

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

AVALIAÇÃO DOS ASPECTOS DAS POLÍTICAS
PÚBLICAS, SOCIOECONÔMICOS E
HIDROLÓGICOS-HIDRÁULICOS NO USO DE
MICRORRESERVATÓRIOS

Pedro de Paula Drumond

Belo Horizonte

2019

**AVALIAÇÃO DOS ASPECTOS DAS POLÍTICAS
PÚBLICAS, SOCIOECONÔMICOS E
HIDROLÓGICOS-HIDRÁULICOS NO USO DE
MICRORRESERVATÓRIOS**

Pedro de Paula Drumond

Pedro de Paula Drumond

**AVALIAÇÃO DOS ASPECTOS DAS POLÍTICAS
PÚBLICAS, SOCIOECONÔMICOS E
HIDROLÓGICOS-HIDRÁULICOS NO USO DE
MICRORRESERVATÓRIOS**

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

Área de concentração: Hidráulica e Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Hidrologia e Drenagem Urbana

Orientadora: Priscilla Macedo Moura

Co-orientadora: Márcia Maria Lara Pinto Coelho

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2019



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

Avenida Antônio Carlos, 6627 - 4º andar - 31270-901 - Belo Horizonte - BRASIL

Telefax: 55 (31) 3409-1882 - posgrad@desa.ufmg.br

<http://www.smarh.eng.ufmg.br>

FOLHA DE APROVAÇÃO

“Avaliação dos aspectos das políticas públicas, socioeconômicos e hidrológicos-hidráulicos no uso de microrreservatórios”.

PEDRO DE PAULA DRUMOND

Tese defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:

Profª PRISCILLA MACEDO MOURA

Profª MARCIA MARIA LARA PINTO COELHO

Profª TALITA FERNANDA DAS GRAÇAS SILVA

Prof. MÁRCIO BENEDITO BAPTISTA

Profª RUTINEIA TASSI

Prof. ADEMIR PACELI BARBASSA

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH

Prof. Antonio Teixeira de Matos
Coordenador

Versão Final aprovada por

Profª. Priscilla Macedo Moura
Orientadora

Belo Horizonte, 29 de março de 2019.

D795a	<p>Drumond, Pedro de Paula. Avaliação dos aspectos das políticas públicas, socioeconômicos, hidrológicos-hidráulicos no uso de microrreservatórios [recurso eletrônico] / Pedro de Paula Drumond. - 2019. 1 recurso online (xv, 285 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientadora: Priscilla Macedo Moura. Coorientadora: Márcia Maria Lara Pinto Coelho.</p> <p>Tese (doutorado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Anexos: f. 246-285.</p> <p>Bibliografia: f. 229-245. Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Engenharia sanitária - Teses. 2. Recursos hídricos - Desenvolvimento - Teses. 3. Drenagem - Teses. 4. Hidrologia urbana - Teses. I. Moura, Priscilla Macedo. II. Coelho, Márcia Maria Lara Pinto. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título. CDU: 628(043)</p>
-------	--

Ficha catalográfica: Biblioteca Profº Mário Werneck, Escola de Engenharia da UFMG

“Na prática, a teoria é outra.”

Autor desconhecido

DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado a meu Pai, Marcos Machado Drumond,
Pesquisador e Hidrólogo,
que me orientou sobre os caminhos da água.

AGRADECIMENTOS

Às Prof.^{as} Priscilla Macedo Moura e Márcia Maria Lara Pinto Coelho, que me acompanharam, orientaram e foram parceiras na execução deste trabalho.

À minha família, minha mãe, Cecília, meu pai, Marcos, minha irmã, Júnia, e sua família e ao meu irmão, Tomaz, que sempre me apoiou e estiveram ao meu lado durante essa caminhada e me deram força para persistir.

À Sudecap, especialmente aos amigos Ilda, Úrsula, Carlota, Renato, Rejane, Abelino, Sérgio e Marcos, que apoiaram essa pesquisa e disponibilizaram equipamentos para o monitoramento dos microrreservatórios estudados.

Ao Ministério Público e aos amigos da Central de Apoio Técnico - CEAT pelo incentivo e reconhecimento da importância da pesquisa, em especial ao Douglas, pelas consultorias na área elétrica, ao Paulo Roberto e ao Cláudio Kfuri, pelas consultorias na área de informática, à Valquíria, pela consultoria na área de geotécnica, e ao Dr. Édson, que possibilitou o desenvolvimento do estudo em conjunto com o trabalho.

À Juliana, que dispôs a me ajudar voluntariamente na realização de parte das pesquisas realizadas com os cidadãos de Belo Horizonte e no descarregamento dos dados dos monitoramentos dos microrreservatórios.

À Universidade UTS/Sydney, em especial ao Prof. James Ball que possibilitou a realização do intercâmbio e de parte da pesquisa na Austrália.

Ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico que, por meio dos projetos de pesquisa aprovados nos processos 449816/2014- e 449790/2014-2, disponibilizou recursos para a construção de dois experimentos.

À Fapemig – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais, pela bolsa de estudos e pela disponibilização de recursos em participações em congressos.

Ao empreendimento hospitalar, em especial ao Dr. Wagner, ao Eng^o Marcos Senra e ao Pedro Paulo, que permitiram e me ajudaram no monitoramento do microrreservatório existente.

À empresa montadora de veículos, em especial à Renata e à Natália, que me auxiliaram e possibilitaram o monitoramento dos microrreservatórios existentes.

Ao Centro de Saúde Prof. Amílcar Viana Martins, em especial ao gerente Fausto que autorizou a construção do experimento e a realização do monitoramento.

Aos responsáveis pela Sede da Regional Nordeste, em especial ao Itamar, que incentivou e permitiu a construção do experimento no local.

Ao Renato e ao Paulo, que me ajudaram na construção dos experimentos no Centro de Saúde Prof. Amílcar V. Martins e na Sede da Regional Nordeste.

À Prefeitura Municipal de Porto Alegre, em especial à Daniela Bemfica e ao Edgar Eifler, que me repassaram as informações sobre a gestão dos microrreservatórios em Porto Alegre.

Aos funcionários dos Conselhos Municipais de Sydney, que disponibilizaram as informações sobre as políticas públicas no uso de microrreservatórios.

Aos professores Edna Maria de Faria Viana e Jorge Luis Zegarra Tarqui e a todos os funcionários do Centro de Pesquisas Hidráulicas e Recursos Hídricos – CPH da UFMG, em especial ao Geraldo Vieira Garcia, que construiu equipamentos que foram utilizados nos experimentos.

Ao CDTN – Centro de Desenvolvimento de Tecnologia Nuclear, em especial ao Eng^o Lécio Salim pela ajuda na operação dos sensores de nível utilizados nos experimentos.

Aos professores do programa SMARH e aos que participaram da banca de qualificação, que ampliaram o meu conhecimento e contribuíram para a melhoria da pesquisa.

Aos meus colegas do programa, que compartilharam de momentos de estudos e de diversão nos congressos que participamos.

Aos estudantes de graduação Vítor, João e Clarisse, que me ajudaram a realizar parte das entrevistas e a analisar o funcionamento dos microrreservatórios.

Ao Flávio Fonseca, que se dispôs a desenvolver de forma gratuita o projeto estrutural de um microrreservatório que seria construído.

Ao Prof. Geoffrey O’Loughlin, que transmitiu seus conhecimentos sobre a gestão dos microrreservatórios em Sydney.

À todos os meus familiares e amigos, que de alguma maneira contribuíram para o desenvolvimento deste estudo.

RESUMO

Os microrreservatórios vêm sendo implantados há várias décadas nos municípios brasileiros e em inúmeras cidades do mundo. Apesar da existência de políticas públicas sobre o uso de microrreservatórios, poucos estudos analisaram o uso da técnica quanto aos critérios recomendados nas políticas públicas, à disposição dos cidadãos em implantar essas estruturas de drenagem, à eficiência no amortecimento da vazão de pico dos microrreservatórios já implantados e à possibilidade da técnica ser aprimorada. Assim, o presente trabalho comparou as políticas públicas de Belo Horizonte e Porto Alegre com as políticas existentes nas cidades australianas de Wollongong e Sydney, criadas na década de 80. Os resultados indicaram que as municipalidades australianas exigem o amortecimento da vazão de pico para chuvas variadas (com diferentes durações e tempos de retorno), enquanto as cidades brasileiras solicitam o dimensionamento para apenas um evento com tempo de retorno de 10 anos. Entretanto, assim como as brasileiras, as municipalidades australianas possuem problemas na gestão dos sistemas, não existindo um controle da quantidade de microrreservatórios construídos nas cidades e das condições dos sistemas existentes. Para avaliar a percepção da população de Belo Horizonte, decidiu-se aplicar questionários com perguntas sobre o funcionamento do sistema de drenagem e seus problemas, o pagamento de uma taxa de drenagem e a disposição de instalar os microrreservatórios nos lotes. Os resultados indicaram que os cidadãos não têm clareza de que não pagam por uma taxa exclusiva pela prestação dos serviços de drenagem urbana, mas que a maioria dos entrevistados (cerca de 83%) está disposta a implantar os microrreservatórios independentemente da existência de incentivos financeiros. Como os microrreservatórios vêm sendo construídos em Belo Horizonte desde a década de 90, decidiu-se avaliar o funcionamento de microrreservatórios existentes, comparando as alturas máximas de água no interior das estruturas com os resultados calculados com métodos teóricos. Verificou-se que as simulações teóricas apresentaram valores inferiores aos monitorados, sendo os resultados obtidos com o método Racional mais próximos aos monitorados. Por fim, foram construídos dois novos microrreservatórios, um com fundo impermeável e outro permeável. O monitoramento dos microrreservatórios indicou que a técnica pode apresentar boa eficiência no amortecimento da vazão de pico. A eficiência média no amortecimento da vazão de pico obtida no microrreservatório com fundo permeável foi de aproximadamente 87%. Após as análises realizadas com os dados dos experimentos, foi apresentada uma nova proposta para o dimensionamento dos microrreservatórios.

PALAVRAS-CHAVE: microrreservatório, técnica compensatória, reservatório de retenção, drenagem urbana.

ABSTRACT

In recent decades On-site Stormwater Detention (OSD) systems have been implemented in Brazilian cities and many other cities around the world. Despite the existence of public policies on the use of OSD, only a few studies have evaluated the technique in relation to the criteria used to design the structure, the citizens' mood to adopt OSD in their lots, the efficiency in the peak flow damping of the OSDs already built and the possibility of technique improvement. Thus, this study compared the public policies of Belo Horizonte and Porto Alegre with current policies in the Australian cities of Wollongong and Sydney, created in the 80's. The results indicated that Australian municipalities require the peak flow damping for several rains (with different durations and return times), while the Brazilian cities request the design for only one event with a return time of 10 years. However, as the Brazilian cities, the Australian municipalities have problems in the system management, and do not have control of the quantity of OSDs already built in the cities and their conditions. To evaluate the population perception, it was decided to apply forms to the citizens of Belo Horizonte with questions about the drainage system operation and its problems, the urban drainage tax and the disposition to build the OSDs on lots. The results indicated that citizens did not know clearly that there is no exclusive tax for urban drainage service and the majority of answers (about 83%) are favorable to build OSDs on the lots, regardless of the financial incentives possibilities. As OSDs have been built in Belo Horizonte since the 90's, it was decided to evaluate the performance of OSDs already built, comparing the maximum water levels monitored inside the structures with the results calculated using theoretical methods. It was verified that the values of theoretical simulations were lower than those monitored, and the results obtained with the Rational method were better than those calculated with UH-SCS method. Finally, two OSDs were built, one with impermeable bottom and other with permeable bottom. The OSDs monitoring indicated that the technique could have good efficiency in the peak flow damping. The average efficiency in the peak flow damping obtained in the OSD with permeable bottom was approximately 87%. After the all analyzes with the data of the experiments, a new proposal was presented for the OSD design.

KEYWORDS: On-site Stormwater Detention, source control technique, detention tank, urban drainage.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE TABELAS.....	XII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	XIV
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	5
2.1 OBJETIVO GERAL	5
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
3 REVISÃO DA LITERATURA.....	6
3.1 TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS DE DRENAGEM URBANA	6
3.2 POLÍTICAS PÚBLICAS NO USO DE MICRORRESERVATÓRIOS	11
3.2.1 <i>Políticas Públicas no Exterior</i>	11
3.2.2 <i>Políticas Públicas no Brasil</i>	14
3.3 ESTUDOS REALIZADOS COM MICRORRESERVATÓRIOS.....	15
3.3.1 <i>Experimentos que avaliaram o funcionamento de microrreservatórios no Brasil</i>	15
3.3.2 <i>Experimentos com microrreservatórios realizados no Exterior</i>	18
3.3.3 <i>Estudos de modelagem relacionados ao uso dos microrreservatórios e à melhoria da gestão da drenagem urbana</i>	19
3.4 DIMENSIONAMENTO DE MICRORRESERVATÓRIOS	22
3.4.1 <i>Chuva de Projeto</i>	23
3.4.2 <i>Métodos Hidrológicos</i>	26
3.4.2.1 <i>Método Racional</i>	26
3.4.2.2 <i>Hidrograma Unitário Triangular do SCS</i>	39
3.4.3 <i>Tempo de concentração</i>	44
3.4.4 <i>Modelo de amortecimento de pico de vazão</i>	45
3.4.5 <i>Métodos Simplificados para o cálculo do volume do microrreservatório</i>	49
4 ANÁLISE DAS POLÍTICAS PÚBLICAS NO USO DE MICRORRESERVATÓRIOS – ESTUDO DE CASO: BRASIL E AUSTRÁLIA	54
4.1 INTRODUÇÃO	54
4.2 METODOLOGIA	56
4.2.1 <i>Análise das Políticas Públicas</i>	58
4.2.2 <i>Análise do Detalhamento Técnico</i>	59
4.2.3 <i>Comparação dos valores Vazão Máxima Permissível e Taxa de Armazenamento no Lote</i>	59
4.2.4 <i>Avaliação da gestão dos sistemas</i>	60
4.3 RESULTADOS	61
4.3.1 <i>Políticas Públicas</i>	61
4.3.2 <i>Detalhamento técnico</i>	65
4.3.3 <i>Comparação entre os valores de VMP e TAL</i>	72
4.3.4 <i>Gestão dos sistemas</i>	75
4.3.5 <i>Perspectivas para melhoria da gestão do controle na fonte em lotes</i>	78
4.3.6 <i>Conclusão</i>	80
5 PERCEPÇÃO DA POPULAÇÃO DE BELO HORIZONTE SOBRE A GESTÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM	81
5.1 INTRODUÇÃO	81
5.1.1 <i>Percepção sobre drenagem urbana e sua responsabilidade</i>	81
5.1.2 <i>Formas de incentivo para o controle das águas pluviais na fonte</i>	82
5.2 METODOLOGIA	85
5.2.1 <i>Estrutura do questionário</i>	85
5.2.2 <i>Amostragem da pesquisa</i>	89
5.3 RESULTADOS	93
5.3.1 <i>Perfil socioeconômico dos entrevistados</i>	93
5.3.2 <i>Pagamento pelos serviços de saneamento</i>	96

5.3.3	<i>Conhecimento sobre o funcionamento do sistema de drenagem</i>	98
5.3.4	<i>Cobrança de taxa de drenagem</i>	102
5.3.5	<i>Disposição para implantação do microrreservatório no lote</i>	104
5.3.6	<i>Discussão</i>	107
5.4	CONCLUSÃO.....	108
6	MONITORAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS EXISTENTES	110
6.1	INTRODUÇÃO	110
6.2	MATERIAL E MÉTODOS.....	112
6.2.1	<i>Dados dos Microrreservatórios</i>	114
6.2.1.1	MH – Empreendimento Hospitalar	114
6.2.1.2	MV – Montadora de Veículos.....	117
6.2.2	<i>Monitoramento dos Microrreservatórios</i>	120
6.2.2.1	Monitoramento do Microrreservatório MH	120
6.2.2.2	Monitoramento dos Microrreservatórios MV	121
6.2.3	<i>Dados de precipitação</i>	123
6.2.3.1	Microrreservatório MH.....	123
6.2.3.2	Microrreservatórios MV	125
6.2.4	<i>Cálculos teóricos realizados</i>	130
6.2.5	<i>Método Racional</i>	130
6.2.6	<i>Método HUT-SCS</i>	131
6.2.7	<i>Método de Puls</i>	132
6.3	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	133
6.3.1	<i>Microrreservatório MH</i>	133
6.3.1.1	Análise dos eventos com maiores tempo de retorno	134
6.3.1.2	Avaliação do amortecimento da vazão de pico.....	138
6.3.1.3	Avaliação do coeficiente de descarga médio por evento	140
6.3.2	<i>Microrreservatórios MV</i>	142
6.3.2.1	Análise dos eventos monitorados com o pluviômetro na empresa	144
6.3.2.2	Análise dos eventos com maiores tempo de retorno	145
6.3.2.3	Avaliação do amortecimento da vazão de pico.....	151
6.3.2.4	Avaliação do coeficiente de descarga médio por evento	155
6.4	CONCLUSÕES	156
7	MONITORAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS CONSTRUÍDOS	158
7.1	INTRODUÇÃO	158
7.2	MATERIAIS E MÉTODOS	160
7.2.1	<i>Dimensionamento dos Microrreservatórios</i>	163
7.2.2	<i>Monitoramento e Calibração dos equipamentos</i>	167
7.2.3	<i>Instalação dos Experimentos</i>	173
7.2.3.1	Microrreservatório M-CS.....	173
7.2.3.2	Microrreservatório instalado na Sede da Regional Nordeste	176
7.2.4	<i>Análise dos dados de monitoramento</i>	183
7.2.4.1	Análise dos eventos pluviométricos.....	184
7.2.4.2	Análise da eficiência da técnica	185
7.2.4.3	Análise do volume necessário para amortecimento	186
7.2.4.4	Análise do coeficiente de descarga	187
7.2.4.5	Análise do coeficiente de escoamento superficial do telhado	187
7.2.4.6	Análise das durações e dos tempos de pico das precipitações e dos hidrogramas de entrada.....	188
7.2.4.7	Proposição de método para o dimensionamento de microrreservatórios	189
7.3	RESULTADOS E DISCUSSÕES	189
7.3.1	<i>Eventos pluviométricos analisados</i>	189
7.3.1.1	Experimento M-CS	189
7.3.1.2	Experimento M-RNE.....	193
7.3.2	<i>Eficiência da técnica</i>	195
7.3.3	<i>Volume necessário para amortecimento</i>	200
7.3.4	<i>Valores de coeficiente de descarga</i>	203
7.3.5	<i>Valores de coeficiente de escoamento superficial</i>	206
7.3.6	<i>Durações e tempos de pico das precipitações e dos hidrogramas de entrada</i>	212
7.4	PROPOSIÇÃO DE UM NOVO MÉTODO PARA O DIMENSIONAMENTO DE MICRORRESERVATÓRIOS	218

7.5 CONCLUSÕES	224
8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	226
REFERÊNCIAS	229
APÊNDICE	246
APÊNDICE 1	247
APÊNDICE 2	249
APÊNDICE 3	251
APÊNDICE 4	256
APÊNDICE 5	267
APÊNDICE 6	278
ANEXOS	284
ANEXO 1	285

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Tipos de técnicas compensatórias.....	7
Figura 3.2: Lotes após a construção. em primeiro plano o lote sustentável, ao lado o lote natural e ao fundo o lote convencional.....	17
Figura 3.3: Distribuição temporal das precipitações da RMBH (a) chuvas com duração de até 1 hora (b) chuvas com duração entre 1 e 2 horas (c) chuvas com duração entre 2 e 4 horas (d) chuvas com duração entre 4 e 10 horas	25
Figura 3.4: Análise do método dupla massa sem inconsistência	26
Figura 3.5: Hidrograma triangular do método Racional, sendo que q_p é a vazão de pico e t_c é o tempo de concentração.	37
Figura 3.6: Hidrograma trapezoidal do método Racional modificado, com duração de chuva superior ao tempo de concentração	38
Figura 3.7: Hidrograma unitário triangular do método SCS.....	39
Figura 3.8: Classificação dos solos de Belo Horizonte, baseando-se no método SCS	43
Figura 4.1: Conselhos municipais australianos onde a política pública de microrreservatórios foi avaliada.	58
Figura 4.2: Reservatório que atende as funções do microrreservatório e do reservatório para aproveitamento das águas pluviais	64
Figura 4.3: Microrreservatório proposto pela sudecap (a) tipo A (b) tipo F	67
Figura 4.4: Configuração padrão de um microrreservatório apresentado no manual de drenagem de Porto Alegre	67
Figura 4.5: Modelo dos dispositivos de saída e da tela de proteção previstas no manual da uprct (a) detalhe da instalação do orifício e da tela de proteção (b) detalhe das duas estruturas de descarga dimensionadas para amortecer chuvas com TR de 1,5 e 100 anos.....	69
Figura 4.6: Comparação entre as intensidades pluviométricas das cidades avaliadas	72
Figura 4.7: Comparação da VMP para chuvas com TR de 100 anos.....	73
Figura 4.8: Comparação da TAL para chuvas com TR de 100 anos.	73
Figura 4.9: Instalação do medidor de vazão em tubos de águas pluviais	79
Figura 5.1: Unidades de planejamento municipais de Belo Horizonte.....	91
Figura 5.2: Comparação entre a faixa etária dos entrevistados e a população de BH	93
Figura 5.3: Resultados sobre o perfil socioeconômico, a idade e o nível de escolaridade dos entrevistados	95
Figura 5.4: Resultados sobre a percepção do pagamento de serviços de saneamento	97
Figura 5.5: Quantidade de entrevistados que informaram em quais meses do ano as inundações são mais frequentes em Belo Horizonte	100
Figura 5.6: Resultados sobre a ocorrência de inundações próximo às residências dos entrevistados	101
Figura 5.7: Resultados sobre a percepção da responsabilidade da Prefeitura Municipal e cobrança de taxa de drenagem.....	103

Figura 5.8: Resultados sobre os valores de taxa de drenagem que os entrevistados estariam dispostos a pagar.....	103
Figura 5.9: Resultados sobre a instalação do microrreservatório no lote do entrevistado ...	106
Figura 6.1: Localização dos microrreservatórios monitorados e das estações pluviométricas utilizadas.....	113
Figura 6.2: Área de contribuição ao microrreservatório MH.....	114
Figura 6.3: Microrreservatório do empreendimento hospitalar (a) em planta (b) em corte .	115
Figura 6.4: Relação cota x volume do microrreservatório.....	116
Figura 6.5: Estruturas de descargas monitoradas no MH (a) DN 200 (b) 2 x DN 100.....	116
Figura 6.6: Áreas de contribuições aos microrreservatórios da montadora de veículos.....	118
Figura 6.7: Configuração dos microrreservatórios MV-1 e MV-2 (a) perfil (b) planta.....	119
Figura 6.8: Estruturas de descargas monitoradas nos (a) MV-1 e (b) MV-2.....	119
Figura 6.9: Relação cota x volume dos MV-1 e MV-2.....	120
Figura 6.10: Equipamento instalado (a) sensor de nível (b) caixa com a bateria e o <i>data logger</i> e a tampa de inspeção.....	121
Figura 6.11: Equipamento instalado no MV-1 (a) sensor de nível (b) caixa de proteção com bateria e data logger e tampa de acesso ao microrreservatório	122
Figura 6.12: Equipamento instalado no MV-2 da montadora de veículos (a) sensor de nível (b) caixa de proteção com bateria e data logger e tampa de acesso ao microrreservatório....	122
Figura 6.13: Distância das estações pluviométricas do empreendimento hospitalar	123
Figura 6.14: Correlação das estações pluviométricas pelo método dupla massa.....	124
Figura 6.15: Pluviômetro instalado sobre o microrreservatório MV-2.....	126
Figura 6.16: Distância entre os pluviômetros – Montadora de veículos.....	126
Figura 6.17: Correlação do método dupla massa - precipitações do pluviômetro da montadora de veículo e da estação pluviométrica 13 da PBH.....	127
Figura 6.18: Comparação entre as alturas máximas monitoradas e calculadas com os métodos Racional/Puls e HUT-SCS/Puls para os 52 eventos monitorados.....	133
Figura 6.19: Comparação dos linigramas monitorados e calculados com os métodos Racional e HUT-SCS (a) evento 45 (b) evento 47 (c) evento 50 (d) evento 51 (e) evento 52.....	136
Figura 6.20: Comparação entre as alturas máximas monitoradas e calculadas com o método Racional/Puls.....	143
Figura 6.21: Comparação entre as alturas máximas monitoradas e calculadas com o método HUT-SCS/Puls	143
Figura 6.22: Comparação entre as alturas máximas monitoradas e calculadas com os métodos Racional/Puls e HUT-SCS/Puls – eventos registrados com o pluviômetro instalado na empresa.....	145
Figura 6.23: Comparação dos linigramas monitorados e calculados com os métodos Racional e HUT-SCS (a) Evento 105 (b) Evento 106 (c) Evento 107 (d) Evento 109 (e) Evento 110 (f) Evento 113 (g) Evento 114 (h) Evento 115.....	148

Figura 6.24: Comparação dos linigramas monitorados e calculados com os dados do pluviômetro instalado na empresa (a) Evento 108 (b) Evento 111	150
Figura 7.1: Localização dos empreendimentos municipais onde foram implantados os microrreservatórios e das estações pluviométricas utilizadas no estudo.....	161
Figura 7.2: Mancha de inundação próxima à confluência do Ribeirão Arrudas e o córrego da Av. Dom João VI.....	162
Figura 7.3: Mancha de inundação próxima à confluência dos córregos Cachoeirinha e Av. Sanitária.....	162
Figura 7.4: Tubos de descarga instalados nos microrreservatórios (a) M-CS (b) M-RNE...	165
Figura 7.5: Hidrogramas calculados para o M-CS (a) TR 10 anos (b) TR 25 anos (c) TR 50 anos e (d) TR 100 anos	166
Figura 7.6: Hidrogramas calculados para o M-RNE (a) TR10 anos (b) TR 25 anos (c) TR 50 anos e (d) TR 100 anos	166
Figura 7.7: Seções dos vertedores construídos (a) canal de entrada (b) canal de saída.....	168
Figura 7.8: Calibração dos vertedores utilizados nos experimentos (a) aparato da balança (b) balança digital (c) inclinômetro digital (d) vista frontal do canal (e) sensor de nível (f) vista lateral do ensaio	169
Figura 7.9: Esquema do aparato utilizado para calibração dos vertedores utilizados nos experimentos.....	170
Figura 7.10: Resultados da calibração dos vertedores dos experimentos (a) Centro de Saúde Prof. Amílcar V. M. (b) Sede Regional Nordeste	171
Figura 7.11: Calibração do tanque utilizado no experimento do Centro de Saúde Prof. Amílcar V. Martins (a) sensor de nível instalado no interior do tanque (b) caixa de 100 l utilizada na calibração	172
Figura 7.12: Resultado da calibração do M-CS	172
Figura 7.13: Relação cota x volume do M-RNE.....	173
Figura 7.14: Localização do experimento no Centro de Saúde Prof. Amílcar V. M.	173
Figura 7.15: Esquema do experimento no Centro de Saúde Prof. Amílcar V. M.....	174
Figura 7.16: Experimento instalado no Centro de Saúde Prof. Amílcar V. M. (a) canal de entrada e tubo extravasor (b) microrreservatório (c) canal de saída e mangueira de descarga (d) pluviômetro	176
Figura 7.17: Localização do experimento na sede da Regional Nordeste.....	177
Figura 7.18: Telhado da edificação da Gerência Distrital da Vigilância Sanitária, onde serão coletadas as águas de chuva.....	178
Figura 7.19: Corte do experimento implantado na Regional Nordeste da PBH	178
Figura 7.20: Canal vertedor de entrada do M-RNE	179
Figura 7.21: Vala construída para assentamento do tanque na Regional Nordeste	179
Figura 7.22: Tubo de saída no canal vertedor de saída do M-RNE	180
Figura 7.23: Experimento instalado na sede da Regional Nordeste.....	181

Figura 7.24: Pluviômetro instalado na sede da Regional Nordeste.....	182
Figura 7.25: Ensaio de permeabilidade de duplo anel realizado no interior do microrreservatório M-RNE.....	182
Figura 7.26: Resultados dos ensaios de infiltração do solo no microrreservatório da sede da Regional Nordeste	183
Figura 7.27: Distância entre a estação pluviométrica 31 da PBH e o Centro de Saúde.....	184
Figura 7.28: Distância entre a estação pluviométrica 12 e a Regional NE	185
Figura 7.29: Correlação dos dados do pluviômetro instalado no Centro de Saúde e a estação pluviométrica 31 da PBH pelo método dupla massa.....	190
Figura 7.30: Correlação dos dados do pluviômetro instalado na sede da Regional Nordeste e a estação pluviométrica 12 da PBH pelo método dupla massa	193
Figura 7.31: Volumes de infiltração e de chuva no M-RNE.....	200
Figura 7.32: Taxa de armazenamento calculada para cada evento ocorrido no M-CS	201
Figura 7.33: Taxa de armazenamento calculada para cada evento ocorrido no M-RNE.....	201
Figura 7.34: Resultados dos valores de coeficiente de descarga obtidos no M-CS	204
Figura 7.35: Resultados dos valores de coeficiente de descarga obtidos no M-RNE.....	205
Figura 7.36: Resultados dos valores de coeficiente de escoamento superficial no M-CS....	207
Figura 7.37: Resultados dos valores de coeficiente de escoamento superficial no M-RNE.	207
Figura 7.38: Árvore existente próxima ao telhado do experimento M-CS	208
Figura 7.39: Árvore existente próxima ao telhado do experimento M-RNE	209
Figura 7.40: Volume de perdas e de chuva no M-CS	210
Figura 7.41: Volume de perdas e de chuva no M-RNE	210
Figura 7.42: Hietogramas e hidrogramas de entrada no M-CS (a) Evento 5 (b) Evento 6 (c) Evento 30 (d) Evento 61 (e) Evento 76	213
Figura 7.43: Hietogramas e hidrogramas de entrada no M-RNE (a) Evento 44 (b) Evento 46 (c) Evento 57 (d) Evento 58 (e) Evento 60.....	214
Figura 7.44: Hidrogramas monitorados e calculados com os métodos MRM e HUMRM no M-CS (a) Evento 5 (b) Evento 6 (c) Evento 30 (d) Evento 61 (e) Evento 76.....	216
Figura 7.45: Hidrogramas monitorados e calculados com os métodos MRM e HUMRM no M-RNE (a) Evento 44 (b) Evento 46 (c) Evento 57 (d) Evento 58 (e) Evento 60.....	217
Figura 7.46: Hidrogramas monitorados e calculados com o método HUMRM para o evento 61 do M-CS	218
Figura 7.47: Perfil de um modelo de microrreservatório com várias estruturas de descarga	219
Figura 7.48: Exemplo de um hidrograma gerado com o método HUMRM para uma chuva com duração de 40 minutos	220
Figura 7.49: Comparação do funcionamento do M-CS entre os dados monitorados e os resultados obtidos com o método proposto para o evento 30.....	223

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Legislações que preveem o uso de microrreservatórios nas cidades brasileiras	14
Tabela 3.2 – Redução dos picos nos eventos.....	16
Tabela 3.3 – Redução dos picos na escala de bacia.....	20
Tabela 3.4 – Médias e desvios padrões dos coeficientes de nash, volume e vazão de pico escoado para os métodos analisados.....	30
Tabela 3.5 – Valores de coeficientes de escoamento superficial, conforme as características de urbanização da bacia.....	31
Tabela 3.6 – Valores de coeficientes de escoamento superficial baseados nas características detalhadas das diversas superfícies presentes na bacia	32
Tabela 3.7 – Valores de coeficientes de escoamento para diferentes superfícies	32
Tabela 3.8 – Valores de coeficientes de escoamento para usos do solo.....	33
Tabela 3.9 – Valores de coeficientes de escoamento superficial em função do grupo hidrológico de solo e declividade	33
Tabela 3.10 – Valores de coeficientes volumétricos propostos por Ramos (1998).....	36
Tabela 3.11 – Comparação dos coeficientes de escoamento superficial teóricos e observados	37
Tabela 3.12 – Valores limites para áreas de bacia para utilizar o método Racional	38
Tabela 3.13 – Condições de umidade antecedente	42
Tabela 3.14 – Valores de CN definidos no PDDU/BH (2000)	44
Tabela 3.15 – Classificação das estruturas de descarga	47
Tabela 3.16 – Valores de cd obtidos por vários autores para tubos curtos.....	48
Tabela 3.17 – Valores de k em função de ε	50
Tabela 3.18 – Vazões Máximas Permissíveis (VMP)	51
Quadro 4.1 - Situações obrigatórias para a construção dos microrreservatórios	62
Quadro 4.2 - Casos de isenção no uso de microrreservatórios previstos nas políticas públicas	62
Tabela 4.1 – Reduções de áreas impermeáveis previstas na legislação de Porto Alegre	63
Tabela 4.2 - Conselhos da região metropolitana de Sydney que preveem a redução do volume do microrreservatório	63
Quadro 4.3 – Tipos de microrreservatórios propostos pela Sudecap.....	66
Tabela 4.3 - Requisitos técnicos das municipalidades australianas.....	70
Quadro 4.4 - Resumo do detalhamento técnico dos projetos de microrreservatórios.....	72
Quadro 4.5 - Resumo da análise da gestão dos microrreservatórios.....	77
Tabela 5.1 - Faixas dos estratos econômicos.....	86
Tabela 5.2 - Sistema de pontuação relativa à quantidade dos bens no domicílio.....	87

Tabela 5.3 - Pontuação relativa ao nível de escolaridade da pessoa de referência.....	87
Tabela 5.4 - Pontuação relativa ao acesso a serviços públicos.....	87
Tabela 5.5 - Faixas dos estratos econômicos.....	87
Tabela 5.6 - População total e quantidade de entrevistas realizadas por UPM em Belo Horizonte	92
Tabela 5.7 - Resultados sobre a percepção do funcionamento do sistema de drenagem	99
Tabela 5.8 - Número de ocorrência de alagamentos e inundações em cada regional de BH102	
Tabela 5.9 – Resultados dos entrevistados favoráveis ao pagamento de uma taxa de drenagem por faixas de estratos econômicos do Barreiro	104
Tabela 6.1 - Dimensões dos microrreservatórios MV-1 e MV-2	118
Tabela 6.2 – Dados de precipitação utilizados nas simulações do MH.....	124
Tabela 6.3 – Dados de precipitação utilizados nas simulações dos MV	128
Tabela 6.4 – Média das diferenças percentuais entre as alturas máximas dos nas teóricos em relação ao monitorado	134
Tabela 6.5 – Eficiência do amortecimento da vazão de pico (qp) no microrreservatório MH estimada pelo método Racional.....	138
Tabela 6.6 – Coeficientes de descargas médios estimados para os eventos.....	141
Tabela 6.7 – Variação dos níveis d’água no MV-1 durante os eventos monitorados	142
Tabela 6.8 – Tempos de pico dos eventos 108 e 111	151
Tabela 6.9 – Eficiência do amortecimento da vazão de pico no microrreservatório MV-2.....	152
Tabela 6.10 – Coeficientes de descargas médios estimados para os eventos.....	156
Tabela 7.1 – Parâmetros utilizados no dimensionamento dos microrreservatórios.....	164
Tabela 7.2 – Volumes para amortecimento, diâmetros das tubulações de descarga e eficiência no amortecimento da vazão de pico prevista dos microrreservatórios.....	165
Tabela 7.3 – Dados de precipitação registrados no Centro de Saúde.....	190
Tabela 7.4 – Dados de precipitação registrados na sede da Regional Nordeste.....	194
Tabela 7.5 – Resultados da eficiência da técnica nos experimentos	196
Tabela 7.6 – Valores de C para os maiores eventos registrados.....	211
Tabela 7.7 – Resumo das durações e os tempos de pico analisados	212
Tabela 7.8 – Comparação entre as vazões de pico dos hidrogramas.....	217

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ANEP	Associação Nacional de Empresas de Pesquisa
ASCE	American Society of Civil Engineers
BH	Belo Horizonte
BMP	Best Management Practices
C	Coefficiente de escoamento superficial
CDTN	Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear
Cd	Coefficiente de descarga
CN	Curve Number
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
CONEP	Comissão Nacional de Ética em Pesquisa
CPH	Centro de Pesquisa Hidráulicas e Recursos Hídricos
DN	Diâmetro Nominal
EHR	Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos
FAPEMIG	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais
GH	Grupo Hidrológico
GI	Green Infrastructure
HUT	Hidrograma Unitário Triangular
HUMRM	Hidrograma Unitário Método Racional Modificado
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDF	Intensidade, Duração e Frequência
INCC	Índice Nacional de Construção Civil
IPTU	Imposto Predial e Territorial Urbano
LID	Low Impact Development
LPOUS	Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo
MG	Minas Gerais
M-CS	Microrreservatório Centro de Saúde
MH	Microrreservatório Hospitalar
MRM	Método Racional Modificado

M-RNE	Microrreservatório Regional Nordeste
MV	Microrreservatório Montadora de Veículos
NA	Nível d'água
NE	Nordeste
NRCS	Natural Resource Conservation Service
OSD	On-site Stormwater Detention
PBH	Prefeitura Municipal de Belo Horizonte
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PMS	Plano Municipal de Saneamento
PNADC	Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios Contínua
PNRH	Política Nacional de Recursos Hídricos
PVC	Policloreto de Polivinila
RMBH	Região Metropolitana de Belo Horizonte
RNL	Reservatório Não Linear
SC	Source Control
SCM	Stormwater Control Measures
SCS	Soil Conservation Service
SUDECAP	Superintendência de Desenvolvimento da Capital
SUDS	Sustainable Urban Drainage Systems
TAL	Taxa de Armazenamento do Lote
TR	Tempo de Retorno
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UPM	Unidades de Planejamento Municipais
UPRCT	Upper Parramatta River Catchment Trust
US	United States
VMP	Vazão Máxima Permissível
WSUD	Water Sensitive Urban Design

1 INTRODUÇÃO

As técnicas alternativas ou compensatórias de drenagem urbana foram criadas nos anos 70, como forma de buscar neutralizar os efeitos de urbanização sobre os processos hidrológicos (Baptista *et al.*, 2005) . Desde então, várias cidades do mundo têm criado legislações, para incentivar e regular a adoção de técnicas compensatórias com controle na fonte e melhorar a gestão do sistema de drenagem urbana (Petrucci *et al.*, 2013).

Um dos tipos de técnicas compensatórias de drenagem urbana com controle na fonte que vem sendo implementado no Brasil é o uso de microrreservatórios. O microrreservatório visa acumular o volume excedente de água provocado com a impermeabilização do solo em lotes e manter a vazão de pico de saída próxima a das condições de pré-urbanização (Drumond *et al.*, 2014).

Nos casos em que a técnica é utilizada, o sistema de drenagem residencial funciona com o encaminhamento das águas precipitadas nos telhados e nos pavimentos impermeáveis ao microrreservatório. Neste, a água é direcionada a uma tubulação de saída, que 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 reduzindo o pico do hidrograma de saída.

A técnica é adaptável a diferentes configurações do sistema de drenagem de água pluvial residencial e possibilita a construção com vários tipos de materiais, permitindo que seja uma estrutura com grande potencial de uso. 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 construção dos microrreservatórios vêm sendo exigida em diversas cidades brasileiras, sendo Belo Horizonte a primeira cidade a criar uma política pública exigindo a aplicação dessa técnica (Lei Municipal nº 7.166/96). Posteriormente, outras cidades, como por exemplo, São Paulo (Lei Municipal nº 13.276/02), Rio de Janeiro (Decreto Municipal nº 23.940/04), Curitiba (Decreto Municipal nº 176/07) e Porto Alegre (Decreto Municipal nº 15.371/06), também elaboraram regulações impondo a necessidade do uso de microrreservatórios. Essas legislações demandam o uso de diferentes critérios para a determinação do volume dos microrreservatórios.

Considerando que as políticas públicas no uso de microrreservatórios existentes no Brasil possuem diferentes critérios de exigência de construção e de dimensionamento e que outras políticas continuam sendo criadas em cidades brasileiras, torna-se interessante realizar uma comparação com as atuais políticas públicas em cidades no exterior, especialmente a Austrália que possui características climáticas similares às brasileiras. De acordo com O'Loughlin *et al.* (1995), a implantação dos primeiros microrreservatórios na Austrália ocorreu no início da década de 80, sendo implantados cerca de 3.500 unidades na região metropolitana de Sydney, até o ano de 1995. Assim, uma das hipóteses considerada neste estudo foi de que levando-se em conta o tempo de criação, as políticas públicas de microrreservatórios na Austrália são melhores do que as políticas existentes no Brasil.

Ainda que já exista uma política pública no uso de microrreservatórios em Belo Horizonte, não se tem conhecimento sobre a disposição da população quanto à possibilidade de adoção dessa técnica em seus lotes, bem como de sua percepção sobre o funcionamento do sistema de drenagem e seus problemas. Em um dos poucos estudos realizados no país, Costa Junior e Barbassa (2006) verificaram que aproximadamente 83% dos moradores da sub-bacia hidrográfica da Ponte Seca, em Jaboticabal/SP, eram favoráveis à instalação dos microrreservatórios.

A disposição para instalação dos microrreservatórios pode ser influenciada pelo custo de implantação. Considerando que na maioria dos municípios brasileiros, o sistema de drenagem urbana é financiado pelas Administrações Municipais, sendo o único serviço de saneamento em que não há uma cobrança de uma taxa específica pela sua execução, poderia ser exigido dos proprietários dos lotes uma maior participação na gestão de drenagem na escala do lote. Assim, uma hipótese examinada no presente estudo foi de que os cidadãos podem ser mais favoráveis à implantação dos microrreservatórios em um cenário em que haja isenção de pagamento por uma taxa de drenagem para quem adote a técnica compensatória em questão.

Para se criar um programa que incentive a construção de microrreservatórios nos lotes, deve-se antes verificar se as estruturas existentes estão funcionando adequadamente. Embora os microrreservatórios estejam sendo implantados há algumas décadas em Belo Horizonte, não foram realizados estudos que avaliassem o desempenho no amortecimento da vazão de pico das estruturas existentes. De fato, poucos estudos analisaram o funcionamento dos microrreservatórios em escala real no Brasil (Agra, 2001, Campos, 2007 e Cabral, 2009).

De acordo com o estudo de Drumond (2012), os critérios definidos pelo Município de Belo Horizonte para o dimensionamento dos microrreservatórios eram inadequados para que a estrutura exercesse a função para qual foi projetada. Desse modo, outra hipótese levantada neste estudo foi de que os microrreservatórios existentes em Belo Horizonte apresentam uma baixa eficiência no amortecimento da vazão de pico.

Como a eficiência da técnica de microrreservatórios depende de parâmetros, tais como precipitação de projeto, volume de armazenamento e coeficiente de descarga, considera-se necessário realizar o monitoramento do funcionamento de todo o sistema da técnica compensatória. Através do monitoramento das chuvas, das vazões de entrada e de saída e das alturas d'água no interior dos microrreservatórios, pode-se verificar a hipótese de que os valores de coeficiente de descarga são diferentes aos recomendados nos manuais existentes de dimensionamento dos microrreservatórios das Administrações Municipais brasileiras.

Além disso, o monitoramento de todo o funcionamento do microrreservatório permite verificar a eficiência da técnica no amortecimento da vazão de pico, com outras configurações que permitam seu aperfeiçoamento. A implantação de um microrreservatório com fundo permeável pode permitir a redução do volume de água pluvial lançado no sistema de drenagem e auxiliar na manutenção do equilíbrio hídrico no lote. Com essa configuração, a estrutura pode ser capaz de realizar o amortecimento da vazão de pico e proporcionar a recarga do lençol freático.

Assim, considerando-se a necessidade de melhorar a gestão de drenagem urbana com controle na fonte em Belo Horizonte e em outras cidades brasileiras, o presente estudo visa (i) comparar as políticas públicas existentes no uso de microrreservatórios em cidades brasileiras e australianas, (ii) verificar a disposição dos cidadãos para a construção de microrreservatórios nos lotes, (iii) avaliar o funcionamento dos microrreservatórios existentes, (iv) analisar a eficiência da técnica no amortecimento da vazão de pico, as precipitações de projeto, o volume necessário para armazenamento e os valores de coeficiente de descarga a serem adotados em projeto, (v) avaliar o funcionamento de uma nova configuração de microrreservatório que possibilita a infiltração das águas pelo fundo, (vi) propor uma nova metodologia para o dimensionamento dos microrreservatórios.

Acredita-se que o presente trabalho se justifique não somente por preencher lacunas relativas à falta de conhecimento de aspectos no uso de microrreservatórios, conforme descrito

previamente, mas como de contribuir para uma melhor compreensão das relações entre precipitação, infiltração no solo e escoamento superficial na escala de lote.

Considera-se que a originalidade da pesquisa está presente na comparação inédita realizada entre políticas públicas de microrreservatórios no Brasil e na Austrália, no levantamento da percepção dos belo-horizontinos sobre a gestão de drenagem urbana com controle na fonte e no monitoramento de todo o funcionamento de microrreservatórios (precipitação + hidrograma de entrada + nível d'água no interior da estrutura + hidrograma de saída). Destaca-se ainda, a inovação de se construir um microrreservatório com fundo permeável e a proposição de uma nova metodologia para o dimensionamento dos microrreservatórios.

Para melhor compreensão e organização, a tese foi estruturada em oito capítulos, iniciando-se por este (*Introdução*) seguido pelos capítulos subsequentes, que apresentam:

- Capítulo 2 - os objetivos gerais e específicos;
- Capítulo 3 – a revisão da literatura referente ao tema de microrreservatórios tanto no Brasil, como no exterior;
- Capítulo 4 – a comparação entre as políticas públicas no uso de microrreservatórios existentes em duas cidades brasileiras, Belo Horizonte e Porto Alegre, e em duas cidades australianas, Wollongong e Sydney;
- Capítulo 5 – a percepção dos belo-horizontinos sobre a gestão e o funcionamento do sistema de drenagem do município, a disposição em implantar os microrreservatórios em seus lotes e em pagar por uma taxa de drenagem;
- Capítulo 6 – a avaliação do funcionamento de microrreservatórios existentes em Belo Horizonte, comparando-se os dados de monitoramento com os resultados obtidos utilizando-se métodos e parâmetros usualmente adotados em seu dimensionamento;
- Capítulo 7 – a análise do funcionamento de dois microrreservatórios implantados em edificações da PBH, nos quais foram verificados o amortecimento da vazão de pico, bem como avaliados parâmetros hidrológicos e hidráulicos;
- Capítulo 8 – as conclusões e as recomendações baseadas no presente estudo.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo geral a avaliação dos aspectos das políticas públicas, socioeconômicos e hidráulicos-hidrológicos no uso de microrreservatórios em lotes urbanos.

2.2 Objetivos específicos

- Analisar e comparar as políticas públicas adotadas por Administrações Municipais no Brasil e na Austrália, no que se refere às diferenças entre regulações, diretrizes técnicas e níveis gerenciais no uso de microrreservatórios;
- Avaliar a percepção da população de Belo Horizonte sobre o conhecimento do sistema de drenagem residencial e público, a relação da impermeabilização do solo com a ocorrência de inundações, bem como verificar a disposição em implantar microrreservatórios em lotes e em pagar por uma taxa de drenagem;
- Comparar os níveis máximos d'água monitorados no interior de microrreservatórios existentes, implantados conforme diretrizes exigidas pela Prefeitura Municipal de Belo Horizonte, com os níveis máximos calculados com métodos teóricos;
- Verificar a validade do uso dos métodos Racional Modificado e Hidrograma Unitário do *Soil Conservation Service* no dimensionamento dos microrreservatórios;
- Avaliar parâmetros hidrológicos (precipitação e coeficiente de escoamento superficial) e hidráulicos (coeficiente de descarga e volume de reservação) de microrreservatórios com e sem infiltração construídos neste estudo, identificando suas eficiências no amortecimento da vazão de pico;
- Propor uma nova metodologia para o dimensionamento dos microrreservatórios.

3 REVISÃO DA LITERATURA

Apresenta-se neste capítulo a revisão da bibliografia existente sobre os tipos de técnicas compensatórias em drenagem urbana, em especial no uso dos microrreservatórios. Buscou-se focar nos estudos já realizados com microrreservatórios, relacionados principalmente às políticas públicas, ao monitoramento de seu funcionamento e aos métodos de dimensionamento da estrutura.

