado do Paraná. Medidas não estruturais. Plano Diretor de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba. CH2MHILL Engenharia do Brasil Ltda, 2002.
- SUGIO, S., DEGUCCI, C., KUNITAKE, 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, 1995. Lyon: Graie. P. 437-444.
- TASSI, R. Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana. 2002. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.
- TASSI, R., VILLANUEVA, A. O. N. Análise do Impacto dos Microrreservatórios de Lote nos Custos de Uma Rede de Drenagem Urbana. *RBRH-Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Volume 9 n.3 p. 89-98, Jul/Set 2004.
- TOMAZ, P., Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais. São Paulo: Navegar Editora, 2011, 2 ed., p. 592.
- TSUCHIYA, A. Evaluation of on-site stormwater detention methods in urbanized areas. In: HELLIWELL, P. R. Urban Storm Drainage. London: Pentech Press, 1978. p. 470-478.
- TUCCI, C. E. M. Hidrologia: ciência e aplicação. Editora da Universidade/UFRGS, ABRH. Porto Alegre, p. 952, 1993.
- TUCCI, C. E. M., PORTO, R. L., BARROS, M. T., Drenagem Urbana, 1 ed., Porto Alegre: Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995. p.428.
- TUCCI, C. E. M. MARQUES, D. M. L. M. Avaliação e controle da drenagem urbana. Porto Alegre: ABRH, 558 p., 2000.
- TUCCI, C. E. M. MARQUES, D. M. L. M. Avaliação e controle da drenagem urbana – Vol. 2. Porto Alegre: ABRH, 547 p., 2001.
- TUCCI, C. E. M., Gerenciamento da drenagem urbana. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, Volume 7, n1, p. 5-27, jan/mar. 2002.
- TUCCI, C. E. M., Gestão de Inundações Urbanas, 1 ed. Porto Alegre: Unesco, 2005. p. 273.
- TUCCI, C.E.M., Águas urbanas. Estudos avançados, v. 22, n. 63, p.1-16, 2008.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). Preliminary data summary of urban storm water best management practices. EPA/821/R-99/012. Washigton, DC: EPA, 1999. 184p.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). Storm Water Management Model User's Manual. Cincinnati: EPA, 2008. 271p.

URBONAS, B.; STAHERE, P. Stormwater: best management, practices and detention for water quality, drainage, and CSO management. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993.

WALESH, S. G., Urban Surface Water Management. New York, NY: Wiley, 1989.

WYCOFF, R.L., SINGH, U.P. Preliminary hydrologic design of small flood detention reservoirs. Water Resources Bulletin, v. 12, n. 2, p.337-349, 1976.

WORLD HEALTH ORGANIZATION (WHO). Our planet, our health. Report of WHO Commission on Health and Environment. ISBN 9241 1561 483. 1992.

ZAHED FILHO, K. e MARCELLINI, S.S. Precipitações Máximas. In: TUCCI, C.E.M., PORTO, R.L.L. e BARROS, M.T. (org.), Drenagem Urbana. Porto Alegre, Ed. da Universidade, ABRH/UFRGS, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v.5, 428p., cap.2, p.37-76, 1995.

\_\_\_\_\_ site <http://www.agua-de-chuva.com/brazil/index.php>. acessado em 23/03/12.

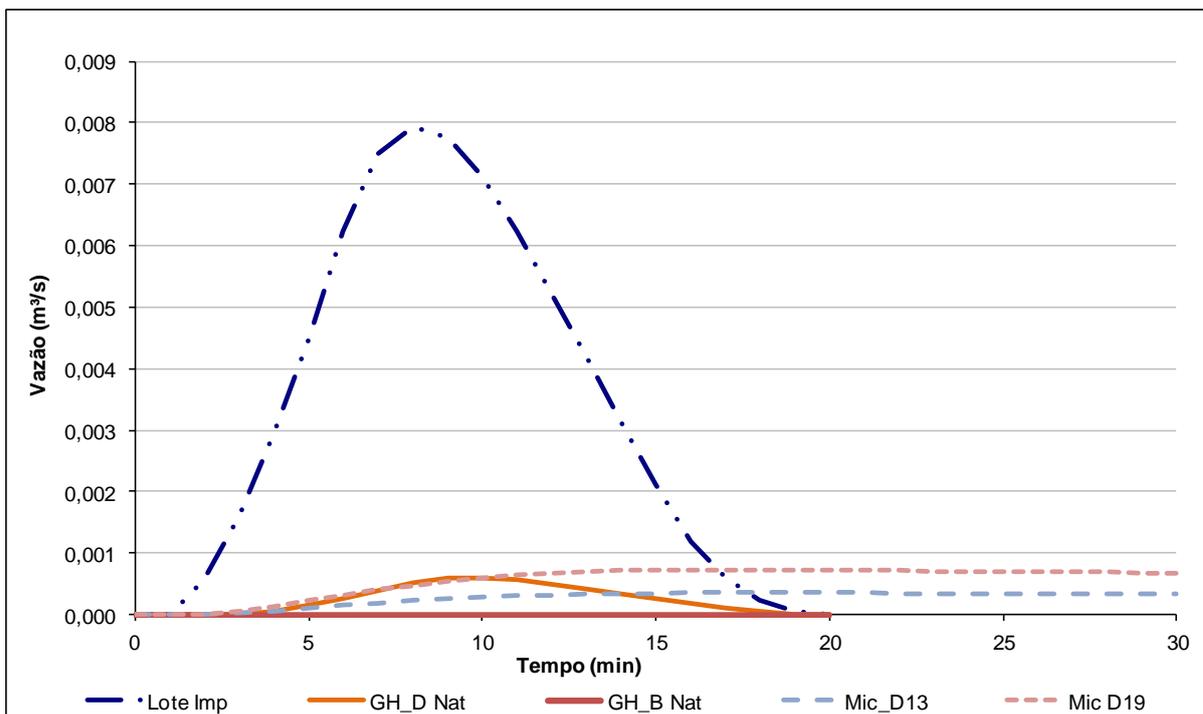
## **APÊNDICE**

## APÊNDICE 1

### Simulação para a chuva com TR de 5 anos e duração de 5 minutos

#### Lote com área de 360 m<sup>2</sup>

A Figura 1 mostra os hidrogramas gerados com o solo natural para os dois grupos hidrológicos, o hidrograma gerado com o solo impermeabilizado e os hidrogramas de saída dos microrreservatórios que proporcionaram o amortecimento para a precipitação com TR de 5 anos e duração de 5 minutos.



**Figura 1:** Comparação dos hidrogramas gerados com solo natural para os dois grupos hidrológicos, com o solo impermeabilizado e na saída do microrreservatório com volume de 4 (quatro) m<sup>3</sup> para as tubulações de saída com 13 e 19 mm

Para o microrreservatório com um volume de 4 m<sup>3</sup> e uma tubulação de descarga com diâmetro de 13 mm foi possível obter uma vazão de pico de saída de 0,00035 m<sup>3</sup>/s. Na simulação com o diâmetro de 19 mm obteve-se uma vazão de pico de 0,0007 m<sup>3</sup>/s.

Comparando-se o volume encontrado de 4 m<sup>3</sup> nessa simulação e os volumes do cenário 2 da Tabela 5.1, percebe-se que o volume calculado pela fórmula proposta por McCuen (1989) utilizando-se a fórmula Racional apresentou um valor (3,86 m<sup>3</sup>) muito próximo ao da simulação do funcionamento do microrreservatório.

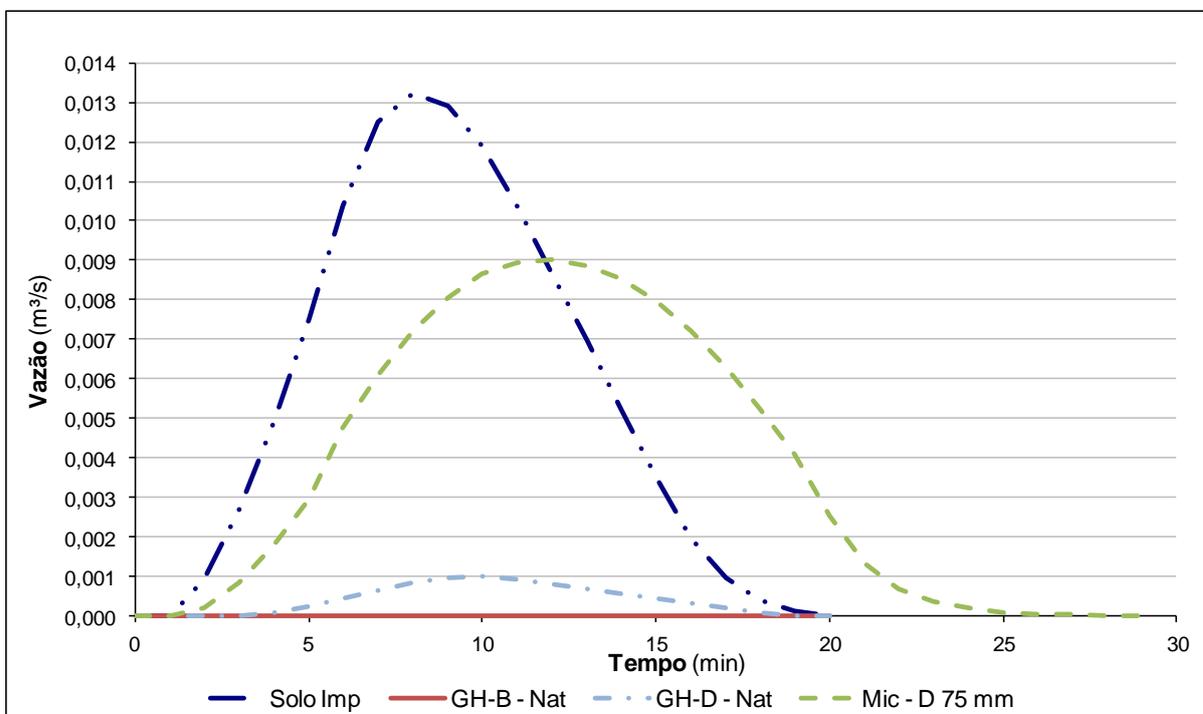
### Lote com área de 600 m<sup>2</sup>

Foram realizadas também simulações com a mesma precipitação para um lote com área de 600 m<sup>2</sup>. Neste lote também não foi obtido nenhum escoamento superficial para o solo do grupo hidrológico B. Para o solo na condição natural do grupo hidrológico D obteve-se um hidrograma com vazão de pico de 0,001 m<sup>3</sup>/s e para o solo totalmente impermeabilizado um hidrograma com vazão de pico de 0,013 m<sup>3</sup>/s.

Foi simulado também o funcionamento de um microrreservatório com o volume de 3,60 m<sup>3</sup>, exigido pela LPOUS de BH para um lote com área de 600 m<sup>2</sup> totalmente impermeabilizado.

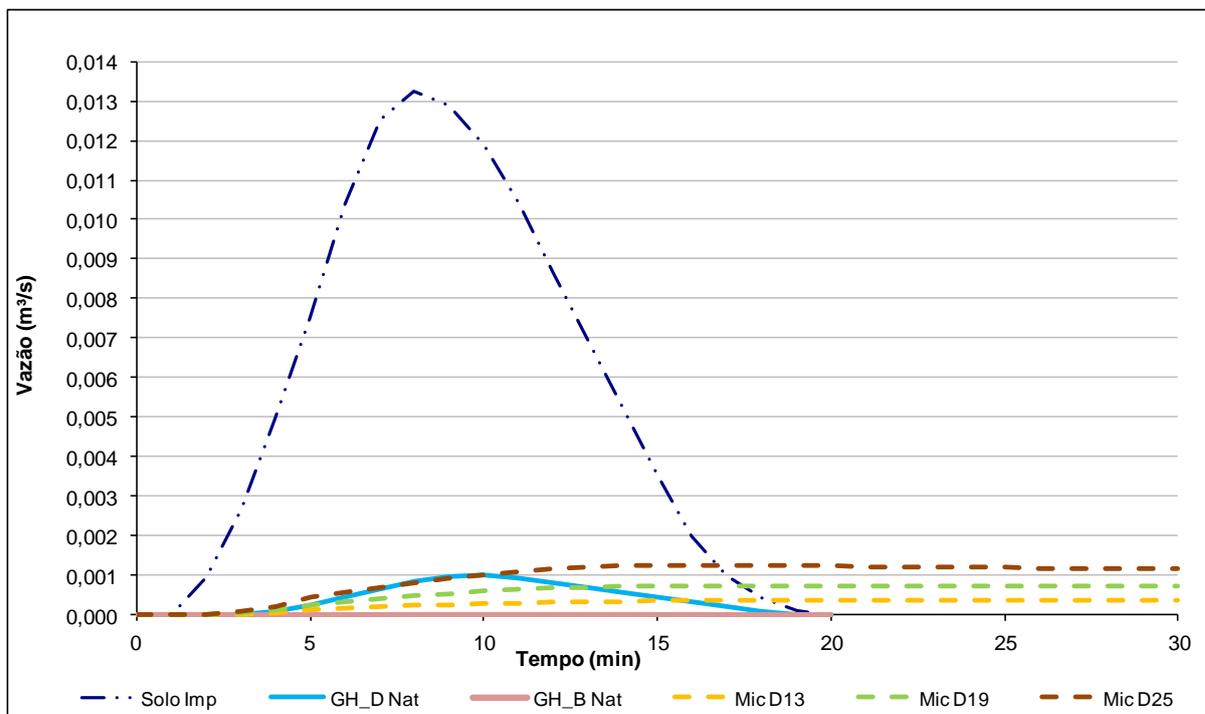
Para as configurações com os tubos de descarga de diâmetro de até 50 mm, o microrreservatório não foi capaz de armazenar o excedente do escoamento produzido em um lote com área de 600 m<sup>2</sup>. Entretanto, na simulação com a tubulação de descarga com o diâmetro de 75 mm o hidrograma de saída apresentou um pequeno amortecimento, gerando uma vazão de pico de 0,009 m<sup>3</sup>/s.

Os hidrogramas gerados com os solos naturais e impermeabilizados são mostrados e o hidrograma de saída do microrreservatório com gerado com o tubo de descarga com diâmetro de 75 mm são mostrados na Figura 2.



**Figura 2:** Hidrogramas produzidos no lote de 600 m<sup>2</sup> nas condições naturais e impermeabilizado e com o microrreservatório com volume de 1 (um) m<sup>3</sup> e tudo de descarga de 75 mm

Realizando-se outras simulações, obteve-se o volume de 6,75 m<sup>3</sup> para o microrreservatório ser capaz de fornecer vazões de pico próximas às das condições com o solo natural. O microrreservatório com esse volume e com as tubulações de saída de diâmetros de 13, 19 e 25 mm forneceram, respectivamente, vazões de pico de 0,0004 m<sup>3</sup>/s, 0,0007 m<sup>3</sup>/s e 0,0013 m<sup>3</sup>/s, como mostra a Figura 3.



**Figura 3:** Comparação dos hidrogramas gerados com solo natural para os dois grupos hidrológicos, com o solo impermeabilizado e na saída do microrreservatório com volume de 6,75 m<sup>3</sup> para as tubulações de saída com 13, 19 e 25 mm