3.1 Técnicas compensatórias de drenagem urbana

A ocorrência de inundações devido à insuficiência do sistema de drenagem afeta cidades em todo o mundo. De acordo com Tucci (2005), o crescimento da população, o planejamento urbano desordenado, a ocupação inadequada das margens dos cursos d'água e o uso de conceitos antigos de projetos de sistema de drenagem são as principais causas desses problemas.

O crescimento da urbanização afeta diretamente o ciclo hidrológico e os cursos d'água da bacia hidrográfica. As alterações na ocupação do solo, reduzem o processo de infiltração, aumentam o escoamento superficial, provocam processos erosivos nas margens dos corpos hídricos, alteram as condições de qualidade da água e conseqüentemente reduzem a biodiversidade aquática (Fletcher *et al.* 2013).

Percebendo os impactos provocados pela urbanização, na década de 70, os países europeus e da América do Norte desenvolveram uma nova abordagem para tratar os problemas relacionados à drenagem urbana. Essa abordagem trata das tecnologias alternativas ou compensatórias de drenagem, que busca neutralizar os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos, com benefícios para a qualidade de vida e a preservação ambiental (Baptista *et al.*, 2005).

Os sistemas compensatórios ou alternativos de drenagem urbana se opõem ao conceito de evacuação rápida das águas pluviais, até então adotado. As tecnologias alternativas baseiam-se na infiltração e retenção das águas precipitadas, acarretando na diminuição do volume de escoamento superficial, bem como o rearranjo temporal das vazões (Moura, 2004).

De acordo com Fletcher *et al.* (2014), as técnicas compensatórias em drenagem urbana podem ser conhecidas por diferentes termos no mundo, como controle na fonte (*Source Control* -

SC), melhores práticas de gestão (*Best Management Practices – BMP*), desenvolvimento de baixo impacto (*Low Impact Development – LID*), infraestruturas verdes (*Green Infrastructure – GI*), sistemas de drenagem urbana sustentáveis (*Sustainable Urban Drainage Systems – SUDS*), projeto urbano sensível à água (*Water Sensitive Urban Design – WSUD*) e medidas de controle de águas pluviais (*Stormwater Control Measures – SCM*).

Conforme pode ser observado na Figura 3.1, há uma grande diversidade de técnicas compensatórias em drenagem pluvial. 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.

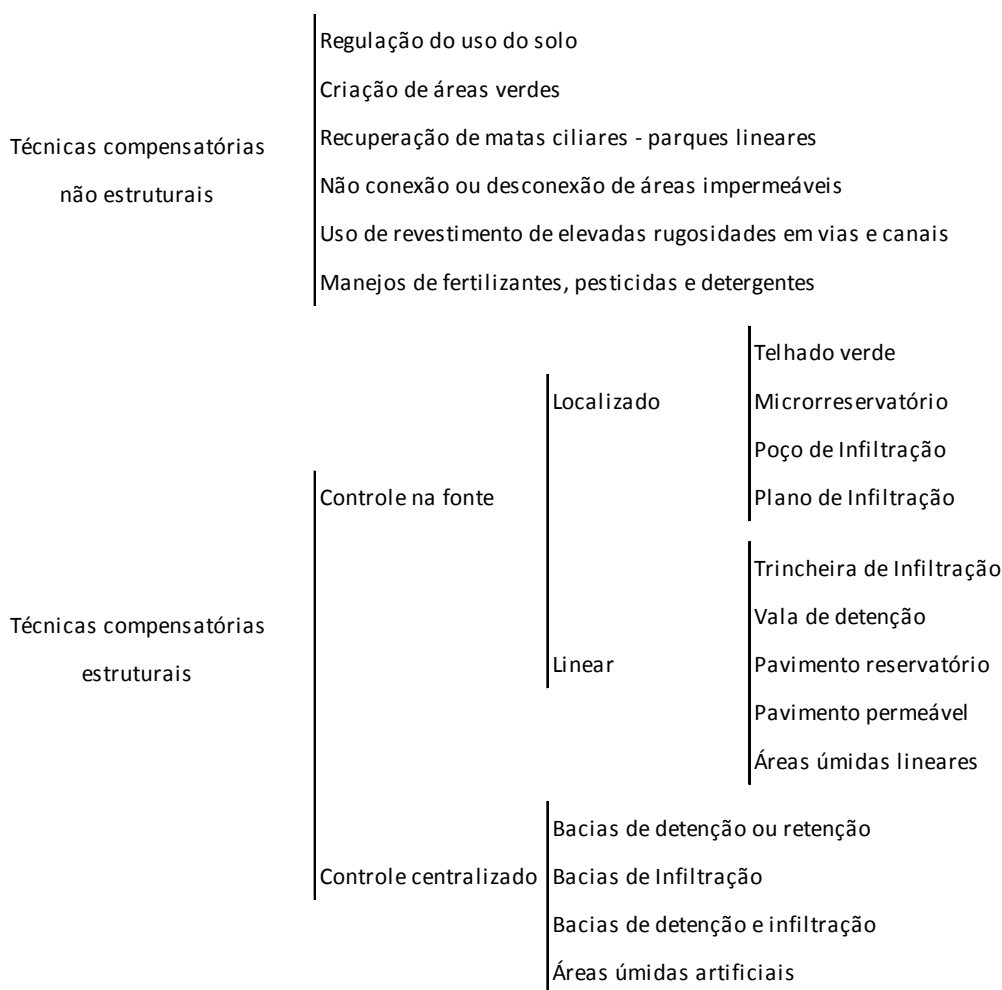


Figura 3.1: Tipos de Técnicas Compensatórias

Fonte: Nascimento & Baptista (2009)

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

era relativamente incipiente. Todo o potencial de benefícios advindos do uso dessas tecnologias estava ainda para ser adequadamente utilizado.

Segundo Hamel *et al.* (2013), as técnicas compensatórias de drenagem urbana com controle na fonte têm o potencial de mitigar o impacto da urbanização no escoamento de base da bacia. Os autores alertam sobre a necessidade de se realizar pesquisas para avaliar o escoamento de base nas situações de pré e pós-urbanização, com a translação dos processos de escala local para efeitos na escala de bacia, como forma de orientar a gestão futura de águas pluviais no escoamento de base das bacias urbanas.

Segundo Kelly & Brinck (1987), as razões para o uso de retenção na fonte incluem um desejo para unir objetivos como:

- Manter as condições de escoamento de pré-desenvolvimento;
- Assegurar proteção contra as inundações nas regiões a jusante;
- Proteger áreas sensíveis ambientalmente;
- Reduzir os custos com as instalações de drenagem;
- Fazer a recarga das vazões subterrâneas (manter a vazão de base).

Gallo *et al.* (2012) consideram que o sucesso no uso de técnicas compensatórias baseadas na infiltração na cidade de Portland/EUA não pode ser copiado para todos os lugares. Cada lugar é único e exige que as soluções sejam adaptadas às suas próprias condições climáticas. Além disso, as soluções modificadas precisam ser testadas em campo em todos os locais para confirmar como elas funcionarão. Uma aplicação mais criativa de vários tipos de técnicas de gerenciamento de águas pluviais pode ser necessária para atender aos requisitos de qualidade e quantidade de água.

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 preservação da vazão máxima de pré-urbanização 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.

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 (Tucci, 2002). Contudo, várias cidades brasileiras têm criado legislações exigindo de novos empreendimentos o uso de técnicas compensatórias com controle na fonte, como será apresentado no item 3.2.1., em especial a construção dos microrreservatórios.

De acordo com Baptista *et al.* (2005), o microrreservatório, também conhecido como reservatório de detenção domiciliar, caixas de captação ou tanques de detenção, é um tipo de técnica compensatória de drenagem urbana com controle na fonte. No exterior, os microrreservatórios são denominados principalmente como *On-site Stormwater Detention* – OSD (detenção de águas pluviais no local), se referindo a implantação em lotes e terrenos com áreas relativamente pequenas ou *Detention Tank* (reservatórios de detenção). Esta técnica visa acumular temporariamente o volume excedente de água gerado com aumento da taxa de impermeabilização do solo em lotes, mantendo-se a vazão de pico de saída próxima a das condições de pré-urbanização.

No microrreservatório a água é direcionada a uma tubulação de saída, que deve possuir seção inferior a de entrada, de maneira a restringir a vazão do escoamento. A partir do momento em que a vazão de entrada é superior à de saída, as águas precipitadas começam a ser armazenadas, retardando e diminuindo o pico do hidrograma de saída. Na construção 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. No caso de ocorrência de um evento chuvoso extremo, o volume de acumulação projetado pode inferior ao necessário.

O'Loughlin *et al.* (1995) identificaram as principais vantagens e desvantagens na utilização de microrreservatórios na Região Metropolitana de Sydney/Austrália. Como vantagens os autores citaram:

- A restauração da capacidade de armazenamento perdida com o desenvolvimento;
- A 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;
- As regras simples e efetivas podem ser desenvolvidas em modelos de estudos; e
- A técnica pode ser uma das bases para manter a qualidade da água.

As desvantagens consideradas foram:

- 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;
- A 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 todos.

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

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.

Outra vantagem na adoção de microrreservatórios e de outras técnicas compensatórias com controle na fonte é incentivar os cidadãos a participarem da gestão de drenagem urbana, responsabilizando-os a manter as vazões de pico de seus lotes próximas às naturais, reduzindo os gastos da Administração Municipal com obras de grande porte. Contudo, é necessário que sejam realizadas mais pesquisas para avaliar sua eficiência no amortecimento da vazão em escala real, os problemas de manutenção e operação, os custos de instalação, disposição dos cidadãos em implantar as técnicas compensatórias, dentre outros aspectos.

A seguir serão apresentadas as políticas públicas criadas em várias cidades brasileiras e no exterior que exigem a construção de microrreservatórios.

3.2 Políticas Públicas no uso de microrreservatórios

3.2.1 Políticas Públicas no Exterior

Os microrreservatórios vêm sendo utilizados há várias décadas no exterior e em muitos países foram desenvolvidos trabalhos relacionados ao seu uso. No que se refere à análise das políticas públicas para adoção da técnica, destacam-se os estudos realizados na Austrália (O'Loughlin *et al.*, 1995 e 1998, Van der Sterren *et al.*, 2009 e 2015), Canadá (Kelly & Brinck, 1987), Estados Unidos (Urbonas & Glidden, 1983), França (Petrucci *et al.*, 2011 e 2013) e Reino Unido (Faulkner, 1999).

Outros países, como Japão (Tsuchiya, 1978), Malásia (*Urban Stormwater Management Model for Malaysia*, 2012), Singapura (*Technical Guide for On-site Stormwater Detention Tank Systems*, ?), Polônia (Zawilski & Sakson, 2002), Nova Zelândia (*On-site Stormwater Management Guidelines*, 2004) e Itália (Todeschini *et al.* 2012), também possuem políticas públicas que preveem o uso de microrreservatórios.

No estudo realizado por Urbonas & Glidden (1983), verificou-se que a efetividade das políticas de retenção de águas pluviais em Denver nos Estados Unidos é determinada pela estrutura institucional, que pode assegurar um adequado dimensionamento, construções apropriadas e um longo período de operação e manutenção das instalações de retenção.

Kelly & Brinck (1987) avaliaram o uso de retenção na gestão das águas pluviais em algumas cidades canadenses. As principais observações dos autores foram:

- Para muitas municipalidades, as construções de estruturas de retenção em áreas particulares não são soluções populares, provavelmente porque a operação e a manutenção das instalações não estão sob o olhar público e não são garantidos;
- Há uma discrepância no detalhamento dos manuais para os empreendimentos privados, tanto na variação da chuva de projeto a ser amortecida (varia de 10 a 50 anos de tempo de retorno), quanto na forma dos cálculos a serem realizados, uso de modelos computacionais ou do método Racional;

- O efeito do armazenamento de detenção tem um impacto sobre toda a bacia hidrográfica e, como tal, deve ser examinado para determinar a segurança a jusante e a necessidade e extensão de armazenamento a montante;
- As comunidades têm diferentes necessidades e estas se refletem em suas políticas de drenagem. Os engenheiros devem entender essas necessidades e como elas devem ser aplicadas. Os manuais e políticas nem sempre são do melhor interesse da comunidade.

Dentre os estudos internacionais que avaliaram as políticas públicas no uso de microrreservatórios destacam-se os realizados por O'Loughlin *et al.* (1995 & 1998) em Sydney na Austrália, país localizado no hemisfério sul e que possui condições climáticas similares com as do Brasil. Como as políticas públicas australianas serão objeto de análise nessa pesquisa, os estudos que avaliaram o uso de microrreservatórios no país serão melhor detalhados no capítulo 4.

Segundo Faulkner (1999), a prática para o controle do escoamento de novos empreendimentos no Reino Unido não estava sendo devidamente apreciada pelas autoridades reguladoras, quanto às verdadeiras consequências de uma política de atenuação generalizada. Em pesquisa dos critérios de projeto definidos pela Agência Ambiental do Reino Unido, verificou-se a existência de diferentes regulações para cada região, não havendo uma política nacional formal publicada.

Dentre os princípios fundamentais sugeridos pelo autor, baseados nas suas análises que deveriam ser aplicados em todos os casos, destacam-se:

- As soluções de armazenamento não devem ser a política de fato sem uma compreensão da dinâmica da bacia em determinada área. As bacias devem ser divididas em zonas para estabelecer as áreas que serão beneficiadas ou afetadas negativamente por um bom armazenamento. As autoridades reguladoras têm a responsabilidade inevitável de realizar essas análises;
- Os volumes de armazenamento de projeto devem ser baseados pura e simplesmente na garantia de dois comportamentos, (1) de que as vazões de saída sejam as máximas possíveis dentro dos limites a jusante, de modo a maximizar o fluxo de saída e (2)

uma vez que tenha sido demonstrado o pior impacto do escoamento que possa ocorrer, de que o reservatório de detenção deve permitir a descarga o mais rápido possível, e passar idealmente as vazões restantes para o rio principal antes da chegada do pico de inundação;

- Na ausência de qualquer conhecimento da dinâmica das bacias ou das capacidades a jusante, deve ser controlada, no mínimo, a vazão de saída do empreendimento de tal forma que se simule, tanto quanto possível, o escoamento das condições naturais para todos os eventos, isto é, o escoamento do empreendimento deve ser mantido para chuvas com tempo de retorno de 1 a 100 anos para a condição natural.

Na França, 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 taxa de escoamento (l/s.ha) e por provisão de volume escoado (m³/ha). De acordo com o trabalho, a primeira regulamentação é a mais adotada nos países europeus, entretanto, muitos estudos científicos mostram que a taxa de escoamento não é capaz de preservar o balanço hídrico natural dos terrenos. Assim, as duas regulamentações foram avaliadas quanto às suas capacidades de impedir inundações e de preservar as águas receptoras. Os resultados mostraram que a provisão por volume de escoamento é mais eficaz em termos de preservar os meios receptores, enquanto que para inundações os desempenhos foram os mesmos.

Após análises hidrológicas que avaliaram as consequências a longo termo da aplicação das atuais políticas de controle de águas pluviais na fonte em três cidades francesas, Petrucci *et al.* (2013) identificaram a adoção de três atalhos que os reguladores das políticas utilizam, (1) persistência na abordagem por disposição de taxa de escoamento, (2) orientação para aumentar a quantidade e o tamanho das técnicas compensatórias de drenagem urbana com controle na fonte e (3) uso de um conceito simplista de escala de transição, causado pela ausência de ferramentas hidrológicas apropriadas.

Percebe-se que existem políticas públicas no uso de microrreservatórios em várias cidades do mundo, mas poucos estudos compararam as políticas adotadas em diferentes países. Esse tipo de comparação pode indicar para quais casos os microrreservatórios são mais indicados e como a técnica pode ser aprimorada.

3.2.2 Políticas Públicas no Brasil

No Brasil não há diretrizes nacionais ou regulações federais sobre gerenciamento de águas pluviais que recomendem a aplicação de técnicas de controle de drenagem urbana na fonte. As principais regulações relacionadas à drenagem urbana e, principalmente, que tratam sobre o controle de águas pluviais na fonte encontram-se nas esferas municipais.

De acordo com Urbonas & Glidden (1983), a política pública básica que frequentemente orienta o desenvolvimento e o padrão de projetos de retenção de águas pluviais é o controle do pico de descarga do escoamento das águas pluviais em empreendimentos. Entretanto, a Lei Municipal nº 9.959/10 de Belo Horizonte, apresenta apenas o critério de volume a ser armazenado.

Drumond *et al.* (2011), Amaral & Bemfica (2013), Barros & Kruk (2013) e Coelho *et al.* (2015) avaliaram algumas legislações municipais brasileiras e verificaram que há uma grande discrepância entre os volumes de armazenamento de águas pluviais exigidos para lotes nas mesmas condições. A Tabela 3.1 apresenta um resumo das cidades que possuem uma política pública para o uso de microrreservatórios e as regulações municipais sobre esse tema. Essas regulações foram obtidas até o ano de 2016, época em que foi finalizada a etapa de pesquisa sobre a comparação entre as políticas públicas brasileiras e australianas no presente estudo.

Tabela 3.1 – Legislações que preveem o uso de microrreservatórios nas cidades brasileiras

Cidade	Legislação
Belo Horizonte	Lei Municipal nº 7.177/96 (alterada pela Lei nº 9.959/10)
Brotas	Lei Municipal nº 12/06
Campo Grande	Lei Municipal nº 74/05
Curitiba	Decreto Municipal nº 176/07
Distrito Federal	Resolução nº 09/11- Adasa
Guarulhos	Lei Municipal nº 5.617/00
Niterói	Lei Municipal nº 2.630/09
Nova Iguaçu	Lei Municipal nº 4.092/11
Osasco	Lei Municipal nº 4.382/09
Rio de Janeiro	Decreto Municipal nº 23.940/04
Santos	Decreto Municipal nº 6.044/12
São Carlos	Lei Municipal nº 13.246/03
São José do Rio Preto	Lei Municipal nº 10.290/08
São Paulo	Lei Municipal nº 13.276/02
Sorocaba	Lei Municipal nº 9.952/12
Porto Alegre	Decreto Municipal nº 15.371/06 (alterado pelo Decreto nº 18.611/14)

Apesar dos poucos trabalhos realizados em escala real sobre a operação e manutenção dos microrreservatórios, tem crescido o número de legislações municipais brasileiras em que se exige a instalação desses dispositivos nos lotes.

3.3 Estudos realizados com microrreservatórios

Os microrreservatórios têm sido objeto de estudo há muitas décadas, tanto no Brasil como no mundo. Entretanto, conforme O'Loughlin *et al.* (1998) muitos artigos sobre os microrreservatórios foram publicados na década de 90. A partir dessa época, as técnicas de controle na fonte relacionadas com qualidade das águas pluviais tornaram-se um aspecto imperativo e os microrreservatórios foram relegados para segundo plano. Este fato pode ser confirmado na revisão dos estudos de modelagem/monitoramento sobre os efeitos hidrológicos de técnicas de controle de águas pluviais, realizado por Li *et al.* (2017).

No Brasil, existem poucos estudos que avaliaram o funcionamento em escala real dos microrreservatórios, tanto no aspecto de amortecimento da vazão de pico, quanto no das configurações hidrológicas e hidráulicas da estrutura. A seguir serão apresentados os quatro experimentos que se destacam no país, por terem avaliado o funcionamento dos microrreservatórios em escala real.

3.3.1 Experimentos que avaliaram o funcionamento de microrreservatórios no Brasil

Agra (2001) avaliou o funcionamento de um microrreservatório com volume de 1 m³ e com duas configurações de tubulação de descarga, uma com dois diâmetros de 40 mm e outra com um diâmetro de 50 mm, para receber as águas da área de contribuição de um telhado de 337,5 m² (15 m x 22,5 m).

Foram analisados 8 (oito) eventos, que indicaram que o microrreservatório é eficiente quanto à redução das vazões de pico, como mostra a Tabela 3.2. Entretanto, no que se refere ao aumento do tempo de resposta na bacia, observou-se que a estrutura foi ineficiente devido ao pequeno volume de detenção.

Tabela 3.2 – Redução dos picos nos eventos

Evento	Vazão de Entrada	Vazão de Saída	Redução da vazão de pico
1	3,65 l/s	2,25 l/s	38%
2	1,93 l/s	1,80 l/s	7%
3	3,72 l/s	2,08 l/s	44%
4	3,72 l/s	1,82 l/s	50%
5	5,85 l/s	5,27 l/s	10%
6	4,84 l/s	4,12 l/s	15%
7	5,33 l/s	4,84 l/s	9%
8	2,2 l/s	1,8 l/s	18%

Fonte: Agra (2001)

Os resultados indicaram que os valores de coeficiente de escoamento superficial da área de drenagem variaram de 0,83 a 0,95, resultando em uma média de 0,90. Verificou-se ainda que em alguns eventos, a vazão de pico do hidrograma de saída foi maior que a vazão limite estabelecida em 4,7 L/s, sendo levantada a hipótese de que a estrutura de descarga pudesse estar funcionando como bocal e não como orifício.

Foi observado também o rápido esvaziamento do microrreservatório nos eventos analisados. Em alguns eventos que não foi possível realizar a análise, foi observado o transbordamento do reservatório, uma vez que este não possuía volume suficiente para armazenar o escoamento produzido. Devido a isso, constatou-se que o seu dimensionamento deveria ter sido realizado utilizando-se a metodologia de duração crítica, indicada por Tucci (2000), ao invés da metodologia sugerida com o método Racional, que prevê que a duração da chuva é igual ou superior ao tempo de concentração da bacia.

Outro importante estudo foi desenvolvido por Campos (2007), que analisou o comportamento hidrológico em escala real de três lotes com área de 360 m² situados no município de Bertoga/SP. Foram avaliadas as seguintes situações:

- i) Terreno totalmente permeável (lote natural);
- ii) Terreno com 75% de impermeabilização do solo e sem controle de escoamento (lote convencional);
- iii) Terreno com 75 % de impermeabilização do solo e dois reservatórios de 750 litros recebendo a contribuição do telhado (lote sustentável).

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 3.2.



Figura 3.2: Lotes após a construção. Em primeiro plano o lote sustentável, ao lado o lote natural e ao fundo o lote convencional.

Fonte: Campos (2007).

Dos quinze eventos de chuva analisados, verificou-se uma redução média de 81,1% das vazões de pico do lote sustentável em relação ao lote convencional, sendo que a redução mínima foi de 45%. Já em comparação ao lote natural, o lote sustentável teve em média vazões 1,41 vezes superiores e o lote convencional vazões cerca de 20,7 vezes superiores.

Cabral *et al.* (2009) analisaram a capacidade de amortecimento de um microrreservatório, com volume aproximado de 200 m³, construído sob o pavimento de uma rua no bairro do Espinheiro, em Recife, com o objetivo de reduzir os problemas de alagamento na região, para chuvas com tempo de retorno de 2 anos. 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, embora o alagamento tenha atingido um nível muito mais baixo do que antes da implantação do dispositivo, e para a chuva com tempo de retorno de dois anos, o reservatório funcionou adequadamente.

Baseando-se na recomendação de Agra, Drumond (2012) avaliou o funcionamento de um microrreservatório, construído no CPH - Centro de Pesquisas Hidráulicas e de Recursos

Hídricos da UFMG, utilizando sete diferentes diâmetros de tubo de descarga. Os resultados demonstraram que os valores dos coeficientes de descarga variaram entre 0,88 e 0,96, superiores aos recomendados pela literatura e aproximadamente 50% maiores do que o valor de 0,61, usualmente utilizado em projetos de drenagem.

Nesse estudo, o autor também avaliou o amortecimento da vazão de pico proporcionado por um microrreservatório com volume de 1,08 m³, mesma dimensão exigida pela Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo de Belo Horizonte, para um dispositivo a ser instalado em um lote de 360 m², totalmente impermeabilizado. Os resultados mostraram que o volume definido na lei foi insuficiente para realizar o amortecimento da vazão de pico e que o diâmetro mínimo indicado no Caderno de Encargos da Sudecap (2008) para o tubo de descarga do microrreservatório não proporciona nenhuma restrição de vazão.

3.3.2 Experimentos com microrreservatórios realizados no Exterior

Apesar de haver estudos sobre os microrreservatórios desde a década de 70, não existem muitos experimentos com microrreservatórios em escala real realizados no exterior. Destaca-se três estudos realizados por Schilling (1982), Piel *et al.* (1999) e Petrucci *et al.* (2010).

Schilling (1982) analisou o funcionamento de 140 microrreservatórios com volumes de 0,5 m³ conectados a condutores verticais de um telhado com área de 7.800m². Verificou-se uma redução da vazão de pico de cerca de 50% para chuvas com TR de 5 anos e de 80% para chuvas com TR de 1 ano.

Piel *et al.* (1999) 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. 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.

Petrucci *et al.* (2010) fizeram uma avaliação hidrológica da implantação de dispositivos de controle na fonte de águas pluviais no distrito Village Parisien, em Champigny sur Marne. Foram instalados cerca de 450 microrreservatórios, com volumes variando de 0,6 a 0,8 m³, em 157 residências. Observou-se que houve uma redução considerável do escoamento para

chuvas de pequenas e médias intensidades, mas que não foi possível evitar as inundações em casos de chuvas intensas.

3.3.3 Estudos de modelagem relacionados ao uso dos microrreservatórios e à melhoria da gestão da drenagem urbana

Dentre as pesquisas relacionadas com as simulações teóricas do uso dos microrreservatórios, a maioria avaliou a eficiência do amortecimento da vazão de pico na escala do lote. Muitos estudos analisaram a implantação de microrreservatórios em lotes no município de Porto Alegre (Genz, 1994, Barbosa, 1996, Cruz *et al.*, 1998, Cruz e Agra, 2003). Em outras simulações realizadas no Brasil foi avaliada a instalação dos microrreservatórios na escala do lote como, por exemplo, as realizadas no Rio de Janeiro (Duarte *et al.*, 2003), em Uberlândia (Francischet & Alamy Filho, 2011 e 2013), em Belo Horizonte (Drumond *et al.*, 2013b) e São Carlos (Silva, 2016).

No exterior destacam-se os estudos realizados por Tsuchiya (1978) *apud* Agra (2001), Konrad & Burges (2001), Todeschini *et al.* (2012), De Paola & De Martino (2013) e Ronalds & Zhang (2017). No Japão, Tsuchiya (1978) *apud* Agra (2001) constatou que 62% dos microrreservatórios existentes eram residenciais e ocupavam cerca de 1 ou 2 % da superfície controlada.

Segundo Konrad & Burges (2001), as simulações realizadas com microrreservatórios em Puget Lowland em Washignton/EUA demonstraram o potencial do uso dos microrreservatórios para melhorar efeitos hidrológicos no desenvolvimento residencial. Diferentes configurações do sistema, como capacidade de armazenamento e vazões de saída, podem proporcionar vários benefícios de alto e baixo escoamento, as compensações entre os sistemas devem ser avaliadas em termos de diferentes aspectos de restauração do ciclo hidrológico em áreas residenciais.

Segundo Todeschini *et al.* (2012) e De Paola & De Martino (2013), os microrreservatórios representam uma ferramenta ambiental útil contra a poluição das águas pluviais na Itália. No entanto, as configurações de projeto e as condições operacionais afetam significativamente a extensão do benefício ecológico, os custos de investimento e manutenção e a funcionalidade do sistema de drenagem urbana.

Ronalds & Zhang (2017) verificaram que o uso de microrreservatórios localizados em um certo ponto na área a jusante de uma bacia hidrográfica não impacta na redução da vazão de pico de fluxo regional e que a detenção desnecessária de águas pluviais pode piorar as condições regionais.

Apesar de existir casos em que as estruturas de detenção podem causar o aumento da vazão de pico a jusante devido a sobreposição de vazões de pico, conforme descrito por McCuen (1979), as simulações já realizadas, por diversos autores, com o uso de microrreservatórios na escala de bacia hidrográfica indicam reduções consideráveis da vazão de pico no exutório da bacia. A Tabela 3.3 apresenta o amortecimento da vazão de pico em algumas simulações realizadas com microrreservatórios na escala da bacia hidrográfica.

Tabela 3.3 – Redução dos picos na escala de bacia

Estudo	Redução da vazão de pico
Sugio <i>et al.</i> (1995)	60%
Tassi (2002)	50%
Almeida (2005)	69%
Silva (2007)	2,9% a 13,2%
Drumond <i>et al.</i> (2013a)	50%
Da Silva & Cabral (2014)	39,5% a 43%

Apesar da existência de vários estudos nos quais avaliou-se a eficiência do uso de microrreservatórios, há uma carência de trabalhos investigativos sobre a percepção da população no uso dessa técnica. Em um dos poucos estudos realizados em que se questionou a população sobre sua predisposição para o uso de microrreservatórios nos lotes, Costa Junior e Barbassa (2006) constataram que aproximadamente 83% dos moradores da sub-bacia hidrográfica da Ponte Seca, em Jaboticabal/SP, são favoráveis à instalação dessa técnica.

Em Belo Horizonte, Moura (2004) realizou 364 entrevistas porta a porta no município, no intuito de obter dados de disposição dos cidadãos para pagar por uma solução de drenagem, ambiental e socialmente, mais favorável. Os resultados demonstraram que cerca de 54,22% da amostra populacional estão dispostos a pagar algum valor a mais, que poderia ser pago no IPTU, para a melhoria do meio ambiente. O valor encontrado à época da pesquisa foi de que a média da população pagaria R\$8,65 (R\$ 20,98 em jan/2019 - INCC) a mais no valor do IPTU.

No que se refere a análise de custo para a implantação dos microrreservatórios, Moura (2004) verificou que a construção de uma estrutura enterrada e em alvenaria, em Belo Horizonte, seria em torno de R\$ 126,57/m³ na época, ou cerca de R\$ 307,00/m³ (atualizado pelo INCC) em 2018. A autora calculou ainda o custo de R\$ 5,09/m³ por ano a ser gasto com a manutenção do dispositivo de controle, aproximadamente R\$ 12,35/m³ por ano, em 2018.

Tassi & Villanueva (2004) encontraram um valor próximo ao definido por Moura (2004), para a construção de microrreservatórios enterrados em alvenaria em Porto Alegre, cerca de R\$ 145,00/m³ (R\$ 351,70 em Janeiro/2019) para um lote 300 m².

Silva & Cabral (2014) verificaram que o custo médio para a implantação de um microrreservatório com volume de 8 m³ em Recife seria em torno de R\$ 7.000,00, ou seja, cerca de R\$ 875,00/m³. No estudo, não é informado o material da estrutura e nem se o dispositivo de drenagem é subterrâneo ou superficial.

Drumond *et al.* (2015) avaliaram a viabilidade econômica para a construção de microrreservatórios construídos em concreto e enterrados nos lotes de uma sub-bacia do município, que apresenta problemas de inundação. Baseado no estudo realizado por Nascimento *et al.* (2006), estimou-se o valor por metro quadrado de área impermeabilizada do lote para a implantação de uma taxa sobre os serviços de drenagem urbana na cidade de Belo Horizonte.

Os resultados indicaram que em um cenário no qual houvesse a cobrança de taxa de drenagem em Belo Horizonte e fosse permitida a isenção do pagamento aos proprietários dos lotes que implantassem microrreservatórios em seus terrenos, o tempo de retorno do investimento seria de cerca de nove anos. Além disso, verificou-se que os custos totais de implantação de microrreservatórios na sub-bacia foram próximos aos custos da obra de ampliação da macrodrenagem prevista pela Administração Municipal para reduzir os riscos de inundação na região.

No estudo de Tassi & Villanueva (2004), 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.

Apesar do grande potencial que a técnica de microrreservatórios possui em melhorar a gestão do sistema de drenagem urbana, observa-se que poucos estudos avaliaram sua eficiência no amortecimento da vazão de pico em escala real. Não foram encontradas pesquisas com o monitoramento a longo prazo do funcionamento dos microrreservatórios já implantados nas cidades.

3.4 Dimensionamento de microrreservatórios

O projeto hidráulico de microrreservatório deve ser desenvolvido considerando-se dois aspectos principais: a vazão máxima a ser lançada na rede pública de drenagem e o volume de armazenamento. Baseando-se no conceito de sustentabilidade, a vazão máxima deve ser próxima à vazão de pico na condição de pré-urbanização e o volume do microrreservatório deve ser suficiente para armazenar temporariamente o volume de água excedente entre o hidrograma de entrada e o hidrograma de saída desejado.

Para a determinação dos hidrogramas de pré e pós-urbanização, utiliza-se os métodos hidrológicos usualmente conhecidos como o método Racional, método do Hidrograma Unitário Triangular do *Soil Conservation Service*, atual *Natural Resources Conservation Service*, entre outros. Para avaliar o amortecimento da vazão de pico adota-se, de maneira geral, o método de Puls para a propagação de cheias em reservatório, juntamente com a equação geral dos orifícios, para determinar as vazões de saída.

Existem métodos que possibilitam o cálculo do volume do microrreservatório, de modo mais simples, como os métodos Curva Envelope – Tempo Crítico, Muller-Neuhaus (1953), simplificado de McCuen (1989), Philips (1995) e o método generalizado de cálculo proposto por Silveira e Goldenfum (2007).

Muitas cidades possuem valores pré-definidos de Vazão Máxima Permissível (VMP) e de Taxa de Armazenamento no Lote (TAL) para dimensionar as estruturas de detenção no lote. A Vazão Máxima Permissível é definida como a maior descarga que pode ser lançada pelo lote no sistema de drenagem e a Taxa de Armazenamento no Lote é o volume mínimo de detenção requerido no lote.

Outro aspecto importante no dimensionamento de microrreservatórios é a precipitação considerada no projeto, como será mostrado a seguir. Os métodos hidrológicos, de

amortecimento da vazão de pico e os utilizados para determinar o volume do microrreservatórios também serão melhor detalhados posteriormente.

3.4.1 Chuva de Projeto

Para o dimensionamento dos microrreservatórios, os municípios brasileiros, de maneira geral, solicitam o amortecimento da vazão de pico para apenas uma chuva de projeto, que normalmente possui tempo de retorno de 10 anos, sem avaliar a duração crítica.

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.

Em Denver/EUA, a política mais comum utilizada entre vários governos locais é limitar a vazão de pico de uma chuva com tempo de retorno de 100 anos na condição de pós-urbanização à condição de pré-urbanização. Entretanto, existem várias comunidades que requerem o controle de duas frequências anuais recorrentes, como 2 e 100 anos, 5 e 100 anos ou 10 e 100 anos (Urbonas & Glidden, 1983).

A maioria dos conselhos da Região Metropolitana de Sydney na Austrália adota chuvas de projeto com até 100 anos de tempo de retorno no cálculo do dimensionamento do microrreservatório. Em muitos casos, é exigido a construção de dois tubos de saída, um para realizar o amortecimento de vazões geradas por precipitações frequentes e outro para amortecer chuvas com maiores tempo de retorno.

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, duração e frequência 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 ≤ 200 anos e durações de 10 minutos $\leq d \leq 24$ h) :

$$i_{T,d,j} = 0,76542d^{-0,7059} \cdot P_j^{0,536} \mu_{T,d} \quad (3.1)$$

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.

A distribuição temporal da chuva pode ser definida com o uso de vários métodos, como, por exemplo, 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.

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.

Na RMBH pode ser adotada a distribuição temporal para as precipitações proposta por Pinheiro e Naghettini (1998) utilizando o método de *Huff*, com duração de até 10 horas. A Figura 3.3 mostra os quartis da distribuição calculada.

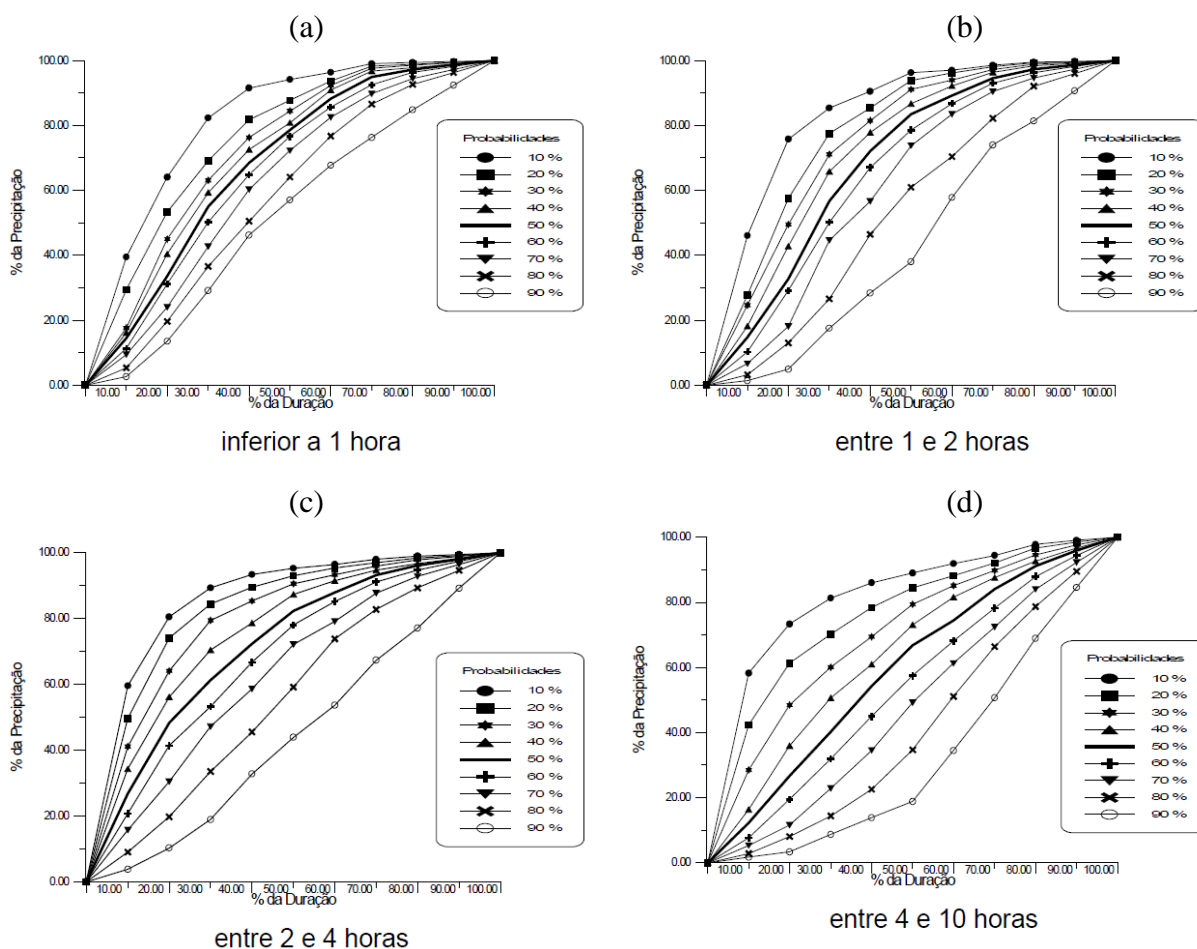


Figura 3.3: Distribuição temporal das precipitações da RMBH (a) Chuvas com duração de até 1 hora (b) Chuvas com duração entre 1 e 2 horas (c) Chuvas com duração entre 2 e 4 horas (d) Chuvas com duração entre 4 e 10 horas

Fonte: Pinheiro e Naghettini (1998).

Nos casos em que se opte por utilizar os dados de chuva de uma estação pluviométrica próxima a um local de interesse, é necessário verificar a consistência dos dados com pluviômetros localizados próximos à região. Um dos métodos usualmente adotado é o de dupla massa.

O método de dupla massa, desenvolvido pelo *U.S. Geological Survey* (Tucci, 2000), é um dos mais utilizados para análise da consistência dos dados de precipitação. O método consiste na

comparação entre os totais de precipitação acumulada entre duas estações localizadas próximas, durante o mesmo período.

Os dados de precipitação acumulada de cada estação são plotados em um gráfico e obtém-se uma reta. Se os valores dos postos a consistir forem proporcionais aos observados na base de comparação, os pontos devem se alinhar segundo uma única reta, como pode ser observado na Figura 3.4.

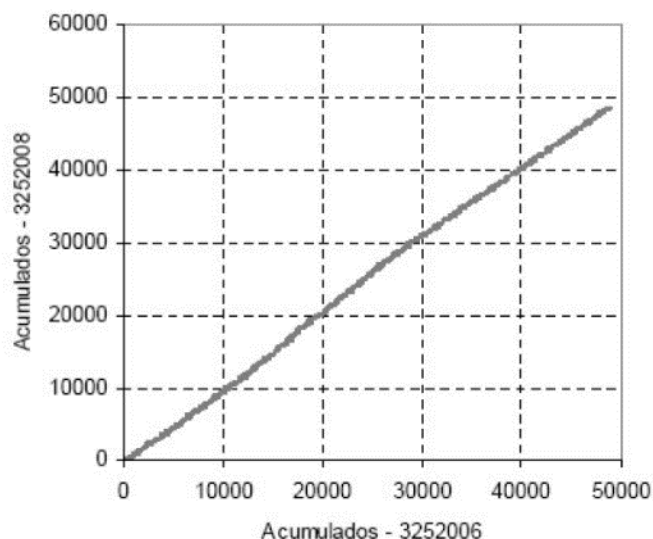


Figura 3.4: Análise do método Dupla Massa sem inconsistência

Fonte: Teixeira (2010).

Após a definição da precipitação de projeto, determinam-se as vazões e hidrogramas de projeto por meio de métodos hidrológicos disponíveis de transformação de chuva em vazão, como os métodos Racional, o *Soil Conservation Service*, entre outros.

3.4.2 Métodos Hidrológicos

Como descrito anteriormente, atualmente existem vários métodos hidrológicos disponíveis que transformam os dados de chuva em vazão. Os métodos usualmente adotados em projetos de drenagem urbana são os métodos Racional e o HUT-SCS, que serão detalhados a seguir.

3.4.2.1 Método Racional

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

Segundo Chow *et al.* (1988), o método Racional se baseia em três hipóteses:

- Toda a bacia contribui com o escoamento superficial, motivo pelo qual o tempo de duração da precipitação 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.

A equação do método Racional para o cálculo da vazão máxima é a seguinte:

$$Q_p = 0,278C.I.A \quad (3.2)$$

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^2).

Talvez por sua simplicidade, o uso do método Racional é fortemente questionado. As principais críticas feitas sobre sua utilização estão ligadas às hipóteses de constância do coeficiente de escoamento superficial e da intensidade da precipitação durante todo evento, bem como da sua 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.

Para Bem-Zvi (1989), o uso do método Racional implica em cinco pressupostos:

1. A taxa de escoamento de uma determinada bacia hidrográfica atinge o máximo quando a duração da chuva é tão longa quanto o tempo de escoamento ao longo da bacia hidrográfica;
2. A taxa máxima de escoamento é uma fração simples da taxa de precipitação;
3. Quando a duração da chuva é igual ao tempo de concentração, as probabilidades de ocorrência da intensidade máxima da chuva e do pico de escoamento são iguais entre si;

4. Para uma dada probabilidade, a taxa de redução do pico de descarga com o aumento do percurso da vazão ao longo da bacia é igual à taxa de redução da intensidade da chuva com o aumento da duração da chuva;
5. O coeficiente de escoamento superficial “C” é o mesmo para diferentes eventos de precipitação.

Conforme descrito por Bem-Zvi (1989), por causa da simplicidade do método Racional, diferenças consideráveis são encontradas nas descargas computadas por diferentes praticantes (Ardis *et al.*, 1969 *apud* Bem-Zvi, 1989; McCuen *et al.*, 1984 *apud* Bem-Zvi, 1989). Acredita-se que as fontes dessas diferenças estão relacionadas à diversidade de métodos para determinar os parâmetros de coeficiente de escoamento superficial e o tempo de concentração (McCuen *et al.*, 1984). Outro problema descrito por Bem-Zvi (1989) é a restrição da fórmula do método Racional a apenas um valor da duração da chuva.

Devido às premissas simplistas do método Racional, vários autores têm propostos modificações no método de maneira a melhorar a representação da transformação de chuva em vazão. Considerando a necessidade de dimensionar estruturas hidráulicas relacionadas com armazenamento, Poertner (1974) citado por Dhakal (2012) desenvolveu o método Racional Modificado (MRM). Segundo Dhakal (2012), o termo modificado se refere a um procedimento para manipular o método Racional original de maneira a refletir o fato de que chuvas com durações maiores do que o tempo de concentração de uma bacia resultaram em volumes maiores de escoamento, embora a vazão de pico seja reduzida. O hidrograma proposto para essa situação é apresentado no item 3.4.2.1.2.

Baseando-se na modificação do hidrograma em formato trapezoidal, Smith & Lee (1984) consideraram o método Racional como um hidrograma unitário e propuseram a seguinte fórmula:

$$q(t) = \int_0^t i_e(\tau)\mu(t - \tau)d\tau \quad (3.3)$$

onde:

$q(t)$ = vazão;

τ = intervalo de tempo relacionado a integração realizada;

$i_e(\tau)$ = intensidade de chuva efetiva (Coeficiente de Runoff x Intensidade);

μ = área dividida pelo tempo de concentração;

t = duração da chuva.

De acordo com Dhakal *et al.* (2013), a aplicação do método do Hidrograma Unitário do Racional Modificado (HUMRM) envolve três etapas: (1) determinação da chuva excedente utilizando-se o coeficiente de escoamento, (2) determinação do hidrograma unitário do método Racional Modificado utilizando a área de drenagem e o tempo de concentração e (3) simulação dos hidrogramas do evento.

Bennis & Crobeddu (2007) propuseram uma outra melhoria no hidrograma do método Racional considerando as contribuições de áreas permeáveis e impermeáveis, a variabilidade da chuva no tempo, a abstração inicial na área impermeável e a infiltração na área permeável. O método Racional melhorado (Bennis & Crobeddu, 2007) é baseado na teoria do sistema linear descrito por Chow *et al.* (1988) e nas seguintes premissas:

1. A função de resposta ao impulso da área de uma bacia é de forma retangular e termina no tempo de concentração;
2. O tempo de concentração corresponde à diferença entre o final da precipitação e o final do escoamento direto;
3. A intensidade da chuva é uniforme na bacia;
4. O escoamento nas áreas impermeáveis é independente do escoamento nas áreas permeáveis.

Assim, o escoamento no tempo t , devido à variabilidade da intensidade da precipitação, é determinado por meio da convolução do produto entre a intensidade pluviométrica e a função de resposta ao impulso da bacia. As fórmulas propostas para determinar as vazões são apresentadas abaixo:

$$Q(t_n) = \underbrace{\sum_{j=1}^{t_n \leq t_{ri}} [(I(j) - dp(j))\mu_{imp}(t_n - j + 1)]\Delta t}_{\text{Q impermeável}} + \underbrace{\sum_{j=1}^{t_n \leq t_{ri}} [(I(j) - f(j))\mu_{per}(t_n - j + 1)]\Delta t}_{\text{Q permeável}} \quad (3.4)$$

Sendo,

$$\mu_{imp}(t_n - j + 1) = K \cdot IMP \cdot A \cdot \frac{1}{t_c}, \text{ quando } 1 \leq (t_n - j + 1) \Delta t \leq t_c \quad (3.5)$$

$$\mu_{per}(t_n - j + 1) = K (1 - IMP) A \frac{1}{t_c}, \text{ quando } 1 \leq (t_n - j + 1) \Delta t \leq t_c \quad (3.6)$$

onde:

Q_p = vazão de pico (m³/s);

μ_{imp} = função de resposta do impulso da área impermeável diretamente conectada;

μ_{per} = função de resposta do impulso da área permeável;

dp = capacidade de abstração inicial (mm/h);

f = capacidade de infiltração (mm/h).

I = intensidade média da chuva para durante Δt (mm/h);

A = área da bacia (ha);

IMP = fração da área impermeável diretamente conectada;

t_c = tempo de concentração (min);

K = constante igual a 0,0028;

Δt = período de tempo (min);

t_{ri} = último índice do vetor de chuva;

j e t_n = índices de tempo.

Bennis & Crobeddu (2007) compararam os resultados obtidos com o método proposto com os resultados determinados através do modelo do reservatório não linear (RNL) do programa SWMM e dos obtidos no monitoramento da precipitação e do escoamento de cinco bacias. Os resultados dos coeficientes de Nash (Nash & Sutcliffe, 1970), de vazão de pico e de volume escoado são apresentados na Tabela 3.4. Os coeficientes de vazão de pico e de volume escoado iguais a 1 (um) indicam que a vazão de pico e o volume escoados são iguais aos valores de referência.