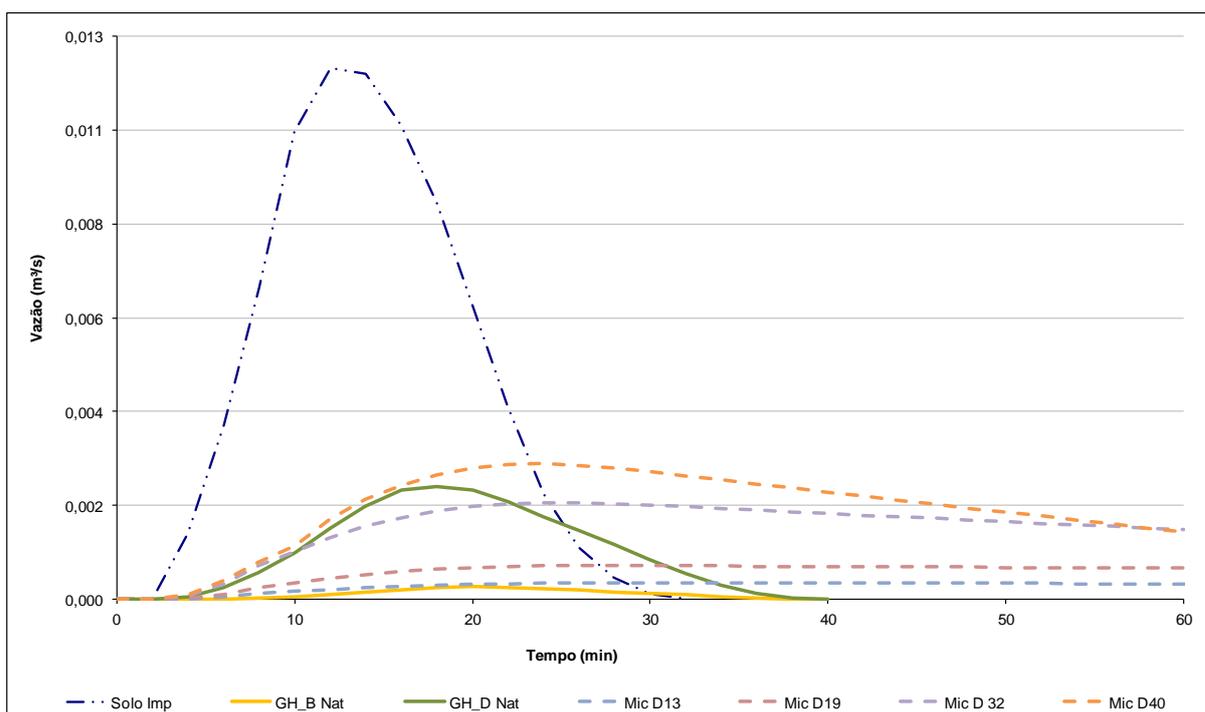
Comparando-se o volume de 6,75 m<sup>3</sup> com os volumes calculados com a fórmula de McCuen, apresentados na Tabela 5.3, verifica-se que o volume definido para o microrreservatório com o método Racional para o lote de 600 m<sup>2</sup> é muito próximo ao encontrado na simulação do amortecimento de cheia utilizando o método de Puls.

## APÊNDICE 2

### Simulação para a chuva com TR de 10 anos e duração de 10 minutos

#### Lote com área de 360 m<sup>2</sup>

A Figura 4 mostra os hidrogramas gerados com o solo natural para os dois grupos hidrológicos, o hidrograma gerado com o solo impermeabilizado e os hidrogramas de saída dos microrreservatórios que proporcionaram o amortecimento para a precipitação com TR de 10 anos e duração de 10 minutos.



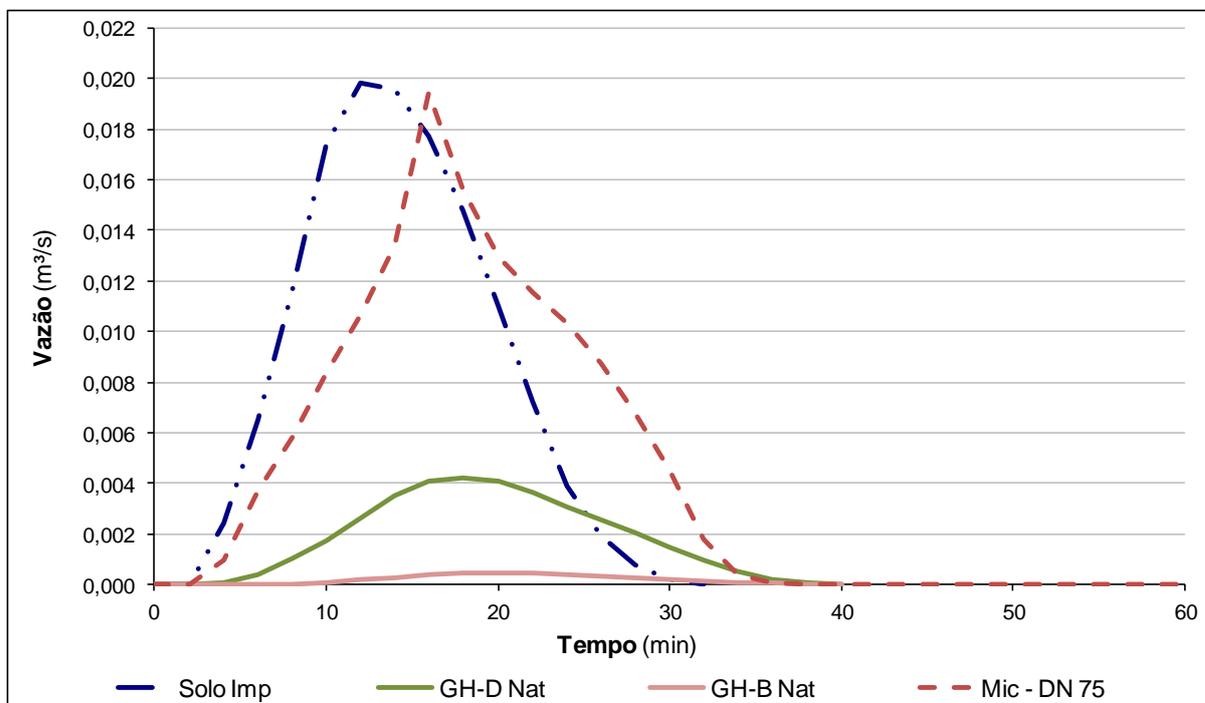
**Figura 4:** Comparação dos hidrogramas gerados com solo natural para os dois grupos hidrológicos, com o solo impermeabilizado e na saída do microrreservatório, com volume de 7,7 m<sup>3</sup> e diâmetros de 32 e 40 mm e com volume de 9,3 m<sup>3</sup> e diâmetros 13, 19 mm

#### Lote com área de 600 m<sup>2</sup>

As simulações hidrológicas com a precipitação com o TR de 10 anos e duração de 10 minutos para o lote com área de 600 m<sup>2</sup> produziu hidrogramas com vazões de pico de 0,0005 m<sup>3</sup>/s, 0,0042 m<sup>3</sup>/s e 0,0198 m<sup>3</sup>/s para o solo nas condições naturais dos grupos hidrológicos B e D e totalmente impermeável.

A simulação realizada para o microrreservatório com volume de 3,60 m<sup>3</sup> mostrou novamente que o volume de retenção exigido pela LPOUS de BH não é suficiente para amortecer o aumento da vazão de pico com a impermeabilização do solo. Para todas as sete simulações

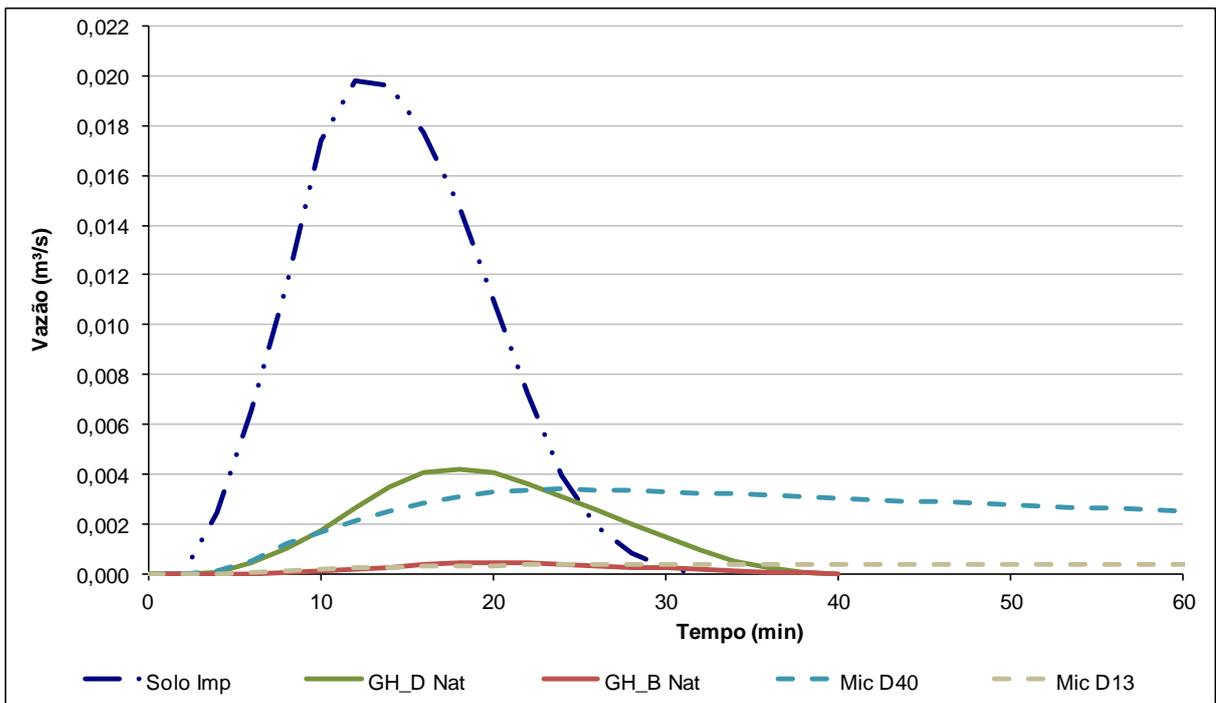
com diferentes diâmetros do tubo de descarga houve extravasamento pelo vertedor do microrreservatório. Na Figura 5 é mostrado os hidrogramas com os solos naturais e impermeabilizado e de saída do microrreservatório com tubo de descarga de 75 mm, diâmetro mínimo recomendado pela Sudecap.



**Figura 5:** Hidrogramas produzidos no lote de 600 m<sup>2</sup> nas condições naturais e impermeabilizado e com o microrreservatório com volume de 1 (um) m<sup>3</sup> e tudo de descarga de 75 mm

Após a simulação com o volume exigido pela LPOUS de BH, foram realizadas outras cinco simulações com o volume do microrreservatório de 8,1 m<sup>3</sup>, 11,4 m<sup>3</sup>, 13 m<sup>3</sup>, 15,4 m<sup>3</sup> e 16 m<sup>3</sup>. As simulações que obtiveram vazões de pico próximas às condições naturais do solo do grupo hidrológico D foram com o microrreservatório com volume de 13 m<sup>3</sup> e diâmetro de do tubo de descarga de 40 mm que produziu uma vazão de pico de 0,0034 m<sup>3</sup>/s.

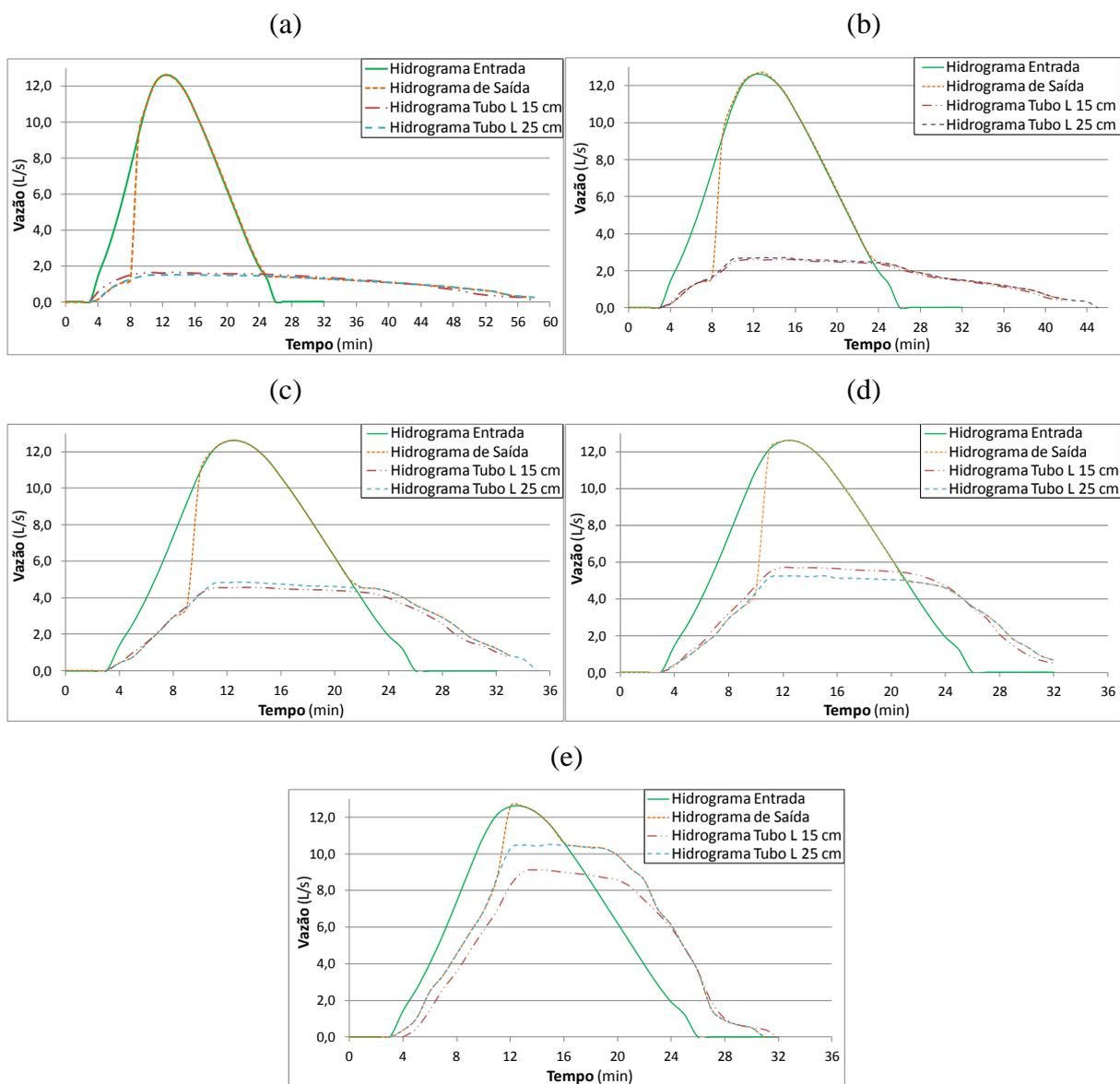
Para o solo do grupo hidrológico B, as simulações mostraram que para manter as condições próximas as de pré-urbanização o microrreservatório deve ter volume de 16 m<sup>3</sup> e tubo de descarga com diâmetro de 13 mm, que produz uma vazão máxima de saída foi de 0,0004 m<sup>3</sup>/s. Os hidrogramas gerados com solo impermeabilizado, nas condições naturais e na saída dos microrreservatórios que amorteceram a precipitação com TR 10 anos e duração de 10 minutos são mostrados na Figura 6.



**Figura 6:** Comparação dos hidrogramas gerados com solo natural para os dois grupos hidrológicos, com o solo impermeabilizado e de saída do microrreservatório para o lote de 600 m<sup>2</sup>