Tabela 3.4 – Médias e desvios padrões dos coeficientes de Nash, volume e vazão de pico escoado para os métodos analisados

Método	Coeficiente de Nash		Coeficiente de Volume Escoado		Coeficiente de Vazão de Pico	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão
NRL (SWMM)	0,75	0,18	0,93	0,14	0,78	0,21
Método Racional melhorado	0,77	0,17	0,99	0,16	0,89	0,17

Fonte: Bennis & Crobeddu (2007)

3.4.2.1.1 Coeficiente de escoamento superficial

Um dos principais parâmetros a se definir no método Racional é 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. Wilken (1978) propôs valores de coeficiente de escoamento superficial considerando as características de urbanização da bacia, como é apresentado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Valores de coeficientes de escoamento superficial, conforme as características de urbanização da bacia

Zonas	Valores de C
De edificação muito densa: partes centrais densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
De edificação não muito densa: partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70
De edificação com pouca superfície livre: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
De edificação com muitas superfícies livres: partes residenciais tipo cidade-jardim, ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 a 0,50
De subúrbios com alguma edificação: partes de arredores com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
De matas, parques e campos de esporte: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques e campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

Fonte: Wilken (1978)

Vilela & Matos (1980) recomendaram a adoção de valores de C baseados nas características detalhadas das diversas superfícies presentes na bacia, como mostra a Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Valores de coeficientes de escoamento superficial baseados nas características detalhadas das diversas superfícies presentes na bacia

Superfície	Valores de C
Telhados perfeitos sem fuga	0,70 a 0,95
Superfícies asfaltadas em bom estado	0,85 a 0,90
Pavimentação de paralelepípedos, ladrilhos ou blocos de madeira com juntas bem tomadas	0,70 a 0,85
Para superfícies anteriores sem as juntas tomadas	0,50 a 0,70
Pavimentação de blocos inferiores sem as juntas tomadas	0,40 a 0,50
Estradas macadamizadas	0,25 a 0,60
Estradas e passeios de pedregulho	0,15 a 0,30
Superfícies não-revestidas, pátios de estradas de ferro e terrenos descampados, parques, jardins, dependendo da declividade	0,10 a 0,30
Do solo na natureza e do subsolo	0,01 a 0,20

Fonte: Villela e Mattos (1980)

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 3.7 e 3.8.

Tabela 3.7 – Valores de coeficientes de escoamento para diferentes 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 3.8 – 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 ²	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)

McCuen (1998) recomendou a adoção de valores em função do uso do solo, declividade e grupo hidrológico do solo, como mostra a Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Valores de coeficientes de escoamento superficial em função do grupo hidrológico de solo e declividade

Uso do solo	A			B			C			D		
	0-2%	2-6%	+6%	0-2%	2-6%	6%+	0-2%	2-6%	+6%	0-2%	2-6%	+6%
Solo cultivado	0,08	0,13	0,16	0,11	0,15	0,21	0,14	0,19	0,26	0,18	0,23	0,31
Campo	0,10	0,16	0,25	0,14	0,22	0,30	0,20	0,28	0,36	0,24	0,30	0,40
Florestas	0,05	0,08	0,11	0,08	0,11	0,14	0,10	0,13	0,16	0,12	0,16	0,20
Lotes residenciais 500 m ²	0,25	0,28	0,31	0,27	0,30	0,35	0,30	0,33	0,38	0,33	0,36	0,42

Fonte: McCuen (1998)

Muitos pesquisadores de outros países (Schaake *et al.*, 1967; French *et al.*, 1974; Pilgrim & Cordery, 1993; Titmarsh *et al.*, 1995; Young *et al.*, 2009, Dhakal, 2012) indicaram que os valores de coeficiente de escoamento superficial aumentam a medida que se eleva o tempo de recorrência das chuvas.

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

$$C_t = 0,8.T^{0,1}.C_{10} \quad (3.7)$$

onde:

C_t = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno em anos;

C_{10} = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno de 10 anos;

T = período de retorno de 10 anos.

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

$$C = \frac{1}{A} \sum C_i . A_i \quad (3.8)$$

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 de escoamento superficial definidos para típicas superfícies urbanas, como cimento, asfalto, paralelepípedo, bloquetes e solos compactados.

Ramos (1998) realizou um estudo estabelecendo coeficientes volumétricos (C_2) 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 (1963). Nesse método é considerada a forma das bacias, os seus coeficientes de retardo e as características do solo. A equação utilizada é a seguinte:

$$C = f \cdot \frac{C_2}{C_1} \quad (3.9)$$

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:

$$f = \frac{2}{1 + F} \quad (3.10)$$

$$F = \frac{0,886L}{\sqrt{A}} \quad (3.11)$$

onde:

F = fator de forma da bacia;

L = comprimento do talvegue principal (km);

A = área da bacia (km²).

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.

$$C_1 = \frac{4}{2 + F} \quad (3.12)$$

Os coeficientes volumétricos definidos por Ramos (1998) para cada zona de ocupação de Belo Horizonte são apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Valores de coeficientes volumétricos propostos por Ramos (1998)

Zona de Ocupação	Coeficiente 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 3.10, a PBH definiu a seguinte equação para o cálculo do coeficiente de escoamento superficial em projetos de drenagem:

$$C = 0,67 \cdot C_2 \quad (3.13)$$

Garotti e Barbassa (2010) avaliaram a determinação do coeficiente de escoamento superficial em seis sub-bacias no município de Ribeirão Preto utilizando três estimativas baseadas nos valores propostos por Wilken (1978), Villela & Mattos (1980) e no levantamento do percentual de áreas impermeabilizadas diretamente conectadas do lotes. Os resultados indicaram uma grande variação dos valores calculados e os autores recomendaram a adoção da estimativa pelo levantamento do percentual de áreas impermeabilizadas diretamente conectadas dos lotes.

Horn *et al.* (2011) também compararam os coeficientes de escoamento superficial (C) determinados a partir de séries de vazão e precipitação observados, com valores citados nas bibliografias. Os resultados também mostraram que os valores de C sugeridos nas

bibliografias não se aproximaram dos valores calculados a partir de dados observados, como mostra a Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Comparação dos coeficientes de escoamento superficial teóricos e observados

Métodos	Bacia Rural	Bacia Semi-urbanizada
Curva-Número	0,15	0,02
McCuen (1998)	0,23	0,28
Wilken (1978)	0,19	0,50
Observado	0,02	0,07

Fonte: Horn *et al.* (2011)

3.4.2.1.2 Hidrogramas do Método Racional

Os hidrogramas do método Racional são calculados considerando os tempos de concentração e a duração da chuva. Quando a duração da chuva é igual ao tempo de concentração, os tempos de subida e descida são iguais ao tempo de concentração, como mostra a Figura 3.5.

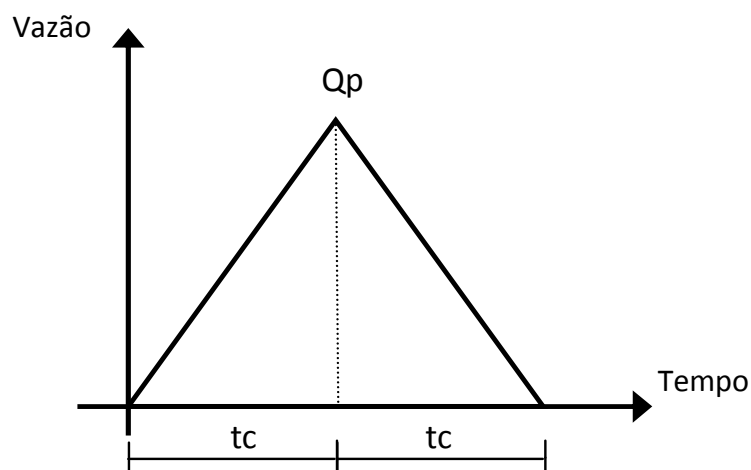


Figura 3.5: Hidrograma Triangular do método Racional, sendo que Q_p é a vazão de pico e t_c é o tempo de concentração.

Nas situações em que a duração dos eventos é superior ao tempo de concentração, considera-se o hidrograma da Figura 3.6, no qual se observa a constância da vazão de pico até o término da precipitação.

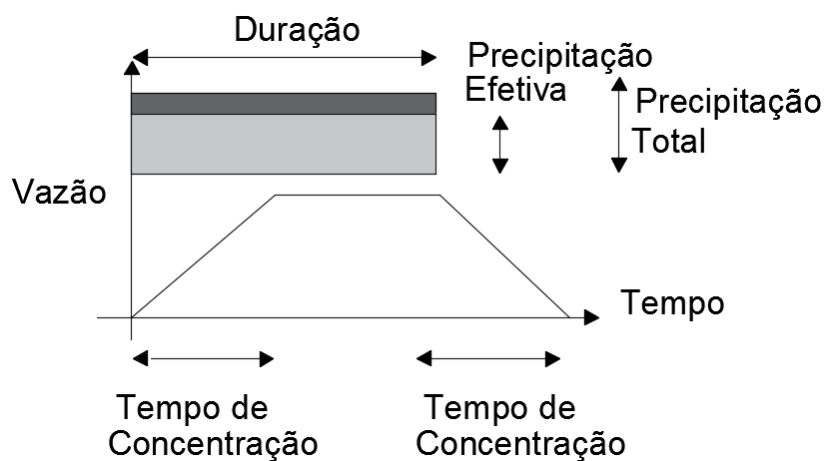


Figura 3.6: Hidrograma Trapezoidal do método Racional Modificado, com duração de chuva superior ao tempo de concentração

De acordo com Tomaz (2011) diversos autores divergem quanto ao tamanho máximo da bacia em que se pode utilizar o método Racional. A Tabela 3.12 mostra os valores propostos por cada autor.

Tabela 3.12 – Valores limites para áreas de bacia para utilizar o método Racional

Autores	Áreas (km ²)
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 (1988)	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)

Dhakal *et al.* (2013) consideram que o método do Hidrograma Unitário do Método Racional pode ser aplicado para grandes bacias. Na comparação dos 1.440 eventos de chuva vazão observados em 80 bacias de drenagem com áreas que variaram de 0,8 a 65 km² no Texas/EUA, os resultados obtidos com as simulações realizadas do método HUMR e de outros três métodos de hidrograma unitário (Clark, Gama e NRCS) foram razoavelmente satisfatórios.

3.4.2.2 Hidrograma Unitário Triangular do SCS

Outro método amplamente utilizado em estudos hidrológicos de áreas urbanas é o método do Hidrograma Unitário Triangular - HUT do *Soil Conservation Service* – SCS, denominado atualmente como *Natural Resource Conservation Service* – NRCS.

Segundo Babu & Mishra (2012), o método HUT-SCS é muito popular por ser simples, estável, fácil de ser entendido e utilizado, além de considerar características da bacia, como tipo e uso do solo, condições hidrológicas e condição antecedente de umidade. O modelo também considera precipitação uniforme em toda bacia e *Curve Number* - CN constante ao longo da duração do evento.

Em um primeiro momento, calcula-se a vazão de pico do hidrograma unitário, por meio dos valores da área de contribuição, precipitação efetiva e tempo de pico do hidrograma. O hidrograma unitário do SCS resulta em um hidrograma triangular, no qual o tempo de recessão é 1,67 vezes maior do que o tempo de pico, como pode ser observado na Figura 3.7.

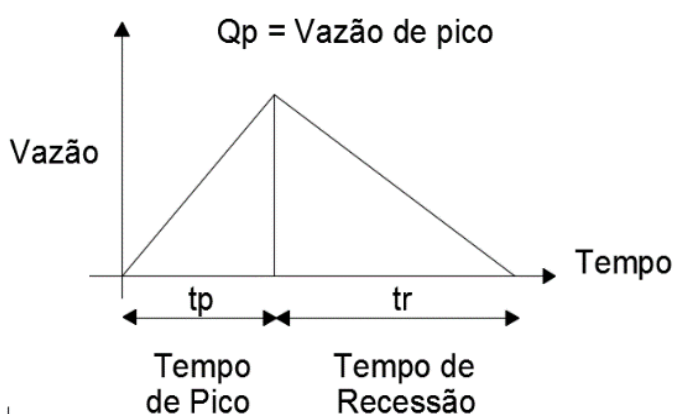


Figura 3.7: Hidrograma Unitário Triangular do método SCS

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

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6.t_c \quad (3.14)$$

$$t_r = 1,67.t_p \quad (3.15)$$

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.

$$Q_p = 0,208 \cdot \frac{A.P_e}{t_p} \quad (3.16)$$

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, calcula-se 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, como demonstra a equação abaixo:

$$P = P_e + F_a + I_a \quad (3.17)$$

onde:

P = precipitação total (mm);

Pe = precipitação efetiva;

Fa = altura de chuva absorvida pela bacia (mm);

Ia = abstração inicial pela bacia (mm).

As fórmulas propostas pelo método SCS para o cálculo das parcelas de infiltração e abstração inicial são as seguintes:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.18)$$

$$P_e = \frac{(P - 0,2.S)^2}{P + 0,8.S} \quad (3.19)$$

$$F_a = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad (3.20)$$

$$I_a = 0,2.S \quad (3.21)$$

onde:

S = máxima capacidade de absorção pela bacia;

CN = *Curve Number*;

Pe = altura da precipitação efetiva;

P = altura da precipitação total;

Fa = altura de chuva absorvida pela bacia;

Ia = abstração inicial pela bacia.

Os parâmetros de máxima absorção da bacia e abstração inicial são baseados em valores de CN. O parâmetro CN é um valor adimensional associado ao tipo e uso de solo e às condições de umidade antecedente da bacia hidrográfica. É possível avaliar as condições de umidade do solo antes do evento chuvoso, em três condições de umidade antecedente, mostradas na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – 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:

$$CN(I) = \frac{4,2CN(II)}{10 - 0,058CN(II)} \quad (3.22)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,013CN(II)} \quad (3.23)$$

Conhecendo-se a distribuição temporal da precipitação, obtém-se a precipitação efetiva ao longo do tempo, que será combinada 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.

De acordo com Hawkins *et al.* (2002) *apud* Babu & Mishra (2012), o método HUT-SCS possui algumas limitações, descritas abaixo:

1. Os efeitos da intensidade e duração das chuvas, que tem grande impacto na quantidade de escoamento, não são considerados;
2. Embora a abstração inicial seja dependente da umidade antecedente, essa relação não é considerada no método;
3. A relação discreta entre o valor de CN e o teor de umidade do solo não é realista. O método permite grandes mudanças de CN com a variação da condição de umidade antecedente;
4. A fixação da taxa de abstração inicial em 20% do potencial máximo de retenção de água no solo pode não representar a realidade.

Hawkins *et al.* (2009), baseando-se na literatura, sugerem que o valor da taxa de abstração inicial seja de 5% para aplicações gerais.

Em um estudo de bacias urbanas, Cruz (2004) verificou que se pode obter grande variação nos resultados das vazões, realizando-se pequenas alterações nos valores de CN.

Segundo Cunha *et al.* (2015), os resultados do método do HUT-SCS para chuvas de maior magnitude indicam uma tendência de superestimar os volumes de escoamento.

Assim como no método Racional, não há um consenso entre os pesquisadores, quanto ao limite da área da bacia de drenagem para a aplicação do método HUT-SCS. Para Wilken (1978), McCuen (1982) e Genovez (2003), o método deve ser utilizado em bacias com áreas inferiores a 2600 km². Ramos *et al.* (1999) sugerem seu emprego para bacias com áreas entre 3 a 250 km².

Após estudos realizados por Silva *et al.* (1995), Ramos (1998) classificou os solos do município de Belo Horizonte em grupos hidrológicos B e D, como mostra a Figura 3.8.

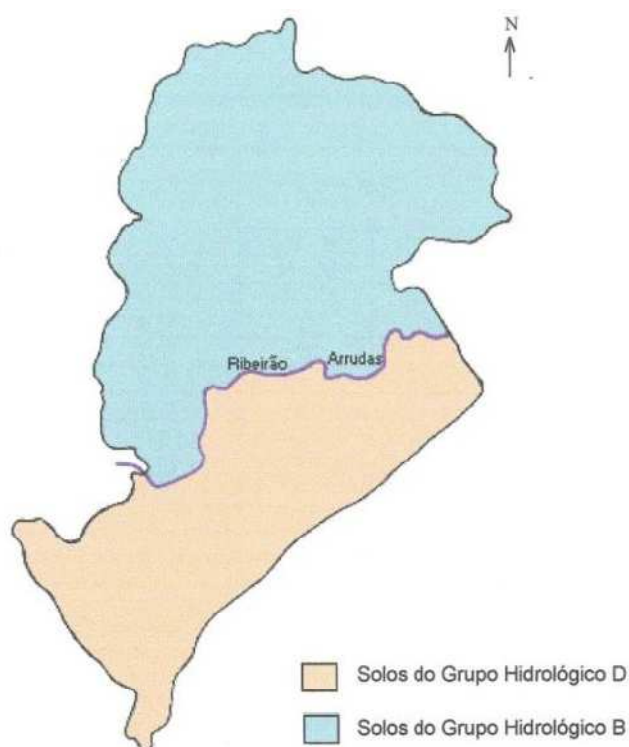


Figura 3.8: Classificação dos solos de Belo Horizonte, baseando-se no método SCS

Fonte: Ramos (1998)

Baseado no estudo de Ramos (1998), o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte (2000) definiu valores de CN para os dois grupos hidrológicos nas condições do solo permeável e impermeabilizado, como pode ser observado na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Valores de CN definidos no PDDU/BH (2000)

Condição do solo	GH-B	GH-D
Permeável	69	84
Impermeável	98	98

Como os métodos hidrológicos utilizados neste estudo, método Racional e SCS, consideram o tempo de concentração na determinação dos hidrogramas, o seu conceito será apresentado a seguir.

3.4.3 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*.

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 utilizando as três fórmulas empíricas citadas acima. Os resultados indicaram que a fórmula de *Ventura* foi a que apresentou valores mais próximos aos tempos de concentração obtidos nas medições em campo.

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 3.24 apresenta a fórmula simplificada da onda cinemática (*Esteves et al.*, 2003) originalmente proposta por *Ven te Chow* (1988):

$$t_c = 447 \frac{(L.n)^{0,6}}{S^{0,3} . I^{0,4}} \quad (3.24)$$

onde:

t_p = tempo de percurso (min);

L = comprimento do 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.

Na norma “*Controle do escoamento com retenção em lotes urbanos metodologia de dimensionamento de caixas de retenção*” (Sudecap, 2009) 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.

3.4.4 Modelo de amortecimento de pico de vazão

Um dos modelos mais utilizados para simular o amortecimento de cheias em reservatórios é o método elaborado por Puls em 1928. O método utiliza a equação da continuidade e a relação entre armazenamento e vazão é obtida considerando-se a altura d’água no interior do reservatório (Nascimento & Baptista, 2009).

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

$$(I_1 + I_2) + (2S_1 / \Delta t - Q_1) = (2S_2 / \Delta t + Q_2) \quad (3.25)$$

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;

Δt = duração do período de tempo.

Na equação 3.25, 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) 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_1 em função da vazão de saída Q_1 ;
- 2) Selecionar um tempo de incremento, Δt , 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 3.25;
- 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.

O amortecimento calculado no método de Puls está relacionado à estrutura de descarga que regulará a vazão de saída. O descarregador de fundo restringe a vazão de saída do microrreservatório, que está em função da carga hidráulica e do diâmetro da tubulação.

Segundo McEnroe (1992), as saídas de reservatórios de retenção com estruturas de descarga submersas, como orifícios e tubulações, são mais eficientes na redução da vazão de pico do que as estruturas de descarga de transbordamento, como extravasores e vertedores, bem como demandam um menor volume de armazenamento para atingir a mesma vazão de pico de saída.

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

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gh} \quad (3.26)$$

onde:

Q = vazão (m³/s);

C_d = coeficiente de descarga;

A = área da seção transversal do tubo (m²);

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

De acordo com Azevedo Netto (1998), as estruturas de descarga podem ser classificadas por meio da relação entre o comprimento (L) e o diâmetro (D), como mostra a Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Classificação das estruturas de descarga

Classificação	Relação L / D
Orifício	≤ 1,5
Bocal	1,5 < L/D ≤ 3
Tubo curto	3 < L/D < 500
Tubulação	L/D ≥ 500

Fonte: Azevedo Netto (1998)

A bibliografia clássica recomenda em geral os valores médios de coeficientes de descarga de 0,61 para orifícios e de 0,82 para bocais. Na Tabela 3.16 são apresentados os coeficientes de descarga recomendados por vários autores para tubos curtos (Azevedo Netto, 1998).

Tabela 3.16 – Valores de Cd 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)

Embora o enquadramento nessa classificação não seja complexo, na maioria dos projetos de drenagem urbana considera-se o descarregador de fundo funcionando como orifício, não importando qual seja a relação L/D (Lencastre, 1972). A classificação incorreta pode acarretar em vazões de saída diferentes das projetadas, não provocando o amortecimento da vazão de pico desejado.

Aiken (1993) avaliou no laboratório de hidráulica de Manly, na Nova Gales do Sul/Austrália, os efeitos nos valores de coeficiente de descarga de uma placa de aço com orifício de um microrreservatório, para diferentes configurações de distância do fundo e das paredes, de carga hidráulica e de locação da tela de retenção de resíduos sólidos. O valor de coeficiente de descarga obtido foi de 0,62 para os diâmetros testados (50, 75 e 100 mm).

Pells & Miller (2004) testaram o funcionamento das placas de aço com orifícios de diâmetros de 5, 10, 15, 20, 30, 40 e 50 mm, com o objetivo de determinar o tamanho mínimo de orifício que não é afetado por bloqueios de resíduos sólidos. Os resultados indicaram que o coeficiente de descarga foi de 0,62 para diâmetros acima de 30 mm e nos inferiores ao diâmetro de 20 mm, as vazões foram afetadas por resíduos sólidos.

Nos ensaios realizados por McLemore *et al.* (2013), nos quais foram avaliados os coeficientes de descargas em orifícios cortados com uma broca circular perpendicular e ao longo da linha

central de quatro tubos com diâmetros de 5,08 cm, 7,62 cm, 10,2 cm e 15,2 cm, foram obtidos valores entre 0,52 a 0,74.

Segundo Drumond *et al.* (2014), em ensaios de laboratório com tubulações de descarga de 7 (sete) diferentes diâmetros e comprimentos de 15 e 25 cm, classificados em bocal ou tubo curto, foram obtidos valores de coeficiente de descarga próximos a 0,90, valor superior ao recomendado pela Sudecap.

Abreu *et al.* (2015) avaliaram os coeficientes de descarga de estruturas de descarregamento de fundo com diâmetros de 2,75 cm, classificados com tubos curtos. Os resultados obtidos indicaram uma variação entre 0,69 e 0,88 nos valores de coeficientes de descarga.

No experimento realizado em laboratório por Artur *et al.* (2017) para determinar os valores de orifícios circulares livres e de bocais, os resultados variaram de 0,58 a 0,61 para os orifícios e de 0,79 a 0,81 para os bocais.

No estudo realizado por Castro *et al.* (2018), verificou-se que os valores de coeficiente de descarga para orifícios afogados instalados em bandejas de flocladores utilizados em estações de tratamento de água pré-fabricadas foram maiores do que 0,61.

Percebe-se a necessidade de se melhor avaliar os valores de coeficiente de descarga em escala real, parâmetro essencial na determinação da vazão de saída que se pretende lançar no sistema de drenagem.

3.4.5 Métodos Simplificados para o cálculo do volume do microrreservatório

Muitas cidades exigem que os projetos de microrreservatórios sejam baseados em valores de Vazão Máxima Permissível (VMP) e de Taxa de Armazenamento no Lote (TAL). Esses valores são baseados em simulações teóricas do funcionamento do microrreservatório ou do sistema de drenagem da bacia em que ele será inserido. Em muitos casos, ao invés de se elaborar estudos hidrológicos/hidráulicos completos, são utilizados métodos simplificados como os propostos por Müller-Neuhaus (1953), McCuen (1989), Phillips (1995) e Silveira e Godenfum (2007) para definir os valores de VMP e TAL.

Um dos métodos utilizados para se determinar o volume de reservatório é o definido por Müller-Neuhaus (1953) *apud* Wilken (1978), que propôs a fórmula abaixo para o

dimensionamento da capacidade de armazenamento da bacia de detenção, que é utilizada por alguns projetistas de microrreservatórios.

$$J = Q_a \cdot K \cdot t_c \quad (3.27)$$

onde:

J = capacidade necessária da bacia de detenção (m³);

Q_a = vazão afluyente à bacia de detenção (m³/s);

t_c = tempo de concentração até o local da bacia (s);

K = fator que é função da relação de detenção ε, isto é, do quociente entre a vazão efluente (Q_e) e a vazão afluyente (Q_a), ou seja: K = f(ε), onde ε = Q_e/Q_a.

A fórmula de Müller-Neuhaus para essa função é:

$$K = \log 1/\varepsilon \quad (3.28)$$

Tabela 3.17 – Valores de K em função de ε

ε	K	ε	K
0,10	1,000	0,60	0,222
0,15	0,824	0,65	0,187
0,20	0,699	0,70	0,155
0,25	0,602	0,75	0,125
0,30	0,523	0,80	0,097
0,35	0,456	0,85	0,071
0,40	0,398	0,90	0,046
0,45	0,347	0,95	0,022
0,50	0,301	1,00	0,000
0,55	0,260		

Fonte: Wilken (1978)

Outro método simplificado e largamente utilizado no cálculo do volume do microrreservatório é o proposto por McCuen (1989) *apud* Tucci *et al.* (1995). Nesse método utiliza-se 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 a seguinte equação para o cálculo do volume do microrreservatório:

$$V_s = (Q_d - Q_a) t_d \quad (3.29)$$

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 pico ou tempo de concentração após a urbanização.

Phillips (1995) propôs um método genérico para o dimensionamento dos microrreservatórios, que integra o comportamento de armazenamento de detenção no lote com a teoria de dimensionamento da drenagem, de maneira a proteger todo o sistema de drenagem a jusante. O autor baseou suas análises nos hidrogramas de lote apresentados por Yen & Chow (1983) e Boyd (1980), de modo a representar os hidrogramas de saída para as situações de armazenamento superficial e subterrâneo no lote. Phillips (1995) propõe uma análise dos trechos do sistema de macrodrenagem em que os tempos de concentração representam 0,17.tc, 0,33.tc, 0,67.tc. e 1,00.tc, sendo tc o tempo de concentração total da bacia. Para cada trecho foi determinado as vazões máximas permissíveis (VMP) no lote para microrreservatórios superficiais e subterrâneos, como mostra a Tabela 3.18.

Tabela 3.18 – Vazões Máximas Permissíveis (VMP)

Local	Subterrâneo	Superficial
0,17.tc	2,4.Qp	1,25.Qp
0,33.tc	1,6.Qp	1,20.Qp
0,67.tc	1,1.Qp	1,05.Qp
1,00.tc	1,0.Qp	1,00.Qp

Fonte: Phillips (1995)

Baseando-se no método da “curva envelope” ou “método das chuvas”, Silveira e Godenfum (2007) propuseram a equação abaixo para determinar o volume de um microrreservatório:

$$V_{max} = \left(\sqrt{\frac{a}{60} \sqrt{\beta T^{\frac{b}{2}}} - \sqrt{\frac{c}{60} \sqrt{\gamma} \sqrt{H} \sqrt{q_s}}} \right)^2 \quad (3.30)$$

onde:

V_{max} = volume (mm);

a, b, c = parâmetros da equação IDF;

β = produto do coeficiente de escoamento superficial pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo;

T = período de retorno (anos);

γ = razão entre a área de percolação e volume do dispositivo (mm-1)

H = profundidade média do volume de acumulação do dispositivo (mm);

q_s = vazão de saída constante do dispositivo (mm/h).

Cardoso *et al.* (2013) avaliaram as diferenças nos volumes de armazenamento em reservatórios de detenção obtidas com a aplicação de três metodologias: geração de hidrogramas a partir do hidrogramas unitário do SCS, método Racional modificado e metodologia generalizada de Silveira e Godenfum (2007). Observou-se que o método Racional superestimou os volumes e que o método generalizado forneceu valores próximos aos obtidos com o emprego do hidrograma unitário do SCS, para áreas impermeáveis de até 60%.

Apesar da existência desses métodos simplificados, o dimensionamento da estrutura de descarga é essencial para se atingir o objetivo no uso dos microrreservatórios. Portanto, considera-se que a elaboração de estudos hidrológicos e hidráulicos deve ser sempre exigida no dimensionamento dos microrreservatórios.

A TAL indica um volume de pré-dimensionamento, no qual o projetista deve utilizar apenas como referência, para realizar no início das análises do funcionamento do microrreservatório. Como descrito anteriormente, o volume necessário para armazenamento das águas pluviais está diretamente relacionado à estrutura de descarga.

Como poucos estudos avaliaram o funcionamento dos microrreservatórios em escala real e não se tem conhecimento de pesquisas que realizaram o monitoramento a longo prazo dos microrreservatórios já implantados, é necessário verificar se as metodologias utilizadas no dimensionamento dos microrreservatórios são adequadas para se obter o amortecimento da vazão de pico esperado. Deve-se também verificar, se os valores de coeficiente de descarga adotados sem observar o critério proposto por Azevedo Netto (1998) são adequados, assim

como se as chuvas de projeto utilizadas são apropriadas para o objetivo do uso de microrreservatórios.

Durante a etapa de revisão da literatura foi observado que existem poucos trabalhos recentes relativos ao uso de microrreservatórios, tanto no Brasil, como no exterior. Como indicado por O'Loughlin (1998), os microrreservatórios continuam preteridos em relação as técnicas de controle na fonte relacionadas com qualidade das águas pluviais.

4 ANÁLISE DAS POLÍTICAS PÚBLICAS NO USO DE MICRORRESERVATÓRIOS – ESTUDO DE CASO: BRASIL E AUSTRÁLIA

Nessa etapa da tese foram comparadas as políticas públicas adotadas por Administrações Municipais no Brasil e na Austrália, no que se refere à implantação de microrreservatórios, considerando a previsão na legislação, as diretrizes técnicas para o dimensionamento e os níveis de gestão dos sistemas.

4.1 Introdução

Na tentativa de melhorar a gestão do sistema de drenagem urbana, várias cidades do mundo têm implementado políticas públicas utilizando técnicas compensatórias com controle de águas pluviais na fonte, como forma de reduzir os impactos da urbanização no escoamento superficial. O uso de microrreservatório é uma das técnicas compensatórias com controle na fonte que vem sendo utilizada para promover a permanência das vazões de pico na situação de pós-urbanização próxima às das condições naturais.

Conforme apresentado na revisão da literatura, vários países do mundo criaram políticas públicas sobre o uso de microrreservatórios e um dos países que se destaca na implantação dessas estruturas em larga escala é a Austrália. De acordo com O'Loughlin *et al.* (1995), a implantação das primeiras unidades no país ocorreu no início da década de 80, nos conselhos de Ku-ring-gai, subúrbio situado no norte de Sydney e da cidade de Wollongong. Na região metropolitana de Sydney, os microrreservatórios foram largamente construídos desde 1991, sendo implantadas cerca de 3.500 unidades até o ano de 1995 (O'Loughlin *et al.*, 1995).

Na Austrália as políticas públicas de microrreservatórios são baseadas em regulações locais, detalhadas nos Planos de Controle de Desenvolvimento. As políticas têm como objetivo reduzir o aumento do escoamento das águas pluviais em novos empreendimentos e em reformas de empreendimentos existentes. O'Loughlin *et al.* (1995 e 1998) avaliaram as políticas públicas de microrreservatórios dos conselhos da Região Metropolitana de Sydney e descreveram a respeito das instalações típicas de microrreservatórios, dos problemas no planejamento da cidade, das formas de regulações sobre o uso da técnica, dos problemas de manutenção e indicaram alternativas para melhoria dos sistemas.

Em um levantamento das políticas públicas de controle de águas pluviais na fonte previstas nos conselhos situados na Região do Grande Oeste de Sydney, Van der Sterren *et al.* (2009) verificaram significantes diferenças entre as regulações sobre os microrreservatórios, o que dificultava a interpretação e implementação das políticas pelos projetistas e engenheiros da região. Observou-se ainda a necessidade de pesquisas no país que avaliassem o uso de reservatórios para aproveitamento de águas pluviais e a interação com o uso de microrreservatórios em conjunto no combate às inundações e à poluição das águas pluviais.

Em 1999, durante a revisão da política pública de microrreservatórios de Wollongong, os maiores problemas levantados pela comunidade relacionavam-se aos casos de isenção de construção, processo de aprovação do empreendimento, filosofia e critérios de projeto e a responsabilidade pela manutenção. Após a análise das políticas públicas no uso de microrreservatórios de outros conselhos australianos, o Conselho de Wollongong adotou como base a regulamentação definida por *Upper Parramatta River Catchment Trust – UPRCT*, por ser considerada a mais detalhada e rigorosa (Silveri & Rigby, 2006).

Algumas cidades brasileiras, seguindo a tendência mundial, a partir da década de 90 criaram políticas públicas municipais relacionadas à drenagem com controle na fonte, baseando-se principalmente no uso de microrreservatórios. Como descrito anteriormente, Belo Horizonte foi a primeira cidade do país a criar uma política pública para a implantação de microrreservatórios (Lei Municipal nº 7.166/96). Posteriormente, outras cidades brasileiras, como São Paulo, Rio de Janeiro, Curitiba e Porto Alegre, também elaboraram legislações impondo a necessidade de retenção da água pluvial em novos empreendimentos.

Em 2006, Porto Alegre criou uma legislação específica (Decreto Municipal nº 15.371/06) para o gerenciamento das vazões na drenagem urbana. O município considerou que deveria ser de responsabilidade de cada proprietário preservar as condições hidrológicas de pré-desenvolvimento do lote. A filosofia foi ancorada no conceito de não se permitir a transferência para toda a comunidade do ônus da compatibilização do sistema de drenagem urbana. A política pública adotada em Porto Alegre, foi considerada no estudo realizado por Drumond *et al.* (2011) como a mais restritiva do país, demandando um volume até 7 (sete) vezes maior do que o requerido em Belo Horizonte.

Como descrito por O’Loughlin *et al.* (1998) muitos artigos sobre esse tema foram publicados na década de 90. Entretanto, as técnicas de controle na fonte relacionadas com qualidade das

águas pluviais tornaram-se um aspecto imperativo e os microrreservatórios foram relegados para segundo plano. Este fato pode ser confirmado na revisão dos estudos de modelagem/monitoramento sobre os efeitos hidrológicos de técnicas de controle de águas pluviais, realizado por Li *et al.* (2017). Contudo, esses dispositivos de drenagem continuam sendo largamente implantados e sua real eficiência continua sendo desconhecida devido à falta de pesquisas com monitoramento do funcionamento do sistema.

Considerando a falta de estudos comparativos entre o uso de microrreservatórios no Brasil e no exterior e buscando avaliar o cenário atual na adoção dessa técnica no país, decidiu-se analisar as políticas públicas existentes em cidades da Austrália, país considerado como referência no uso de microrreservatórios, e do Brasil, onde a aplicação dessas estruturas têm crescido nas últimas décadas. Outro ponto importante em se realizar a comparação entre esses dois países, é a similaridade do comportamento das chuvas nas cidades que foram avaliadas.

Assim, este capítulo têm como objetivos: (1) avaliar as atuais políticas públicas relacionadas ao uso de microrreservatórios no Brasil e na Austrália, ressaltando as diferenças entre regulações, diretrizes técnicas e níveis gerenciais; (2) enfatizar a necessidade de pesquisas relacionadas ao funcionamento dos microrreservatórios, especialmente no aspecto de se avaliar a real performance das estruturas existentes; (3) fornecer diretrizes para melhoria da gestão do controle de águas pluviais em lotes urbanos.

4.2 Metodologia

Para realizar a comparação entre as políticas públicas, foram realizadas pesquisas nos municípios onde as regulamentações do uso de microrreservatórios foram primeiramente criadas em seus países, Belo Horizonte/Brasil e Wollongong/Austrália, e nas cidades onde as políticas são consideradas referências nacionais, Porto Alegre/Brasil e Sydney/Austrália.

Na análise, foram consultados documentos públicos e legislações municipais (Belo Horizonte (2010), Porto Alegre (2014), Ashfield Council (2013), Auburn Council (2010), Bankstown City Council (2009), Blacktown City Council (2005), Burwood Council (?), Camden Council (2009), Campbeltown Council (2009), Canterbury Council (2012), City Of Botany Bay Council (2006), City of Canada Bay Council (2009), City of Ryde Council (2015), City Of Sydney Council (2014), Fairfield City Council (1997), Holroyd City Council (2015), Hornsby Shire Council (2016), Hunter's Hill Council (2002), Hurstville City Council (2004), Kogarah

Council (2006), Ku-Ring-Gai Council (2005), Lane Cove Council (2011), Leichhardt Council (2009), Liverpool City Council (2003), Manly Council (2003), Marrickville Council (1999), Mosman Council (2006), North Sydney Council (2005), Parramatta City Council (2005), Penrith City Council (2013), Pittwater Council (2004), Randwick City Council (2013), Rockdale City Council (2011), Strathfield Council (1994), Sutherland Shire Council (2005), The Hills Shire Council (2011), Warringah Council (2012), Waverley Council (2014), Willoughby City Council (1995) e Woollahra Council (2015)) obtidos por meio de portais eletrônicos, bem como informações solicitadas via e-mail a todos os responsáveis pela gestão dos sistemas nas respectivas municipalidades. As perguntas enviadas aos responsáveis via e-mail, apresentadas no apêndice 1, foram enviadas em setembro de 2016 e a análise das respostas foi realizada até o mês de novembro de 2016.

Os gestores das duas cidades brasileiras e de onze conselhos da Região Metropolitana de Sydney (Blacktown, Burwood, Campbelltown, Canada Bay, City of Sydney, Hunter's Hill, Manly, Strathfield, Sutherland Shire, Warringah e Woollahra) enviaram as informações solicitadas nesta pesquisa.

A Região Metropolitana de Sydney era composta por 38 conselhos municipais, sendo que cada um possuía sua própria regulação sobre o uso de microrreservatórios. Em 2016, o número de conselhos municipais foi reduzido, com o anúncio de fusões de algumas municipalidades. Contudo, neste estudo considerou-se a situação antes da fusão. A lista de todos os conselhos municipais da Austrália, nos quais a política pública dos microrreservatórios foi avaliada é mostrada na Figura 4.1.

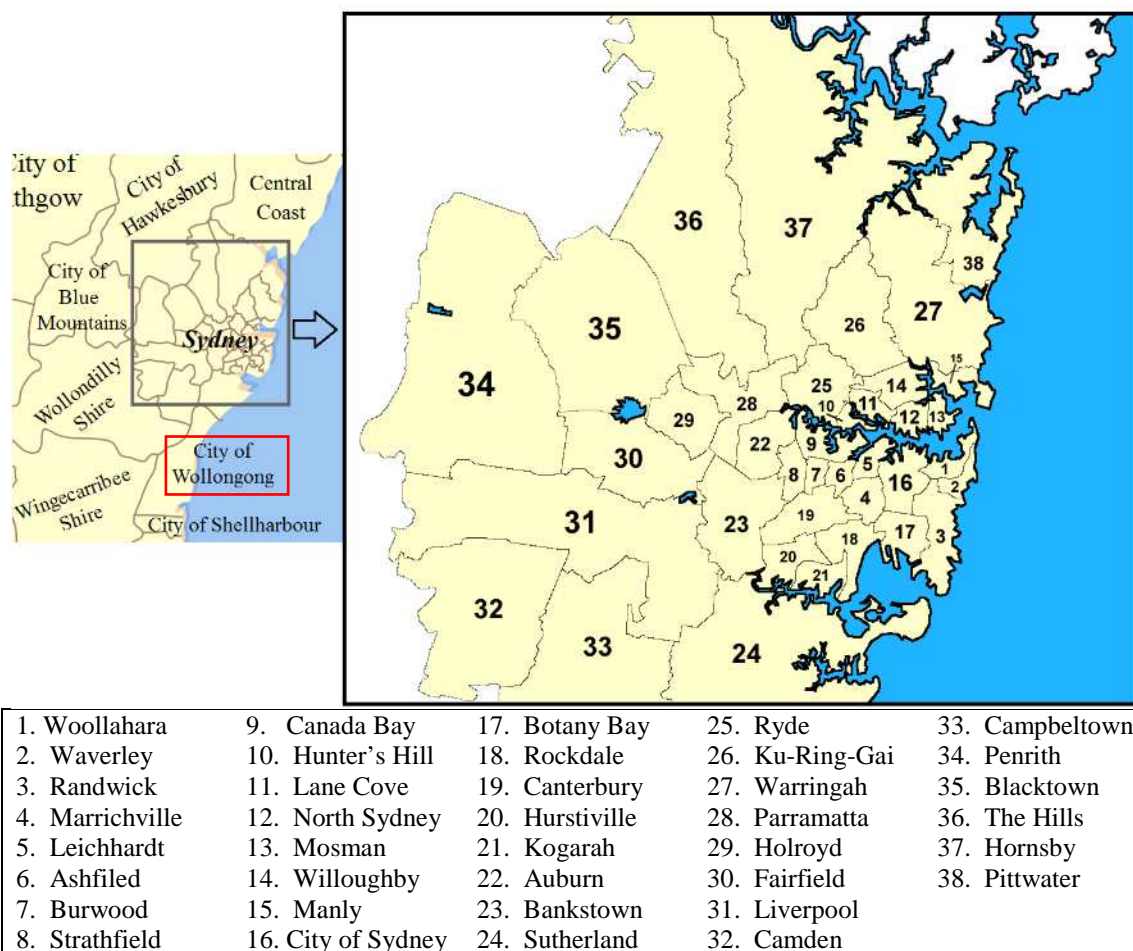


Figura 4.1: Conselhos municipais australianos onde a política pública de microrreservatórios foi avaliada.

Fonte: adaptado de Wikipedia (2016).

4.2.1 Análise das Políticas Públicas

Nas informações obtidas sobre as políticas públicas foram avaliados (i) os casos em que se exige a instalação de microrreservatórios, (ii) os casos de isenção de sua construção e (iii) a existência de incentivo do uso de outra técnica compensatória com controle na fonte em complemento ao microrreservatório.

Nos casos de exigência de aplicação da técnica, verificou-se a previsão para cada tipo de empreendimento (habitacional unifamiliar, multi-familiar, comercial e industrial), bem como as situações de isenção para empreendimentos com limite de área impermeável, situados em áreas de inundação, que não estejam conectados com a rede pública, que não provoquem efeitos adversos em áreas a jusante e que adotem outro tipo de técnica compensatória.

Quanto à possibilidade de uso de outras técnicas compensatórias com controle na fonte, observaram-se os casos previstos de redução do volume exigido para o microrreservatório quando outra técnica for utilizada em conjunto ou a sua integral substituição.

4.2.2 Análise do Detalhamento Técnico

No detalhamento técnico das diretrizes dos projetos de microrreservatório, analisaram-se (i) os tipos de abordagens adotadas (escala de lote ou de bacia), (ii) os métodos de dimensionamento, (iii) as precipitações de projeto, (iv) os dispositivos de descarga considerados e (v) as estruturas de prevenção previstas contra o bloqueio por resíduos. As informações foram obtidas principalmente de manuais técnicos existentes nas municipalidades para desenvolvimento dos projetos de microrreservatórios.

Considerou-se que as abordagens na escala de lote analisam apenas o funcionamento do sistema de drenagem local, enquanto as abordagens na escala da bacia avaliam o funcionamento do sistema de drenagem da bacia hidrográfica, na qual o empreendimento está inserido.

4.2.3 Comparação dos valores Vazão Máxima Permissível e Taxa de Armazenamento no Lote

Além da análise dos parâmetros e critérios técnicos adotados pelas municipalidades, foi realizada uma comparação entre os valores de Vazão Máxima Permissível - VMP e de Taxa de Armazenamento no Lote - TAL para uma mesma chuva, uma vez que os tempos de recorrência das precipitações de projeto consideradas em cada cidade são diferentes.

Um dos aspectos mais importantes no dimensionamento de microrreservatórios é a precipitação considerada no projeto. Quando se deseja a redução dos problemas de inundação, é aconselhável o uso de chuvas com alto período de retorno, como adotado nas municipalidades australianas. Além disso, nas estruturas de reservação é necessário avaliar a duração crítica de chuva, que demanda o maior volume de armazenamento.

Baseando-se na premissa que os microrreservatórios devem ser projetados para amortecer precipitações menos frequentes e que podem provocar inundações, utilizou-se a precipitação de projeto com tempo de retorno de 100 anos e duração de 60 minutos. A duração de 60

minutos foi adotada, por ser considerada como crítica na análise realizada no estudo de Drumond (2012).

Para definir os valores de VMP e de TAL das cidades brasileiras, adotou-se a mesma metodologia exigida atualmente nos projetos de microrreservatórios, utilizando as intensidades pluviométricas com tempo de retorno de 100 anos e duração de 60 minutos, definidas pela curva IDF de cada município.

Da perspectiva australiana, somente as municipalidades que exigem o uso de precipitações com tempo de retorno de 100 anos em projetos dos microrreservatórios foram consideradas na análise. Alguns conselhos de Sydney requerem a adoção de diferentes valores específicos de VMP e de TAL para empreendimentos residenciais, comerciais e industriais e bacias de contribuição situadas em seu território. Nestes casos, decidiu-se apresentar os valores mínimos e máximos definidos pelas municipalidades.

4.2.4 Avaliação da gestão dos sistemas

Os níveis de gestão dos microrreservatórios foram pesquisados em termos de curto e longo prazo. As informações foram obtidas principalmente por meio dos e-mails respondidos pelos gestores dos sistemas municipais. Os gestores das duas cidades brasileiras e de onze conselhos da Região Metropolitana de Sydney (Blacktown, Burwood, Campbelltown, Canada Bay, City of Sydney, Hunter's Hill, Manly, Strathfield, Sutherland Shire, Warringah e Woollahra) enviaram as informações solicitadas nesta pesquisa.

Na gestão de curto prazo, verificaram-se as etapas do processo de aprovação dos projetos e construção dos microrreservatórios, enquanto que na gestão de longo prazo foi analisada a realização de vistorias das condições das estruturas e o controle da quantidade de unidades existentes.

Utilizou-se ainda como referência na avaliação da gestão dos microrreservatórios, o estudo realizado por Roy *et al.* (2008), que identificaram sete maiores impedimentos para a gestão sustentável das águas pluviais urbanas: (1) incertezas do desempenho e custos; (2) insuficiência de diretrizes e orientações técnicas; (3) responsabilidades fragmentadas; (4) falta de capacidade institucional; (5) falta de mandato legislativo; (6) falta de financiamento e incentivos de mercado eficazes; (7) resistência a mudança.

4.3 Resultados

4.3.1 Políticas Públicas

Os resultados mostraram que em termos de exigência da compensação do acréscimo do escoamento superficial, Belo Horizonte tem a política pública mais permissiva entre as avaliadas, demandando o controle das águas pluviais na fonte somente nos empreendimentos com grandes áreas impermeáveis. De acordo com a Lei Municipal nº 9.959/10 de Belo Horizonte, os microrreservatórios devem ser construídos somente nos casos em que o empreendimento não respeita a taxa de permeabilidade mínima de 10% para lotes com área menor que 360 m² e de 20 % para lotes com área superior a 360 m².

Em contraste à legislação de Belo Horizonte, a política pública de Porto Alegre é similar às das cidades australianas, exigindo o amortecimento da vazão de pico em toda nova ocupação que resulte em área impermeável, isentando, a critério da municipalidade, os empreendimentos com terreno inferior a 600 m² e habitações unifamiliares.

Quanto às cidades australianas, a política pública de Wollongong é mais restritiva que a de Porto Alegre, sendo aplicada em todos os tipos de novos empreendimentos e de reformas dos existentes, exceto nos empreendimentos com área impermeabilizada inferior a 75 m² e outras situações específicas.

Na Região Metropolitana de Sydney, apenas o Conselho de North Sydney não possui uma política pública relacionada com o uso de microrreservatórios. Entretanto, os outros conselhos de Sydney possuem diferentes abordagens quanto à exigência do uso de microrreservatórios, especialmente no que se refere às habitações unifamiliares.

A maioria dos planos de controle de desenvolvimento existentes na região de Sydney define isenções para construção de microrreservatório em empreendimentos habitacionais que respeitem um determinado limite de área impermeável. O conselho de Hunter's Hill Council tem uma política pública mais restritiva, não permitindo qualquer isenção para a construção de microrreservatório. Em termos de limite de áreas isentas para a implantação de microrreservatório, os conselhos de Blacktown e Kogarah são os mais permissivos, isentando da implantação de microrreservatórios os empreendimentos residenciais com áreas de até 1.500 m² e empreendimentos comerciais e industriais com até 50% de área impermeabilizada, respectivamente.

O Quadro 4.1 apresenta um resumo dos casos de exigência de construção de microrreservatórios previstos nas políticas públicas das cidades, enquanto que o Quadro 4.2 apresenta um resumo dos casos de isenção.

Quadro 4.1 - Situações obrigatórias para a construção dos microrreservatórios

Belo Horizonte	Porto Alegre	Wollongong	Sydney
Empreendimento com área impermeabilizada maior que: - 90% para lotes menores que 360m ² ;ou - 80% para lotes maiores que 360m ² .	Toda ocupação com área acima de 600 m ²	Novos empreendimentos e reformas com áreas acima de 75m ²	Novos empreendimentos e reformas (cada conselho determina um limite de área impermeável)

Quadro 4.2 - Casos de isenção no uso de microrreservatórios previstos nas políticas públicas

Isenções previstas	Belo Horizonte	Porto Alegre	Wollongong	Sydney
Todas as habitações Unifamiliares	Não	Sim	Não	Sim (07 conselhos)
Habitações familiares com limite de área impermeável	Sim	Sim	Sim	Sim (23 conselhos)
Empreendimentos comerciais e industriais com limite de área impermeável	Sim	Sim	Sim	Sim (16 conselhos)
Empreendimentos situados em área de inundação	Não	Não	Sim	Sim (8 conselhos)
Empreendimentos não conectados ao sistema de drenagem	Não	Não	Não	Sim (9 conselhos)
Empreendimentos que não provoquem efeito adverso em áreas a jusante	Não	Não	Sim	Sim (10 conselhos)
Empreendimentos que adotem outro tipo de técnica com controle na fonte	Não	Não	Não	Sim (4 conselhos)

Uma das desvantagens no uso de microrreservatórios é que o sistema não proporciona uma redução do volume de água pluvial lançado no sistema de drenagem. O incentivo do uso de técnicas de infiltração de águas pluviais é a melhor maneira de se preservar o balanço hídrico do lote, permitindo a redução da quantidade de água pluvial lançada na rede de drenagem.

Quanto à possibilidade de uso de outras técnicas compensatórias de drenagem com controle na fonte, a política pública de Porto Alegre se destaca no Brasil por ser a única a possibilitar a redução do volume do microrreservatório, nas situações em que o empreendimento adote

pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração ou desconecte as calhas de telhado para superfícies permeáveis, como mostra a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Reduções de áreas impermeáveis previstas 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	60%
Desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis sem drenagem	20%
Aplicação de trincheiras de infiltração	20%

Na Austrália, o conselho de Wollongong não prevê a redução do volume do microrreservatório, caso o empreendedor utilize alguma outra técnica de controle de drenagem de águas pluviais na fonte. Em geral, todos os conselhos de Sydney recomendam o uso de medidas sustentáveis de drenagem em novos empreendimentos, mas apenas alguns encorajam a adoção de outras técnicas compensatórias de drenagem com controle na fonte (técnicas de infiltração e de aproveitamento das águas), fornecendo a redução do volume do microrreservatório no uso de técnicas complementares, como mostra a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Conselhos da Região Metropolitana de Sydney que preveem a redução do volume do microrreservatório

Conselho	Sistemas de infiltração	Coleta e aproveitamento das águas de chuva
Auburn	Não	Sim
Canada Bay	Sim	Não
Canterbury	Não	Sim
Holroyd	Não	Sim
Hornsby	Sim	Sim
Kogarah	Sim	Sim
Lane Cave	Sim	Sim
Leichhardt	Sim	Não
Marrickville	Não	Sim
Mosman	Não	Sim
Parramatta	Sim	Sim
Randwick	Sim	Não
Ryde	Não	Sim
Sutherland	Sim	Sim
Warringah	Não	Sim
Waverley	Sim	Não
Willoughby	Não	Sim
Woollahra	Sim	Não

O'Loughlin *et al.* (1998) descreveram que a implantação de reservatórios para uso de águas pluviais e sistemas de reciclagem estava crescendo na Austrália e apesar de haverem propostas, muitos conselhos se recusaram a considerar que o volume do aproveitamento de águas pluviais poderia reduzir o volume necessário previsto para a construção do microrreservatório.

Entretanto, os 13 (treze) conselhos apresentados na Tabela 4.2 e os conselhos Botany Bay, Rockdale e Ku-ring-gai, que priorizam as técnicas de infiltração das águas pluviais, mudaram seu posicionamento e permitiram o decréscimo do volume do microrreservatório, nos casos de implantação de reservatórios para aproveitamento de água de chuva. Segundo Van der Sterren *et al.* (2009), a mudança de posicionamento se deveu aos períodos de seca ocorridos. A Figura 4.2 apresenta um modelo de reservatório que atende funções do microrreservatório e do reservatório para aproveitamento das águas pluviais.

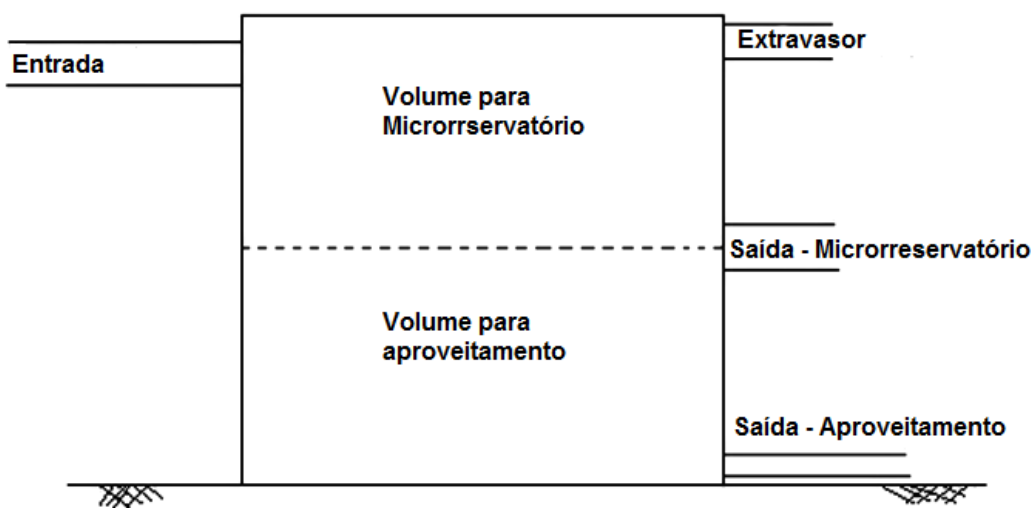


Figura 4.2: Reservatório que atende as funções do microrreservatório e do reservatório para aproveitamento das águas pluviais

Fonte: adaptado de Van der Sterren *et al.* (2009).

Em alguns aspectos o aproveitamento de águas pluviais pode ser considerado uma boa escolha, ponderando que haverá uma redução do consumo de água tratada. Contudo, o volume de reserva disponível para o amortecimento da vazão de pico pode não ser suficiente. Há problemas de compatibilidade entre as funções dos reservatórios, conforme exposto por Dornelles (2012), De Busk *et al.* (2013) e Van der Sterren & Rahman (2015).

De acordo com o estudo realizado por Van der Sterren & Rahman (2015), o uso de reservatórios para aproveitamento de águas pluviais para usos múltiplos pode reduzir o volume dos microrreservatórios. Entretanto, os reservatórios estudados conseguiram controlar apenas as vazões das chuvas com tempo de retorno de 1 ano, sendo necessário utilizar um microrreservatório para o amortecimento das vazões de pico das chuvas com tempo de retorno de 2 a 100 anos.

Kim *et al.* (2015) verificaram que um reservatório para aproveitamento da água de chuva dimensionado em Seongsan na Coreia do Sul com uma taxa de reservação de 10 m³/100 m² de área de telhado pode reduzir as vazões de pico em aproximadamente 20%.

4.3.2 Detalhamento técnico

No que se refere aos critérios técnicos, as cidades brasileiras possuem abordagens baseadas na escala do lote, nas quais se avalia apenas o sistema de drenagem residencial. Essa abordagem recebe críticas por não analisar o impacto provocado no sistema de drenagem urbana na escala da bacia, que em raros casos, o retardo do escoamento pode causar o aumento da vazão de pico a jusante, conforme descrito por O'Loughlin *et al.* (1995).

Atualmente, a análise de projeto para a construção de microrreservatórios em Belo Horizonte é feita em dois órgãos municipais, a Smaru (Secretaria Municipal Adjunta de Regulação Urbana) e a Sudecap (Superintendência de Desenvolvimento da Capital). A Smaru analisa os projetos de microrreservatórios de empreendimentos que não necessitam de licenças ambientais, enquanto a Sudecap avalia os projetos de microrreservatórios de empreendimentos em que se exige a obtenção de licença ambiental.

Na análise dos projetos por parte da Smaru é avaliado apenas se o volume do microrreservatório atende ao critério disposto na legislação municipal (Lei n° 9.959/10), que é de 300 m³ por hectare de área que exceda o limite de área impermeável. Nas orientações da Sudecap (2009) para o desenvolvimento do projeto é recomendado o uso dos métodos Racional e de Puls, adotando-se uma chuva com tempo de recorrência de 10 anos e duração de 10 minutos ($I = 197,88 \text{ mm/h} - \text{IDF para RMBH proposta por Pinheiro \& Naguettini, 1998}$), coeficientes de escoamento superficial de 0,45 (condição de pré-urbanização) e 0,95 (condição de pós-urbanização) e um coeficiente de descarga de 0,65 utilizado na equação geral dos orifícios.

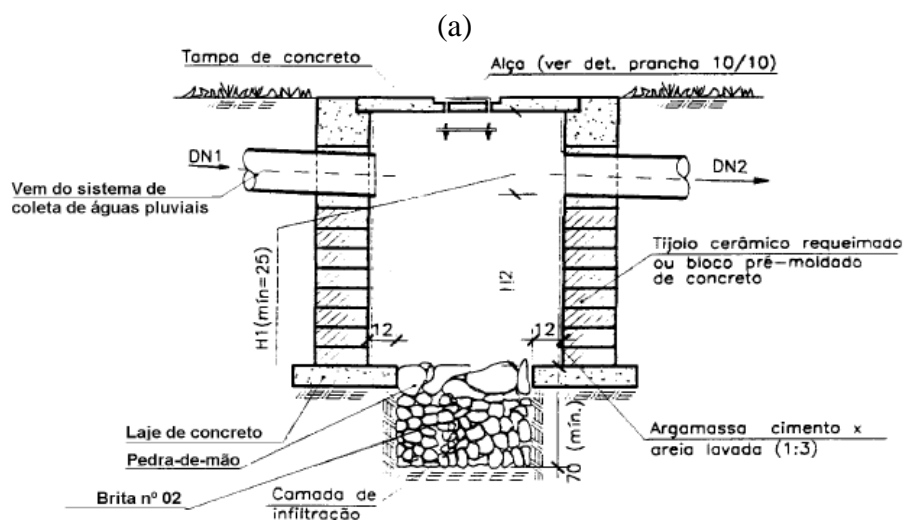
O Caderno de Encargos da Sudecap (2008) propõe 6 (seis) tipos de microrreservatórios para atender às exigências da Lei Municipal de Belo Horizonte. As diferenças entre as seis estruturas são apresentadas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Tipos de microrreservatórios propostos pela Sudecap

Microrreservatório	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

Fonte: Caderno de Encargos da Sudecap (2008).

Além dos modelos apresentados no Quadro 4.3, 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. As Figuras 4.3 (a) e (b) ilustram os microrreservatórios dos tipos A e F, respectivamente.



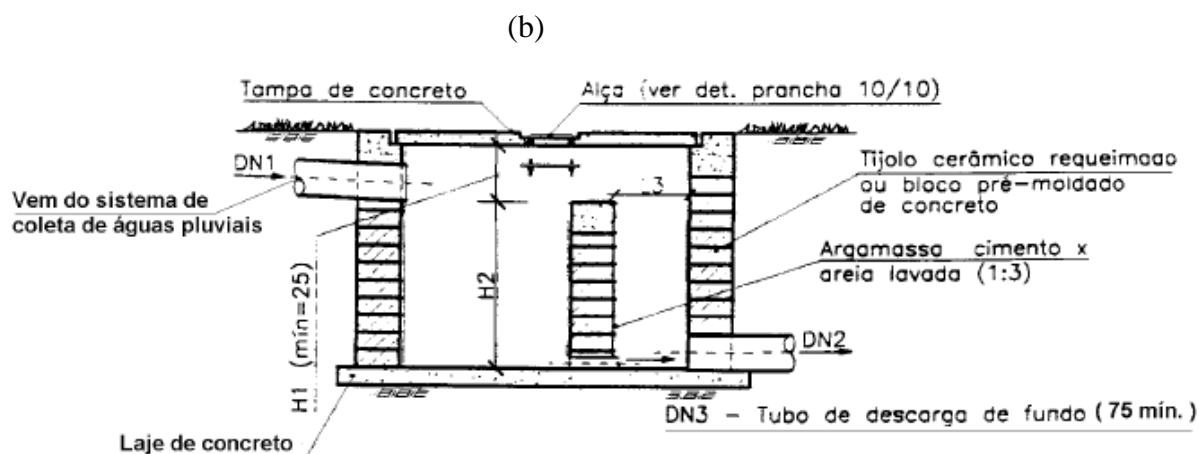


Figura 4.3: Microrreservatório proposto pela Sudecap (a) Tipo A (b) Tipo F

Fonte: Caderno de Encargos da Sudecap (2008).

Para os projetos dos microrreservatórios em Porto Alegre é exigido o uso de valores de 20,8 L/s.ha para o cálculo da VMP e de 425 m³/ha para TAL. Esses valores foram definidos em análises realizada com o método Tucci (2000) para chuvas com tempo de retorno de 10 anos e duração de 60 minutos, sem a avaliação do funcionamento do sistema de drenagem na escala da bacia, com coeficientes de escoamento superficiais de 0,15 (condição de pré-urbanização) e 0,90 (condição de pós-urbanização). A Figura 4.4 mostra uma configuração padrão de microrreservatório apresentada no Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre (2005).

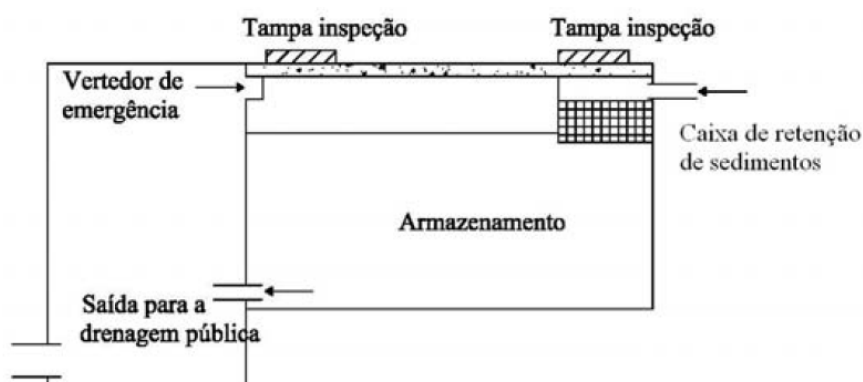


Figura 4.4: Configuração padrão de um microrreservatório apresentado no manual de drenagem de Porto Alegre

Fonte: Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre (2005).

A cidade de Wollongong e a maioria dos conselhos de Sydney adotam a abordagem baseada na bacia de contribuição, exigindo o uso de valores de VMP e TAL, pré-definidos em análises do funcionamento do sistema de drenagem realizadas em modelos computacionais. A

município de Wollongong fornece as seguintes fórmulas para se determinar os valores de VMP e TAL para chuvas com tempo de retorno de 5 anos e 100 anos (Wollongong, 2009):

$$VMP_5 = F1_5 \times F2 \times 2.67 \times (Area/10,000) \times I_1^{50} \quad (l/s) \quad (4.1)$$

$$VMP_{100} = F1_{100} \times F2 \times 4.67 \times (Area/10,000) \times I_1^{50} \quad (l/s) \quad (4.2)$$

$$TAL_5 = F3 \times F4 \times 2.25 \times (VMP_5/F2) \quad (m^3) \quad (4.3)$$

$$TAL_{100} = F3 \times F4 \times 2.25 \times (VMP_{100}/F2) \quad (m^3) \quad (4.4)$$

Onde:

VMP₅: vazão máxima permissível para chuva com tempo de retorno de 5 anos;

VMP₁₀₀: vazão máxima permissível para chuva com tempo de retorno de 100 anos;

I₁⁵⁰ (mm/hr): intensidade pluviométrica com tempo de retorno de 50 anos e duração de uma hora;

F₁₅ e F₁₁₀₀: fatores para existência de coberturas impermeáveis;

F₂: fator que reflete a variação de áreas a partir de 1 ha;

Área (m²): área de contribuição que drena para o microrreservatório;

TAL₅: armazenamento necessário para a descarga definida para VMP₅;

TAL₁₀₀: armazenamento necessário para a descarga definida para VMP₁₀₀;

F₃: fatores para existência de coberturas impermeáveis na situação de pós-urbanização;

F₄: fator que reflete a variação de áreas a partir de 1 ha.

No cálculo do dimensionamento do microrreservatório, a maioria dos conselhos da Região Metropolitana de Sydney exige o amortecimento de chuvas com tempo de retorno de até 100 anos, para amortecer o acréscimo da vazão de pico com a impermeabilização. Entretanto, nem todos os conselhos detalham a construção de pelo menos dois dispositivos de saída, de maneira a reduzir o amortecimento da vazão de pico para chuvas com menores e maiores tempos de retorno. O manual elaborado em conjunto pelos conselhos de Baulkham Hills Shire, Blacktown City, Holroyd City e Parramatta City (*Upper Parramatta Catchment River Trust - UPCRT, 2005*) é considerado referência na região, solicitando o amortecimento de vazões oriundas de precipitações com 1,5 e 100 anos de tempo de retorno, como mostra a Figura 4.5.

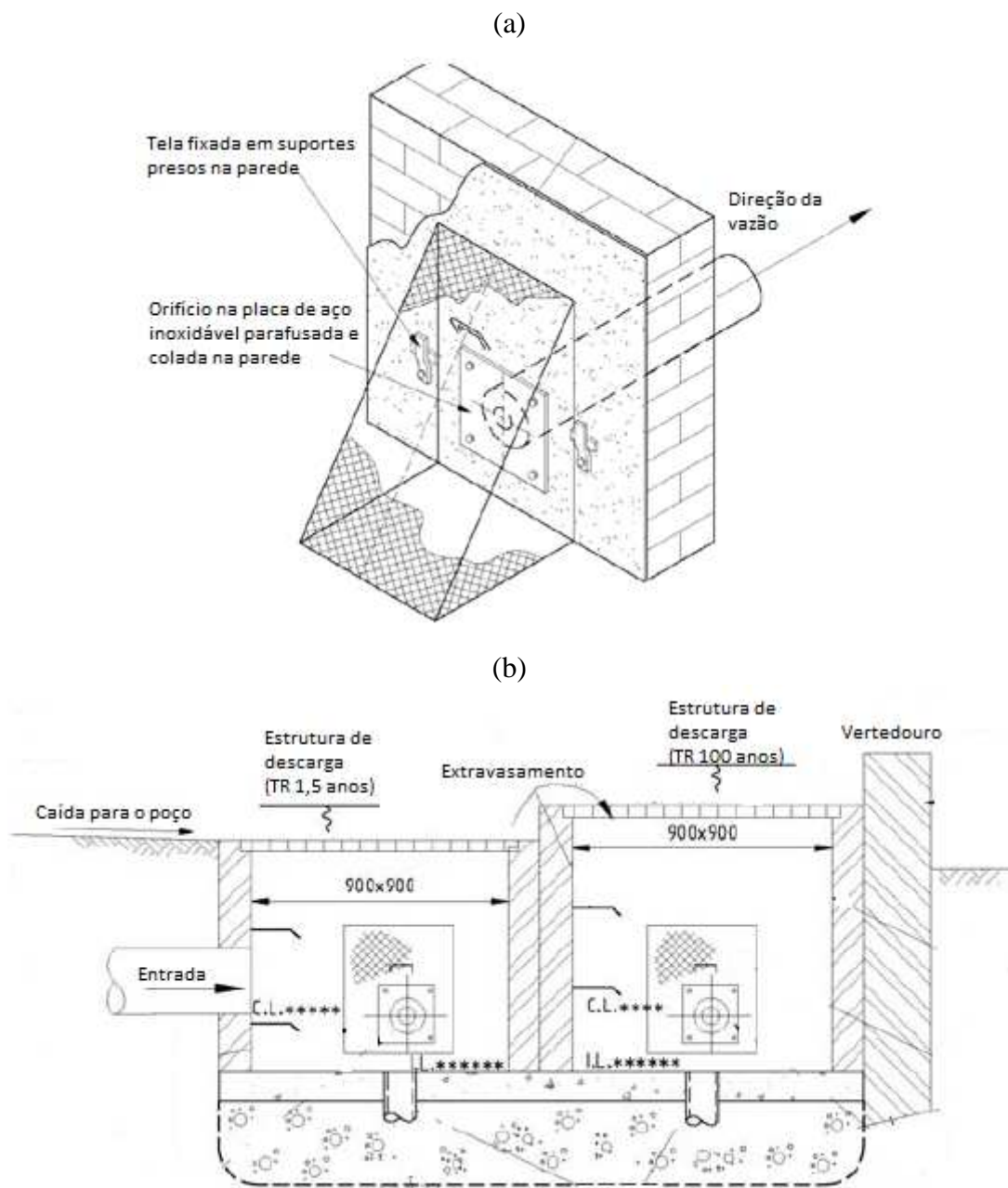


Figura 4.5: Modelo dos dispositivos de saída e da tela de proteção previstas no manual da UPRCT (a) Detalhe da instalação do orifício e da tela de proteção (b) detalhe das duas estruturas de descarga dimensionadas para amortecer chuvas com TR de 1,5 e 100 anos
 Fonte: Manual da *Upper Parramatta River Catchment Trust* - UPRCT (2005).

A base para exigir a adoção de precipitações com maior frequência é que o escoamento de novos empreendimentos pode resultar em danos no curso d'água e distúrbios no ambiente aquático e de um ponto de vista sustentável, seria desejável ter o escoamento das águas pluviais dos lotes de novos empreendimentos próximo às condições de pré-urbanização (UPCRT, 2005). O resumo dos requisitos exigidos nas municipalidades australianas é apresentado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Requisitos Técnicos das municipalidades Australianas

Conselhos	Métodos Adotados	Precipitação (Tempo de Retorno)	Diâmetro mínimo do orifício
Wollongong	Valores de VMP e TAL	5 e 100 anos	50 mm
Ashfield	Valores de VMP e TAL	2, 10 e 100 anos	65 mm
Auburn	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	-
Bankstown	Valores de VMP e Método Racional ou modelagens computacionais para calcular TAL	até 10 anos	-
Blacktown	Valores de VMP e TAL	1,5 e 100 anos	-
Botany Bay	Modelagens computacionais (DRAINS/ILSAX)	até 100 anos	25 mm
Burwood	Valores de VMP e TAL	2, 10 e 100 anos	-
Camden	Método Racional ou modelagens computacionais	até 100 anos	20 mm
Campbeltown	Métodos hidrográficos com e sem translação no tempo	até 100 anos	75 mm
Canada Bay	Valores de VMP e TAL	5, 20 e 100 anos	-
Canterbury	Método Racional	10 ou 100 anos	-
City of Sydney	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	40 mm
Fairfield	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	35 mm
Hunters Hill	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	-
Hurstville	Não informado	até 20 anos	-
Holroyd	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	-
Hornsby	Não informado	até 20 anos	-
Kogarah	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	-
Ku-ring Gai	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	30 mm
Lane Cove	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	-
Leichardt	Não informado	até 100 anos	-
Liverpool	Simulações de computador para definir TAL devem ser feitas por tentativa e erro	até 100 anos	25 mm
Manly	Valores de VMP e TAL	5 e 100 anos	-
Marrickville	Triangular Hydrogramas triangulares ou modelagem computacional (ILSAX)	até 100 anos	-
Mosman	Método Racional	20 ou 100 anos	40 mm
Parramatta	Valores de VMP e TAL	1,5 e 100 anos	25 mm
Penrith	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	40 mm
Pittwater	Valores de VMP e TAL	-	-
Randwick	Método Racional	até 20 anos	-
Rockdale	Valores de VMP e TAL	até 50 anos	25 mm
Ryde	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	25 mm
Strathfield	Valores de VMP e TAL	2, 10 e 100 anos	75 mm
Sutherland	Não informado	-	75 mm
The Hills	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	-
Warringah	Valores de VMP e TAL	5, 20 e 100 anos	50 mm
Waverley	Método da curva de massa ou outros métodos utilizando modelagens computacionais (DRAINS ou RAFTS)	20 ou 100 anos	-
Willoughby	Valores de VMP e TAL	até 100 anos	65 mm
Woollahra	Valores de VMP e TAL	2 e 100 anos	-

Um dos aspectos relevantes nos projetos de microrreservatórios é o dimensionamento do dispositivo de saída. Apesar de considerar um valor de coeficiente de descarga para o funcionamento como orifício, em Belo Horizonte as estruturas de descarga são usualmente compostas por tubulações comerciais, que devido ao comprimento deveriam ser classificadas como bocal ou tubo curto, conforme classificação de Azevedo Netto (1998).

Em Porto Alegre, entretanto, recomenda-se analisar o funcionamento do tubo de saída como orifício ou bocal, utilizando diferentes valores de coeficiente de descarga. Analisando o funcionamento de tubos de descarga, Drumond *et al.* (2014) demonstraram que a estrutura pode operar também como tubo curto, o que provoca uma descarga superior àquela produzida por um orifício de mesmo diâmetro.

As diretrizes nos conselhos de Sydney e Wollongong detalham o controle da vazão de saída por meio de um arranjo construído com um orifício no centro de uma placa de aço inoxidável (3mm de espessura), classificando o funcionamento como orifício. Na Figura 4.5 pode ser observado o modelo da estrutura de saída recomendado no manual da UPRCT (2005).

Outro importante ponto a ser considerado nos projetos é a possibilidade de bloqueio da estrutura de descarga com sedimentos e resíduos. O Caderno de Encargos da Sudecap (2008) sugere a instalação de uma caixa de areia antes do microrreservatório, enquanto o Manual de Drenagem de Porto Alegre (2005) recomenda a instalação de uma grade no interior do microrreservatório, conforme indicado na Figura 4.4. A maioria dos conselhos australianos exige o uso de uma tela, como mostra a Figura 4.5, antes do dispositivo de saída para proteger de bloqueios, bem como a instalação de um pequeno sumidouro para reduzir a turbulência próxima ao fundo do reservatório que pode afetar o desempenho hidráulico do orifício.

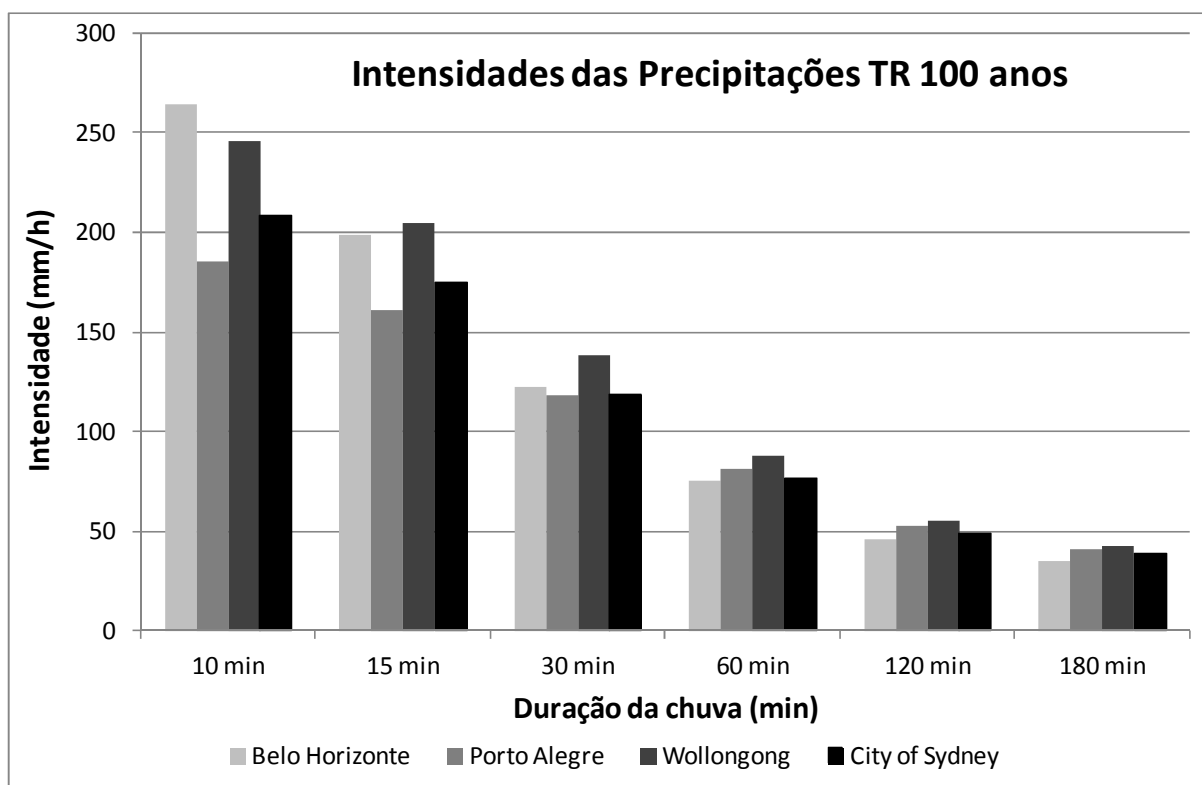
Outra técnica adotada tanto pelos municípios brasileiros como australianos para reduzir a probabilidade de bloqueio da estrutura de descarga é exigir um diâmetro mínimo para o dispositivo de descarga. Todavia, valores como, por exemplo, 65 ou 75 mm, considerados em cinco conselhos de Sydney e em Belo Horizonte podem não ser suficientes para restringir a vazão de pico, como demonstrado por Drumond (2012). O resumo dos detalhamentos técnicos de cada município é apresentado no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Resumo do detalhamento técnico dos projetos de microrreservatórios

Parâmetros	Belo Horizonte	Porto Alegre	Wollongong	Sydney
Tipo de abordagem	Escala do lote	Escala do lote	Escala da bacia	Escala da bacia
Método de dimensionamento	Método Racional e Puls (Sudecap) TAL (Smaru)	VMP e TAL	Computacional VMP e TAL	Computacional VMP e TAL
Precipitações de Projeto utilizadas	TR 10 anos	TR 10 anos	TR 5 anos e TR 100 anos	Varia (TR 1,5 anos e TR 100 anos)
Estrutura de descarga	Tubo	Tubo	Placa com orifício	Placa com orifício
Estruturas de prevenção contra bloqueios	Caixa de areia	Grelha na tubulação de entrada	Tela de malha na tubulação de saída	Tela de malha na tubulação de saída
Diâmetro mínimo	75 mm	-	50 mm	Varia (25 a 75 mm)

4.3.3 Comparação entre os valores de VMP e TAL

Na comparação entre os valores de Vazão Máxima Permissível e Taxa de Armazenamento no Lote das cidades brasileiras e australianas, apuraram-se os valores das intensidades pluviométricas com duração de 10, 15, 30, 60, 120 e 180 minutos e tempo de retorno de 100 anos, como é apresentada na Figura 4.6.

**Figura 4.6:** Comparação entre as intensidades pluviométricas das cidades avaliadas

Observa-se que os valores das intensidades pluviométricas são similares, especialmente nos eventos chuvosos com duração superior a 15 minutos. Considerando as similaridades encontradas, determinou-se as VMP e as TAL utilizando a chuva com tempo de retorno de 100 anos e duração de 60 minutos para as cidades brasileiras e Australianas. Nas comparações apresentadas nas Figuras 4.7 e 4.8, destacou-se Belo Horizonte, Porto Alegre, Wollongong e no conselho da cidade de Sydney.

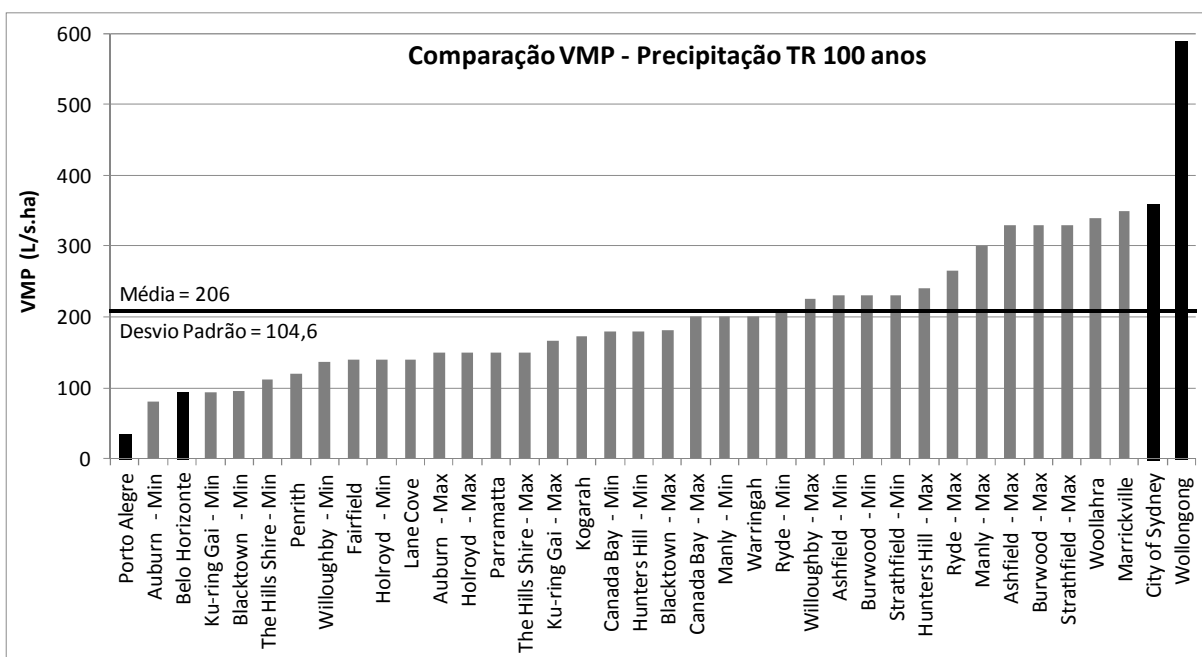


Figura 4.7: Comparação da VMP para chuvas com TR de 100 anos e duração de 60 minutos.

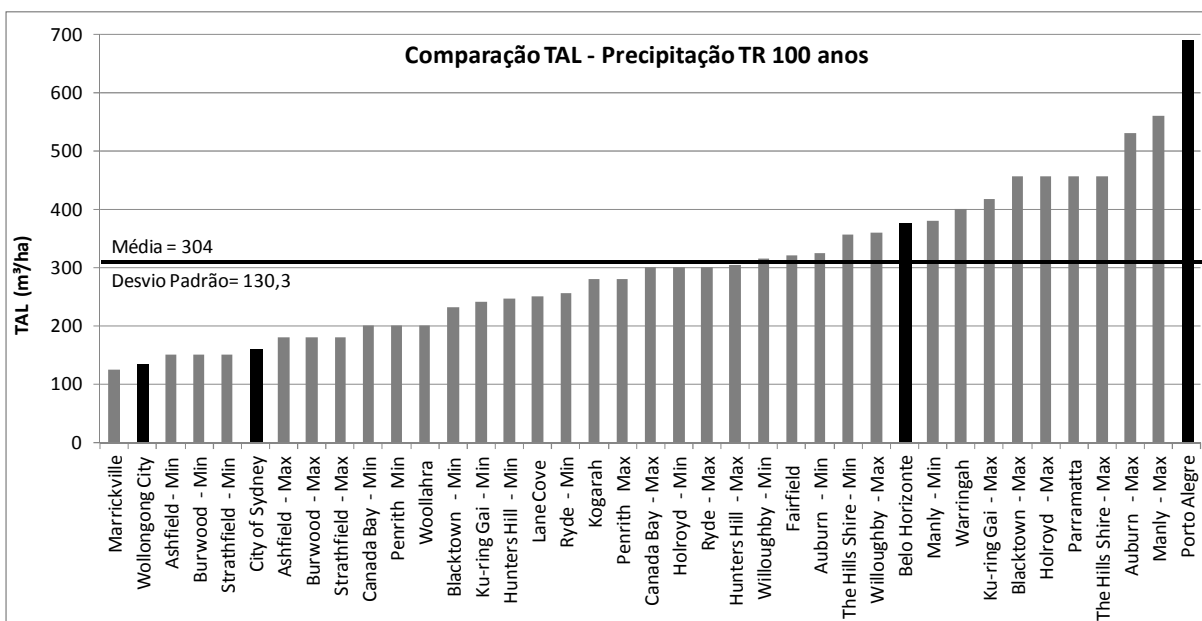


Figura 4.8: Comparação da TAL para chuvas com TR de 100 anos.

Os gráficos mostram claramente as diferenças entre as abordagens das municipalidades brasileiras e australianas, especialmente no que se refere aos valores de VMP, localizando-se nos extremos opostos dos gráficos. Em geral, as cidades brasileiras apresentaram baixos valores de VMP e altos valores de TAL. Isto pode ser explicado pela adoção de uma abordagem baseada no lote e no valor utilizado para o coeficiente de escoamento superficial para a condição de pré-desenvolvimento.

Porto Alegre tem a regulação mais restritiva entre todas, com o menor valor de VMP e o maior valor de TAL, confirmando a análise realizada por Drumond *et al.* (2011). O valor de TAL definido para Belo Horizonte foi próximo à média e o valor de VMP foi distante da média.

Wollongong e os conselhos de Marrickville e da cidade de Sydney permitem o lançamento de altas descargas no sistema de drenagem urbana e exigem pequenos volumes de armazenamento. Os valores de VMP definidos pela cidade de Wollongong podem ser considerados altos, sendo mais que o dobro da média.

O conselho de Manly demanda o maior volume de reservação no lote, provavelmente devido ao solo da região ser caracterizado pela alta taxa de permeabilidade. Os valores dos conselhos de Canada Bay - Max (para habitações multifamiliares, empreendimentos comerciais e industriais) and Ryde - Max (Bacia de Eastwood) foram próximos à média em ambas as análises.

A comparação mostra as diferenças de abordagens e metodologias adotadas nos projetos de microrreservatórios entre os municípios. No entanto, a falta de estudos que avaliem, por meio de monitoramento, o funcionamento dos microrreservatórios e do sistema de drenagem da bacia na qual estão inseridos, não permite afirmar qual é a melhor das abordagens avaliadas. É necessário investigar o funcionamento dos microrreservatórios na situação real, checando o amortecimento proporcionado ao longo da sua vida útil, problemas de manutenção, problemas de entupimento e os parâmetros relacionados com os métodos de transformação chuva-vazão.

Como Barbosa *et al.* (2012) descreveram, os dados de monitoramento hidrológico são essenciais para caracterizar os eventos de precipitação e calibrar os modelos de simulação. As simulações de computacionais do sistema de drenagem urbana deveriam ser desenvolvidas com dados de monitoramento de microrreservatórios em escala real.

4.3.4 Gestão dos sistemas

Em ambas cidades brasileiras, o processo de construção do microrreservatório é iniciado após a aprovação do projeto do microrreservatório apresentado pelo empreendedor, tendo a confirmação de sua implantação por meio de vistoria realizada pelos funcionários dos órgãos responsáveis pela gestão do sistema.

Os municípios australianos geralmente não fazem inspeções nos microrreservatórios após sua construção, a menos que haja problemas de inundações ou de ineficácia do microrreservatório. Os conselhos australianos apenas exigem um certificado de um engenheiro descrevendo que o microrreservatório foi construído corretamente.

Com relação à responsabilidade pela manutenção e limpeza dos microrreservatórios, verificou-se que em todas as cidades pesquisadas a responsabilidade é do proprietário do terreno. Uma das razões para não se realizar as inspeções é a falta de funcionários para executar esse serviço. Em muitas municipalidades, existem poucas pessoas trabalhando no setor de aprovação de empreendimentos e que realizam outros trabalhos além da avaliação dos projetos de drenagem urbana.

Outro problema relatado sobre as inspeções é a restrição legal de entrada em propriedades privadas. Wollongong e outros conselhos de Sydney resolveram essa questão exigindo antes da aprovação final do projeto de microrreservatório, uma permissão de entrada na área do microrreservatório no lote a favor do conselho local.

Em Belo Horizonte, há uma gestão interessante no que se refere às inspeções dos microrreservatórios, nos casos em que a licença ambiental é requerida. Quando a licença de operação expira e o empreendedor requer a renovação, as condições do microrreservatório são novamente checadas. Infelizmente, o prazo de duração das licenças de operação pode variar entre 4 e 10 anos, período relativamente longo para avaliar a condição da estrutura de drenagem.

No aspecto de controle da quantidade de microrreservatórios já implantados, somente a Prefeitura Municipal de Porto Alegre informou o número aproximado de unidades implantadas na cidade, cerca de 1.059 unidades cadastradas. A falta dessa informação mostra a negligência das municipalidades na gestão do sistema.

Na avaliação da gestão dos microrreservatórios nas cidades australianas e brasileiras encontrou-se a maioria dos problemas identificados por Roy *et al.* (2008), descritos no item 4.2.4. De maneira geral, as cidades australianas possuem diretrizes técnicas para a elaboração de projetos de microrreservatórios mais detalhadas do que os municípios brasileiros. Apesar do detalhamento teórico, as incertezas sobre o funcionamento real dos microrreservatórios ainda permanecem, uma vez que poucos estudos foram desenvolvidos sobre a operação das estruturas existentes.

De acordo com Roy *et al.* (2008), a responsabilidade fragmentada é outro problema de gestão do escoamento das águas pluviais na Austrália, relacionada às múltiplas entidades que são frequentemente responsáveis pela gestão de uma mesma bacia hidrográfica. Em Sydney, o conselho da cidade divide a responsabilidade da gestão com a companhia de água da cidade, *Sydney Water*. Belo Horizonte possui também uma gestão de microrreservatórios fragmentada, na qual dois órgãos municipais analisam e aprovam projetos de microrreservatórios exigindo critérios diferentes.

De acordo com Brown (2017), apesar do avanço no conceito de gestão integrada das águas pluviais urbanas, sua implementação em larga escala tem sido limitada. Na análise da institucionalização da gestão das águas pluviais urbanas nos conselhos municipais de Sydney, o autor verificou que a inércia da administração pública de águas pluviais urbanas privilegia e perpetua inerentemente a implementação das práticas tradicionais de gerenciamento de águas pluviais.

O estudo de Brown (2007) indicou que a cultura burocrática contemporânea em torno do manejo de águas pluviais urbanas carece de apoio político de alto nível para a mudança em direção à sustentabilidade. Embora os líderes políticos possam ter assinado uma visão de sustentabilidade, o obstáculo da mudança parece ser a falta de liderança burocrática executiva na sua implementação. Isso combinado com os parâmetros do conhecimento limitado dos tomadores de decisão e a incapacidade burocrática de lidar com interesses conflitantes, juntamente com as demandas eleitorais enfrentadas pelos políticos, fortalece ainda mais a inércia institucional. A incapacidade de transformar por meio de uma abordagem tecnocrata orientada por especialistas para a política e a criação de soluções para as questões da água continuam ser a norma.

Segundo Roy *et al.* (2008), a falta de mandato legislativo se refere à inexistência de uma regulamentação nacional para controlar ou tratar o escoamento das águas pluviais. Tanto no Brasil, como na Austrália, não existem legislações nacionais que incentivem claramente o uso de microrreservatórios.

Quanto à resistência à mudança, Roy *et al.* (2008) indicaram que existem vários níveis de resistência à gestão sustentável da drenagem urbana, tanto pelos profissionais, como pelo público em geral. A resistência se refere aos riscos de perda de funcionalidade das técnicas, de problemas no funcionamento e na manutenção do sistema, de ocasionar doenças de veiculação hídrica, dentre outros. Apesar de inúmeras publicações, relatórios e projetos de demonstração, na maioria dos locais, os benefícios do uso das técnicas não penetraram na consciência pública.

No que se refere ao uso dos microrreservatórios, os gestores municipais indicaram que os sistemas são raramente fiscalizados, que não são realizadas simulações do funcionamento do sistema de drenagem com os microrreservatórios construídos, que não possuem cadastro dos microrreservatórios construídos e que necessitam de mais profissionais atuando na área. Aliado a esses problemas identificados, a falta de monitoramento para verificar se os microrreservatórios estão atingindo o objetivo para qual foram construídos indica que há uma resistência à mudança da gestão do controle na fonte, considerando que as políticas públicas de microrreservatórios foram criadas há algumas décadas. A falta de pesquisas sobre os sistemas de microrreservatórios ajuda a manter a resistência à melhoria da gestão do controle de drenagem na fonte. Por essa razão, muitos engenheiros ainda se mantêm céticos no uso dessa técnica. O Quadro 4.5 apresenta um resumo da análise da gestão dos microrreservatórios nas cidades.

Quadro 4.5 - Resumo da análise da gestão dos microrreservatórios

Item	Belo Horizonte	Porto Alegre	Wollongong	Sydney
Vistoria na aprovação de construção	Sim	Sim	Não	Não
Vistoria de manutenção	Sim	Não	Não Informado	Não
Controle da quantidade das estruturas	Não	1.059 unidades	Não Informado	Não
Incerteza do desempenho e custos	Sim	Sim	Não Informado	Sim

(continua)

Quadro 4.5 - Resumo da análise da gestão dos microrreservatórios (conclusão)

Item	Belo Horizonte	Porto Alegre	Wollongong	Sydney
Insuficiência de diretrizes e orientações técnicas	Sim	Não	Não	Não
Responsabilidade fragmentada	Sim	Não	Não Informado	Sim
Falta de capacidade institucional	Sim	Sim	Não Informado	Sim
Falta de mandato legislativo	Sim	Sim	Sim	Sim
Falta de financiamento e incentivos de mercado eficazes	Sim	Sim	Não Informado	Sim
Resistência à mudança	Sim	Sim	Não Informado	Sim

4.3.5 Perspectivas para melhoria da gestão do controle na fonte em lotes

Para esclarecer as incertezas sobre o uso dos microrreservatórios, devem ser conduzidas pesquisas para aprofundar o conhecimento nos aspectos de seu real funcionamento no lote, comparando-se os diferentes critérios técnicos adotados e os benefícios na escala da bacia hidrográfica. Além disso, é necessário comparar os aspectos econômicos do uso de microrreservatórios e a possibilidade de cobrança de uma taxa para o aumento da área impermeabilizada no lote. Essa taxa poderia financiar os custos do sistema de drenagem, em busca de melhorias de seu funcionamento.

Nenhuma das quatro cidades avaliadas tem uma cobrança específica pelo fornecimento do serviço de drenagem urbana. Os custos de operação do sistema de drenagem urbana poderiam ser dissociados das taxas municipais gerais, como ocorre com os outros serviços de saneamento. Dessa maneira, a gestão da drenagem urbana poderia ser mais efetiva e organizada.

De acordo com O'Loughlin *et al.* (1998), a Seção 94 do Ato de Avaliação e Planejamento Ambiental de *New South Wales/Austrália* de 1979 permite aos conselhos a coleta de recursos de empreendedores para compensar os aspectos negativos dos empreendimentos, incluindo a geração adicional do escoamento de águas pluviais pelo acréscimo de porções de superfícies impermeáveis. Ribbons *et al.* (1995) comentaram que estudos de bacias específicas são necessários para comparar os custos associados com contribuições financeiras e o uso de microrreservatórios, já que os parâmetros para o uso da técnica se diferem entre as bacias com diferentes autoridades de drenagem.