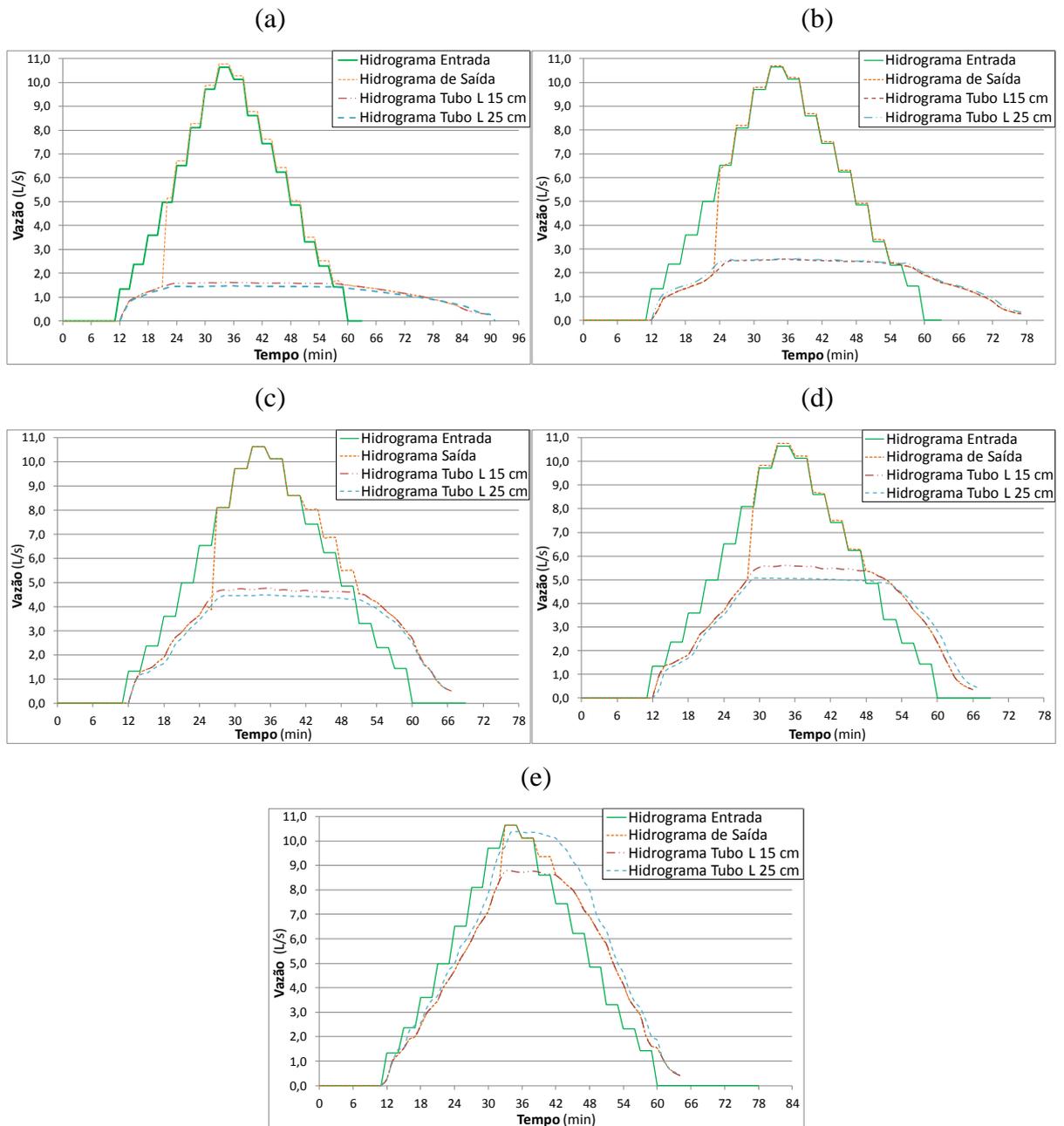
### APÊNDICE 3

#### Hidrogramas das simulações em laboratório para a chuva com tempo de retorno de 10 anos e duração de 10 minutos – Registros canal vertedor



**Figura 7:** Resultados das simulações dos hidrogramas de entrada e saída do microrreservatório com tubos de descarga de (a) diâmetro 3/4" (b) diâmetro 1" (c) diâmetro 1.1/4" (d) diâmetro 1.1/2" (e) diâmetro 2"

## Hidrogramas das simulações em laboratório para a chuva com tempo de retorno de 10 anos e duração de 30 minutos – Registros canal vertedor



**Figura 8:** Resultados das simulações dos hidrogramas de entrada e saída do microrreservatório com tubos de descarga de (a) diâmetro 3/4" (b) diâmetro 1" (c) diâmetro 1.1/4" (d) diâmetro 1.1/2" (e) diâmetro 2"

## APÊNDICE 4

### Determinação do volume do microrreservatório para a chuva com TR 10 anos e duração crítica – Lote com área de 600 m<sup>2</sup>

Para o lote com área de 600 m<sup>2</sup> foram realizadas também simulações para determinar a duração crítica da chuva com tempo de retorno de 10 anos. As vazões de pico e o tempo de base dos hidrogramas gerados para as precipitações com duração de 10, 30, 45, 60, 90, 120, 180 e 240 minutos para o solo nas condições naturais e impermeabilizado são mostrados na Tabela 5.16.

**Tabela 5.16** – Hidrogramas com chuvas de diferentes durações - Área 600m<sup>2</sup>

Duração	Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s)			Tempo de base
	GH-B	GH-D	Imperm.	
10 minutos	0,0005	0,0042	0,0196	± 32 min
30 minutos	0,0011	0,0043	0,0123	± 80 min
45 minutos	0,0012	0,0039	0,0099	± 115 min
60 minutos	0,0012	0,0036	0,0084	± 150 min
90 minutos	0,0012	0,0031	0,0066	± 220 min
120 minutos	0,0011	0,0027	0,0056	± 276 min
180 minutos	0,0010	0,0021	0,0040	± 414 min
240 minutos	0,0009	0,0018	0,0020	± 552 min

Observa-se que os hidrogramas produzidos no lote de 600 m<sup>2</sup>, as vazões de pico cresceram com o aumento da duração da chuva até aos 45 minutos para o grupo hidrológico B, foram maiores para a chuva duração de 30 minutos para o grupo hidrológico D e decresceram com o aumento da duração da chuva no solo totalmente impermeabilizado. Na comparação com os hidrogramas gerados para o lote de 360 m<sup>2</sup>, as vazões de pico foram mais de 50% maiores para o lote com área de 600 m<sup>2</sup>.

Após o cálculo dos hidrogramas, determinou-se o volume dos microrreservatórios e o diâmetro do tubo de descarga necessário para realizar o amortecimento das chuvas com diferentes durações. A Tabela 5.17 apresenta os resultados dos volumes e dos diâmetros dos

tubos de descarga dos microrreservatórios que produziram vazões de pico de saída mais próximas às geradas no lote nas condições naturais dos grupos hidrológicos B e D.

**Tabela 5.17 – Resultados das simulações do lote com área de 600 m<sup>2</sup>**

Duração da chuva	Solo	Volume (m <sup>3</sup> )	Diâmetro do tubo de descarga (mm)	Vazão de pico de saída (m <sup>3</sup> /s)
10 minutos	GH-B	15,6	13	0,0005
	GH-D	12,6	32	0,0032
30 minutos	GH-B	20,5	19	0,0011
	GH-D	16,0	32	0,0032
45 minutos	GH-B	23,0	19	0,0011
	GH-D	17,1	32	0,0032
60 minutos	GH-B	24,5	19	0,0011
	GH-D	17,2	32	0,0032
90 minutos	GH-B	27,0	19	0,0011
	GH-D	16,4	32	0,0032
120 minutos	GH-B	27,5	19	0,0011
180 minutos	GH-B	28,1	19	0,0011
240 minutos	GH-B	27,8	19	0,0011

Os resultados mostraram que para o lote localizado no grupo hidrológico B, o aumento da duração das precipitações provocaram um aumento do volume do microrreservatório até a duração de 180 minutos. O volume do microrreservatório necessário para manter a vazão de pico próxima à da natural em uma precipitação com duração de 180 minutos foi quase o dobro do determinado para uma chuva com duração de 10 minutos. O diâmetro do tubo de descarga do microrreservatório calculado para manter as vazões de pico próximas às vazões naturais foi de 19 mm.

Nas simulações dos microrreservatórios dos lotes inseridos no grupo hidrológico D, os resultados mostraram que os valores máximos da vazão de saída do microrreservatório com o tubo de descarga de diâmetro de 32 mm foram próximos às vazões de pico produzidas no solo em sua condição natural. Quanto aos volumes necessários para armazenamento das simulações do grupo hidrológico D, o microrreservatório com o tubo de descarga de diâmetro de 32 mm precisou de maior volume de armazenamento para amortecer a chuva com duração de 60 minutos. Entretanto para a chuva com duração de 45 minutos, o volume necessário para retenção foi muito próximo ao da duração crítica.