Novas pesquisas podem ajudar a melhorar a gestão de drenagem urbana na escala do lote, por meio do desenvolvimento de técnicas relacionadas à instalação de equipamentos de medição da quantidade de água lançada no sistema de drenagem. A instalação desses equipamentos poderiam ser custeadas pelo pagamento das taxas de drenagem.

Metodologias inovadoras de gestão poderiam ser criadas para registrar as descargas de águas pluviais no sistema público de drenagem ou até mesmo registrar apenas a vazão que ocorre no extravasor do microrreservatório. Neste segundo caso, a passagem de águas no extravasor poderia indicar problemas com a vazão de restrição, especialmente se não ocorrerem eventos críticos de precipitação, e o proprietário poderia ser multado por isso.

Os equipamentos de medição poderiam ser instalados no interior de um poço de visita construído no passeio para registrar as vazões de saída do lote e facilitar o acesso para o operador do sistema. A leitura dos equipamentos de medição poderia ser realizada pelo funcionário que faz a leitura dos hidrômetros que registram o consumo de água potável. Um exemplo de instalação de um medidor de vazão em um tubo de drenagem urbana detalhado por Maheepalla *et al.* (2001), mostrado na Figura 4.9, poderia ser adaptado para se controlar as vazões de saída dos lotes.

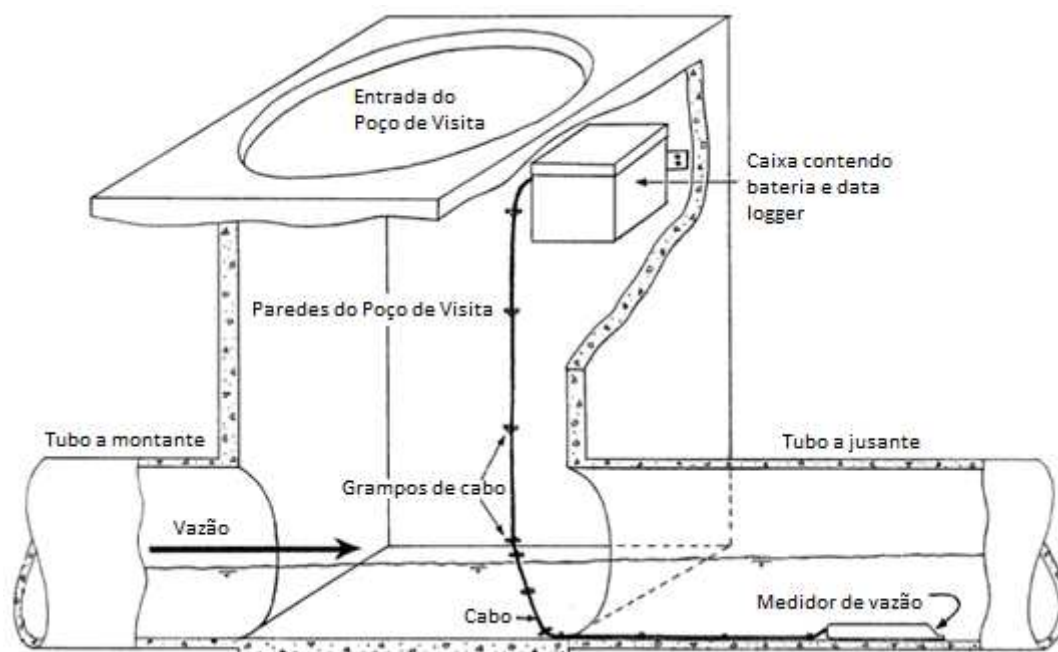


Figura 4.9: Instalação do medidor de vazão em tubos de águas pluviais

Fonte: modificada de Maheepalaa *et al.*, 2001

4.3.6 Conclusão

A comparação realizada entre as políticas de microrreservatórios das cidades australianas e brasileiras explicita as diferenças de exigências para construção e abordagens técnicas que existem entre as cidades dos dois países. As diretrizes australianas para os projetos de microrreservatórios estão alguns passos à frente dos manuais brasileiros em termos de detalhamento de projeto.

As municipalidades australianas exigem o amortecimento de vazões geradas com chuvas com tempos de retorno de até 100 anos com o uso de pelo menos duas estruturas de descarga, enquanto que nas cidades brasileiras adota-se apenas uma chuva de projeto com tempo de retorno de 10 anos. Outra diferença encontrada é o uso de uma placa com orifício nos dispositivos de descarga na Austrália, enquanto no Brasil utilizam-se tubos comerciais como dispositivo de descarga, de diferentes comprimentos e normalmente com valores de coeficientes de descarga não apropriados.

Não é possível afirmar que a abordagem baseada na escala da bacia, adotada pelos conselhos australianos, é melhor do que a abordagem baseada na escala do lote, utilizada pelas cidades brasileiras, uma vez que nenhuma das abordagens é apoiada em dados de monitoramento do funcionamento dos microrreservatórios.

De um modo geral, todas as municipalidades possuem os mesmos problemas na gestão dos sistemas. Não existe um controle da quantidade de microrreservatórios construídos nas cidades e até mesmo sobre as condições dos sistemas, já que raramente as municipalidades realizam inspeções. Desse modo, os gestores de drenagem urbana não têm conhecimento se as descargas dos lotes ocorrem da maneira apropriada no sistema público.

Para esclarecer as incertezas sobre a aplicação de um microrreservatório, devem ser conduzidas pesquisas para aprofundar o conhecimento nos aspectos de seu real funcionamento, comparando-se os diferentes critérios técnicos adotados e os benefícios na escala da bacia hidrográfica. É necessário investigar ainda o amortecimento proporcionado ao longo da sua vida útil, problemas de manutenção e entupimento da estrutura de descarga e os parâmetros relacionados com os métodos de transformação chuva-vazão.

5 PERCEPÇÃO DA POPULAÇÃO DE BELO HORIZONTE SOBRE A GESTÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

Nessa etapa do estudo, foram aplicados questionários junto à população de Belo Horizonte, de modo a verificar a percepção dos cidadãos sobre o funcionamento e a gestão do sistema de drenagem do município e a disposição em implantar os microrreservatórios em seus lotes.

5.1 Introdução

5.1.1 Percepção sobre drenagem urbana e sua responsabilidade

A Lei Municipal nº 8.260/01 instituiu a política municipal de saneamento em Belo Horizonte. É previsto em seu Art. 5º que a formulação, a implantação, o funcionamento e a aplicação dos instrumentos da política municipal de saneamento orientar-se-ão dentre outras diretrizes gerais, por assegurar a participação efetiva da sociedade na formulação das políticas e no planejamento e controle dos serviços de saneamento e valorizar e promover programas de educação ambiental e sanitária, com ênfase na mobilização social.

De acordo com Heller (2005), é importante que a população tenha efetivo poder de decisão no âmbito das políticas, planejamento e ações de saneamento não como um recorte estanque da realidade, mas em sua incerteza, sobretudo nas suas relações com a proteção da saúde humana. Entretanto, de acordo com o estudo realizado por Rubinger (2008), a população não tem um conhecimento claro sobre os conceitos dos quatro serviços de saneamento. Por meio de uma pesquisa qualitativa realizada na cidade de Belo Horizonte (zona urbana) e na Fazenda Caio Martins (zona rural) verificou-se que os participantes identificaram como significado de saneamento basicamente água e esgoto, sendo que a grande maioria demonstrou não conhecer a expressão “drenagem de águas pluviais”.

A falta de conhecimento sobre o termo “drenagem de águas pluviais” pode estar relacionada, à baixa participação dos cidadãos na operação residencial desse sistema. Em comparação com os outros serviços de saneamento, nos quais os cidadãos participam dispendo regularmente os resíduos sólidos comuns e recicláveis em sacos para a coleta na via pública e realizando a limpeza e manutenção da caixa d’água predial e das caixas de gordura, a limpeza das estruturas de drenagem pode ser confundida como pertencente à limpeza comum das áreas comuns do condomínio.

No estudo de Carlon (2005) em Joinville – SC, verificou-se que 86% dos entrevistados se posicionaram favoráveis à instalação do sistema de aproveitamento de águas pluviais em sua residência. Entretanto, a maioria indicou que o responsável pela implantação das estruturas deve ser o poder público.

Em um dos poucos estudos realizados no Brasil em que se questionou a população sobre sua predisposição para utilizar os microrreservatórios nos lotes, Costa Junior e Barbassa (2006) constataram que aproximadamente 83% dos moradores da sub-bacia hidrográfica da Ponte Seca, em Jaboticabal/SP, são favoráveis à instalação das estruturas.

Estudos internacionais (Baptiste *et al.*, 2014 & 2015, Faehnle *et al.*, 2014 e Kaplowitz & Lupi, 2012) indicam que a vivência e a experiência dos cidadãos podem ser utilizados e incorporados no desenvolvimento de normas procedimentais apropriadas nas políticas urbanas, na operacionalização das normas com suporte a diretrizes de planejamento e melhoria na obtenção e uso de informações no planejamento estratégico.

Baptiste *et al.* (2015) avaliaram a percepção dos cidadãos em Syracuse/Estados Unidos sobre os valores, as funções e as barreiras do uso de infraestruturas verdes (barris de chuva, árvores, pavimentos permeáveis e jardins de chuva) em propriedade particulares. Os entrevistados indicaram uma forte vontade para implementar as medidas, se as estruturas fossem fornecidas gratuitamente ou se houvesse desconto na tarifa de água. Em termos de custo/benefício, a estética e as melhorias nos espaços foram incentivos para implantação da infraestrutura verde, enquanto a manutenção não foi vista como maior problema para sua implementação.

No que se refere à responsabilidade sobre os sistemas de saneamento, Rubinger (2008) e Heller (2006) observaram que a maioria dos participantes de suas pesquisas citou o governo (Prefeitura ou Estado) como responsável pelos serviços. No entanto no estudo de Rubinger (2008), houve também muitas referências à responsabilidade da população. Em um dos fundamentos da Política Nacional de Recursos Hídricos – PNRH (Lei Federal nº 9.433/97) é repassado também aos cidadãos a responsabilidade pela gestão dos recursos hídricos.

5.1.2 Formas de incentivo para o controle das águas pluviais na fonte

Uma forma de aumentar a responsabilidade da população na gestão dos recursos hídricos urbanos é criar um programa que incentive a adoção de técnicas compensatórias com controle

de águas pluviais na fonte. Além de contribuir para a redução de ocorrência de inundações, a implantação dessas técnicas promove a inclusão dos cidadãos na gestão do sistema de drenagem urbana.

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. 9º da Lei Municipal nº 8.260/01 de Belo Horizonte prevê duas diretrizes relativas à drenagem urbana, (i) desenvolver a educação sanitária como instrumento de conscientização da população sobre a correta destinação das águas pluviais e da preservação das áreas permeáveis e (ii) privilegiar ações que minimizem intervenções cujas implicações sejam a expansão de áreas impermeáveis.

Conforme Pompeo (2000), na drenagem urbana, e em muitos outros aspectos, os três eixos do aspecto social da sustentabilidade, cidadania, democracia e cultura, devem ser perseguidos buscando-se a participação como resultado da informação e da comunicação. A sociedade precisa dispor de conhecimentos para instrumentalizar sua participação nos níveis decisórios, executivos e de avaliação de resultados. A educação ambiental, além de informar e transmitir conhecimentos é capaz de promover a mobilização da sociedade para esta participação.

Estudos realizados nos Estados Unidos por Ando & Freitas (2011), Brehm *et al.* (2013) e Gao *et al.* (2016) indicaram que um dos fatores que podem influenciar a disposição dos cidadãos para instalar reservatórios de aproveitamento de água de chuva e outras técnicas compensatórias é a existência de programas educacionais que possibilitem aumentar a consciência sobre os problemas hidrológicos urbanos e suas soluções possíveis e que incentivem a implantação desses dispositivos de drenagem.

Dentre os instrumentos propostos no Estatuto das Cidades (Lei Federal nº 10.527/01) relacionados ao controle na fonte de águas pluviais destacam-se os institutos tributários e financeiros e os incentivos e benefícios fiscais e financeiros, que podem ser utilizados pela Administração Pública para incentivar os cidadãos na execução de ações que reduzam os impactos oriundos da urbanização. O uso dos microrreservatórios pode ser viabilizado pelo Poder Público através de incentivos fiscais, como redução do Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU) para os proprietários que reduzam a contribuição de deflúvios (Righetto *et al.*, 2009) ou cobrança de um IPTU hidrológico (Moura, 2004, Mediondo, 2007 e Kawatoko e Mediondo, 2011).

No Art. 10º da Lei Municipal nº 8.260/01 de Belo Horizonte, é previsto que uma das diretrizes do plano diretor de drenagem urbana da cidade é buscar alternativa de gestão que viabilize a auto-sustentação econômica e financeira do sistema de drenagem urbana. Em Belo Horizonte, os cidadãos não pagam por uma taxa exclusiva pela prestação do serviço de drenagem das águas pluviais. Os serviços de abastecimento de água e de coleta de esgotos sanitários são cobrados pela Copasa, concessionária dos sistemas em Belo Horizonte, e o serviço de coleta de lixo realizado pela SLU – Superintendência de Limpeza Urbana, uma autarquia municipal, é cobrado por uma tarifa discriminada no IPTU.

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.

O município de Santo André/São Paulo foi o primeiro município do Brasil a criar uma taxa de drenagem, instituída pela Lei Municipal 7.606 de 23 de dezembro de 1997. A cobrança é realizada por meio do cálculo da contribuição volumétrica de águas ao sistema de drenagem. O volume é determinado tendo-se por base o índice pluviométrico médio mensal do Município que, associado à área coberta de cada imóvel (impermeabilização), define o volume efetivamente lançado ao sistema.

A forma de cobrança de uma taxa de drenagem em Belo Horizonte foi estudada por Cançado *et al.* (2005) e Nascimento *et al.* (2006) e em um cenário com 100% dos lotes impermeabilizados em uma bacia simulada, o valor da taxa anual obtido foi de R\$ 2,49 (janeiro/2003) por metro quadrado de área impermeabilizada do lote. O valor atual da taxa corrigido pelo Índice Nacional de Custo da Construção - INCC seria de cerca de R\$ 7,69.

Baseado nesse valor, Drumond *et al.* (2015) verificaram que em um cenário em que houvesse a cobrança de taxa de drenagem em Belo Horizonte e fosse permitida a isenção do pagamento aos proprietários dos lotes que implantassem microrreservatórios em seus terrenos, o tempo de retorno do investimento seria de cerca de nove anos. Observou-se ainda que os custos totais de implantação de microrreservatórios na sub-bacia simulada foram próximos aos custos da obra de ampliação da macrodrenagem prevista pela Administração Municipal para reduzir os riscos de inundação na região.

Apesar dos estudos avaliarem a possibilidade de cobrança de uma taxa de drenagem e de implantação de microrreservatórios em Belo Horizonte, não se verificou a disposição dos cidadãos sobre a implementação da taxa e das estruturas de drenagem.

Considerando ainda a necessidade de se realizar um levantamento da percepção da população de Belo Horizonte sobre outros aspectos relacionados à drenagem urbana, o presente estudo visa responder as seguintes perguntas: Os cidadãos sabem que não pagam por uma taxa exclusiva pela prestação do serviço de drenagem urbana? E estão dispostos a pagar por uma? Os cidadãos tem conhecimento de como funciona o sistema de drenagem? E de que a impermeabilização é uma das causas da ocorrência de inundação? Os cidadãos conhecem os microrreservatórios e são favoráveis a instalação em seus lotes?

As informações adquiridas com essa pesquisa podem fornecer diretrizes ao Município de Belo Horizonte para a criação de um programa que incentive a participação dos cidadãos na gestão do sistema de drenagem e na implantação de técnicas compensatórias com controle na fonte, bem como para avaliar a implantação de uma taxa de drenagem urbana na cidade.

5.2 Metodologia

A caracterização da percepção da população de Belo Horizonte sobre o sistema de drenagem da cidade foi realizada por meio de entrevistas porta-a-porta, com a aplicação de um questionário com 24 perguntas, no período de outubro de 2017 a março de 2018. Esclarece-se que o período chuvoso ocorre em Belo Horizonte entre os meses de outubro e março.

5.2.1 Estrutura do questionário

Como forma de avaliar preliminarmente o questionário elaborado, em julho de 2016, foram realizadas 10 (dez) entrevistas na região da Praça da Assembleia em Belo Horizonte. Na aplicação dos questionários, verificou-se a necessidade de se utilizar a nova versão do critério de classificação econômica do Brasil, uma vez que alguns itens avaliados, como rádio e videocassete, encontravam-se em desuso. Além disso, observou-se que o formulário poderia ser aprimorado com a inclusão de perguntas referentes a existência de microrreservatórios nos lotes dos entrevistados.

O questionário foi estruturado com perguntas de estimação ou avaliação, com respostas, em sua maioria, compostas por sim ou não. O formulário utilizado nas entrevistas encontra-se no Apêndice deste trabalho.

A primeira parte do questionário (relacionada às perguntas de 1 a 3) envolveu a caracterização do perfil socioeconômico do entrevistado. Essa classificação foi realizada por meio do Critério de Classificação Econômica Brasil (ANEP, 2014 & 2018). Tal critério foi desenvolvido pela Associação Nacional de Empresas de Pesquisa (ANEP) em 1997 e reformulado posteriormente.

A classificação procura estimar o poder de compra das pessoas e famílias urbanas, classificando-as em termos de estratos socioeconômicos. De acordo com a ANEP (2018), os valores apresentados na Tabela 5.1 foram baseados na Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios Contínua - PNADC, IBGE (2017).

Tabela 5.1 - Faixas dos Estratos Econômicos

Estrato Socioeconômico	Renda média mensal familiar (R\$)
A	23.345,11
B1	10.386,52
B2	5.363,19
C1	2.965,69
C2	1.691,44
D-E	708,19

Fonte: ANEP, 2018

Para definir o estrato socioeconômico em que o entrevistado se encontrava, avaliou-se também a quantidade de bens e serviços existentes no domicílio. Os itens considerados foram banheiros, empregados domésticos, automóveis, microcomputador, lava louça, geladeira, freezer, lava roupa, DVD, micro-ondas, motocicleta e secadora de roupa.

Foi avaliado também o nível de instrução do chefe da família que contribui com a maior parte da renda do domicílio, a prestação de fornecimento de água e a pavimentação da rua onde o imóvel do entrevistado se encontra. A pontuação referente a cada quantidade de bens, nível de escolaridade e acesso a serviços públicos é mostrada nas Tabelas 5.2, 5.3 e 5.4.

Tabela 5.2 - Sistema de pontuação relativa à quantidade dos bens no domicílio

	Quantidade				
	0	1	2	3	4 ou +
Banheiros	0	3	7	10	14
Empregados domésticos	0	3	7	10	13
Automóveis	0	3	5	8	11
Microcomputador	0	3	6	8	11
Lava louça	0	3	6	6	6
Geladeira	0	2	3	5	5
Freezer	0	2	4	6	6
Lava roupa	0	2	4	6	6
DVD	0	1	3	4	6
Micro-ondas	0	2	4	4	4
Motocicleta	0	1	3	3	3
Secadora de roupa	0	2	2	2	2

Fonte: ANEP, 2018

Tabela 5.3 - Pontuação relativa ao nível de escolaridade da pessoa de referência

Nível de escolaridade	Pontos
Analfabeto/Fundamental I incompleto	0
Fundamental I completo/Fundamental II incompleto	1
Fundamental II completo/Médio incompleto	2
Médio completo/Ensino superior incompleto	4
Ensino superior completo	7

Fonte: ANEP, 2018

Tabela 5.4 - Pontuação relativa ao acesso a serviços públicos

Serviço	Não	Sim
Fornecimento de água potável	0	4
Pavimentação de rua	0	2

Fonte: ANEP, 2018

Após o somatório da pontuação relativa a cada bem, obteve-se a classificação do perfil socioeconômico do entrevistado, utilizando-se a Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Faixas dos Estratos Econômicos

Classe	Pontos
A	45-100
B1	38-44
B2	29-37
C1	23-28
C2	17-22
D	11-16
E	1-10

Fonte: ANEP, 2018

O questionário englobou também os aspectos gerais da percepção do entrevistado quanto: (1) ao pagamento dos serviços de saneamento, (2) ao funcionamento do sistema de drenagem e de problemas de inundação na sua região, (3) à disposição a pagar uma taxa exclusiva pela prestação do serviço e (4) à aplicação do microrreservatório, nas situações com e sem incentivo da Administração Municipal.

As perguntas de 4 a 7 do questionário se referiram à consciência dos cidadãos sobre as cobranças de taxas pelos serviços de saneamento. O intuito nessa parte do questionário foi avaliar a percepção dos cidadãos de que atualmente apenas no serviço de drenagem urbana não existe uma cobrança específica para sua prestação.

Quanto ao sistema de drenagem urbana existente, foi avaliado o conhecimento dos belo-horizontinos sobre:

- A coleta exclusiva de águas pluviais pelo sistema de drenagem (pergunta 8). Muitos cidadãos podem confundir o sistema de drenagem de águas pluviais com o sistema de esgotos sanitários;
- O funcionamento do sistema de drenagem residencial (pergunta 9). A finalidade dessa pergunta foi verificar se os entrevistados têm a consciência de como é o sistema de drenagem na sua residência;
- A técnica de microrreservatório e a existência em seu lote (perguntas 10 a 13). O propósito das perguntas foi de avaliar se os cidadãos reconhecem a denominação dos microrreservatórios (pergunta 10), se existem essas estruturas de drenagem em seus lotes (pergunta 11), se as águas são utilizadas para alguma outra finalidade, o que indica que o entrevistado na verdade possui um reservatório de aproveitamento de água de chuva e não entende as diferenças funcionais entre os reservatórios (pergunta 12) e se o reservatório apresenta algum problema de funcionamento (pergunta 13), o que permite verificar o mau funcionamento da estrutura de drenagem;
- O lançamento das águas pluviais do sistema de drenagem nos cursos d'água (pergunta 14). Nesta pergunta buscou-se examinar o entendimento do entrevistado sobre o completo funcionamento do sistema de drenagem urbana até o ponto final de lançamento;

- Existência de problemas de inundação em áreas próximas ao domicílio do entrevistado, bem como a época em que ocorrem (perguntas 15 e 16). Procurou-se verificar a convivência do entrevistado com as inundações (pergunta 15) e o conhecimento sobre a época em que as ocorrências são mais frequentes no município (pergunta 16); e
- A relação entre os problemas de inundação e o aumento da impermeabilização do solo nas cidades (perguntas 17 e 18). As perguntas visaram analisar a compreensão do entrevistado sobre o impacto da impermeabilização no sistema de drenagem (pergunta 17) e sua relação com os problemas de inundação (pergunta 18).

No que se refere à gestão atual do sistema de drenagem, avaliou-se a percepção dos cidadãos quanto à responsabilidade da Prefeitura Municipal em arcar com todos os custos pela prestação do serviço de drenagem urbana (pergunta 20), à possibilidade legal de existir uma cobrança de taxa de drenagem (pergunta 21) e à disposição em pagar por uma taxa de drenagem (pergunta 22).

A predisposição dos entrevistados em implantar os microrreservatórios em seus lotes foi apurada através das perguntas 19, 23 e 24 do questionário. A partir delas, analisou-se a propensão em instalar a estrutura de retenção de águas pluviais: sem incentivo por parte da Administração Municipal (pergunta 19), com a possibilidade de adoção da técnica com o incentivo financeiro de desconto no IPTU (pergunta 23) e no caso de isenção do pagamento da taxa de drenagem, se houvesse a cobrança (pergunta 24).

Após a elaboração do questionário, o projeto foi submetido e aprovado junto à CONEP - Comissão Nacional de Ética em Pesquisa, do Conselho Nacional de Saúde, do Ministério da Saúde, que visa proteger o bem-estar dos indivíduos participantes em pesquisas realizadas no âmbito da Universidade.

5.2.2 Amostragem da pesquisa

No intuito de se obter uma distribuição espacial equitativa por toda a área do município de Belo Horizonte, foi realizada uma amostragem baseada nas Unidades de Planejamento Municipais de Belo Horizonte (UPM), como mostra a Figura 5.1.

A realização das entrevistas foi distribuída proporcionalmente à população em cada uma das unidades de planejamento municipal. De acordo com o IBGE (2017), a população de Belo Horizonte era de 2.375.151 habitantes em 2010 e a respectiva população por UPM é mostrada na Tabela 5.6. Os dados populacionais foram baseados nos dados do Censo de 2010, obtidos pelos portais eletrônicos do IBGE e da Prefeitura Municipal de Belo Horizonte.

Buscou-se pesquisar uma amostra entre adultos, com idade acima de 20 anos. Os cidadãos que se encontram na faixa etária pesquisada representam cerca de 73,37% da população total do município (1.742.476 habitantes). Utilizou-se a equação 5.1 abaixo proposta por Veiga (2003), para calcular a amostra representativa da população, considerando uma confiabilidade de 95%.

$$n_A = \frac{NZ^2PQ}{e^2(N-1)+Z^2PQ} \quad (5.1)$$

Onde:

n_A = tamanho da amostra;

Z = variável normal central reduzida (1,96);

P = proporção da população em estudo (0,7337);

Q = proporção de não ocorrência (0,3252);

e = erro da amostra (0,05);

N = número de elementos da população (2.375.151 habitantes).

A amostra calculada de questionários a serem aplicados foi um mínimo de 300 pessoas. Entretanto, a quantidade total de questionários aplicados foi de 337, divididos proporcionalmente à população em cada uma das unidades de planejamento municipal. A população total e o número de entrevistas por UPM, pode ser visto na Tabela 5.6.

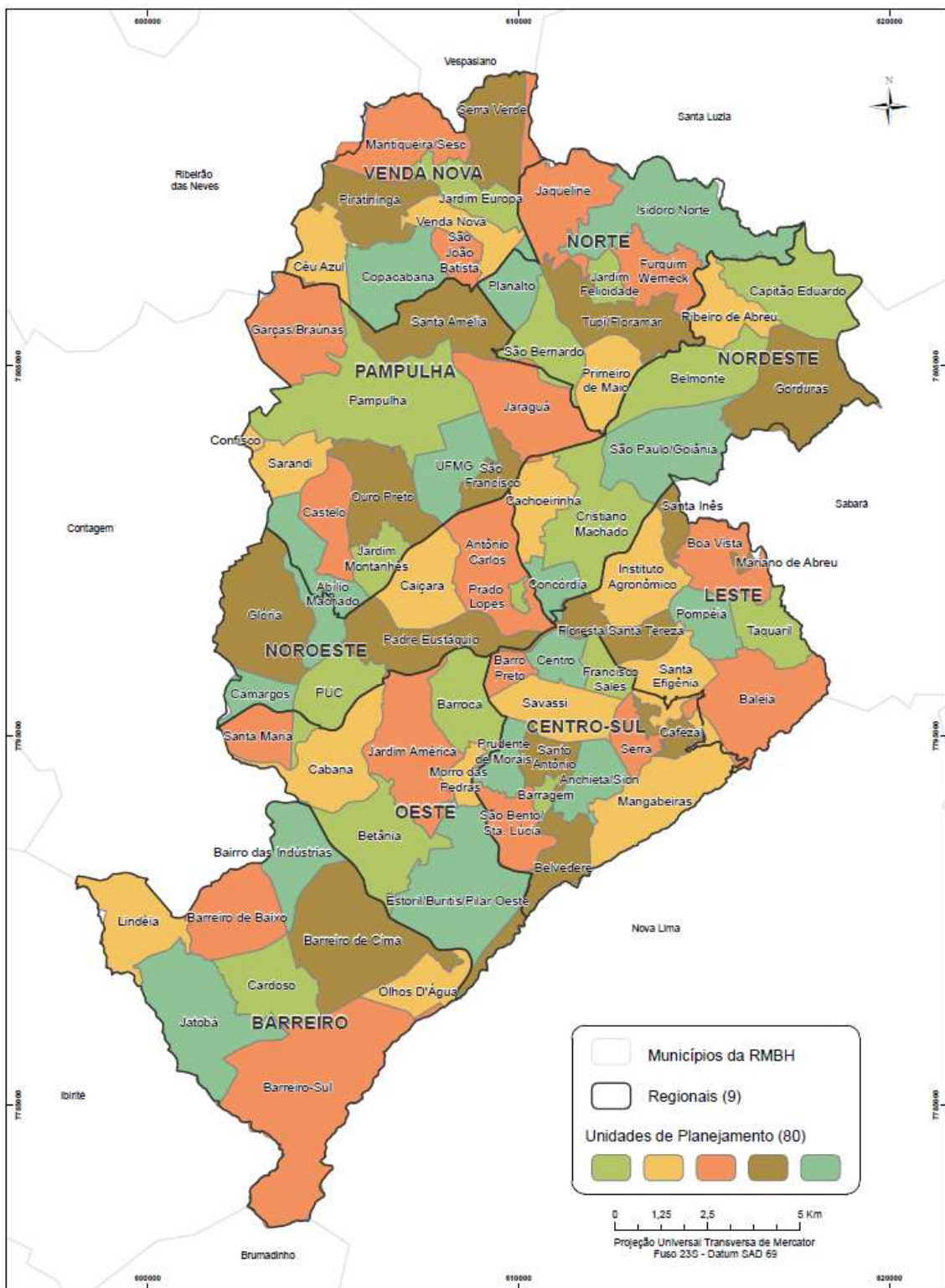


Figura 5.1: Unidades de Planejamento Municipais de Belo Horizonte

Fonte: PBH, 2017.

Tabela 5.6 - População total e quantidade de entrevistas realizadas por UPM em Belo

Horizonte

Regional	Nome UP	População (Entrevistas)	Regional	Nome UP	População (Entrevistas)
Centro-Sul	Barro Preto	6.183 (1)	Venda Nova	Mantiqueira/Sesc	46.100 (7)
	Centro	16.592 (2)		Serra Verde	18.947 (3)
	Francisco Sales	8.553 (1)		Piratininga	50.771 (7)
	Savassi	53.613 (8)		Jardim Europa	25.054 (4)
	Prudente de Moraes	18.833 (3)		Venda Nova	17.659 (3)
	Santo Antônio	27.500 (4)		Céu Azul	29.842 (4)
	Anchieta/Sion	43.229 (6)		Copacabana	58.724 (8)
	Serra	22.879 (3)		São João Batista	15.334 (2)
	Mangabeiras	7.378 (1)	Barreiro	Bairro das Indústrias	10.725 (2)
	São Bento/Sta. Lúcia	13.044 (2)		Lindéia	50.396 (7)
	Belvedere	9.729 (1)		Barreiro de Baixo	42.000 (6)
	Barragem	15.353 (2)		Barreiro de Cima	58.465 (8)
	Cafezal	27.721 (4)		Jatobá	71.497 (10)
	Instituto Agrônômico	42.819 (6)		Cardoso	38.702 (5)
Leste	Boa Vista	46.680 (7)	Olhos D'Água	7.613 (1)	
	Floresta/Santa Tereza	34.091 (5)	Barreiro-Sul	3.184 (1)	
	Pompéia	23.546 (3)	Oeste	Cabana	64.658 (9)
	Taquaril	40.194 (6)		Jardim América	72.906 (10)
	Santa Efigênia	40.753 (6)		Barroca	49.441 (7)
	Baleia	8.700 (1)		Morro das Pedras	17.963 (3)
	Mariano de Abreu	4.499 (1)		Betânia	44.199 (6)
	Santa Inês	9.669 (1)		Estoril/Buritis	35.838 (5)
Pampulha	Garças/Braúnas	8.448 (1)	Nordeste	Capitão Eduardo	8.523 (1)
	Santa Amélia	38.441 (5)		Ribeiro de Abreu	24.829 (4)
	Pampulha	12.813 (2)		Belmonte	45.134 (6)
	Jaraguá	36.098 (5)		Gorduras	22.406 (3)
	Sarandi	27.723 (4)		São Paulo/Goiânia	62.563 (9)
	Castelo	25.360 (4)		Cristiano Machado	77.750 (11)
	Ouro Preto	23.563 (3)	Cachoeirinha	32.800 (5)	
	UFMG	- (0)	Concórdia	16.942 (2)	
	São Francisco	8.409 (1)	Noroeste	Glória	66.159 (9)
	Confisco	4.461 (1)		Abílio Machado	43.519 (6)
Jaqueline	36.122 (5)	Jardim Montanhês		15.343 (2)	
Isidoro Norte	9.400 (1)	Caiçara		39.280 (6)	
Furquim Werneck	8.768 (1)	Antônio Carlos		54.732 (8)	
Planalto	17.685 (3)	Padre Eustáquio		50.681 (7)	
Norte	São Bernardo	34.148 (5)	Camargos	4.489 (1)	
	Tupi/Floramar	56.555 (8)	PUC	32.140 (5)	
	Primeiro de Maio	33.593 (5)	Santa Maria	20.435 (3)	
	Jardim Felicidade	16.937 (2)	Prado Lopes	7.326 (1)	

Fonte: PBH, 2017

5.3 Resultados

Após a realização das entrevistas foi efetuada a tabulação dos dados, obtendo-se o perfil socioeconômico dos entrevistados e a caracterização da percepção da população de Belo Horizonte, quanto à gestão da drenagem urbana na cidade e à disposição de implantar os microrreservatórios.

5.3.1 Perfil socioeconômico dos entrevistados

Do total de entrevistados, 49,85% eram do sexo feminino e 50,15% do sexo masculino, enquanto que em Belo Horizonte para a faixa etária acima de 20 anos, os percentuais de sexo feminino e masculino são de 54,41% e 45,59%, respectivamente.

Quanto à faixa etária dos entrevistados, verificou-se que a maior fração se encontrava com idade acima de 60 anos ao contrário dos dados do IBGE, que indicam que a maior parcela se encontra na faixa de 20 a 29 anos. A principal razão para a maioria dos entrevistados estarem nessa faixa é o fato de que no horário comercial, período em que foram realizadas as entrevistas, a maioria das pessoas encontradas nas residências são aposentadas.

Ressalta-se que 16 entrevistados não quiseram informar a idade, cerca de 4,75% da amostra total. A Figura 5.2 apresenta a comparação entre a faixa etária dos entrevistados e as indicadas no Censo do IBGE de 2010 para o município de Belo Horizonte e população acima de 20 anos.

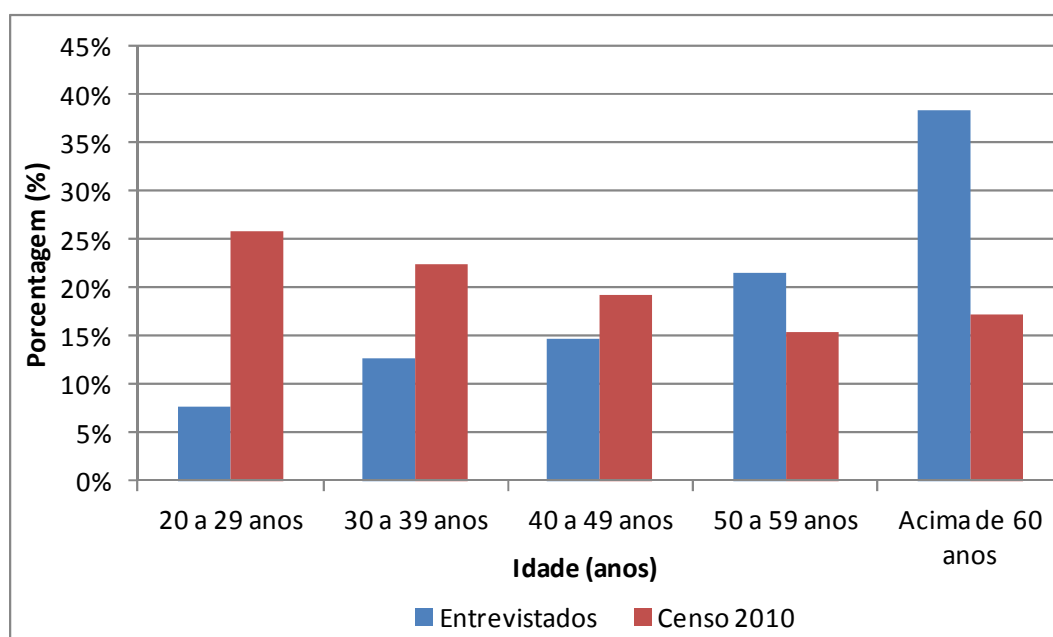


Figura 5.2: Comparação entre a faixa etária dos entrevistados e a população de BH

O resultado da distribuição das classes socioeconômicas dos entrevistados indica que a maioria se encontrava nas faixas B2, C1 e C2, representando cerca de 67,66% do total de entrevistas, porcentagem próxima ao indicada pela ANEP (2018) de 68,2 % para Belo Horizonte. A Figura 5.3 mostra as faixas econômicas dos entrevistados e de Belo Horizonte.

Na comparação entre as regionais, os resultados indicaram que o perfil socioeconômico mais elevado dos entrevistados se encontrou na regional Centro-sul (cerca de 63% encontravam-se nas classes A e B1) e o menos elevado localizou-se na regional Barreiro (cerca de 55% encontravam-se nas classes C2 e D-E), como pode ser visto na Figura 5.3.

Com relação à escolaridade dos entrevistados, de maneira geral 60% da amostra completaram o ensino médio e cerca de 31% concluíram ensino superior. Na escala das regionais, destacam-se os resultados da regional Barreiro, que indicaram o menor nível de escolaridade, e da regional Centro-sul, onde 87% dos entrevistados possuem nível superior, indicando um alto nível de escolaridade.

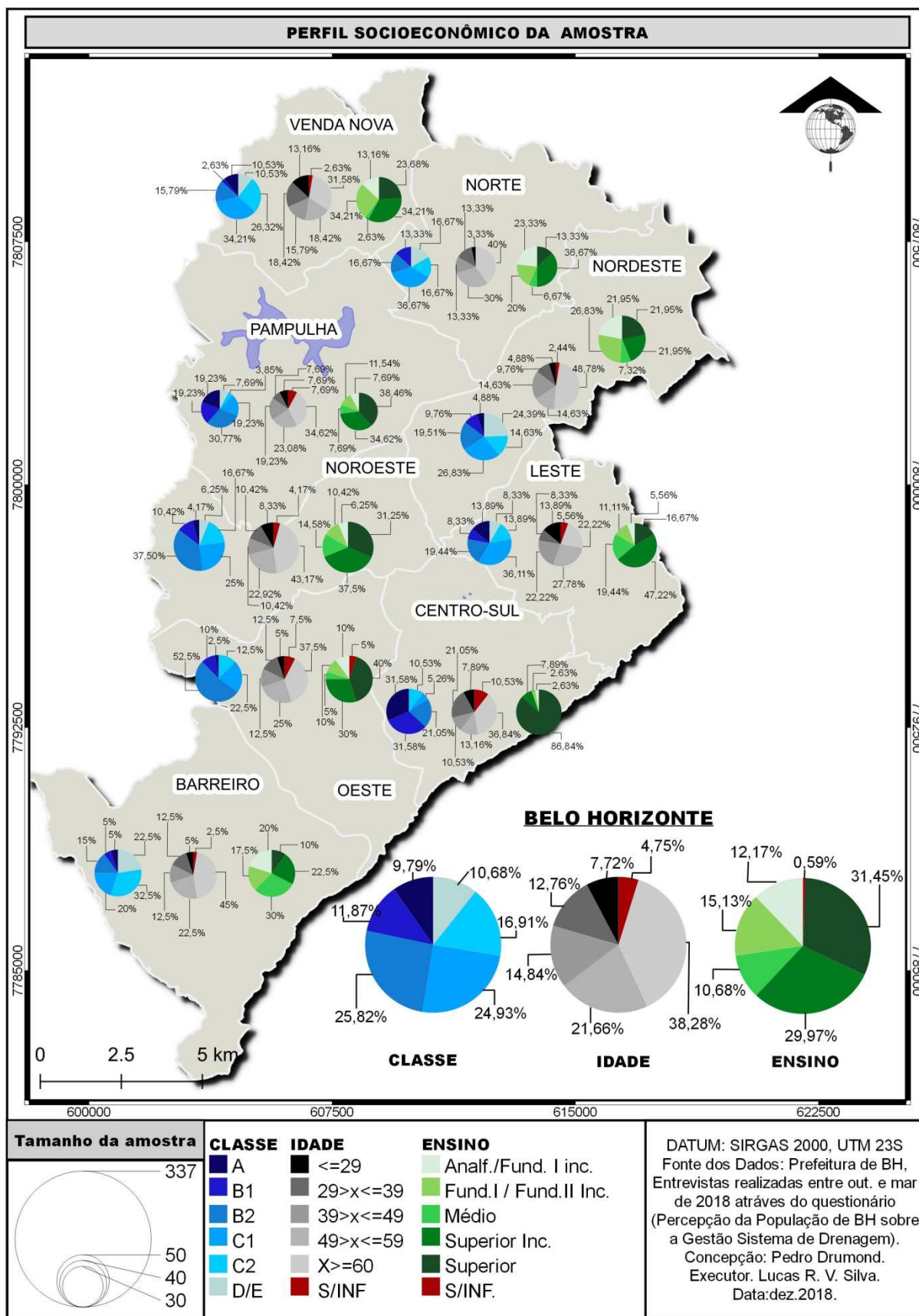


Figura 5.3: Resultados sobre o perfil socioeconômico, a idade e o nível de escolaridade dos entrevistados

5.3.2 Pagamento pelos serviços de saneamento

No que se refere ao pagamento pelos serviços de saneamento, os resultados mostraram que cerca de 97%, 90% e 72% dos entrevistados sabem que pagam tarifas pela prestação dos serviços de abastecimento de água, coleta de esgotos e de limpeza urbana, respectivamente. Quanto ao pagamento de uma taxa relativa à prestação do serviço de drenagem urbana, apenas cerca de 40% dos entrevistados têm conhecimento de que não há uma cobrança exclusiva por esse serviço.

Pode-se pressupor que os entrevistados têm maior conhecimento do pagamento dos serviços de água e esgoto por receberem mensalmente uma fatura da concessionária dos sistemas, enquanto a cobrança pelo serviço de limpeza é discriminada na guia do IPTU, podendo passar despercebida por alguns cidadãos.

No âmbito das regionais, a maior porcentagem dos entrevistados que responderam que não pagam uma taxa exclusiva para a prestação do serviço de drenagem foi na regional Venda Nova (acima de 50%), enquanto a menor foi a regional Leste (cerca de 22%), como mostra a Figura 5.4.

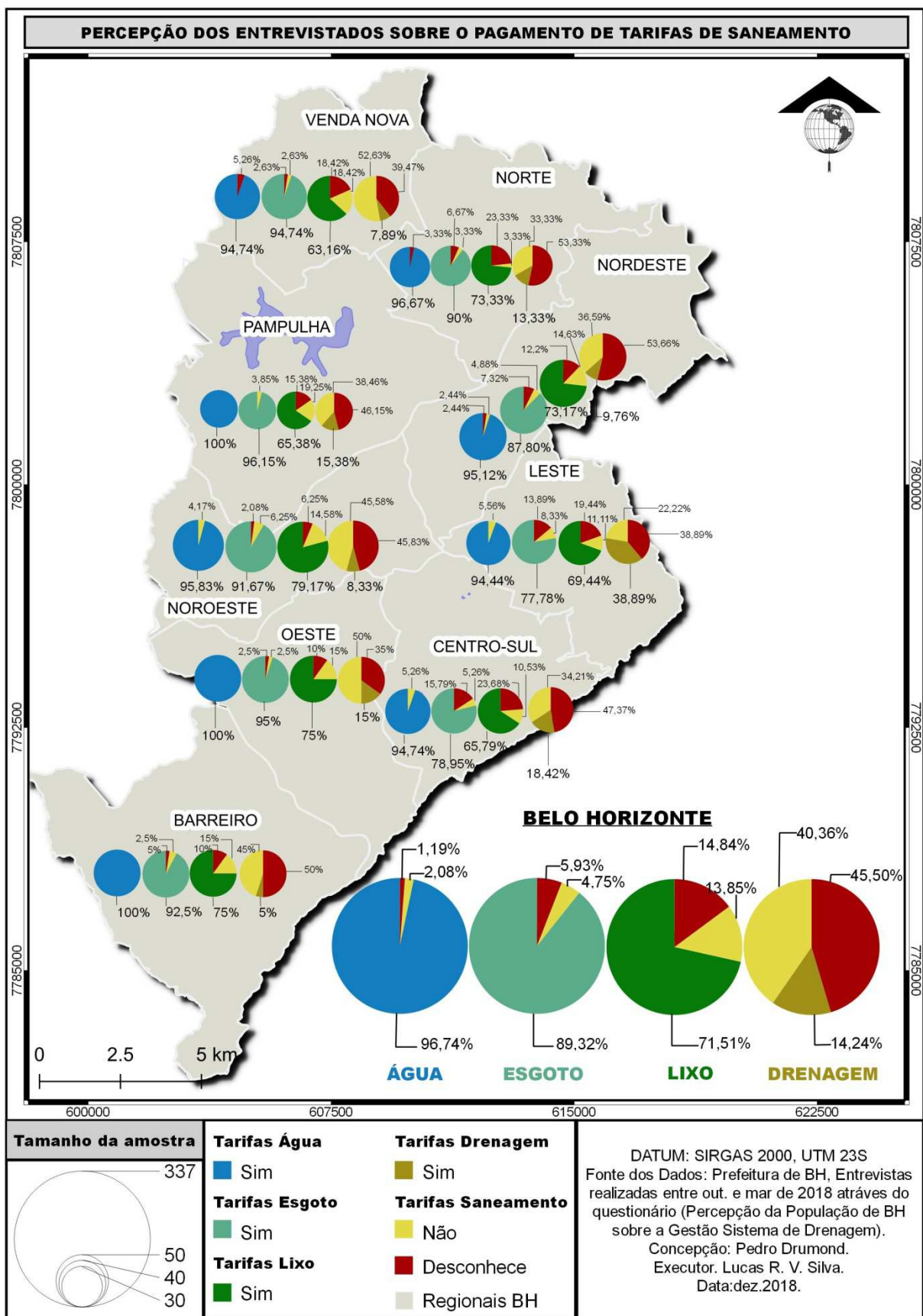


Figura 5.4: Resultados sobre a percepção do pagamento de serviços de saneamento

5.3.3 Conhecimento sobre o funcionamento do sistema de drenagem

Quanto ao funcionamento do sistema de drenagem existente e seus problemas, os resultados das respostas dos entrevistados são apresentados na Tabela 5.7 e mostraram que:

- 47,8% dos entrevistados sabem que no sistema de drenagem urbana escoam somente águas pluviais, o que indica que a maioria desconhece o sistema e possivelmente não tem clareza quanto à diferenciação entre os sistemas de esgotos sanitários e de águas pluviais. Um percentual maior de entrevistados, cerca de 63,5%, tem conhecimento de como ocorre o escoamento das águas pluviais no seu lote e para onde as águas são direcionadas e cerca de 58,8% sabem que o sistema de drenagem urbana lança as águas pluviais nos cursos d'água. Baseando-se nesses resultados, pode-se considerar que cerca de 50% - 60% da população têm conhecimento sobre o funcionamento de todo o sistema de drenagem, ou seja, a porcentagem que desconhece é alta como indicada no estudo de Rubinger (2008);
- 49,6% dos entrevistados disseram que sabem o que é um microrreservatório e 7,1% informaram que essa estrutura de drenagem existe no seu lote, sendo que 5,0% indicaram que utilizam as águas para outros fins e 0,59% relataram que há algum problema no funcionamento. Apesar da metade dos entrevistados dizer que conhece os microrreservatórios, 17 dos 24 entrevistados que possuem o dispositivo no lote informaram que utilizam as águas para outros fins. Isto indica que a maioria dos entrevistados que acham que conhecem os microrreservatórios não sabem sobre sua função de redução das vazões de pico. Isto demonstra que ainda não existe uma compreensão sobre a diferenciação entre os microrreservatórios e os reservatórios para aproveitamento das águas pluviais;
- 30,9% dos entrevistados afirmaram que ocorrem problemas de inundação próximo às suas residências e 81,9% disseram que sabem quais meses do ano em que as inundações são mais frequentes na cidade. Dos 276 entrevistados que responderam sobre os meses de ocorrência de inundação, a maior parte indicou que os problemas no sistema de drenagem ocorrem nos meses de novembro, dezembro e janeiro, como mostra a Figura 5.5. Esses resultados indicam que os entrevistados tem grande consciência sobre a ocorrência de inundação na cidade. Conforme descrito no PMS/BH (2016) existem 82 pontos de inundação na cidade e como pode ser

observado no Figura 5.6, um número elevado de entrevistados residem próximos a esses locais;

- 58,75% dos entrevistados sabem que a impermeabilização do solo nos lotes aumenta a quantidade de água a ser transportada no sistema de drenagem e 61,72% compreendem que o aumento da impermeabilização está relacionado com a ocorrência de inundação. Como a porcentagem dos entrevistados, em torno de 60%, foi próxima à quantidade que sabem como funciona um sistema de drenagem, realizou-se uma análise cruzada. Nessa análise verificou-se que 125 pessoas, ou seja, cerca de 37,1% da amostra que têm conhecimento de como o sistema funciona, também tem consciência das causas que provocam os problemas de inundação.