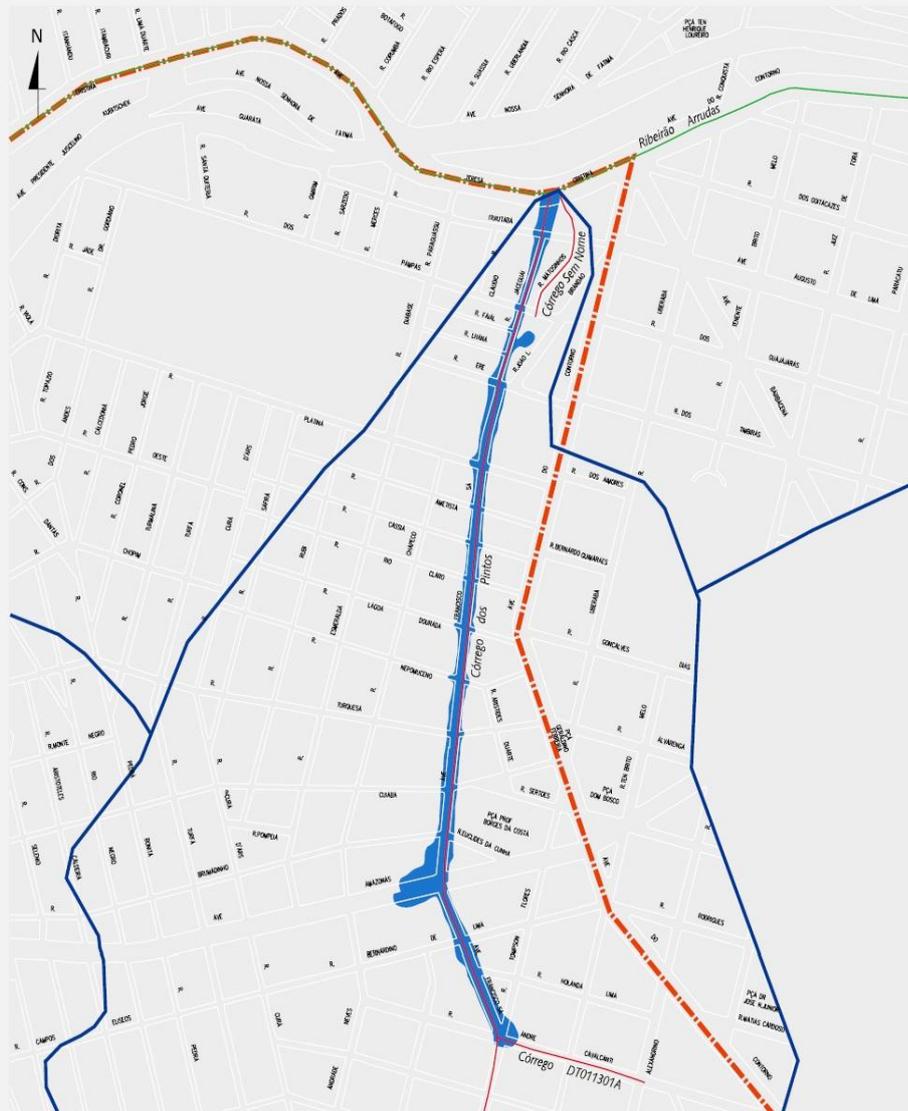
## **ANEXOS**

**ANEXO 1**

**CARTA DE INUNDAÇÕES  
REGIONAL OESTE – FIGURA 3  
CÓRREGO DOS PINTOS (AV. FRANCISCO SÁ)**

# • CARTA DE INUNDAÇÕES DE BELO HORIZONTE • IDENTIFICAÇÃO DE ÁREAS POTENCIALMENTE SUSCETÍVEIS

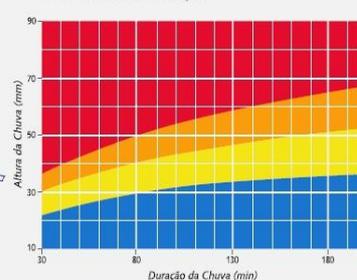
## REGIONAL OESTE – Figura 3 'Córregos dos Pintos e DT011301A'



LOCALIZAÇÃO



GRÁFICO DE RISCO DE INUNDAÇÃO



LEGENDA

- Mancha de Inundação
- Limite da Bacia
- Limite Divisa Regional
- Curso d'água em Leito Natural
- Curso d'água Canalizado Aberto
- Curso d'água Canalizado Fechado
- Curso d'água Canalizado em Seção Tubular
- Curso d'água Não Cadastrado

Escala: 1:7.500

SECRETARIA MUNICIPAL DE POLÍTICAS URBANAS – SMURBE  
SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL – SUDECAP  
Núcleo de Execução de Projetos Especiais – Saneamento – NEPE-SAN  
Núcleo de Execução de Projetos Especiais – Plano Diretor de Drenagem – NEPE-PDD



PREFEITURA MUNICIPAL  
DE BELO HORIZONTE

1 Janeiro, 2009 |

**ANEXO 2**

**PLANTA CADASTRAL CP 023.001-K**  
**PLANTA DE PARCELAMENTO DO SOLO**  
**SUB-BACIA DO CÓRREGO DA AV. FRANCISCO SÁ**  
**APROVADA PELA PBH**



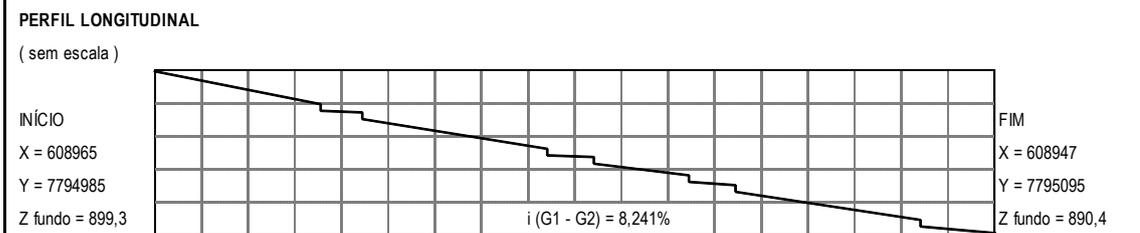
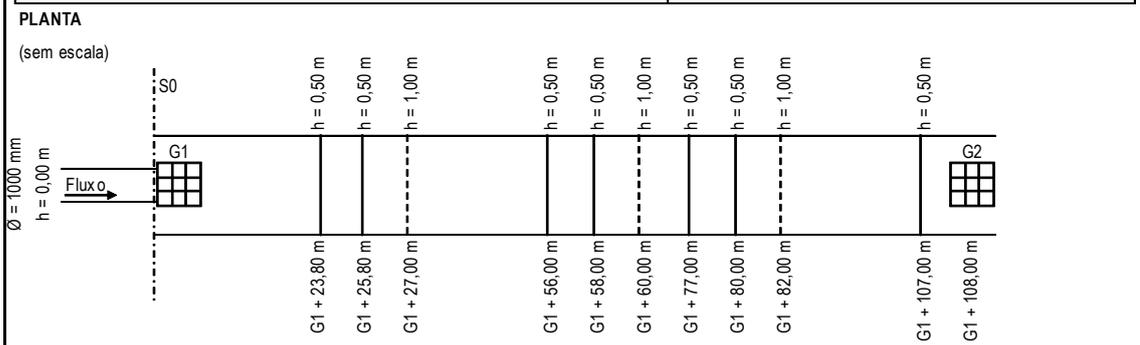
## ***ANEXO 3***

### **FICHAS CADASTRAIS DO CANAL PRINCIPAL SIMULADO NA SUB-BACIA DA AV. FRANCISCO SÁ**

**GEOMETRIA DO CANAL REVESTIDO FECHADO**

<b>LOCALIZAÇÃO</b> Av. Marquês Valença cruzamento com R. Martim Francisco		<b>CÓDIGO(S) DO(S) LOGRADOURO(S):</b> 44828 / 44957
<b>BAIRRO:</b> Gutierrez	<b>BACIA:</b> Ribeirão Arrudas	<b>CÓDIGO DA BACIA:</b> 4111500
<b>CURSO D'ÁGUA:</b> Córrego dos Pintos	<b>EXTENSÃO:</b> 108,00 m	
<b>CÓDIGO DE CAMPO:</b> D.S.1.13B	<b>DATA DE CADASTRO:</b> 08/05/2000	<b>MAPAS:</b> 5149

<p style="text-align: center;"><b>MEDIDAS (m)</b></p> <p style="text-align: center;"><u>COORDENADAS DOS ACESSOS EXTERNOS</u></p> <p>A = 1,50</p> <p>B = 1,50</p> <p>C = 0,10</p> <p>D = _____</p> <p>H = _____</p> <p>H = altura do assoreamento</p> <div style="margin-top: 20px;"> <p style="text-align: center;"><b>G1</b></p> <p>X = 608965 Y = 7794985 Z tampa = 903,3 Z fundo = 899,3</p> <p style="text-align: center;"><b>G2</b></p> <p>X = 608947 Y = 7795095 Z tampa = 896,5 Z fundo = 890,4</p> </div>	<p><b>TIPO DE SEÇÃO: 2</b></p>
---	--------------------------------



**OBSERVAÇÕES:**

---



---



---



---



---

<b>EMISSÃO:</b> Eng. Deivison M. Azevedo / Eng. Evandro Cássio de Souza	<b>VERIFICAÇÃO:</b> Eng.º Renato Maurício Santos	<b>APROVAÇÃO:</b> Enga Silvana Trigueiro
--	---	---