Tabela 5.7 - Resultados sobre a percepção do funcionamento do sistema de drenagem

Pergunta	Sim	Não	Não sabe
O(A) Sr.(a) sabe que o sistema de drenagem transporta somente água de chuva?	47,77%	43,32%	8,90%
O(A) Sr.(a) tem conhecimento de como é realizado o escoamento das águas pluviais no seu lote e o local onde elas são encaminhadas?	63,50%	34,42%	2,08%
O(A) Sr.(a) sabe o que é um microrreservatório ou caixa de captação de água pluvial ou reservatório domiciliar?	49,55%	48,07%	2,37%
Existe um microrreservatório ou uma caixa de captação de água pluvial ou um reservatório domiciliar no seu lote?	7,12%	92,28%	0,59%
As águas são utilizadas para outros fins?	5,04%	94,96%	0,00%
Há algum problema no funcionamento do microrreservatório?	0,59%	99,41%	0,00%
O(A) Sr.(a) sabe que o sistema de drenagem urbana lança suas águas nos cursos d'água?	58,75%	41,25%	0,00%
Ocorrem problemas de inundação em locais próximos a sua residência?	30,86%	69,14%	0,00%
O(A) Sr.(a) sabe quais meses do ano as inundações são mais frequentes? Quais?	81,90%	18,10%	0,00%
O(A) Sr.(a) sabe que a impermeabilização do solo nos lotes aumenta a quantidade de água a ser transportada no sistema de drenagem urbana?	58,75%	41,25%	0,00%
O(A) Sr.(a) sabe que o aumento da impermeabilização está relacionada com os problemas de ocorrência de inundação?	61,72%	38,28%	0,00%

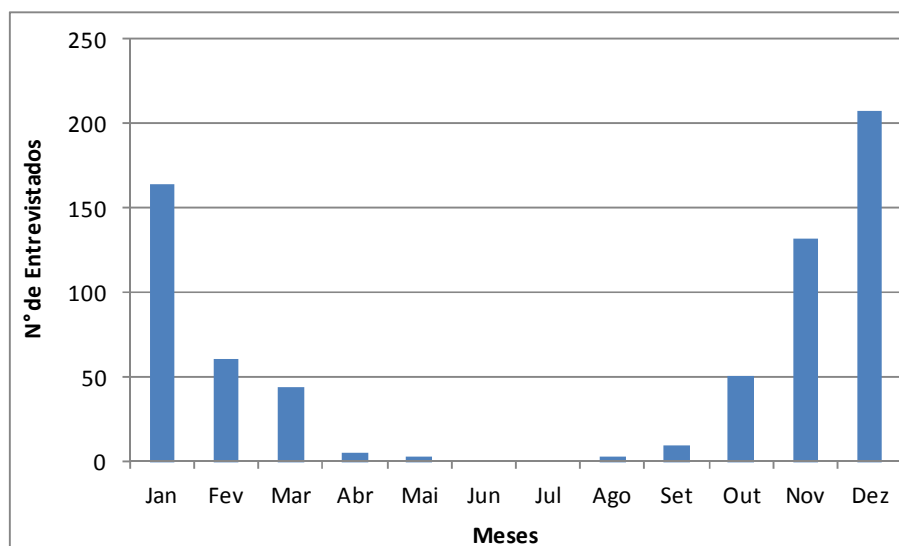


Figura 5.5: Quantidade de entrevistados que informaram em quais meses do ano as inundações são mais frequentes em Belo Horizonte

Com relação aos resultados por regional, destaca-se que 61,4% dos entrevistados da regional Pampulha indicaram que ocorrem inundações em locais próximo à sua residência. O resultado está de acordo com o PMS (2016), no qual indicou a sub-bacia da Pampulha (Código: 4131202) como a que possui o pior índice de drenagem de Belo Horizonte. De acordo com o PMS (2016), o índice de drenagem é determinado pela população inserida nas manchas de inundação em relação à população total da área considerada.

Na comparação com o número de ocorrência de alagamentos e inundações apresentados na Tabela 5.8, a regional Pampulha não foi a que apresentou maior quantidade total de ocorrências de 1995 a 2016. Entretanto, considerando apenas o último ano apresentado (2016), foi a regional que apresentou a maior número de casos de alagamentos e inundações, o que indica que as respostas dos entrevistados podem estar relacionadas às ocorrências recentes.

Os resultados da regional Nordeste foram os que apresentaram menor índice de entrevistados (cerca de 15%), que residem próximo a um local onde ocorre problemas de inundação. Comparando esse resultado com o índice de drenagem das sub-bacias inseridos na regional Nordeste, verificou-se que as respostas não convergem com a classificação de duas sub-bacias locais, a Av. Cândido M.A. de Oliveira (Código: 4130003) e a Av. Estrela de Belém (Código: 4130002). As pontuações do índice de drenagem das duas sub-bacias foram de 0,24 para Av. Estrela de Belém e 0,38 para a Av. Cândido M.A. de Oliveira. Ressalta-se que parte das duas sub-bacias também se encontra na regional Norte.

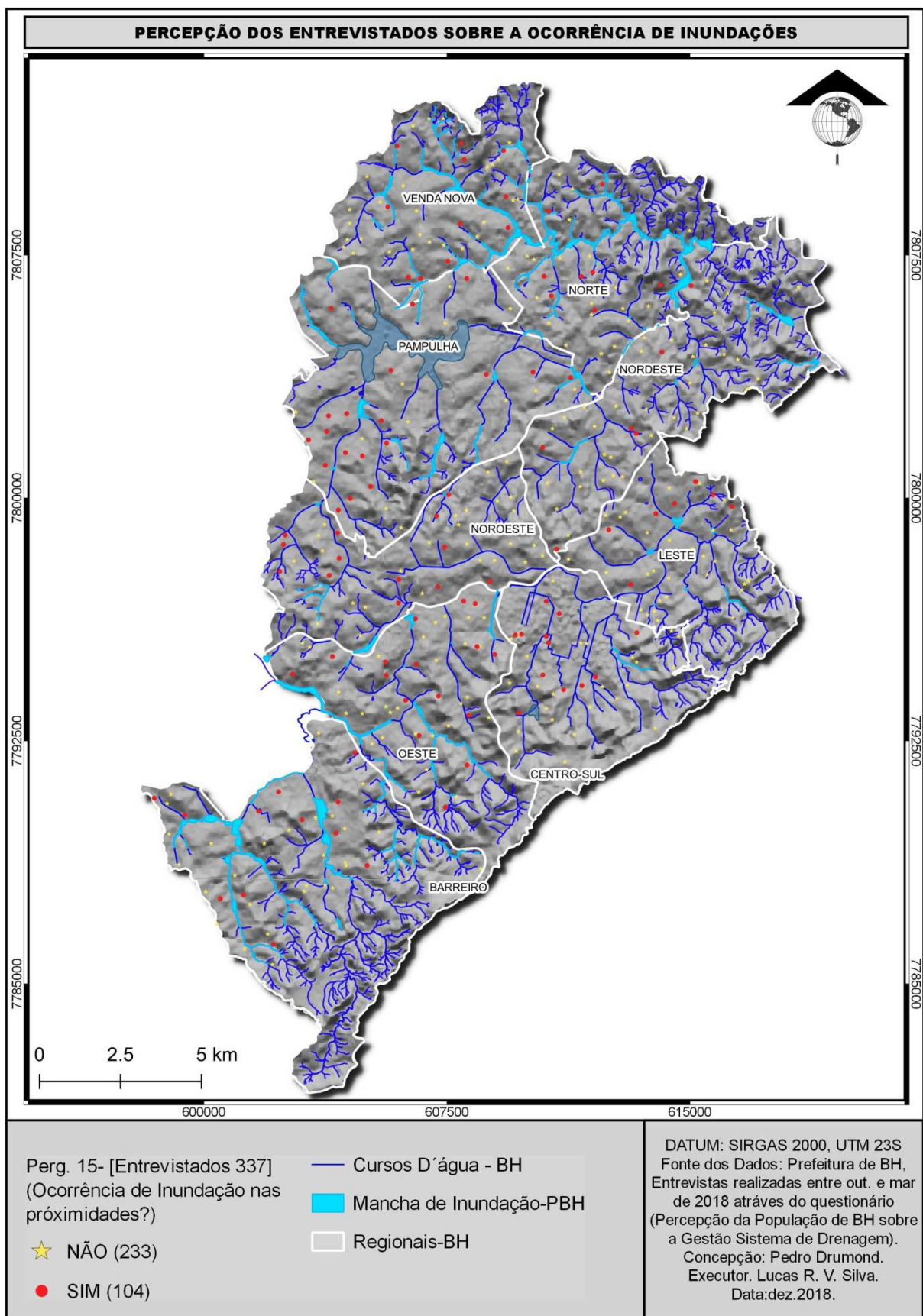


Figura 5.6: Resultados sobre a ocorrência de inundação próximo às residências dos entrevistados

Na comparação com os dados da Tabela 5.8, as respostas das entrevistas divergem do número total de ocorrências de alagamentos e inundações registrados para a regional Nordeste, que apresentou o maior número de casos dentre todas as outras regionais no histórico desde 1995. Entretanto, baseando-se apenas o último ano (2016), a quantidade de alagamentos e inundações não foi tão significativa.

Tabela 5.8 - Número de ocorrência de alagamentos e inundações em cada regional de BH

Regional	Número de Ocorrências										Total
	1995 a 1998	1999 a 2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	
Barreiro	177	22	171	16	19	62	10	16	4	40	537
Centro-sul	88	22	19	8	16	16	23	13	22	9	236
Leste	167	45	19	7	13	13	40	24	7	9	344
Nordeste	465	180	70	48	37	37	154	130	49	14	1184
Noroeste	158	31	10	14	24	24	14	23	13	15	326
Norte	248	201	15	21	26	26	59	16	88	8	708
Oeste	192	91	21	44	51	51	43	79	2	55	629
Pampulha	252	114	16	29	55	55	149	15	3	86	774
Venda Nova	307	390	15	33	35	35	20	43	90	3	971
Totais	2054	1096	356	220	276	1058	512	359	278	239	6448

Fonte: PMS/BH (2016)

5.3.4 Cobrança de taxa de drenagem

Com relação à responsabilidade pela prestação do serviço de drenagem urbana, 54,3% dos entrevistados informaram que sabem que a Prefeitura Municipal arca com os custos de implantação, manutenção e limpeza do sistema de drenagem, 20,2% têm conhecimento de que existe uma lei que autoriza a cobrança pela prestação do serviço de drenagem urbana e 46,3% são favoráveis à cobrança de uma taxa de drenagem para reduzir problemas de inundação, como mostra a Figura 5.7.

Os resultados indicam que aproximadamente metade dos entrevistados sabem que a Administração Municipal arca com os custos para prestar o serviço de drenagem urbana e aceitam pagar por uma taxa de drenagem. Entretanto, dos 156 entrevistados que são favoráveis ao pagamento da taxa de drenagem, cerca de 48,08% estariam dispostos a pagar apenas R\$ 5,00 por mês, como mostra a Figura 5.8, valor relativamente baixo para a prestação de um serviço de drenagem urbana, baseando-se no estudo de Nascimento *et al.* (2006).

A porcentagem de cidadãos que estão dispostos a pagar uma taxa de drenagem é semelhante ao resultado encontrado no estudo de Moura (2004), no qual verificou-se que cerca de 54%

dos cidadãos belo-horizontinos estão dispostos a pagar pela melhoria do meio ambiente. O valor encontrado à época da pesquisa foi de que a média da população pagaria R\$8,65 (atualizado para janeiro/2019 pelo INCC = R\$ 20,98) a mais no valor do IPTU.

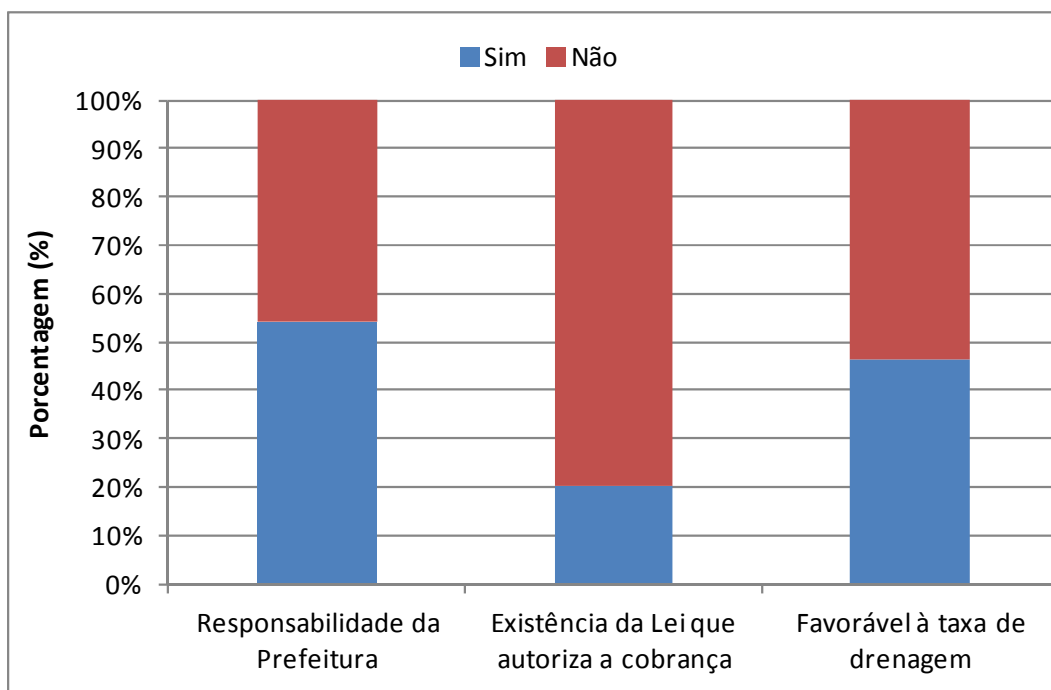


Figura 5.7: Resultados sobre a percepção da responsabilidade da Prefeitura Municipal e cobrança de taxa de drenagem

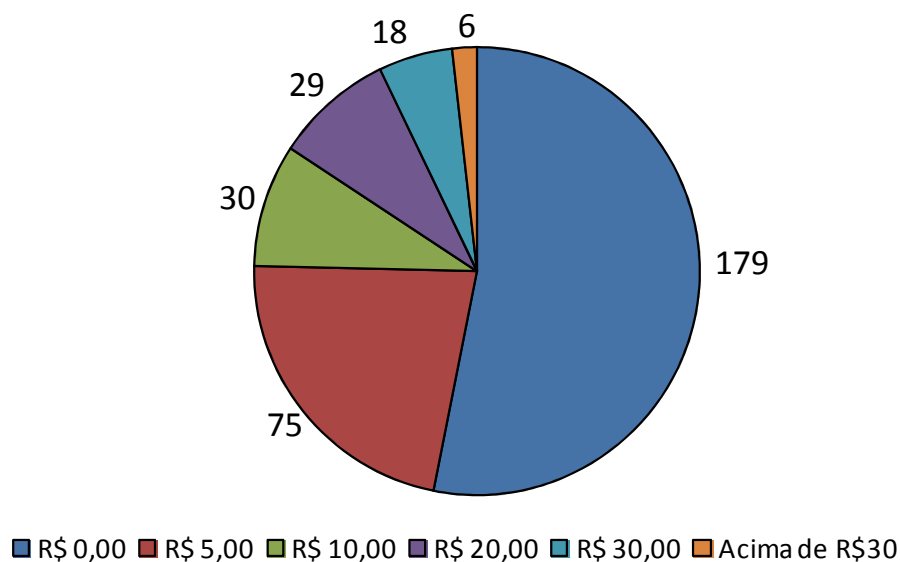


Figura 5.8: Resultados sobre os valores de taxa de drenagem que os entrevistados estariam dispostos a pagar

As regionais Centro-sul e Venda Nova foram as que apresentaram a maior quantidade de entrevistados dispostos a pagar por uma taxa de drenagem (cerca de 58%). O resultado da regional Centro-sul pode estar relacionado com alto poder aquisitivo e nível escolar dos entrevistados, como descrito anteriormente, enquanto o resultado da regional de Venda Nova pode estar relacionado com o histórico de inundações na região, uma vez que é a segunda mais afetada como mostra a Tabela 5.8.

A regional em que os entrevistados foram menos favoráveis à implantação de uma taxa de drenagem foi a do Barreiro, onde apenas 35% aceitam pagar pelo serviço de drenagem. Como descrito anteriormente, os entrevistados dessa regional se encontram no estrato socioeconômico mais baixo, o que indica que a disposição a pagar pela taxa de drenagem pode estar diretamente relacionada à renda. Para verificar essa tendência, foi realizada uma análise cruzada, que indicou que a renda foi um fator relevante para o entrevistado ser favorável ao pagamento da taxa de drenagem, como pode ser visto na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Resultados dos entrevistados favoráveis ao pagamento de uma taxa de drenagem por faixas de estratos econômicos do Barreiro

Classe	Total de Entrevistados	Entrevistados favoráveis à taxa
A	2	2
B1	2	2
B2	6	2
C1	8	4
C2	13	3
D-E	9	1

5.3.5 Disposição para implantação do microrreservatório no lote

Quanto à instalação de microrreservatório nos lotes, os resultados indicaram que a maioria dos entrevistados instalariam os microrreservatórios em seus lotes independentemente se houvesse incentivos financeiros por parte da Prefeitura Municipal.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 5.9, 83,1% dos entrevistados implantariam o microrreservatório no lote para reduzir os problemas de inundação, 74,8% instalaria a estrutura de drenagem se a Prefeitura Municipal reduzisse o valor do IPTU em 10% e 76,6% construiriam o dispositivo de drenagem se houvesse a isenção no pagamento da taxa de drenagem, caso existisse.

Percebeu-se que houve uma redução na disposição para o uso dos microrreservatórios entre a resposta da pergunta 19, que avaliou apenas se o entrevistado era favorável ao uso da técnica para reduzir ocorrências de inundação, e as respostas das pergunta 23 e 24, que analisaram a disposição para adoção da estrutura, caso houvesse incentivo financeiro pela Administração Municipal. Possivelmente, essa redução se deve ao intervalo entre a realização das perguntas, uma vez que as perguntas 20 a 22 avaliaram aspectos financeiros, como a cobrança de uma taxa de drenagem. Durante esse intervalo o entrevistado pode ter tomado consciência sobre a questão dos custos de implantação do sistema, o que pode ter provocado uma mudança de opinião.

Como o questionário avaliou apenas a disposição para implantação do microrreservatório e não indicou o possível custo de instalação, o comportamento dos resultados das respostas indica que dependendo do valor necessário para a adoção da técnica, os entrevistados podem mudar de opinião. Os resultados dos entrevistados favoráveis à implantação de microrreservatórios no lote, como forma de reduzir os problemas de inundação foram similares aos encontrados no estudo de Costa Junior e Barbassa (2006).

Considerando as três situações avaliadas para a implantação dos microrreservatórios, (1) como forma de combater as inundações – Pergunta 19, (2) com incentivo financeiro no desconto no IPTU – Pergunta 23 e (3) com isenção no pagamento de uma taxa de drenagem – Pergunta 24, os entrevistados da regional Leste foram os menos favoráveis à instalação das estruturas. As porcentagens de entrevistados favoráveis ao uso da técnica foram de 69% para as perguntas 19 e 23 e 61% para a pergunta 24.

Os resultados mostraram que os entrevistados da regional Centro-sul foram os mais favoráveis à implantação dos microrreservatórios nas três situações, o que indica que os entrevistados com maior renda e maior escolaridade tem maior disposição para a adoção da técnica. Esse aspecto converge com o indicado no estudo de Brehm *et al.* (2013), no qual se constatou que a renda familiar é um preditor entre os entrevistados para quatro das cinco práticas de técnicas compensatórias examinadas.

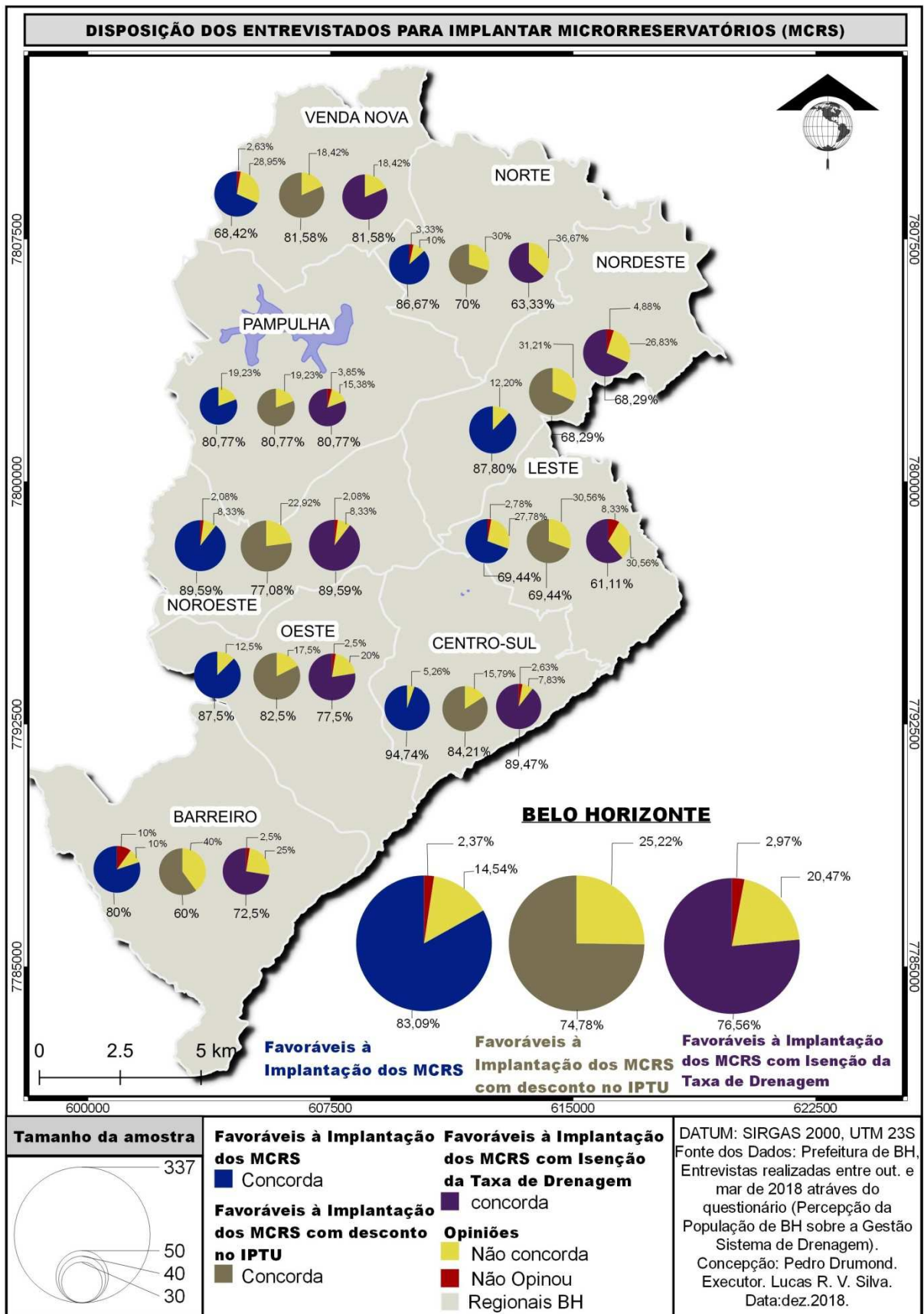


Figura 5.9: Resultados sobre a instalação do microrreservatório no lote do entrevistado

5.3.6 Discussão

De maneira geral, os resultados indicaram que a amostragem dos cidadãos entrevistados se assemelha à realidade do estrato econômico da população de Belo Horizonte. Quanto à faixa etária da população, a amostragem não obteve uma boa representação da cidade. Contudo, considerando que a faixa etária mais significativa da amostragem foi acima de 60 anos, o que se pressupõe que muitos são aposentados e podem ter uma renda considerável no espectro familiar, esses entrevistados podem ser os tomadores de decisão sobre uma possível instalação de um microrreservatório no lote.

De acordo com a pesquisa realizada, cerca de 50% dos entrevistados informaram que sabem o que é um microrreservatório. Contudo, a porcentagem de entrevistados que disseram que possuem microrreservatórios nos lotes e que utilizam as águas para outros fins indica que muitos não sabem a diferença entre as funções do microrreservatório e do reservatório de aproveitamento de água de chuva. Isto mostra a necessidade de se esclarecer aos cidadãos as diferenças funcionais entre as técnicas compensatórias de drenagem urbana, bem como a possibilidade de adoção de outras.

Como a maioria dos entrevistados se mostrou favorável à instalação de microrreservatórios nos lotes independentemente da existência de incentivos financeiros para sua adoção, um programa que estimule a implantação das técnicas compensatórias de drenagem urbana com controle na fonte pode incluir o cidadão na gestão do sistema. Segundo Pompeo (2000), aumentar a participação da sociedade e deixá-la assumir suas responsabilidades faz parte da sustentabilidade.

Os resultados sobre a consciência dos pagamentos pelos serviços de saneamento indicaram que a população tem uma forte percepção sobre a cobrança dos serviços de abastecimento de água, coleta de esgotos e coleta de lixo, mas não tem uma consciência de que não há uma taxa exclusiva para o serviço de drenagem urbana. Cerca de metade dos entrevistados sabem que a Prefeitura Municipal arca com os custos de implantação, manutenção e limpeza do sistema de drenagem da cidade e são favoráveis à cobrança de uma taxa de drenagem para reduzir problemas de inundação.

Observou-se que a porcentagem de entrevistados mais favoráveis à implantação de microrreservatórios e à cobrança de uma taxa de drenagem se encontraram na regional

Centro-sul, região onde os níveis do estrato econômico e de escolaridade dos entrevistados foram o mais alto entre as regionais. Essa relação converge com o resultado obtido no estudo realizado por Syme *et al.* (2002), que indicaram que pessoas com níveis maiores de educação tendem a possuir um senso de responsabilidade por áreas fora de suas vizinhanças imediatas.

Considerando a necessidade de se buscar a auto-sustentação econômica e financeira do sistema de drenagem urbana (conforme previsto no Art. 10º da Lei Municipal nº 8.260/01) e a possibilidade de a cobrança pelos serviços de manejo de águas pluviais urbanas (conforme Art. 29 da Lei Federal nº 11.445/07), a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte deve buscar avaliar a possibilidade da cobrança de uma taxa, de maneira que o serviço de drenagem seja autossustentável. Conforme indicado nos estudos de Cançado *et al.* (2005) e Nascimento *et al.* (2006), a cobrança de uma taxa de drenagem baseada na área impermeabilizada do lote é uma metodologia adequada para se determinar o valor da taxa de drenagem.

Em torno de 60% dos entrevistados têm conhecimento sobre o funcionamento do sistema de drenagem, tanto residencial como na escala da bacia hidrográfica, incluindo a relação da impermeabilização do solo com as ocorrências de inundação. Se o cidadão tem o entendimento de que o aumento da impermeabilização aumenta os problemas de funcionamento do sistema de drenagem, a adoção de uma taxa de drenagem ou a implantação de microrreservatórios podem ser facilitados.

Segundo Heller (2006), de nada vale um sistema concebido de forma apropriada, projetado e construído segundo as técnicas modernas, mesmo operando adequadamente, se o serviço não se organiza para assegurar sua sustentabilidade. O fornecimento de conhecimento à população é uma importante ferramenta para garantir a sustentabilidade de intervenções sanitárias.

A criação de uma autarquia municipal ou de órgão municipal que seja responsável exclusivamente pela gestão do sistema de drenagem urbana pode facilitar a organização financeira de operação do sistema de drenagem da cidade, permitindo a avaliação de uma possível cobrança de uma taxa de drenagem e de incentivos para a adoção de técnicas compensatórias com controle na fonte.

5.4 Conclusão

A aplicação dos questionários indicou que os cidadãos de Belo Horizonte não tem clareza de que não pagam por uma taxa exclusiva pela prestação dos serviços de drenagem urbana e que

cerca da metade dos entrevistados são favoráveis à criação de uma taxa de drenagem. Os resultados indicaram que a disposição a pagar por uma taxa de drenagem está diretamente relacionada à renda e à escolaridade do entrevistado.

A análise dos resultados indicou que cerca de um terço dos entrevistados têm conhecimento sobre o funcionamento dos sistemas de drenagem na escala local e regional e que a impermeabilização é um dos fatores que causam inundação.

Quanto aos microrreservatórios, as respostas dos questionários indicaram que os entrevistados confundem microrreservatórios com o reservatório de aproveitamento de água de chuva. Entretanto, a maioria está disposta a implantar a estrutura de drenagem, como forma de reduzir os problemas de inundação.

Recomenda-se que a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte crie uma campanha educacional para conscientizar a população sobre o funcionamento do sistema de drenagem, as causas das ocorrências de inundação, a necessidade de participar da gestão da drenagem na escala residencial e de se ter um sistema autossustentável. De forma conjunta à campanha, a Administração Municipal poderia adotar um programa que incentive o uso de microrreservatório ou determine a cobrança de uma taxa de drenagem por área impermeável.

Como o questionário avaliou apenas a disposição para implantação do microrreservatório e não indicou o possível custo de instalação, o comportamento dos resultados das respostas indica que dependendo do valor necessário para a adoção da técnica, os entrevistados podem mudar de opinião. Portanto, novas pesquisas devem ser realizadas para avaliar a disposição dos entrevistados em implantar os microrreservatórios, considerando os custos de construção da estrutura.

6 MONITORAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS EXISTENTES

Uma das etapas do desenvolvimento da tese foi a avaliação do funcionamento de três microrreservatórios existentes em Belo Horizonte. No intuito de avaliar o funcionamento das estruturas, compararam-se os dados de monitoramento das alturas de nível d'água no interior dos microrreservatórios com os definidos em métodos e parâmetros usualmente adotados em seu dimensionamento.

6.1 Introdução

Apesar de ter sido pioneira no Brasil, no que se refere à exigência de se construir microrreservatórios, a Lei de Uso e Ocupação do Solo de Belo Horizonte prevê um dos menores volumes para a retenção de água pluvial no país, cerca de 7 (sete) vezes menor do que é exigido em Porto Alegre, conforme demonstrado por Drumond *et al.* (2011).

No Art. 50 da Lei Municipal nº 9.959/10 de Belo Horizonte é permitido a impermeabilização de até 100% da área do terreno, desde que sejam construídas caixas de captação, que possibilitem a retenção de 30 litros de água pluvial por metro quadrado de terreno impermeabilizado, que exceda o limite estabelecido em lei. A legislação define taxas máximas de impermeabilização de 90% para lotes com áreas menores ou iguais a 360m² e de 80% para lotes com áreas maiores que 360m².

Como descrito no Capítulo 4, em Belo Horizonte a análise de projeto para a construção de microrreservatórios é feita em dois órgãos municipais, a Smaru e a Sudecap. A Smaru analisa os projetos de microrreservatórios de empreendimentos que não necessitam de licenças ambientais, enquanto a Sudecap avalia os projetos de microrreservatórios de empreendimentos em que se exige a obtenção de licença ambiental.

Na análise dos projetos por parte da Smaru é avaliado apenas se o volume do microrreservatório atende ao critério disposto na legislação municipal (Lei nº 9.959/10). Entretanto, em ensaios realizados em laboratório, Drumond *et al.* (2013b) verificaram que o volume de armazenamento de 1,08 m³, definido pela legislação de Belo Horizonte para um lote de 360 m², não é suficiente para realizar o amortecimento da vazão de pico gerada com a impermeabilização de todo o terreno.

Nas orientações da Sudecap (2009), solicita-se aos projetistas que no dimensionamento dos microrreservatórios utilizem o método Racional (equação 3.2), para o cálculo das vazões de pico, e o método de Puls (equação 3.25) e da equação geral dos orifícios (equação 3.26) para a determinação do amortecimento da vazão de pico. No cálculo da vazão de pico é recomendado o uso do valor de 197,8 mm/hora para intensidade pluviométrica, definido para uma chuva com tempo de retorno de 10 anos e duração de 10 minutos, e o valor de 5 minutos para o tempo de concentração. Para os valores dos coeficientes de escoamento superficial nas condições do solo permeável e impermeável são propostos 0,45 e 0,95, respectivamente. Na metodologia proposta pela Sudecap não é prevista a análise da duração crítica, que demanda o maior volume de reservação para uma chuva com determinado tempo de retorno.

Na simulação do amortecimento da vazão de pico na condição de pós-urbanização, a Sudecap recomenda a adoção do valor de 0,65 para o coeficiente de descarga no uso da equação geral dos orifícios. Na recomendação da Sudecap não é sugerido a classificação do tipo de estrutura de descarga, ou seja, em orifício, bocal ou tubo cubo curto, conforme a relação entre o diâmetro e seu comprimento, definida por Azevedo Netto (1998). Apesar da metodologia da Sudecap (2009) está sendo adotada há algum tempo, não se tem conhecimento sobre estudos que monitoraram e avaliaram o funcionamento desses microrreservatórios, de maneira a constatar se essa técnica compensatória de drenagem está exercendo a função para qual foi projetada.

Considerando o estudo realizado em laboratório por Drumond *et al.* (2013b), a existência de vários microrreservatórios construídos em Belo Horizonte e de poucos estudos que verificaram o desempenho dessas estruturas de drenagem na cidade, o presente trabalho busca avaliar o funcionamento de três microrreservatórios existentes, comparando-se os dados de monitoramento dos níveis d'água nas estruturas e os resultados obtidos com os métodos de dimensionamento. Os métodos teóricos avaliados foram o método Racional e de Puls, recomendados pela Sudecap, e o método do HUT-SCS, usualmente utilizado em projetos de drenagem.

Com relação à aplicação do método HUT-SCS, a Sudecap não o recomenda no dimensionamento dos microrreservatórios. Entretanto, o método é utilizado em projetos de estruturas de macrodrenagem na cidade. De maneira a analisar seu uso em projetos de microrreservatórios, o método HUT-SCS também foi avaliado.

6.2 Material e Métodos

Buscando-se verificar o funcionamento de microrreservatórios existentes em Belo Horizonte, dimensionados conforme a metodologia sugerida pela Sudecap, decidiu-se monitorar a altura do nível d'água no interior das estruturas, por meio do uso de sensores linimétricos, durante o período de três anos hidrológicos, de abril de 2015 a março de 2018.

A escolha dos microrreservatórios monitorados foi realizada com o auxílio da equipe da Sudecap – Superintendência de Desenvolvimento da Capital, responsável pela aprovação dos projetos desses dispositivos no município. No início de 2015, foram realizadas reuniões com funcionários da autarquia municipal, consultando-se o banco de dados dos projetos e das construções aprovadas na cidade.

Para a escolha dos empreendimentos, considerou-se a classificação dos solos realizada por Ramos (1998), na qual foi determinado que Belo Horizonte possui dois grupos hidrológicos de solo, mostrados na Figura 3.8, definidos conforme o método *Soil Conservation Service – SCS*. Sabendo-se das diferenças de capacidade de infiltração entre os solos e consequentemente da divergência entre o dimensionamento dos microrreservatórios em cada uma das situações, quando se pretende manter as vazões de escoamento próximas às condições do solo permeável, decidiu-se avaliar o funcionamento dos microrreservatórios instalados em cada um dos solos dos grupos hidrológicos.

Após a pesquisa na Sudecap, selecionaram-se dois empreendimentos particulares para a realização do monitoramento dos microrreservatórios existentes, um construído em uma empresa hospitalar, localizada na região Centro-sul da cidade, e outros dois implantados em uma empresa montadora de veículos, situada na região Pampulha em Belo Horizonte, como mostra a Figura 6.1.

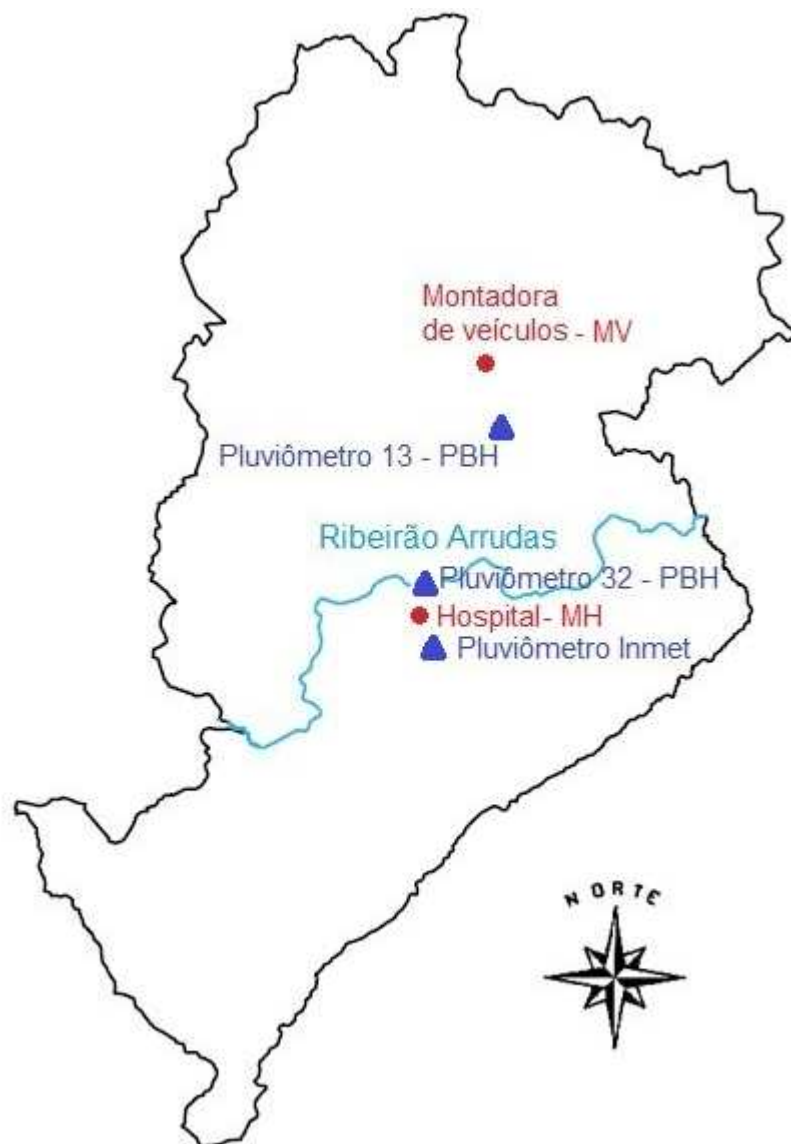


Figura 6.1: Localização dos microrreservatórios monitorados e das estações pluviométricas utilizadas

Neste estudo os microrreservatórios existentes foram denominados como MH, microrreservatório localizado no empreendimento hospitalar e MV-1 e MV-2, microrreservatórios situados na empresa montadora de veículos. Definidas as estruturas a serem monitoradas, foram requisitadas autorizações às empresas responsáveis pelas estruturas e instalados os equipamentos de monitoramento.

6.2.1 Dados dos Microrreservatórios

6.2.1.1 MH – Empreendimento Hospitalar

O microrreservatório foi construído em um empreendimento hospitalar, localizado na região Centro-sul de Belo Horizonte. De acordo com a Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo, a região é classificada como zona central, que é configurada como centro de polarização regional, municipal ou metropolitano.

A área total de contribuição no empreendimento ao microrreservatório é de 4.149,04 m², sendo dividida em 3.516,94 m² de área de edificação e 632,10 m² de jardim sobre laje. A Figura 6.2 indica a área de contribuição do empreendimento hospitalar.



Figura 6.2: Área de contribuição ao microrreservatório MH

Fonte: adaptado de Google Earth (2017)

O microrreservatório monitorado está localizado sob o passeio, que contorna a área hospitalar, e foi construído em concreto e formato retangular, cujas dimensões são as seguintes (ver Figura 6.3):

- Comprimento: 12,10 metros;
- Largura: 3,85 metros;
- Profundidade útil: 1,00 metros;
- Volume útil: 45,50 m³;

- Diâmetro da tubulação de entrada: DN 300;
- Diâmetro da tubulação de saída: DN 200 (1º ano hidrológico) 2 x DN 100 (2º ano hidrológico);
- Comprimento da tubulação de saída: 15 cm;
- Comprimento do vertedor: 2,15 m (0,85m + 1,30m);
- Tubulação de saída para a boca de lobo: 4 x DN 200.

As águas são direcionadas para o microrreservatório por meio da tubulação de entrada indicada na Figura 6.3. Para realizar o amortecimento, foi instalada uma estrutura de descarga, localizada a 11,25 metros de distância da entrada, que regula a vazão de saída. Devido à possibilidade de ocorrência de extravasamento, construiu-se um vertedor de soleira livre, localizado a 1,0 m do fundo da estrutura, com largura de 2,15 metros. As vazões da tubulação de descarga e do vertedor são direcionadas para uma boca de lobo próxima. A Figura 6.4 apresenta a relação cota x volume do microrreservatório.

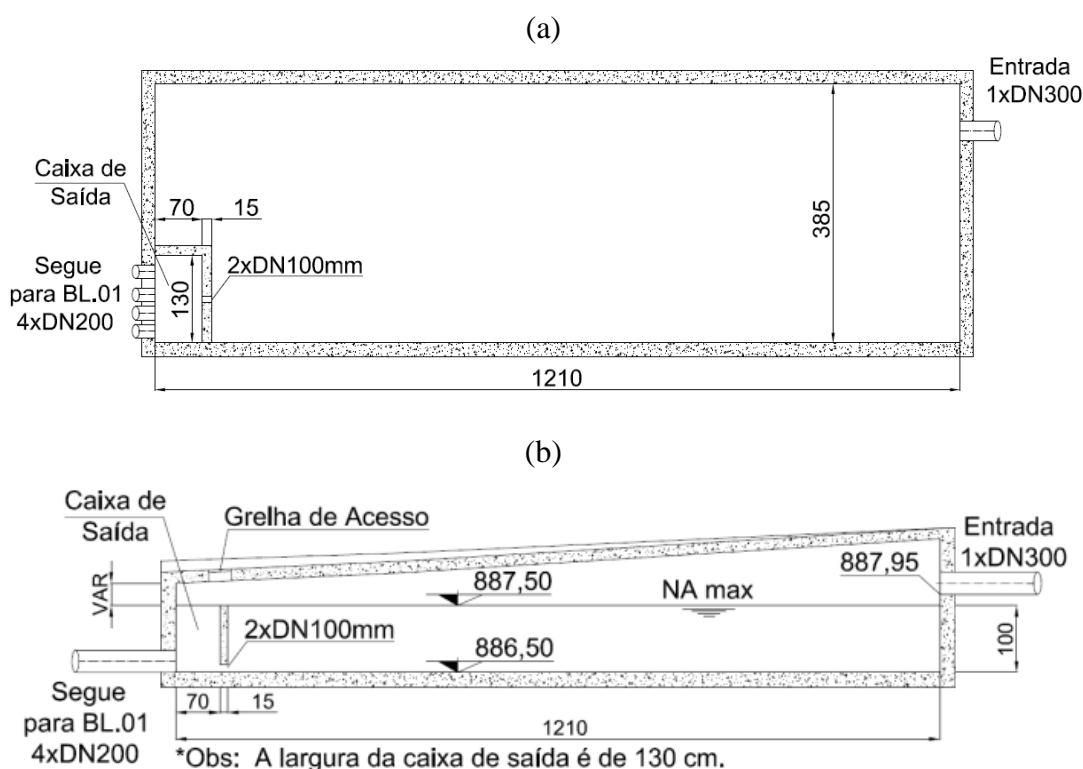


Figura 6.3: Microrreservatório do empreendimento hospitalar (a) em planta (b) em corte

Fonte: adaptado de Varella Bastos Engenharia Ltda. (2011)

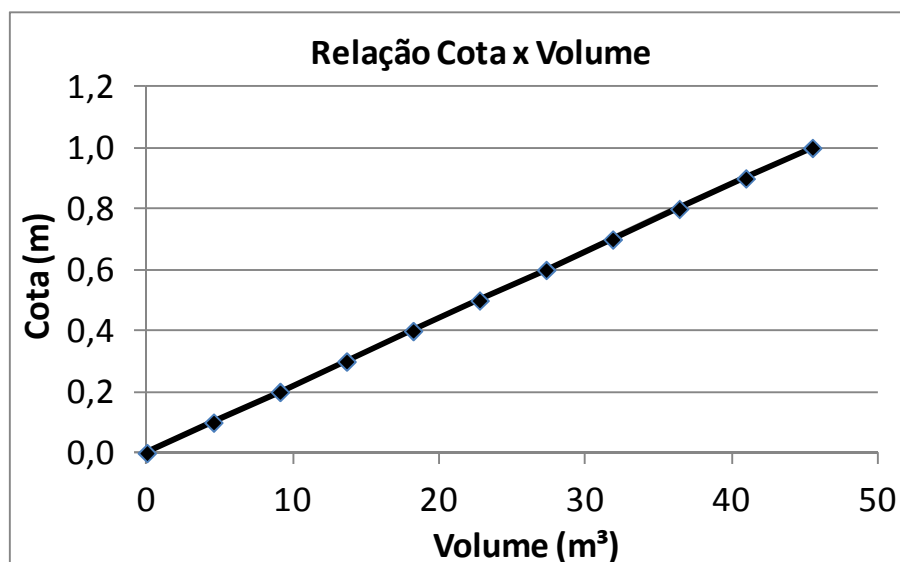


Figura 6.4: Relação Cota x Volume do Microrreservatório

Apesar da tubulação de descarga ter sido dimensionada com dois tubos com diâmetro de 100 mm, verificou-se durante inspeção que foi implantado apenas um tubo com diâmetro de 200 mm, ou seja, com o dobro da área de descarga prevista no projeto. Assim, avaliou-se o funcionamento do microrreservatório com o diâmetro de 200 mm no primeiro ano hidrológico e a partir do segundo ano hidrológico foi alterada a estrutura de descarga para dois tubos com diâmetros de 100 mm, conforme previsto no projeto. A Figura 6.5 apresenta as duas configurações da estrutura de descarga.



Figura 6.5: Estruturas de descargas monitoradas no MH (a) Tubo DN 200 (b) 2 x Tubos DN 100

Ressalta-se que, de acordo com os funcionários que realizam a manutenção do microrreservatório do hospital, no dia 06 de novembro de 2015 foi retirado um mangote com diâmetro DN 100, que estava inserido no interior do tubo de saída. Devido à possível interferência na análise, decidiu-se não utilizar os dados obtidos anteriormente a essa data.

6.2.1.2 MV – Montadora de Veículos

Os microrreservatórios da empresa montadora de veículos estão localizados na região da Pampulha em Belo Horizonte. Segundo a Lei de Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo do município, a região é classificada como Zona de Adensamento Restrito - 2 (ZAR-2). Esta é uma zona onde a ocupação é desestimulada, em razão das condições de infraestrutura, de precariedade ou saturação da articulação viária ou de adversidade das condições topográficas.

O projeto de drenagem de águas pluviais da empresa montadora de veículos previu a construção de dois microrreservatórios subterrâneos, ambos com as mesmas dimensões, em estrutura de concreto e formato retangular. As configurações dos microrreservatórios previstas no projeto não puderam ser checadas, uma vez que a empresa não autorizou a entrada do pesquisador no interior das estruturas. Contudo foi possível verificar as condições das estruturas, por meio de fotos obtidas junto à empresa que executou a limpeza das mesmas, em novembro de 2013 e janeiro de 2017.

Como a análise das fotos no interior dos microrreservatórios indicou a existência de duas manilhas lançando suas águas no microrreservatório MV-2, decidiu-se vistoriar todas as estruturas de drenagem (bocas de lobo, poços de visita e descida d'água) próximas aos microrreservatórios, de modo a identificar suas áreas de contribuição. Durante a vistoria, verificou-se que uma das manilhas que chegam ao reservatório MV-2, que não estava prevista em projeto, é oriunda do terreno vizinho. Assim, as áreas de contribuição foram reajustadas, como pode ser visualizado na Figura 6.6.

As áreas de contribuição previstas no projeto eram de 11.525,08 m² (3.228,65 m² permeável e 8.296,43 m² impermeável) para o microrreservatório MV-1 e de 19.948,40 m² (5.856,86 m² permeável e 14.091,54 m² impermeável) para o microrreservatório MV-2. Após o levantamento da vistoria, obteve-se uma área total de contribuição de 5.205 m² (975 m² permeável e 4.230 m² impermeável) para o microrreservatório MV-01 e de 20.592 m² (6.429 m² permeável e 14.163 m² impermeável) para o microrreservatório MV-02.

De acordo com os projetos, os microrreservatórios, denominados de MV-1 e MV-2, apresentam as mesmas dimensões, exceto no que se referem às tubulações de entrada e de saída. Os dados dos microrreservatórios são apresentados na Tabela 6.1 e na Figura 6.7.

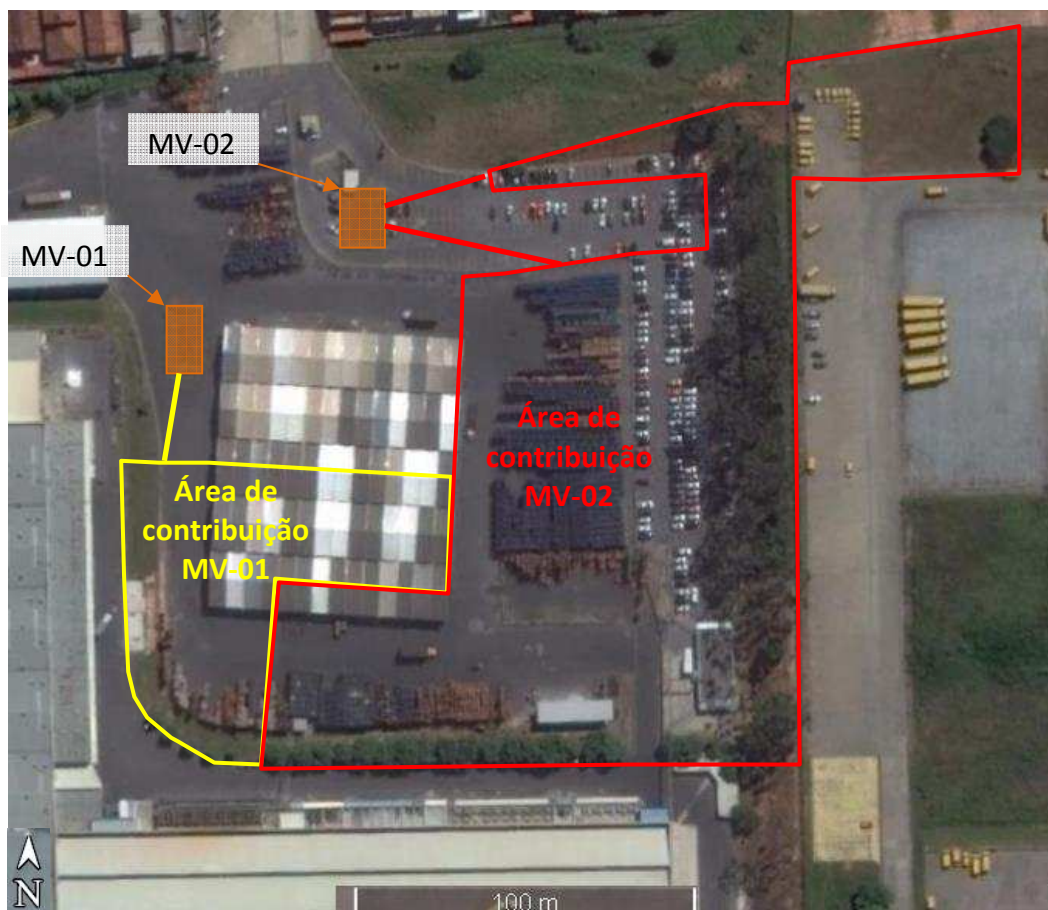


Figura 6.6: Áreas de contribuições aos microrreservatórios da montadora de veículos

Fonte: adaptado de Google Earth (2017)

Tabela 6.1 - Dimensões dos microrreservatórios MV-1 e MV-2

Descrição	Dimensões
Comprimento útil	13,6 m
Largura	10,12 m
Profundidade útil	1,50 m
Volume útil	206,4 m ³
Diâmetro da tubulação de entrada	DN 600 (MV-01)
	DN 600 (MV-02)
Diâmetro da tubulação de descarga	DN 200 (MV-01)
	DN 200 (MV-02)
Comprimento da tubulação de descarga	25 cm
Dimensões do vertedor	2 x (1,0 x 0,6) m
Tubulação de saída para o poço de visita	DN 600 (MV-01)
	DN 800 (MV-02)

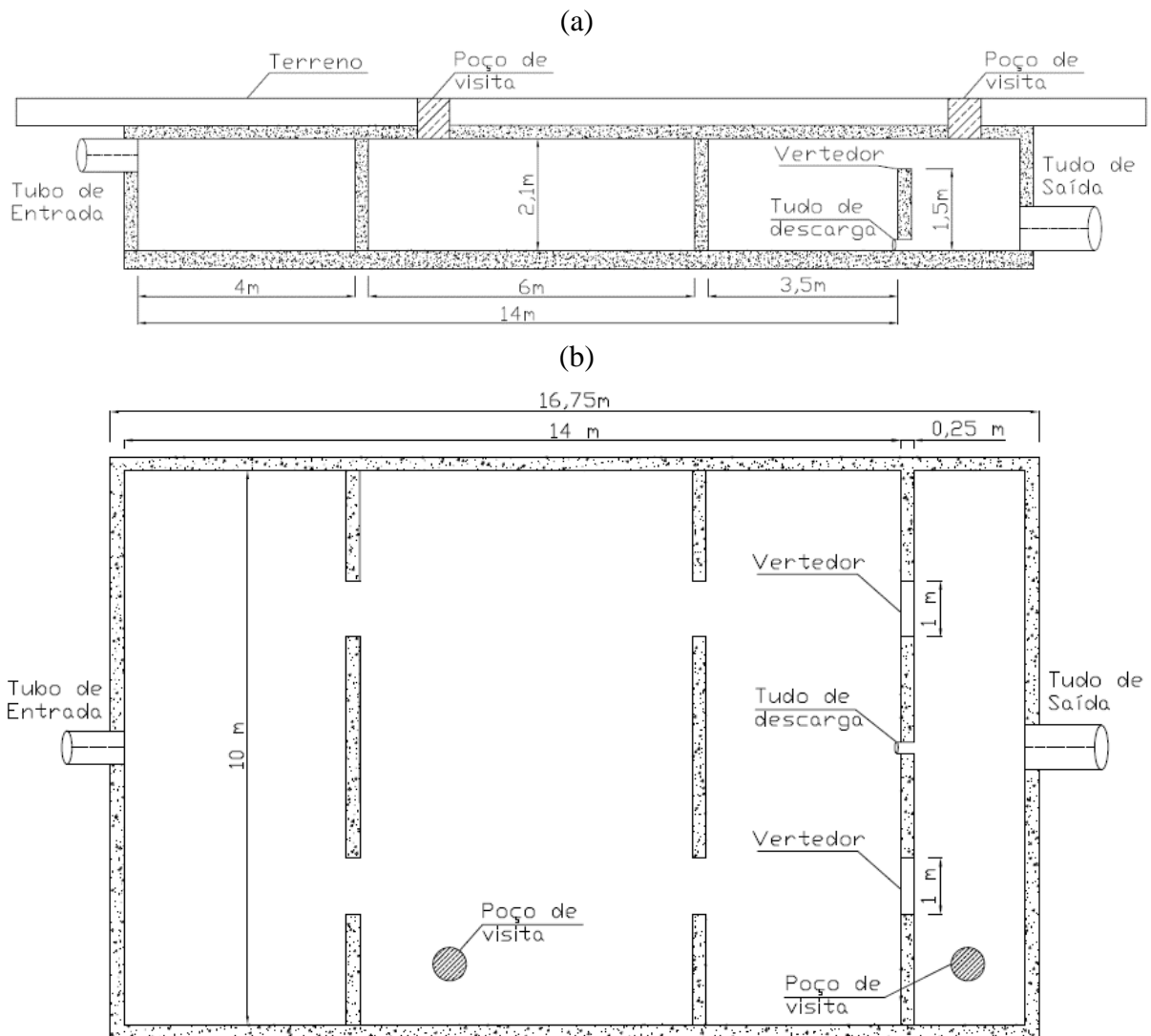


Figura 6.7: Configuração dos microrreservatórios MV-1 e MV-2 (a) Perfil (b) Planta
 Fonte: adaptado de Águas Engenharia Ltda. (2010)

Por meio das fotos identificou-se que o diâmetro do tubo de descarga do microrreservatório MV-2 foi instalado com DN 200 e não com DN 150, conforme previsto em projeto. As estruturas de descarga dos microrreservatórios são mostradas na Figura 6.8.

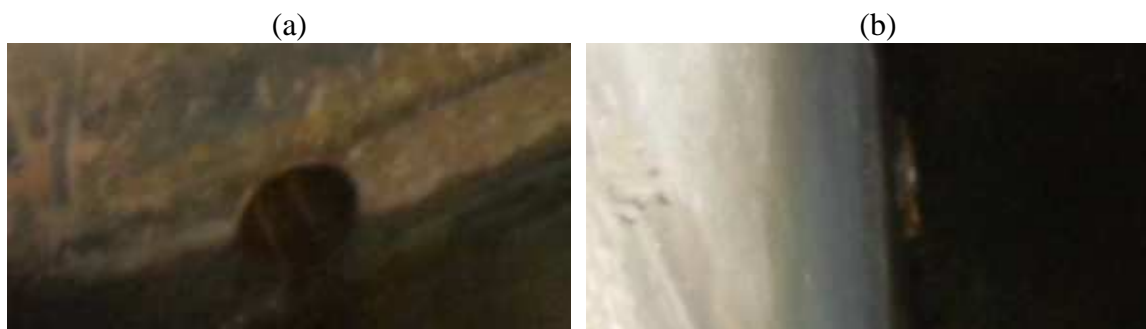


Figura 6.8: Estruturas de descargas monitoradas nos (a) MV-1 e (b) MV-2

Em ambos microrreservatórios, as águas são direcionadas para o interior da estrutura através da tubulação de entrada indicada na Figura 6.7. O amortecimento da vazão de pico é realizado por meio das estruturas de descarga, localizadas a cerca de 14 metros de distância da entrada, que regula a vazão de saída. Para as situações de extravasamento, foram construídos dois vertedores de soleira livre, localizado a 1,5 m do fundo da estrutura, com largura de 1,0 metro. As vazões da tubulação de descarga e do vertedor são direcionadas para um poço de visita. A Figura 6.9 apresenta a relação cota x volume do microrreservatório.

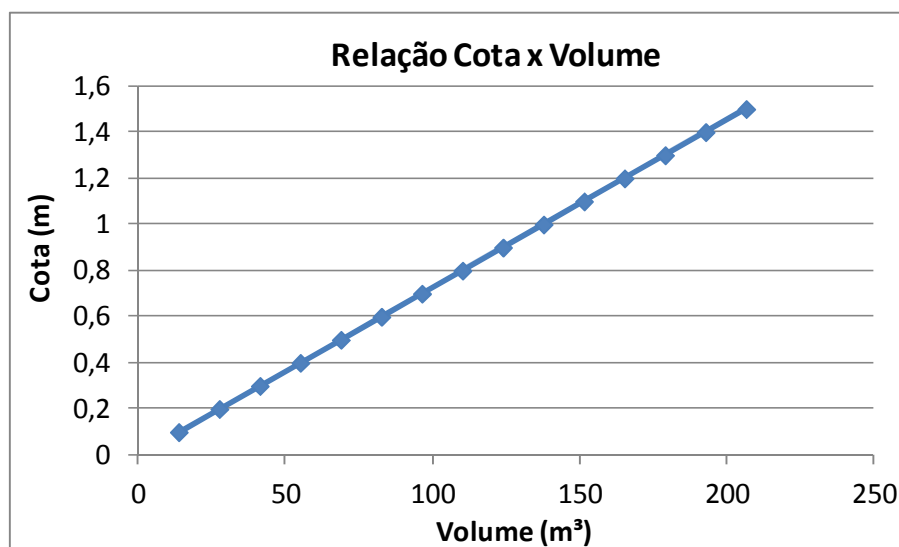


Figura 6.9: Relação Cota x Volume dos MV-1 e MV-2

6.2.2 Monitoramento dos Microrreservatórios

O monitoramento dos microrreservatórios foi realizado por meio de sensores de níveis, instalados no interior das estruturas. Os equipamentos foram fornecidos pela Sudecap e pela UFMG e calibrados no laboratório do CPH – Centro de Pesquisas Hidráulicas da UFMG. A duração do monitoramento dos microrreservatórios foi durante o período de três anos hidrológicos, entre abril de 2015 e março de 2018.

6.2.2.1 Monitoramento do Microrreservatório MH

Após a autorização do empreendimento hospitalar, em abril de 2015, foi realizada a instalação do sensor de nível (modelo SNS-400 da marca Global Waters, com faixa de medição de 0 a 4 metros de coluna d'água, exatidão $\pm 0,1\%$ FS) no interior do microrreservatório. Os registros dos dados do monitoramento foram programados para serem gravados a cada 30 segundos e armazenados no *data logger*, modelo GL 500 da marca *Global Waters*.

Esses equipamentos foram alimentados por uma bateria de 12 volts e 7 amperes. A Figura 6.10 abaixo mostra o sensor instalado e a caixa de proteção com o *data logger* e a bateria. Os dados foram descarregados num computador portátil a cada 14 dias.

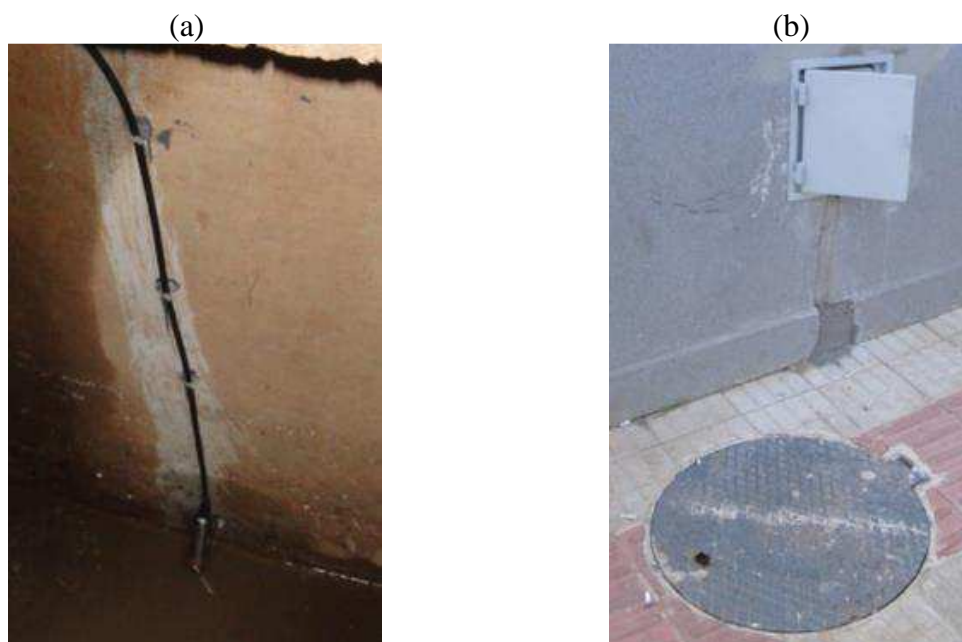


Figura 6.10: Equipamento instalado (a) Sensor de nível (b) Caixa com a bateria e o *data logger* e a tampa de inspeção

Apesar de ter sido previsto o monitoramento do microrreservatório por três anos hidrológicos, em novembro de 2017, o *data logger* apresentou um defeito de funcionamento, que impediu a continuidade da pesquisa.

6.2.2.2 Monitoramento dos Microrreservatórios MV

Após a autorização da empresa, instalou-se em abril de 2015, um sensor de nível no microrreservatório MV-1, modelo SNS-400 da marca Global Waters para medições dos níveis d'água. Contudo, após alguns meses de monitoramento, verificou-se um mau funcionamento do equipamento, sendo necessária sua substituição. Um novo sensor de nível, modelo CS451, marca Campbell, com faixa de medição de 0 a 2 metros e precisão de $\pm 0.05\%$ ou $\pm 0.1\%$ FS e um *data logger* CR 200, foi instalado em janeiro de 2017. Assim, foi possível monitorar as alturas dos níveis d'água no microrreservatório somente após essa data.

Os sensores de nível foram instalados em suportes fixados próximos às tampas dos poços de visita, como pode ser observado nas Figuras 6.11 e 6.12. Os registros das alturas d'água no microrreservatório foram realizados a cada minuto, sendo os dados descarregados a cada 14 dias.

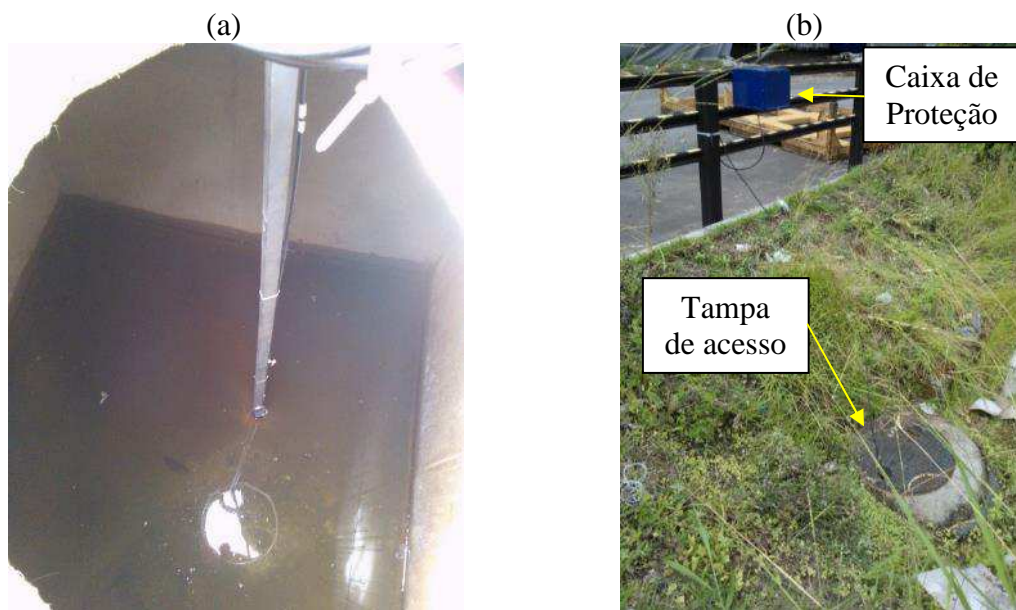


Figura 6.11: Equipamento instalado no MV-1 (a) Sensor de nível (b) Caixa de proteção com bateria e data logger e tampa de acesso ao microrreservatório

O monitoramento do microrreservatório MV-2 foi realizado desde maio de 2015, por meio de um sensor de nível, modelo SNS-400 da marca Global Waters, com faixa de medição de 0 a 4 metros de coluna d'água e exatidão $\pm 0,1\%$ FS e um *data logger*, modelo GL 500-2-1 da marca Global Waters.

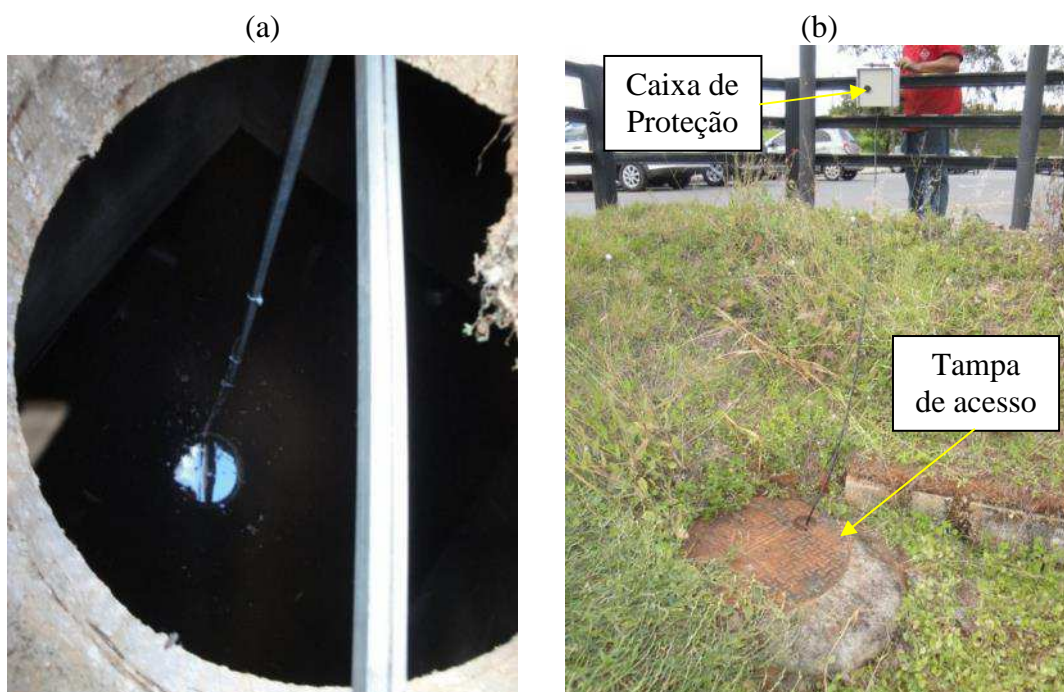


Figura 6.12: Equipamento instalado no MV-2 da Montadora de Veículos (a) Sensor de nível (b) Caixa de proteção com bateria e data logger e tampa de acesso ao microrreservatório

Os níveis d'água monitorados no interior dos microrreservatórios foram comparados com os resultados teóricos calculados com o uso dos métodos Racional e HUT-SCS, para a transformação chuva-vazão, conforme procedimento que será apresentado nos itens seguintes. Nos cálculos teóricos utilizou-se o mesmo evento de precipitação ocorrido na região.

6.2.3 Dados de precipitação

6.2.3.1 Microrreservatório MH

Os dados de precipitação utilizados foram obtidos através dos registros de duas estações pluviométricas, localizadas a cerca de 1 km do empreendimento hospitalar, como pode ser observado na Figura 6.13. Um pluviógrafo é operado pelo Inmet – Instituto Nacional de Meteorologia e uma estação pluviométrica é operada pela Prefeitura Municipal de Belo Horizonte (Estação 32). O período de registro das precipitações em cada estação pluviométrica foi de 10 minutos.



Figura 6.13: Distância das estações pluviométricas do empreendimento hospitalar

Fonte: adaptado de Google Earth (2017)

A consistência dos dados de precipitação obtidos foi realizada por meio do método Dupla Massa. A aplicação do método Dupla Massa nos dados pluviométricos das duas estações indicou uma boa correlação, como pode ser observado na Figura 6.14. A precipitação

utilizada na análise dos eventos e simulações foi a média aritmética da precipitação registrada nas duas estações pluviométricas.

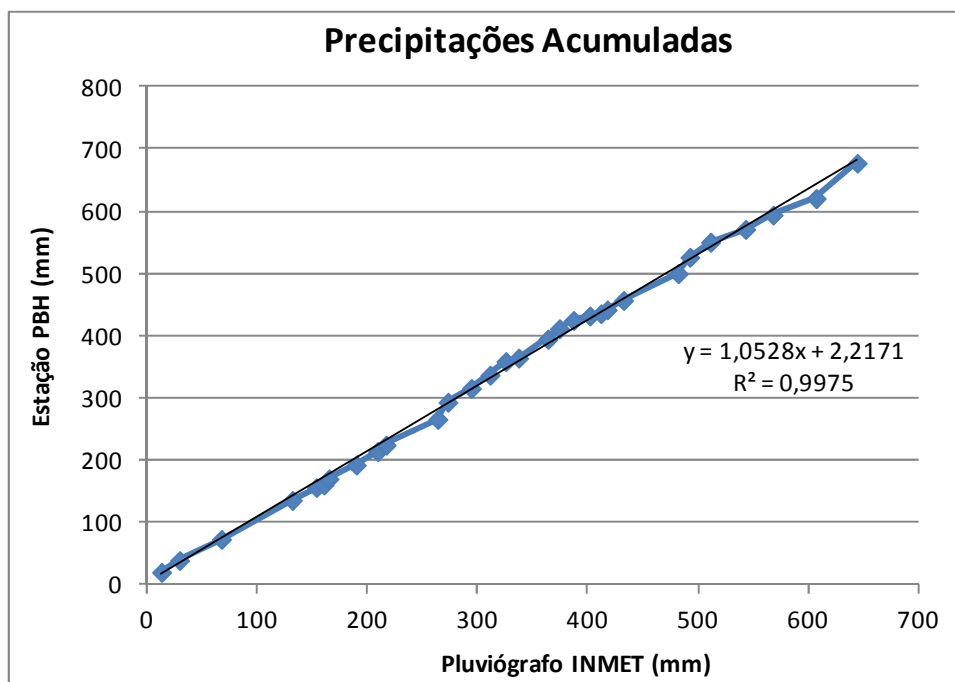


Figura 6.14: Correlação das estações pluviométricas pelo Método Dupla Massa

A Tabela 6.2 mostra a altura de precipitação total (P), a duração (D), a intensidade média (I) e o tempo de retorno (TR) dos eventos utilizados no estudo. Os eventos foram organizados baseando-se nos resultados das alturas máximas de nível d'água monitoradas no microrreservatório, conforme será apresentado na Figura 6.18.

Tabela 6.2 – Dados de precipitação utilizados nas simulações do MH (continua)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
1	26/02/17	7,9	120	3,95	< 1,05
2 *	17/01/16	3,9	50	4,68	< 1,05
3	26/02/17	3,2	30	6,40	< 1,05
4 *	04/03/16	2,3	20	6,90	< 1,05
5 *	04/03/16	3,5	40	5,25	< 1,05
6 *	17/01/16	5,1	60	5,10	< 1,05
7 *	04/03/16	2,7	20	8,10	< 1,05
8 *	07/12/15	11,8	150	4,72	< 1,05
9	10/01/17	6,7	30	13,40	< 1,05
10 *	06/12/15	2,1	70	1,80	< 1,05
11 *	04/03/16	11,8	180	3,93	< 1,05
12 *	16/01/16	8,8	150	3,52	< 1,05
13	06/10/16	6,2	30	12,40	< 1,05
14 *	06/12/15	3,5	20	10,50	< 1,05

Tabela 6.2 – Dados de precipitação utilizados nas simulações do MH (conclusão)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
15	02/06/16	8,5	30	17,00	< 1,05
16 *	26/02/16	12,4	70	10,63	< 1,05
17	05/10/16	13,6	100	8,16	< 1,05
18 *	23/11/15	20,0	240	5,00	< 1,05
19	15/10/16	11,0	70	9,43	< 1,05
20 *	20/11/15	8,2	80	6,15	< 1,05
21 *	24/03/16	15,0	80	11,25	< 1,05
22 *	18/02/16	11,6	90	7,73	< 1,05
23	03/06/16	12,7	60	12,70	< 1,05
24	18/11/16	6,8	50	8,16	< 1,05
25 *	26/01/16	16,2	90	10,80	< 1,05
26	28/04/17	24	200	7,2	< 1,05
27 *	29/04/16	13,4	40	20,10	< 1,05
28	03/02/17	5,6	90	3,73	< 1,05
29	03/06/16	10,6	70	9,09	< 1,05
30 *	25/02/16	20,0	80	15,00	< 1,05
31 *	15/01/16	15,6	90	10,40	< 1,05
32	13/01/17	14,0	120	7,00	< 1,05
33 *	16/01/16	36,6	390	5,63	< 1,05
34	05/02/17	7,8	120	3,90	< 1,05
35	12/01/17	13,0	70	11,14	< 1,05
36	22/05/17	5,8	60	5,8	< 1,05
37 *	19/11/15	15,2	70	13,03	< 1,05
38 *	10/12/15	20,5	150	8,20	< 1,05
39	05/02/17	7,1	30	14,20	< 1,05
40	28/09/17	32,8	140	14,06	< 1,05
41	08/03/17	22,9	90	15,27	< 1,05
42	25/02/17	18,4	30	36,80	< 1,05
43 *	20/11/15	10,8	70	9,26	< 1,05
44 *	25/02/16	22,3	150	8,92	< 1,05
45 *	24/03/16	34,4	90	22,93	~ 1,61
46 *	08/12/15	18,7	40	28,05	< 1,05
47	23/10/17	47,1	130	21,74	~ 2,00
48	01/06/16	17,6	30	35,20	< 1,05
49	06/02/17	38,5	250	9,24	< 1,05
50	19/03/17	60,8	110	33,16	~ 7,74
51 *	18/11/15	52,2	70	44,74	~ 5,30
52 *	12/02/16	89,0	80	66,75	> 200
Valor Mínimo		2,1	20	1,8	< 1,05
Valor Máximo		89,0	390	66,75	~ 200

Obs: * Eventos em que a estrutura de descarga possuía um diâmetro de DN 200 mm.

6.2.3.2 Microrreservatórios MV

Para monitorar os eventos pluviométricos na empresa montadora de veículos, em junho de 2016, foi instalado um pluviômetro do tipo cuba basculante, da marca Global Water, modelo

RG200, com medições de 0,2 mm de precipitação e precisão do mecanismo de 3% para intensidades de até 100 mm/h, como mostra a Figura 6.15. A discretização definida no equipamento foi com intervalo de 30 segundos, o mesmo utilizado no sensor de nível do microrreservatório MV-2.



Figura 6.15: Pluviômetro instalado sobre o microrreservatório MV-2

Para avaliar os eventos ocorridos no primeiro ano de monitoramento foram utilizados os dados pluviométricos da estação pluviométrica 13, operada pela Prefeitura Municipal de Belo Horizonte e que se encontra a cerca de 2,4 km de distância da montadora de veículos, como mostra a Figura 6.16. O período de registro das precipitações da estação pluviométrica foi de 10 minutos.



Figura 6.16: Distância entre os pluviômetros – Montadora de veículos

Fonte: adaptado de Google Earth (2017)

Em outubro de 2017, o pluviômetro apresentou problemas de funcionamento e foi desativado. No período entre o início de operação do pluviômetro instalado até a sua desativação, ocorreram alguns problemas de funcionamento devido à baixa energia na bateria. Nos eventos monitorados em que não foi possível o uso dos dados do pluviômetro, utilizou-se os dados da estação pluviométrica da PBH.

Para a avaliação da consistência dos eventos de chuva comparou-se os registros do pluviômetro com os da estação pluviométrica 13 da PBH. Na análise com o método de Dupla Massa, verificou-se que os dados de chuva obtidos com o pluviômetro da empresa montadora de veículos foram condizentes com os ocorridos na região, como pode ser observado na Figura 6.17.

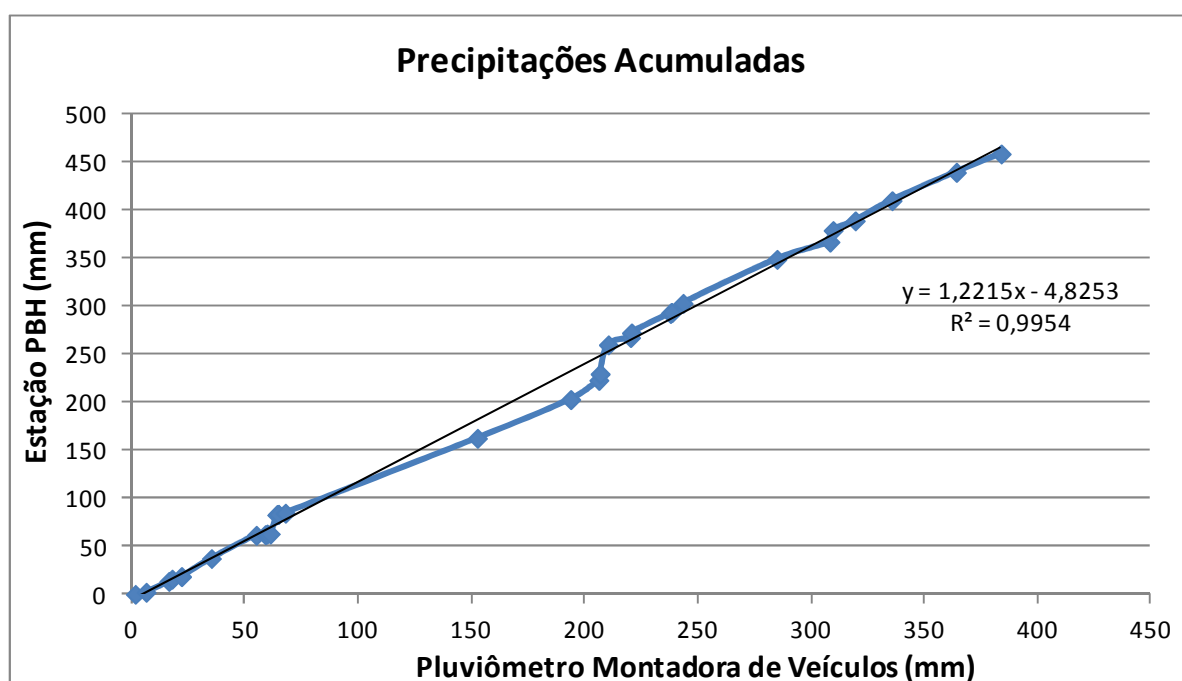


Figura 6.17: Correlação do método Dupla Massa - Precipitações do pluviômetro da montadora de veículo e da estação pluviométrica 13 da PBH

A Tabela 6.3 apresenta os dados de altura de precipitação total (P), a duração (D), a intensidade média (I) e o tempo de retorno (TR) dos eventos utilizados no estudo. Os eventos foram organizados baseando-se nos resultados das alturas máximas de nível d'água monitoradas, conforme será apresentado na Figura 6.20.

Tabela 6.3 – Dados de precipitação utilizados nas simulações dos MV (continua)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
1	03/06/2016	3,8	30	7,60	< 1,05
2	24/09/2016	1,2	20	3,60	< 1,05
3	29/04/2016	4,6	90	3,07	< 1,05
4	02/06/2016	7,8	30	15,60	< 1,05
5	18/10/2016 *	2,8	20	8,40	< 1,05
6	26/02/2017 *	3,6	70	3,09	< 1,05
7	15/11/2016	2,6	40	3,90	< 1,05
8	11/11/2017	5,0	80	3,75	< 1,05
9	22/11/2016	4,0	40	6,00	< 1,05
10	23/11/2016	1,6	20	4,80	< 1,05
11	28/03/2017 *	0,8	10	4,80	< 1,05
12	04/11/2016	7,4	110	4,04	< 1,05
13	18/02/2016	1,6	30	3,20	< 1,05
14	06/10/2016	3,4	50	4,08	< 1,05
15	04/12/2016 *	5,2	10	31,20	< 1,05
16	27/02/2016	15,8	100	9,48	< 1,05
17	19/05/2017 *	13,4	300	2,68	< 1,05
18	22/05/2017 *	4,4	40	6,60	< 1,05
19	07/01/2018	0,4	20	1,20	< 1,05
20	28/04/2016	10,8	50	12,96	< 1,05
21	26/02/2017 *	5,0	40	7,50	< 1,05
22	03/06/2016	6,0	30	12,00	< 1,05
23	30/09/2017 *	10,6	100	6,36	< 1,05
24	21/11/2017	7,0	70	6,00	< 1,05
25	28/10/2017 *	19,8	320	3,71	< 1,05
26	07/03/2018	3,0	40	4,50	< 1,05
27	03/01/2016	8,8	180	2,93	< 1,05
28	27/04/2016	4,4	20	13,20	< 1,05
29	08/12/2017	4,6	40	6,90	< 1,05
30	04/01/2018	10,4	140	4,46	< 1,05
31	29/04/2016	9,4	40	14,10	< 1,05
32	03/06/2016	12,6	80	9,45	< 1,05
33	03/06/2016	8,8	60	8,80	< 1,05
34	08/03/2018	19,8	150	7,92	< 1,05
35	01/01/2018	1,4	10	8,40	< 1,05
36	01/01/2016	2,4	50	2,88	< 1,05
37	05/02/2017	5,8	70	4,97	< 1,05
38	24/01/2018	0,6	20	1,80	< 1,05
39	06/02/2018	10,0	100	6,00	< 1,05
40	20/02/2018	2,8	10	16,80	< 1,05
41	23/11/2017	12,2	170	4,31	< 1,05
42	03/12/2017	9,2	40	13,80	< 1,05
43	15/01/2016	5,2	50	6,24	< 1,05
44	01/02/2018	9,4	30	18,80	< 1,05
45	04/03/2016	3,4	30	6,80	< 1,05
46	13/03/2016	23,4	40	35,10	< 1,05
47	25/09/2016 *	10,0	80	7,50	< 1,05
48	28/09/2017	23,8	110	12,98	< 1,05

Tabela 6.3 – Dados de precipitação utilizados nas simulações dos MV
(continuação)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
49	09/12/2017	6,4	20	19,20	< 1,05
50	27/04/2017	9,4	120	4,70	< 1,05
51	11/11/2017	17,2	130	7,94	< 1,05
52	05/01/2018	3,4	30	6,80	< 1,05
53	04/02/2018	13,2	170	4,66	< 1,05
54	12/06/2017 *	8,6	30	17,20	< 1,05
55	21/02/2018	0,6	20	1,80	< 1,05
56	18/11/2016	8,6	30	17,20	< 1,05
57	31/01/2018	4,2	20	12,60	< 1,05
58	04/12/2016 *	12,6	50	15,12	< 1,05
59	19/01/2016	39,0	700	3,34	< 1,05
60	04/03/2016	14,6	110	7,96	< 1,05
61	13/11/2015	21,6	190	6,82	< 1,05
62	10/12/2015	13,0	130	6,00	< 1,05
63	30/12/2015	4,4	70	3,77	< 1,05
64	04/02/2017 *	9,8	30	19,60	< 1,05
65	23/03/2018	7,4	80	5,55	< 1,05
66	16/01/2016	51,2	640	4,80	< 1,05
67	17/01/2016	11,8	110	6,44	< 1,05
68	12/11/2016	6,2	40	9,30	< 1,05
69	10/12/2017	13,2	40	19,80	< 1,05
70	07/02/2017	11,6	50	13,92	< 1,05
71	02/12/2017	33,8	220	9,22	< 1,05
72	02/12/2017	11,2	60	11,20	< 1,05
73	20/11/2015	14,2	80	10,65	< 1,05
74	06/02/2017	28,2	230	7,36	~ 1,3
75	07/11/2015	6,0	40	9,00	< 1,05
76	29/02/2016	26,0	80	19,50	< 1,05
77	15/11/2016	5,4	20	16,20	< 1,05
78	11/03/2018	17,6	160	6,60	< 1,05
79	29/01/2016	1,4	60	1,40	< 1,05
80	12/01/2016	22,2	80	16,65	< 1,05
81	15/11/2016	5,2	20	15,60	< 1,05
82	03/01/2018	28,2	60	28,20	< 1,05
83	19/11/2015	11,0	70	9,43	< 1,05
84	07/12/2015	19,6	110	10,69	< 1,05
85	15/01/2016	15,0	40	22,50	< 1,05
86	25/02/2016	14,4	90	9,60	< 1,05
87	08/11/2016	12,4	50	14,88	< 1,05
88	09/03/2018	39,0	160	14,63	< 1,05
89	19/11/2017	32,6	190	10,29	< 1,05
90	03/02/2017 *	14,2	30	28,40	< 1,05
91	27/03/2017 *	19,4	160	7,28	< 1,05
92	26/12/2015	15,0	40	22,50	< 1,05
93	05/02/2018	24,8	240	6,20	< 1,05
94	26/01/2016	8,6	30	17,20	< 1,05
95	03/02/2018	13,2	90	8,80	< 1,05

Tabela 6.3 – Dados de precipitação utilizados nas simulações dos MV (conclusão)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
96	02/10/2017 *	16,2	30	32,40	< 1,05
97	05/10/2016 *	18,6	60	18,60	< 1,05
98	30/12/2017	30,4	110	16,58	< 1,05
99	17/03/2018	43,2	70	37,03	< 1,05
100	03/01/2018	15,2	60	15,20	< 1,05
101	12/02/2016	22,4	80	16,80	< 1,05
102	26/02/2016	16,8	110	9,16	< 1,05
103	12/11/2017	32,6	110	17,78	< 1,05
104	05/03/2018	23,8	40	35,70	< 1,05
105	17/01/2016	72,2	420	10,31	~ 2
106	28/02/2016	48,6	60	48,60	~ 5
107	30/01/2018	31,0	80	23,25	~ 1,3
108	23/10/2017 *	28,4	100	17,04	< 1,05
109	18/11/2015	73,2	220	19,96	~ 6,4
110	26/01/2016	33,8	160	12,68	~ 1,3
111	19/03/2017 *	40,6	230	10,59	< 1,05
112	09/03/2018	42,6	350	7,30	< 1,05
113	22/03/2018	45,8	50	54,96	~ 6,5
114	05/03/2018	42,4	90	28,27	~ 2
115	16/03/2018	28,4	150	11,36	~ 1,2
Valor Mínimo		0,4	10	1,2	< 1,05
Valor Máximo		73,2	700	54,96	~ 6,5

Obs: * Eventos registrados pelo pluviômetro da montadora de veículos

6.2.4 Cálculos teóricos realizados

As análises com os métodos hidrológicos foram realizadas com o método Racional (ou Racional Modificado), utilizado no projeto de dimensionamento da estrutura e recomendado pela Sudecap, e o HUT-SCS, usualmente empregado em projetos de drenagem urbana. Os cálculos teóricos do amortecimento de vazão de pico proporcionado pelo microrreservatório foram realizados com o método de Puls, determinando-se os níveis d'água no interior das estruturas e o possível amortecimento da vazão de pico.

6.2.5 Método Racional

No cálculo da vazão de pico com o método Racional, foram considerados os seguintes valores de coeficiente de escoamento superficial:

- 0,95 para as áreas impermeabilizadas de todas áreas de contribuição, conforme previsto nos projetos dos microrreservatórios; e

- 0,70 para a área do jardim sobre a laje na área de contribuição ao microrreservatório MH e para as áreas permeáveis de contribuição dos microrreservatórios MV, conforme previsto nos projetos das estruturas.

Apesar da Sudecap (2009) recomendar o uso do valor do coeficiente de escoamento superficial de 0,45 para solos permeáveis, nos projetos dos microrreservatórios foram adotados 0,70, mesmo valor definido nos projetos. Os valores dos coeficientes de escoamento superficial determinados com as médias ponderadas foram de 0,91 para o MH e de 0,87 para o MV-2. Como será explicado posteriormente, não foram realizadas análises para o MV-1.

As intensidades médias das chuvas utilizadas nas simulações foram as médias calculadas para cada evento, dividindo-se a precipitação total pela duração total do evento, conforme apresentado nas Tabelas 6.3 e 6.4. O tempo de concentração considerado para a determinação do hidrograma de entrada ao microrreservatório foi de 5 minutos, conforme recomendado pela Sudecap e previsto no projeto. Como todos os eventos foram superiores ao tempo de concentração, o hidrograma foi determinado com o método Racional Modificado.

6.2.6 Método HUT-SCS

Considerando a classificação realizada por Ramos (1998) e a recomendação do Plano Diretor de Drenagem de Belo Horizonte (2000), os valores de *Curve Number* adotados nas simulações com o método HUT-SCS foram:

- 98 para as áreas impermeáveis de contribuição dos microrreservatórios MH e MV;
- 84 para a área de jardim da área de contribuição do microrreservatório MH, uma vez que se encontra na região do Grupo Hidrológico D;
- 69 para as áreas permeáveis de contribuição aos microrreservatórios MV, que estão inseridos na região do Grupo Hidrológico B.

As médias ponderadas calculadas para o CN das áreas de contribuição foram de 95,87 para o microrreservatório MH; 92,57 para o microrreservatório MV-1; e 88,95 para o microrreservatório MV-2. Não foi avaliada a condição de umidade excedente, uma vez que os terrenos apresentam alto índice de impermeabilização.

O tempo de concentração adotado foi de 5 minutos, para determinação do hidrograma unitário de entrada. No hietograma utilizaram-se os dados das precipitações obtidas com uma discretização de 10 minutos.

6.2.7 Método de Puls

Definidos os hidrogramas de entrada com os métodos Racional e HUT-SCS, foram realizadas as modelagens de amortecimento do pico de cheia nos microrreservatórios para cada evento.

Para a determinação da curva cota-vazão, considerou-se a ocorrência de escoamento livre até o nível d'água (NA) atingindo a borda superior da tubulação de descarga. A partir desse ponto até o nível de soleira do vertedor, o escoamento foi considerado sob pressão e, acima da soleira do vertedor, definiu-se a ocorrência de extravasamento do microrreservatório. Dessa maneira, as vazões de saída nos microrreservatórios foram determinadas conforme as seguintes situações:

- NA (nível d'água) < Borda superior da tubulação: uso da equação do bueiro tubular simples sem a ocorrência de carga hidráulica a jusante (Equação 6.1), com valor de 0,015 para coeficiente de Manning, declividade de 1% e comprimento do bueiro de 15 cm para o microrreservatório MH e 25 cm para os microrreservatórios MV;
- Borda superior da tubulação < NA < Soleira do vertedor: uso da equação geral dos orifícios (Eq. 3.26) com o valor de 0,61 para o coeficiente de descarga, valor utilizado nos projetos e usualmente adotado em projetos de drenagem urbana;
- NA > Soleira do vertedor: uso da equação de Francis para vertedor retangular (Equação 6.2), acrescido do uso da equação geral dos orifícios, para o NA igual à altura do vertedor.

$$Q = \frac{S \cdot Rh^{3/2} \cdot I^{0.5}}{n} \quad (\text{Equação 6.1})$$

Onde: Q = vazão (m³/s); S = área (m²); Rh = raio hidráulico (m); I = declividade (m/m); n = coeficiente de rugosidade.

$$Q = 1,838 \times (L - 0,2H) \times H^{3/2} \quad (\text{Equação 6.2})$$

Onde: Q = vazão (m³/s); L = largura do vertedor (m); H = altura do nível d'água (m).

Após a determinação das relações cota-volume e cota-vazão, utilizou-se a equação 3.25 do método de Puls, para determinar o volume no microrreservatório em cada intervalo de tempo e conseqüentemente a altura do nível d'água.

6.3 Resultados e Discussão

Serão apresentados a seguir, os resultados obtidos com o monitoramento dos microrreservatórios existentes e a comparação com os resultados obtidos na simulação com os métodos teóricos.

6.3.1 Microrreservatório MH

Os resultados das alturas máximas obtidas no monitoramento do microrreservatório MH e nas simulações realizadas com os métodos Racional/Puls e HUT-SCS /Puls são apresentados na Figura 6.18.