<b>FOLHA:</b> 2 / 20	<b>LEVANTAMENTO CADASTRAL - MACRODRENAGEM</b>	<b>REGIONAL(IS):</b> Oeste
<b>GEOMETRIA DO CANAL REVESTIDO FECHADO</b>		
<b>LOCALIZAÇÃO</b> Av. Marquês Valença cruzamento com R. Marechal Bitencourt		<b>CÓDIGO(S) DO(S) LOGRADOURO(S):</b> 44828 / 43589
<b>BAIRRO:</b> Gutierrez	<b>BACIA:</b> Ribeirão Arrudas	<b>CÓDIGO DA BACIA:</b> 4111500
<b>CURSO D'ÁGUA:</b> Córrego dos Pintos	<b>EXTENSÃO:</b> 108,00 m	
<b>CÓDIGO DE CAMPO:</b> D.S.1.13B	<b>DATA DE CADASTRO:</b> 08/05/2000	<b>MAPAS:</b> 5149
<b>MEDIDAS (m)</b> <u>COORDENADAS DOS ACESSOS EXTERNOS</u>		<b>TIPO DE SEÇÃO: 2</b>
<p>A = 1,50</p> <p style="text-align: center;"><b>G2</b></p> <p>B = 1,50                      X = 608947</p> <p>   Y = 7795095</p> <p>C = 0,10                      Z tampa = 896,5</p> <p>   Z fundo = 890,4</p> <p>D = _____</p> <p style="text-align: center;"><b>G3</b></p> <p>H = _____                      X = 608932</p> <p>   Y = 7795205</p> <p>   Z tampa = 886,8</p> <p>   Z fundo = 883,5</p> <p>H = altura do assoreamento</p>		
<b>PLANTA</b> (sem escala)		
<b>PERFIL LONGITUDINAL</b> (sem escala)		
<b>INÍCIO</b> X = 608947 Y = 7795095 Z fundo = 890,4		<b>FIM</b> X = 608932 Y = 7795205 Z fundo = 883,5
<b>OBSERVAÇÕES:</b>		
<b>EMISSÃO:</b> Eng. Deivison M. Azevedo / Eng. Evandro Cássio de Souza	<b>VERIFICAÇÃO:</b> Eng.º Renato Maurício Santos	<b>APROVAÇÃO:</b> Eng.ª Silvana Trigueiro

FOLHA:  
3 / 20

LEVANTAMENTO CADASTRAL - MACRODRENAGEM

REGIONAL(IS):  
Oeste

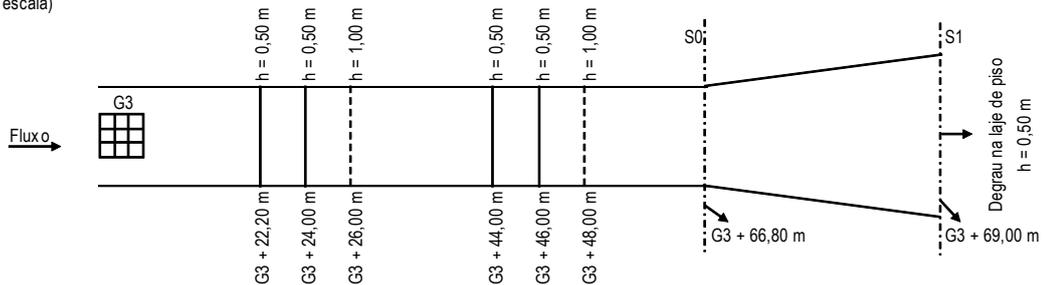
GEOMETRIA DO CANAL REVESTIDO FECHADO

LOCALIZAÇÃO Av. Marquês Valença cruzamento com R. Américo Macedo		CÓDIGO(S) DO(S) LOGRADOURO(S): 44828 / 3301
BAIRRO: Gutierrez	BACIA: Ribeirão Arrudas	CÓDIGO DA BACIA: 4111500
CURSO D'ÁGUA: Córrego dos Pintos	EXTENSÃO: 69,00 m	
CÓDIGO DE CAMPO: D.S.1.13B	DATA DE CADASTRO: 08/05/2000	MAPAS: 5149

<p style="text-align: center;"><b>MEDIDAS (m)</b></p> <p style="text-align: center;"><u>COORDENADAS DOS ACESSOS EXTERNOS</u></p> <p><b>G3</b></p> <p>X = 608932 Y = 7795205 Z tampa = 886,8 Z fundo = 883,5</p> <p>A = 1,50 B = 1,50 C = 0,10 D = ____ H = ____</p> <p>H = altura do assoreamento</p>	<p style="text-align: center;"><b>TIPO DE SEÇÃO: 2</b></p>
---	--

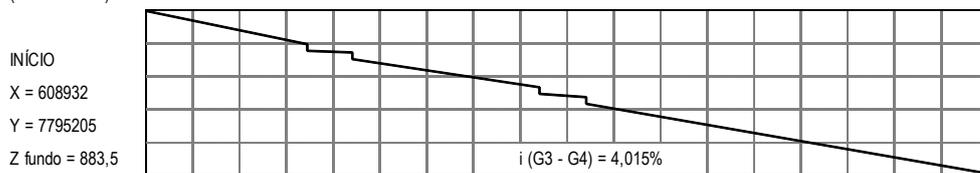
PLANTA

(sem escala)



PERFIL LONGITUDINAL

(sem escala)



OBSERVAÇÕES: No trecho em transição há uma inclinação na laje de teto reduzindo a altura do CANRF em 0,20 m.

EMISSÃO: Eng. Deivison M. Azevedo / Eng. Evandro Cássio de Souza	VERIFICAÇÃO: Engº Renato Maurício Santos	APROVAÇÃO: Enga Silvana Trigueiro
---	---	--------------------------------------

FOLHA:  
4 / 20

LEVANTAMENTO CADASTRAL - MACRODRENAGEM

REGIONAL(IS):  
Oeste

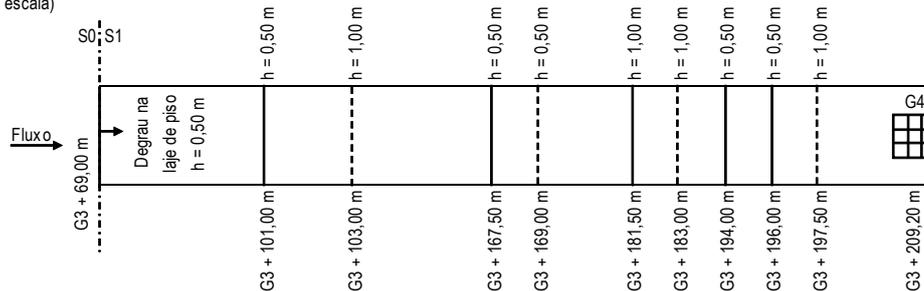
GEOMETRIA DO CANAL REVESTIDO FECHADO

LOCALIZAÇÃO Av. Marquês Valença próximo à R. Américo Macedo		CÓDIGO(S) DO(S) LOGRADOURO(S): 44828 / 3301
BAIRRO: Gutierrez	BACIA: Ribeirão Arrudas	CÓDIGO DA BACIA: 4111500
CURSO D'ÁGUA: Córrego dos Pintos	EXTENSÃO: 140,20 m	
CÓDIGO DE CAMPO: D.S.1.13B	DATA DE CADASTRO: 08/05/2000	MAPAS: 5149

<p style="text-align: center;"><b>MEDIDAS (m)</b></p> <p style="text-align: center;"><u>COORDENADAS DOS ACESSOS EXTERNOS</u></p> <p>A = 2,00</p> <p>B = 1,80</p> <p>C = 0,15</p> <p>D = _____</p> <p>H = _____</p> <p style="text-align: center;"><b>G4</b></p> <p>X = 608939</p> <p>Y = 7795412</p> <p>Z tampa = 878,4</p> <p>Z fundo = 875,1</p> <p>H = altura do assoreamento</p>	<p style="text-align: center;"><b>TIPO DE SEÇÃO: 2</b></p>
--	--

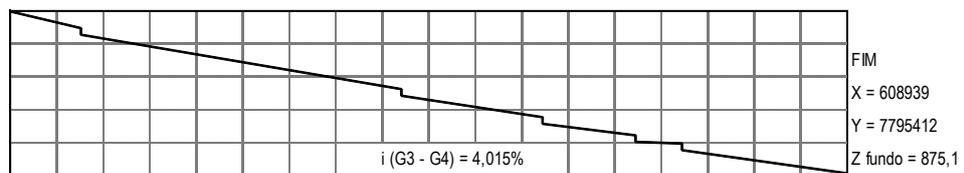
**PLANTA**

(sem escala)



**PERFIL LONGITUDINAL**

(sem escala)



OBSERVAÇÕES:


EMISSÃO: g. Deivison M. Azevedo / Eng. Evandro Cássio de Souza	VERIFICAÇÃO: Engº Renato Mauricio Santos	APROVAÇÃO: Enga Silvana Trigueiro
---	---	--------------------------------------

<b>FOLHA:</b> 5 / 20	<b>LEVANTAMENTO CADASTRAL - MACRODRENAGEM</b>	<b>REGIONAL(IS):</b> Oeste
-------------------------	---	-------------------------------

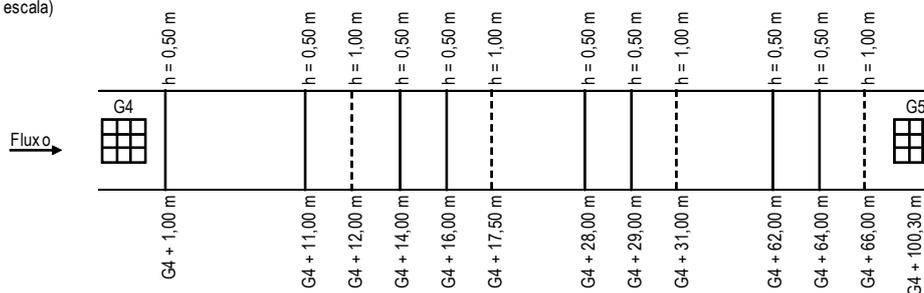
**GEOMETRIA DO CANAL REVESTIDO FECHADO**

<b>LOCALIZAÇÃO</b> Av. Francisco Sá cruzamento com R. General Dionísio Cerqueira		<b>CÓDIGO(S) DO(S) LOGRADOURO(S):</b> 29656 / 21377
<b>BAIRRO:</b> Gutierrez	<b>BACIA:</b> Ribeirão Arrudas	<b>CÓDIGO DA BACIA:</b> 4111500
<b>CURSO D'ÁGUA:</b> Córrego dos Pintos	<b>EXTENSÃO:</b> 100,30 m	
<b>CÓDIGO DE CAMPO:</b> D.S.1.13B	<b>DATA DE CADASTRO:</b> 08/05/2000	<b>MAPAS:</b> 5149

<p style="text-align: center;"><b>MEDIDAS (m)</b></p> <p style="text-align: center;"><u>COORDENADAS DOS ACESSOS EXTERNOS</u></p> <p>A = 2,00</p> <p>B = 1,80</p> <p>C = 0,15</p> <p>D = _____</p> <p>H = _____</p> <p>H = altura do assoreamento</p> <p style="text-align: center;"><b>G4</b></p> <p>X = 608939 Y = 7795412 Z tampa = 878,4 Z fundo = 875,1</p> <p style="text-align: center;"><b>G5</b></p> <p>X = 608965 Y = 7795507 Z tampa = 873,9 Z fundo = 870,6</p>	<p style="text-align: center;"><b>TIPO DE SEÇÃO: 2</b></p>
---	--

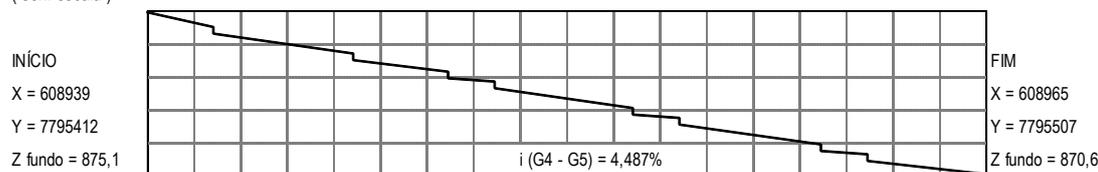
**PLANTA**

(sem escala)



**PERFIL LONGITUDINAL**

(sem escala)



<b>OBSERVAÇÕES:</b>

<b>EMISSÃO:</b> Eng. Deivison M. Azevedo / Eng. Evandro Cássio de Souza	<b>VERIFICAÇÃO:</b> Engº Renato Maurício Santos	<b>APROVAÇÃO:</b> Enga Silvana Trigueiro
--	--	---

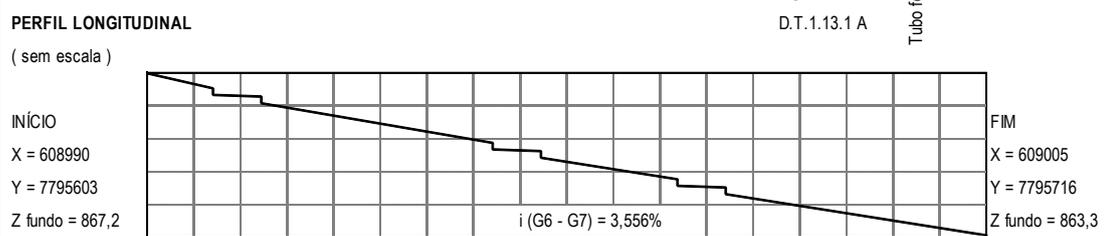
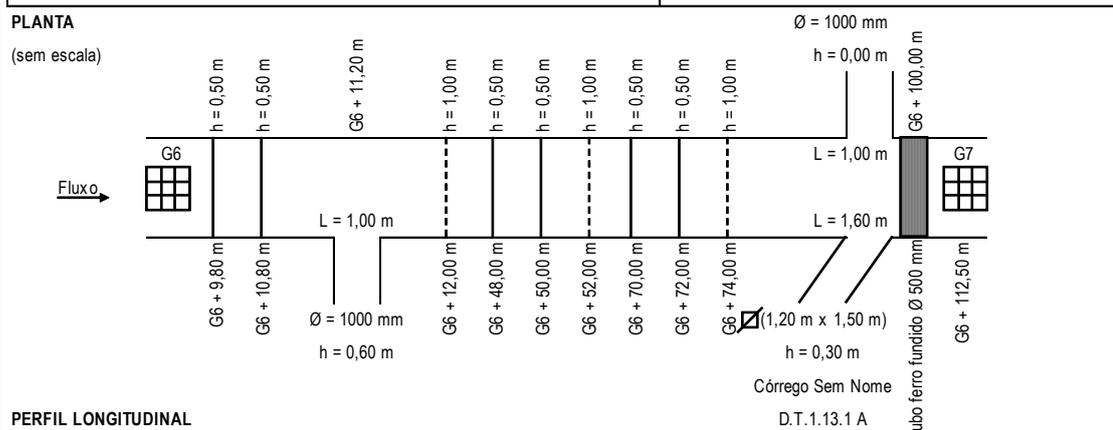


<b>FOLHA:</b> 7 / 20	<b>LEVANTAMENTO CADASTRAL - MACRODRENAGEM</b>	<b>REGIONAL(IS):</b> Oeste
-------------------------	---	-------------------------------

**GEOMETRIA DO CANAL REVESTIDO FECHADO**

<b>LOCALIZAÇÃO</b> Av. Francisco Sá cruzamento com R. Herculano de Freitas		<b>CÓDIGO(S) DO(S) LOGRADOURO(S):</b> 29656 / 33130
<b>BAIRRO:</b> Gutierrez	<b>BACIA:</b> Ribeirão Arrudas	<b>CÓDIGO DA BACIA:</b> 4111500
<b>CURSO D'ÁGUA:</b> Córrego dos Pintos	<b>EXTENSÃO:</b> 112,50 m	
<b>CÓDIGO DE CAMPO:</b> D.S.1.13B	<b>DATA DE CADASTRO:</b> 08/05/2000	<b>MAPAS:</b> 5149

<p style="text-align: center;"><b>MEDIDAS (m)</b></p> <p style="text-align: center;"><u>COORDENADAS DOS ACESSOS EXTERNOS</u></p> <p>A = 2,00</p> <p>B = 1,80</p> <p>C = 0,15</p> <p>D = _____</p> <p>H = _____</p> <p>H = altura do assoreamento</p>	<p style="text-align: center;"><b>TIPO DE SEÇÃO: 2</b></p>
--	--



**OBSERVAÇÕES:**

No ponto G6 + 100,00 m existe uma tubulação Ø = 500 mm, com uma altura livre igual à 1,30 m.

<b>EMISSÃO:</b> Eng. Deivison M. Azevedo / Eng. Evandro Cássio de Souza	<b>VERIFICAÇÃO:</b> Engº Renato Maurício Santos	<b>APROVAÇÃO:</b> Enga Silvana Trigueiro
--	--	---