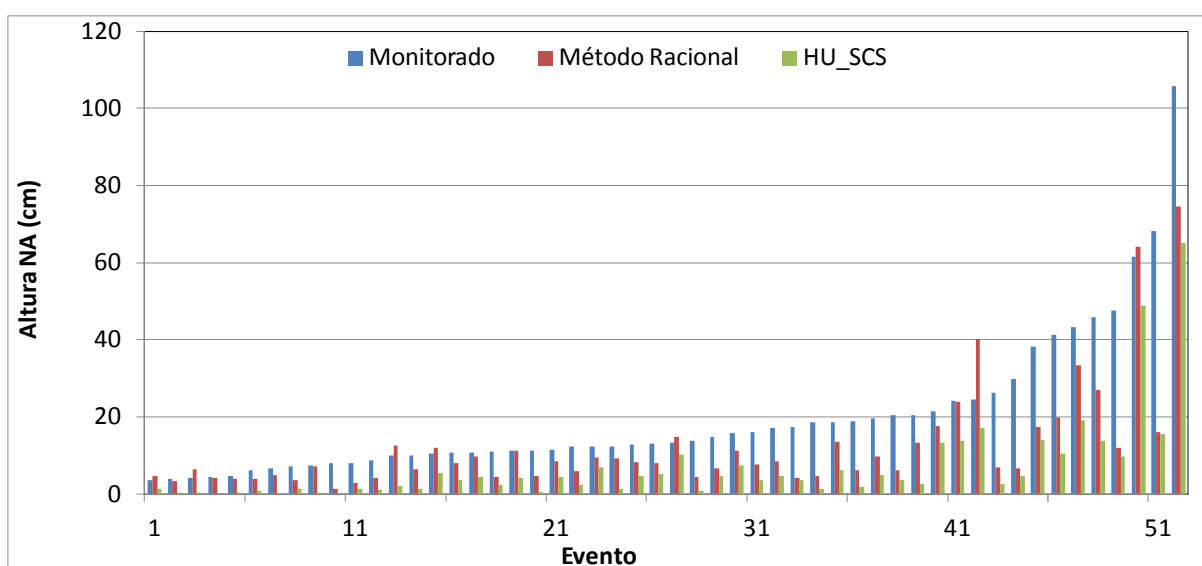


Figura 6.18: Comparação entre as alturas máximas monitoradas e calculadas com os métodos Racional/Puls e HUT-SCS/Puls para os 52 eventos monitorados

Os resultados demonstraram, de um modo geral, que as alturas monitoradas do nível d'água foram superiores às definidas com o método Racional/Puls e HUT-SCS/Puls. No método Racional/Puls as alturas máximas do NA foram em média cerca de 33% inferiores aos monitorados, enquanto os do HUT-SCS/Puls foram aproximadamente 73% inferiores.

Nos eventos 1, 3, 13, 15, 27, 42 e 50, os valores do nível d'água máximo determinados com o método Racional/Puls foram superiores ao valor monitorado. Na comparação com o método

HUT-SCS/Puls, a altura máxima do nível d'água teórica em nenhum evento foi superior à altura monitorada.

Considera-se que as diferenças observadas entre os dados monitorados e os resultados teóricos, que acabaram por subestimar os níveis d'água, ao contrário do que era esperado, podem ter ocorrido principalmente devido:

- À discretização temporal definida no método Racional, que utiliza a intensidade média da precipitação, enquanto que nos eventos ocorreram intervalos com intensidades superiores à média;
- Às parcelas de altura de chuva absorvida e de abstração inicial definidas no método HUT-SCS, que foram significantes, especialmente nos eventos de baixa precipitação.

Após a mudança das dimensões da estrutura de descarga, em que a área do tubo de descarga foi reduzida pela metade, conforme previsto no memorial descritivo do projeto do microrreservatório, as diferenças entre as alturas máximas monitoradas e as teóricas foram reduzidas, como mostra a Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Média das diferenças percentuais entre as alturas máximas dos NAs teóricos em relação ao monitorado

Estrutura de descarga	Método Racional/Puls	Método HUT-SCS/Puls
DN 200	- 45,5%	- 77,7%
2 x DN 100	- 18,6%	- 67%

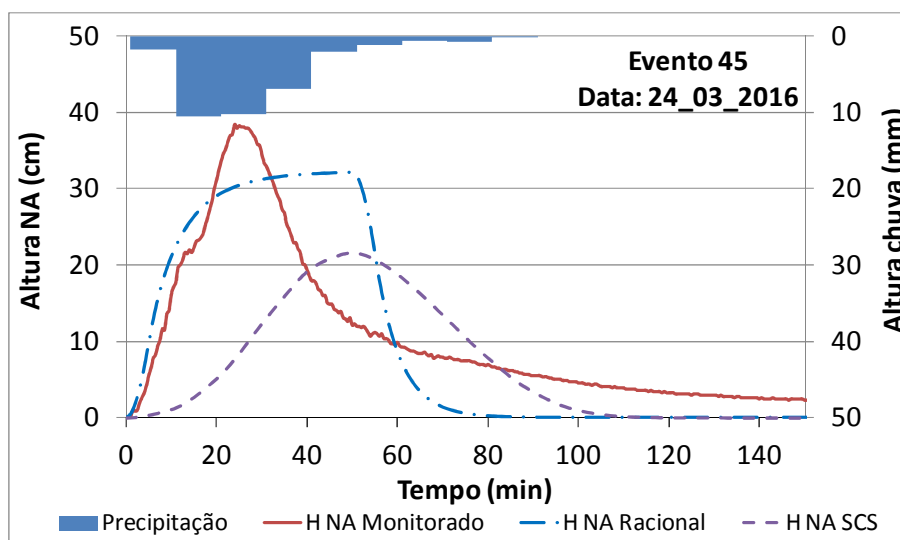
6.3.1.1 Análise dos eventos com maiores tempo de retorno

Observou-se que a tendência dos resultados do método Racional serem superiores aos do HUT-SCS ocorreu principalmente nos eventos de menores alturas precipitadas e conseqüentemente menor tempo de retorno. Assim, decidiu-se elaborar gráficos com os linigramas monitorados e os calculados com os métodos Racional/Puls e HUT-SCS/Puls para os eventos registrados com maiores tempos de retorno, considerando que a influência das perdas iniciais nos resultados seriam menores.

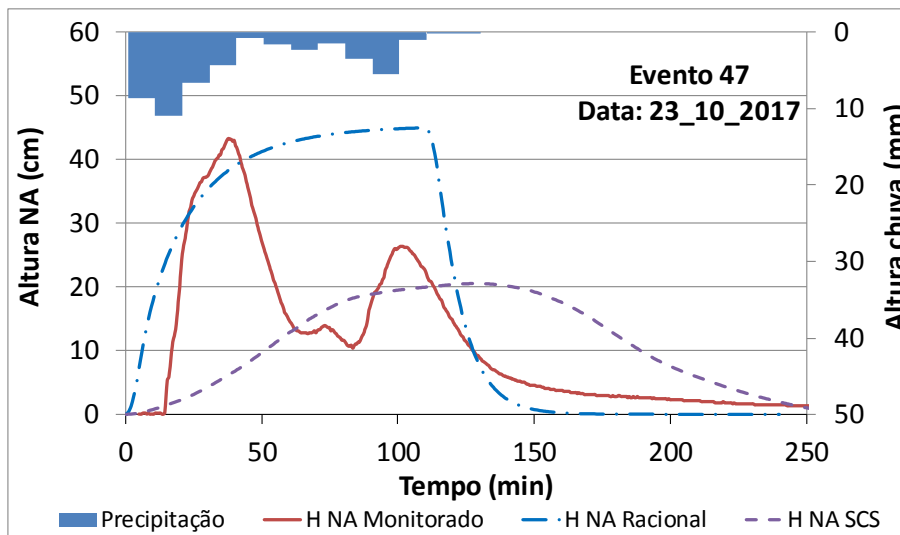
Na Figura 6.19 são apresentados os linigramas dos eventos em que ocorreram chuvas com maiores tempos de retorno: TR 1,61 anos (Evento 45), TR 2 anos (Evento 47), TR 7,74 anos

(Evento 50), TR 5,30 anos (Evento 51), e TR 200 anos (Evento 52). Ressalta-se que no cálculo dos linigramas com os métodos analisados não foram consideradas as pequenas precipitações ocorridas após o evento e apresentadas na Figura 6.19. As durações das chuvas consideradas nos cálculos foram de 50, 110, 110, 70 e 80 minutos para os eventos 45, 47, 50, 51 e 52, respectivamente.

(a)



(b)



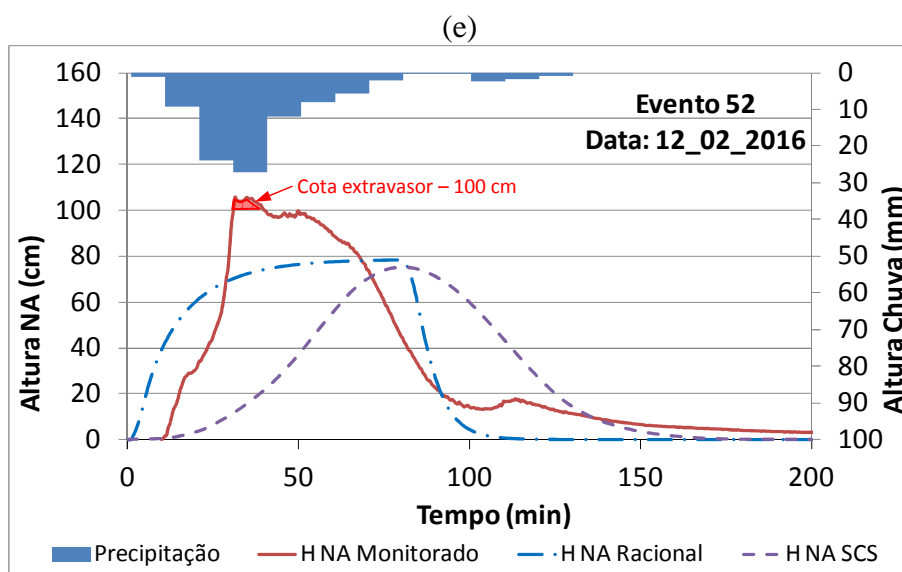
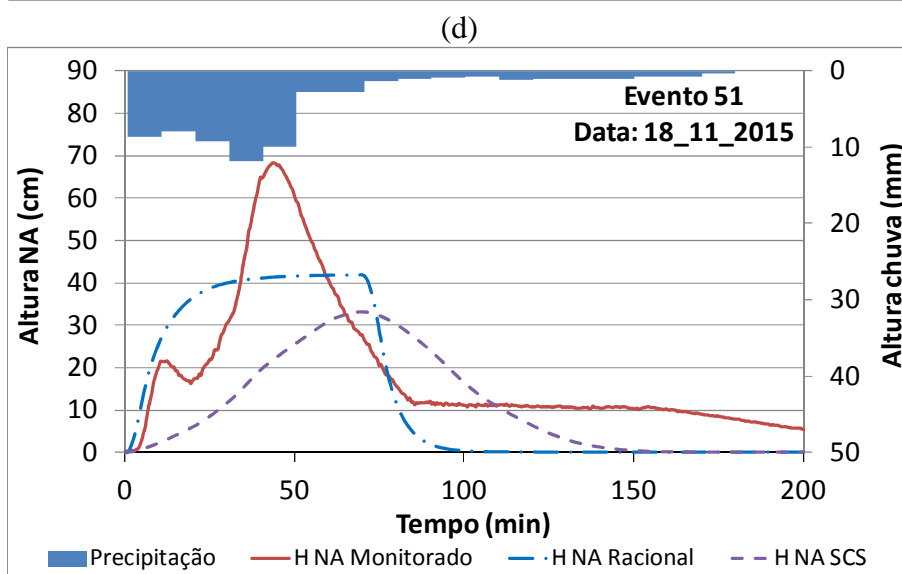
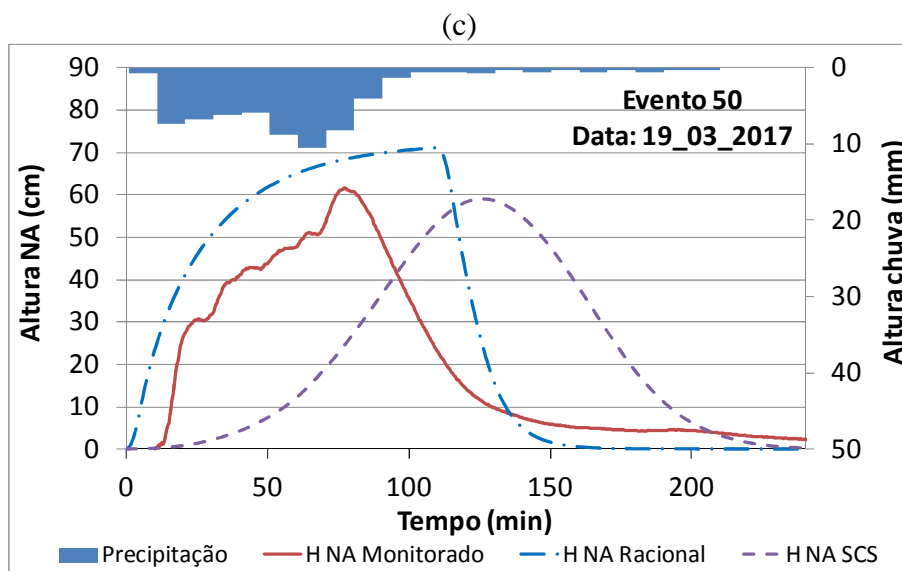


Figura 6.19: Comparação dos linigramas monitorados e calculados com os métodos Racional e HUT-SCS (a) Evento 45 (b) Evento 47 (c) Evento 50 (d) Evento 51 (e) Evento 52

As alturas máximas dos dois métodos foram próximas para os eventos 50, 51 e 52, com períodos de retorno de 7,74, 5,30 e 200 anos, respectivamente. Isto indica que as parcelas de altura de chuva absorvida e de abstração inicial definidas no método HUT-SCS são significantes para eventos com menores precipitações.

A comparação dos tempos de subida e descida dos níveis d'água monitorados no interior do microrreservatório e o hietograma de chuva indica que as durações dos eventos foram próximas à duração do linigrama no microrreservatório. Isto pode ser explicado pelo pequeno tamanho da área de contribuição, que proporciona um rápido tempo de resposta e na incapacidade do reservatório em realizar o amortecimento da vazão, conforme será discutido posteriormente.

Os resultados sugerem que a duração do hidrograma no lote pode ser determinada conforme recomendação do método Racional Modificado, no qual é definido que o tempo de subida e descida do hidrograma seja igual ao tempo de concentração e que a vazão de pico se perdura até o fim da duração do evento, nos casos em que a duração dos eventos é superior ao tempo de concentração, conforme o hidrograma da Figura 3.6.

Observou-se que o tempo de pico do linigrama calculado com o método HUT-SCS foi superior ao linigrama monitorado. No método HUT-SCS, o tempo de pico do hidrograma unitário é definido como metade da duração da chuva acrescida 60% do tempo de concentração. Além da fórmula do tempo de pico do HUT-SCS ser maior do que o definido pelo método Racional, os valores relativos à abstração inicial e chuva absorvida na bacia previstos no método podem ser superiores à realidade de lotes urbanos, resultando em valores baixos de chuvas efetivas, principalmente no início dos eventos de precipitação, conforme descrito por Hawkins *et al.* (2002) *apud* Babu & Mishra (2012).

Por se tratar de uma área de contribuição pequena, é possível que no uso do método HUT-SCS, a discretização das chuvas com intervalos menores, possa melhorar a representação dos efeitos da intensidade e duração das chuvas no escoamento. Não foi possível realizar essa análise, uma vez que os intervalos de discretização dos dados dos pluviógrafos utilizados foram de 10 minutos.

O linigrama de monitoramento do microrreservatório da Figura 6.19 (e) indica que ocorreu extravasamento durante o evento, o que não foi observado nos métodos teóricos.

Percebeu-se que as áreas dos linigramas monitorados e calculados, que são proporcionais aos volumes armazenados no período analisado, não foram as mesmas. Essas diferenças podem ter sido causadas por alguns fatores:

- Obstrução parcial da tubulação de descarga, que pode ter provocado um tempo maior de esvaziamento das águas de chuva no reservatório;
- Diferença entre os valores reais dos coeficientes de escoamento superficial e CN e os utilizados nas simulações teóricas;
- Divergência entre a precipitação registrada nos pluviógrafos e a ocorrida na área de contribuição do hospital;
- Erro de medição do sensor de nível.

6.3.1.2 Avaliação do amortecimento da vazão de pico

Considerando que os resultados obtidos com o método Racional foram mais próximos ao monitorado, avaliou-se ainda se o microrreservatório pode ter proporcionado o amortecimento esperado das vazões de pico dos eventos ocorridos. Calculou-se a vazão de pico de entrada pela equação do método Racional e a vazão de pico de saída utilizando-se o método de Puls com coeficiente de descarga de 0,61. Os resultados são apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Eficiência do amortecimento da vazão de pico (Qp) no microrreservatório MH estimada pelo método Racional (continua)

Evento	Qp Entrada (L/s)	Qp Saída (L/s)	Eficiência
1	4,15	4,13	0,58%
2	4,92	4,86	1,20%
3	6,73	5,59	16,84%
4	4,13	4,13	0,00%
5	5,52	5,35	3,02%
6	5,36	5,33	0,48%
7	7,25	5,86	19,16%
8	4,96	4,96	0,00%
9	7,57	6,29	16,91%
10	1,89	1,89	0,09%
11	8,51	6,93	18,62%
12	5,87	5,87	0,00%
13	13,03	10,63	18,43%
14	11,04	8,92	19,16%

Tabela 6.5 – Eficiência do amortecimento da vazão de pico (Qp) no microrreservatório MH estimada pelo método Racional (conclusão)

Evento	Qp Entrada (L/s)	Qp Saída (L/s)	Eficiência
15	17,87	14,38	19,50%
16	11,17	11,15	0,19%
17	8,58	8,53	0,58%
18	6,31	6,31	0,00%
19	9,91	9,70	2,14%
20	6,46	6,46	0,02%
21	11,82	11,81	0,08%
22	8,13	8,13	0,03%
23	13,35	12,80	4,10%
24	8,58	8,12	5,28%
25	11,35	11,35	0,03%
26	7,57	7,57	0,00%
27	21,12	20,61	2,45%
28	3,92	3,90	0,58%
29	9,55	9,35	2,04%
30	9,37	9,37	0,00%
31	10,93	10,93	0,03%
32	7,36	7,31	0,58%
33	5,99	5,85	2,28%
34	4,10	4,07	0,58%
35	11,71	11,43	2,38%
36	6,10	5,96	2,15%
37	13,69	13,67	0,19%
38	8,62	8,62	0,00%
39	14,92	12,41	16,84%
40	14,77	14,75	0,13%
41	19,73	18,90	4,21%
42	23,12	17,81	22,97%
43	9,73	9,71	0,20%
44	15,76	15,75	0,08%
45	24,10	24,09	0,03%
46	29,48	29,23	0,85%
47	22,85	22,52	1,45%
48	22,83	19,73	13,58%
49	9,71	9,63	0,85%
50	34,85	31,53	9,53%
51	22,25	22,25	0,00%
52	70,15	68,05	2,99%

Os resultados dos cálculos teóricos indicaram que houve, em geral, um pequeno amortecimento das vazões de pico de entrada. A maior eficiência na redução da vazão de pico foi de 22,97 % ocorrida no evento 42, registrado com a precipitação de maior intensidade para a estrutura de descarga com diâmetro de saída de 2x DN100mm. Para a chuva com tempo de

retorno de 7,74 anos (Evento 50), próxima a recorrência definida no cálculo da intensidade de chuva utilizada pela Sudecap no cálculo dos microrreservatórios, verificou-se uma redução da vazão de pico de 9,53%.

A baixa eficiência no amortecimento das vazões de pico indica que a estrutura não está realizando a função para qual foi projetada. Ressalta-se que nas simulações foi utilizado o coeficiente de descarga para funcionamento como orifício, com valor de 0,61. Entretanto, como obtido nos experimentos de Drumond *et al.* (2014) e Abreu *et al.* (2015), há indícios de que o valor de coeficiente de descarga pode ser superior ao adotado, o que acarretaria em uma eficiência ainda menor.

6.3.1.3 Avaliação do coeficiente de descarga médio por evento

Adicionalmente, buscou-se apurar os valores de coeficiente de descarga para os eventos em que a altura do nível d'água foi significativa, superando 40 cm, com cargas hidráulicas acima de 20 cm do topo do tubo de descarga. Dentre os sete eventos analisados, três ocorreram com a estrutura de descarga com o tubo de DN 200 mm e quatro com os dois tubos de DN 100 mm.

Considerando a classificação de Azevedo Netto (1998) e o comprimento de 15 cm, ambas estruturas de descarga são classificadas como orifício. A relação do comprimento e do diâmetro (L/D) foram de 1,5 para o tubo DN 100 e 0,75 para o tubo DN 200.

A apuração do valor do coeficiente de descarga foi realizada comparando-se o volume de água escoada e o volume de saída do microrreservatório. O volume de água escoada foi determinado multiplicando-se a precipitação total, a área de contribuição e o coeficiente de escoamento teórico, como pode ser visto na equação abaixo:

$$V_E = C.P.A \quad (6.3)$$

Onde:

V_E = volume de água escoada (m^3);

P = precipitação total (m);

A = área de contribuição (m^2);

C = coeficiente de escoamento superficial.

O volume de saída do microrreservatório foi calculado somando-se os volumes nos intervalos de monitoramento (30 segundos x vazão de saída determinada através da equação do bueiro tubular simples + equação geral dos orifícios + equação de Francis para vertedor retangular, considerando a altura d'água monitorada). Assim, foi possível determinar o coeficiente de descarga médio através da seguinte equação 6.4. Os resultados são apresentados na Tabela 6.6.

$$C_d = \frac{V_E - (V_B + V_V)}{\sum A\sqrt{2gH} \cdot \Delta t} \quad (6.4)$$

Onde:

C_d = coeficiente de descarga;

V_E = volume de água escoada (m³);

V_B = volume de saída quando a estrutura de descarga funcionou como bueiro (m³);

V_V = volume de saída quando ocorreu escoamento pelo vertedor (m³);

A = área da seção transversal do tubo (m²);

H = corresponde à carga total medida sobre o eixo do tubo no intervalo de tempo (m);

g = aceleração da gravidade (m²/s);

Δt = intervalo de tempo (s).

Tabela 6.6 – Coeficientes de descargas médios estimados para os eventos

Evento	Coeficiente de descarga	Altura Máxima do NA	Estrutura de descarga
46	0,34	41,2 cm	DN 200
47	0,87	43,3 cm	2 x DN 100
48	1,03	45,9 cm	2 x DN 100
49	0,41	47,7 cm	2 x DN 100
50	0,75	61,5 cm	2 x DN 100
51	0,39	68,2 cm	DN 200
52	0,68	105,8 cm	DN 200

Conforme mostra a Tabela 6.6, observou-se uma significativa variação dos valores de coeficiente de descarga calculados. Esta variação pode estar relacionada aos mesmos fatores que causaram divergência entre as áreas dos linigramas dos NAs monitorados e calculados, conforme descrito anteriormente.

Para melhorar a avaliação do funcionamento do microrreservatório seria necessário monitorar as vazões de entrada e saída, que permitiria a representação do funcionamento de todo o

sistema. Além de se avaliar os hidrogramas de entrada e saída, poder-se-ia verificar os valores de coeficiente de descarga da equação geral dos orifícios. Todavia, como o microrreservatório encontra-se enterrado e não há espaço físico para a instalação de medidores de vazão, não foi possível registrar as vazões de entrada e saída. A seguir serão apresentados os resultados das análises dos dados registrados nos monitoramentos dos microrreservatórios MV.

6.3.2 Microrreservatórios MV

A análise dos registros do sensor instalado no interior do microrreservatório MV-1 indicou que não houve uma grande variação dos níveis d'água durante a ocorrência dos eventos chuvosos. A variação máxima do nível d'água observada foi de 12 cm, ocorridas nos eventos dos dias 23/10/2017 e 22/03/2018, como pode ser observado na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Variação dos níveis d'água no MV-1 durante os eventos monitorados

Data	Variação Máxima do NA	Data	Variação Máxima do NA
19/03/17	8 cm	04/01/18	2 cm
23/10/17	12 cm	05/01/18	4 cm
06/11/17	4 cm	07/01/18	3 cm
11/11/17	3 cm	30/01/18	7 cm
12/11/17	4 cm	01/02/18	5 cm
18/11/17	5 cm	03/02/18	4 cm
20/11/17	2 cm	05/02/18	4 cm
21/11/17	2 cm	24/02/18	5 cm
28/11/17	2 cm	02/03/18	2 cm
30/11/17	2 cm	05/03/18	8 cm
01/12/17	3 cm	07/03/18	4 cm
02/12/17	4 cm	09/03/18	7 cm
03/12/17	4 cm	16/03/18	11 cm
08/12/17	5 cm	17/03/18	9 cm
30/12/17	6 cm	22/03/18	12 cm
03/01/18	5 cm	-	-

A pequena variação no nível d'água pode estar relacionada com a área de contribuição ao microrreservatório. Conforme constatado em vistoria, além da área de contribuição ser inferior à prevista no projeto, o terreno próximo às duas bocas de lobo é plano, não apresentando declividade adequada para a captação das águas e direcionamento para o microrreservatório MV-1. Isto pode resultar em uma grande perda de água devido à geração de poças de água no terreno. Assim, considerando a baixa variação do nível d'água, decidiu-se não realizar a análise do funcionamento do microrreservatório MV-1 com os métodos teóricos.

Quanto ao funcionamento do microrreservatório MV-2 foram realizadas análises para os 115 eventos de precipitação indicados na Tabela 6.3. Os resultados da comparação entre os níveis d'água máximos monitorados e os obtidos pelo método Racional/Puls são apresentados na Figura 6.20, enquanto a comparação com os resultados do método HUT-SCS/Puls é mostrada na Figura 6.21.

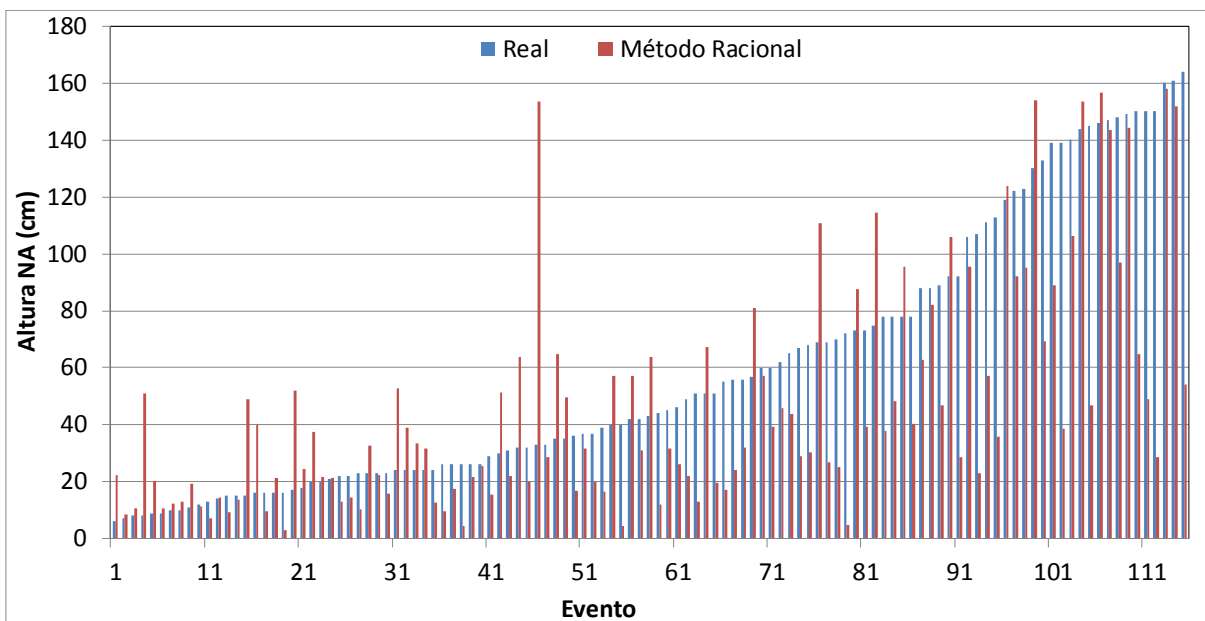


Figura 6.20: Comparação entre as alturas máximas monitoradas e calculadas com o método Racional/Puls

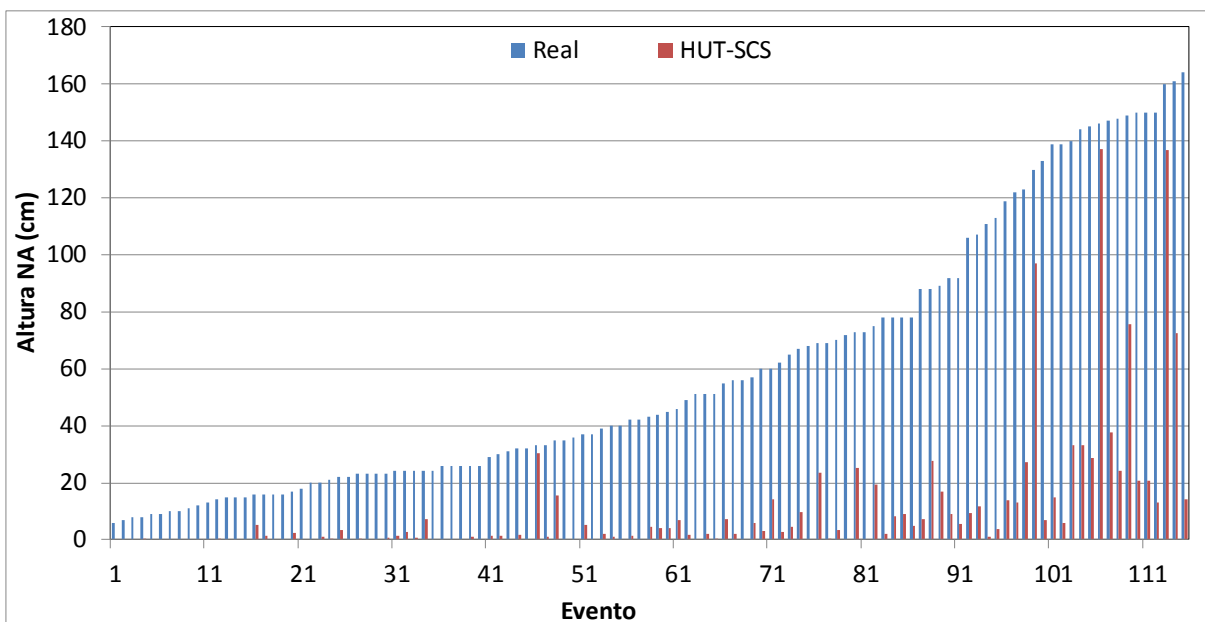


Figura 6.21: Comparação entre as alturas máximas monitoradas e calculadas com o método HUT-SCS/Puls

De modo geral, os resultados mostraram que as alturas máximas de nível d'água registradas no microrreservatório MV-2 foram superiores às simuladas. Entretanto, as alturas máximas simuladas com o método Racional/Puls foram superiores às alturas máximas monitoradas em 42 eventos. Com relação aos resultados obtidos com o método HUT-SCS/Puls, nenhuma altura máxima do nível d'água foi superior à monitorada, como pode ser visto na Figura 6.21.

Na comparação entre os resultados teóricos, percebeu-se que as alturas máximas encontradas com o método Racional foram mais próximas às monitoradas do que as alturas obtidas com o método HUT-SCS, como foi observado nos resultados do monitoramento do microrreservatório MH. Os resultados indicam que o método HUT-SCS não tem uma boa representação dos eventos ocorridos, principalmente nos eventos com baixa precipitação, como também foi constatado nos resultados do microrreservatório MH.

As variações entre os resultados dos métodos teóricos e os dados monitorados podem estar relacionadas à discretização temporal definida no método Racional e às parcelas de altura de chuva absorvida e de abstração inicial definidas no método HUT-SCS, mesmas razões descritas na análise realizada no microrreservatório MH. Além disso, a divergência entre os valores reais e os adotados para o coeficiente de escoamento superficial e o CN podem também ter sido as causas da variação.

6.3.2.1 Análise dos eventos monitorados com o pluviômetro na empresa

Buscando-se melhorar a análise, reduzindo o erro relativo à representação da precipitação ocorrida no local, comparou-se isoladamente os dados monitorados e os resultados das simulações realizadas com as precipitações registradas no pluviômetro instalado na empresa. Nessa análise, verificou-se que as alturas máximas calculadas com o método Racional/Puls foram mais próximas às monitoradas, como pode ser visto na Figura 6.22. Os resultados obtidos com o método HUT-SCS/Puls foram muito inferiores ao monitorado, mesmo para os eventos com maiores precipitações, como pode ser visto nos resultados dos eventos 108 e 111.

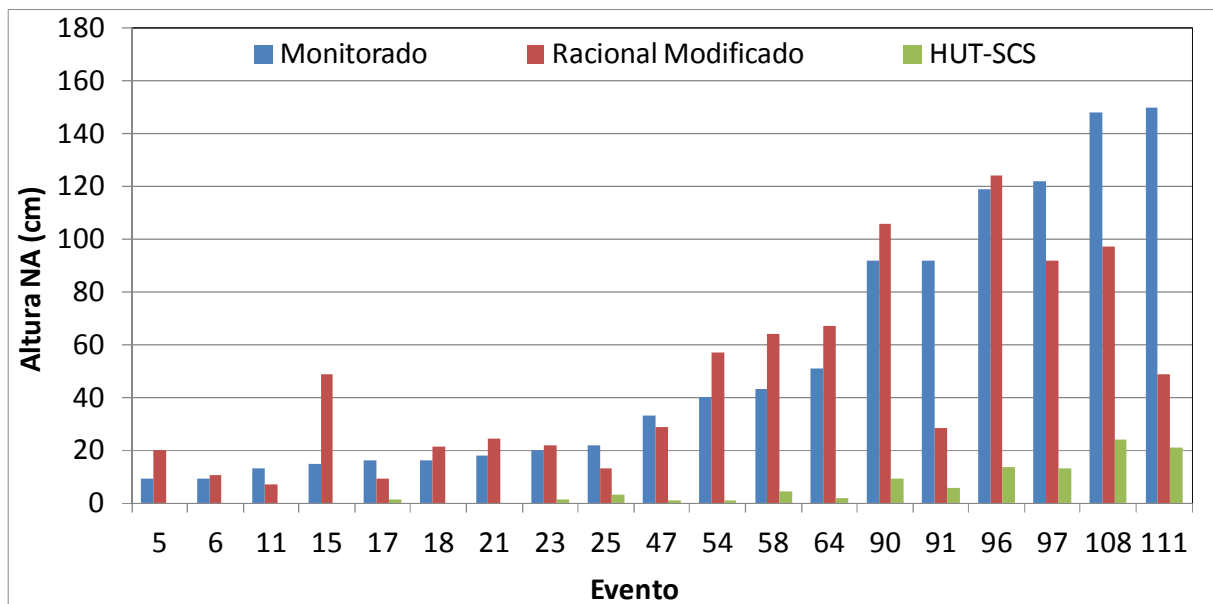


Figura 6.22: Comparação entre as alturas máximas monitoradas e calculadas com os métodos Racional/Puls e HUT-SCS/Puls – Eventos registrados com o pluviômetro instalado na empresa

O percentual de eventos em que os resultados obtidos com o método Racional/Puls foi superior ao monitorado aumentou em relação à análise anterior. Dos 19 eventos analisados, em 11 eventos as alturas máximas obtidas com o método Racional/Puls foram maiores que as alturas máximas monitoradas. Entretanto, para os dois maiores eventos ocorridos (108 e 111) as alturas máximas do NA foram mais de 40 cm inferiores às monitoradas.

Analisando-se os eventos em que as alturas máximas d'água calculadas com o método Racional foram inferiores às alturas máximas monitoradas, verificou-se que ocorreram precipitações de grande duração. Verificou-se que o uso da intensidade média no método Racional pode ter causado a diferença entre as alturas máximas d'água monitorada e a teórica.

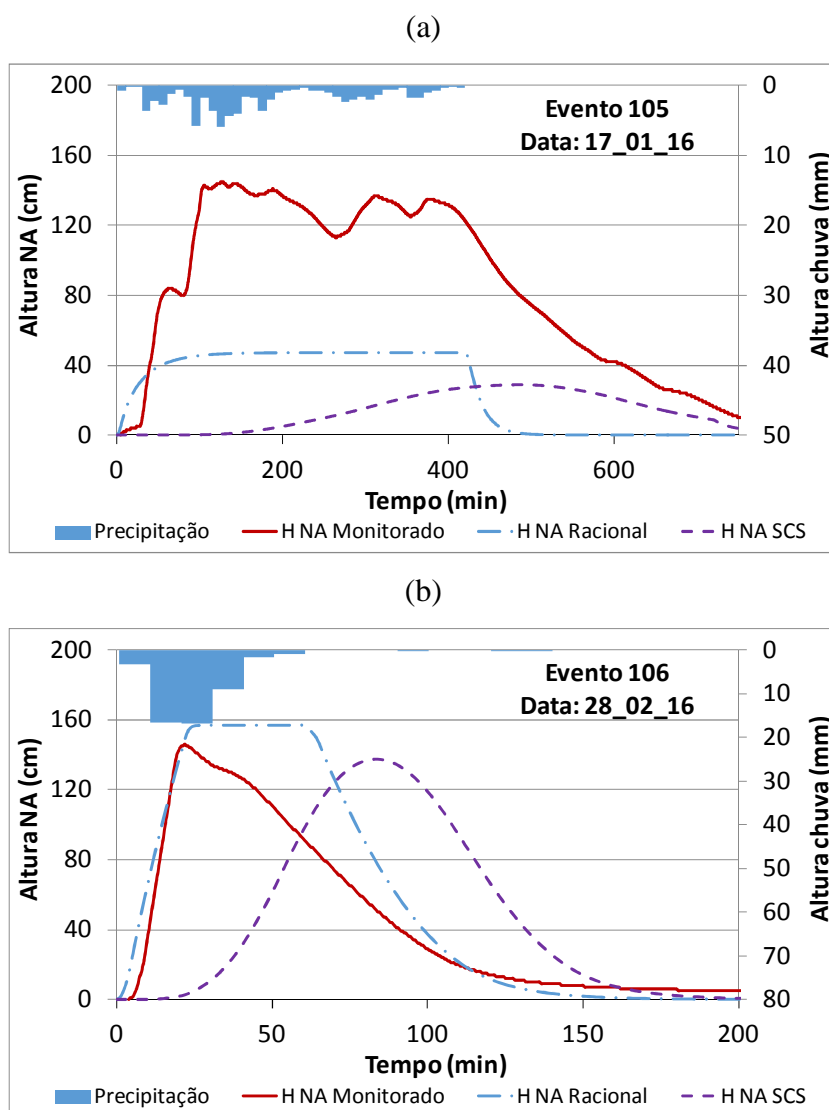
No cálculo da intensidade média dessas chuvas obteve-se valores muito inferiores aos definidos no intervalo de maior intensidade dos eventos. Essa diferença entre a intensidade média e a maior intensidade ocorrida no evento influenciou o resultado da vazão de pico teórica.

6.3.2.2 Análise dos eventos com maiores tempo de retorno

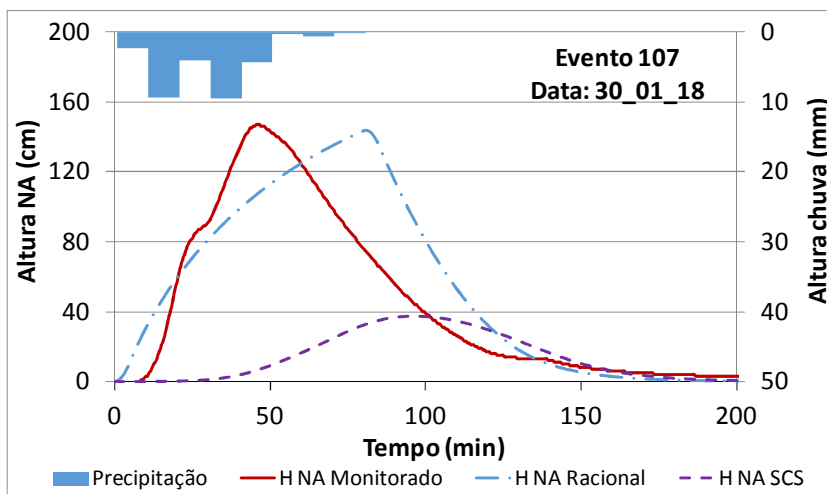
Como na análise realizada para o microrreservatório MH, decidiu-se elaborar gráficos com os linigramas monitorados e os calculados com os métodos Racional/Puls e HUT-SCS/Puls para

os eventos com maiores tempos de retorno. Na Figura 6.23 são apresentados os linigramas dos eventos em que ocorreram chuvas com os seguintes tempos de retorno: TR 1,2 anos (Evento 115), TR 1,3 anos (Eventos 107 e 110), TR 2 anos (Eventos 105 e 114), TR 5 anos (Evento 106), TR 6,4 anos (Evento 109), e TR 6,5 anos (Evento 113).

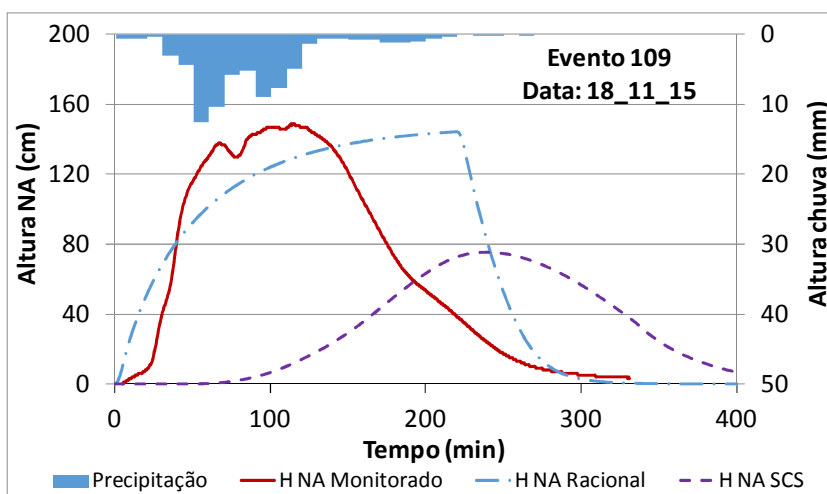
Os dados dos eventos de precipitação utilizados foram os obtidos na estação pluviométrica 13 da PBH. As durações das chuvas consideradas nos cálculos foram as mesmas apresentadas na Tabela 6.3.



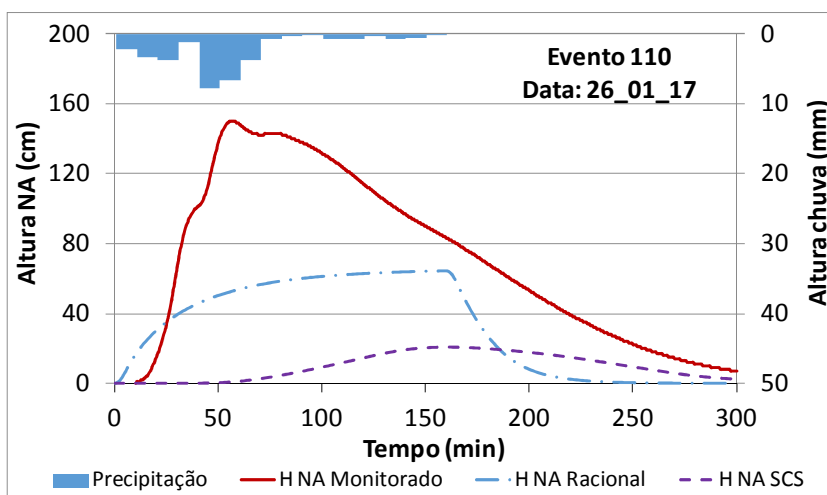
(c)



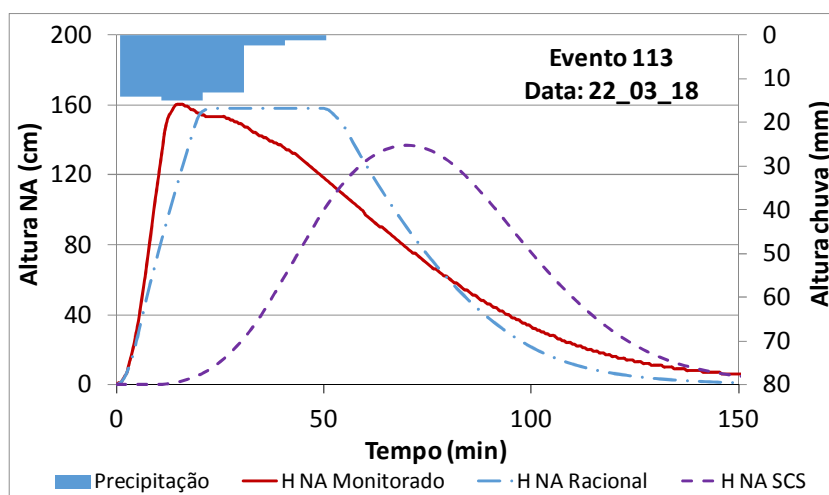
(d)



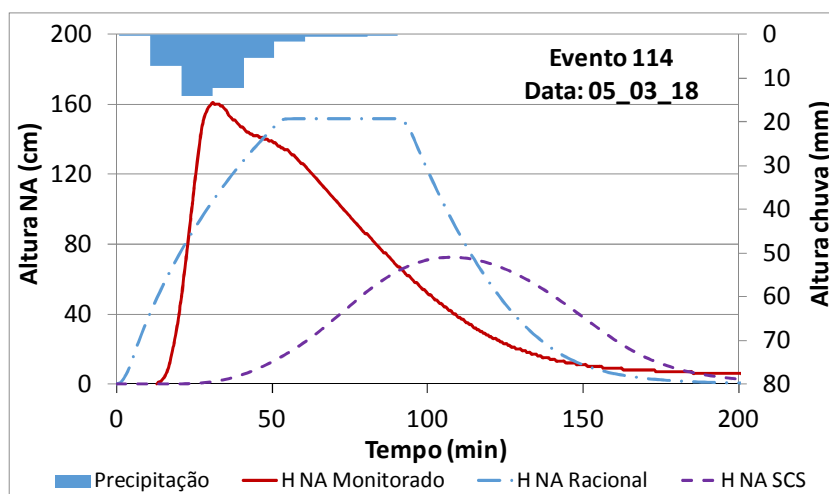
(e)



(f)



(g)



(h)

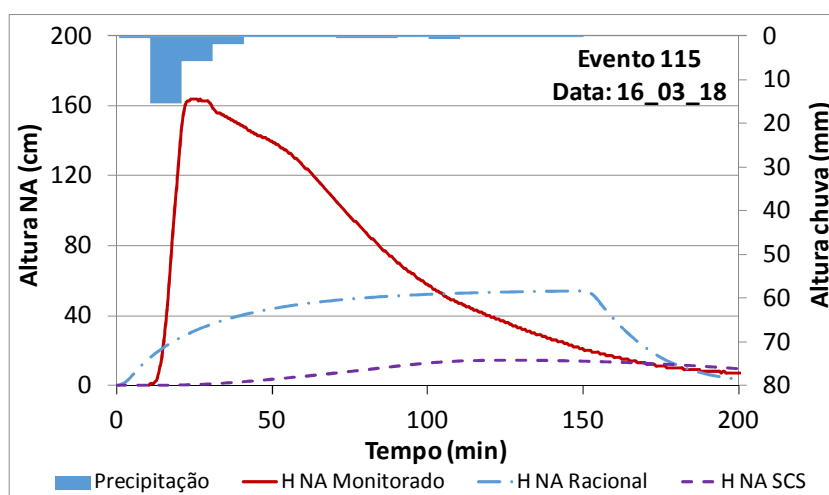


Figura 6.23: Comparação dos linigramas monitorados e calculados com os métodos Racional e HUT-SCS (a) Evento 105 (b) Evento 106 (c) Evento 107 (d) Evento 109 (e) Evento 110 (f) Evento 113 (g) Evento 114 (h) Evento 115

Observou-se que as áreas dos linigramas monitorados dos eventos 105, 110 e 115 foram muito maiores do que os linigramas teóricos. Considerando as precipitações dos eventos, verificou-se que as médias das intensidades pluviométricas dos eventos 105 (10,3 mm/h – 420 min), 110 (12,7 mm/h – 160 min) e 115 (11,4 mm/h – 150 min) foram as menores entre as avaliadas, assim como as áreas dos linigramas calculados com os métodos teóricos.

Nos eventos 106, 109, 113 e 114, as áreas dos linigramas calculados com o método Racional/Puls foram superiores às áreas dos linigramas monitorados. As médias das intensidades e as durações pluviométricas para esses eventos foram: 48,6 mm/h e 60 min - evento 106; 20 mm/h e 220 min - evento 109; 55 mm/h e 50 min - evento 113; e 28,3 mm/h e 90 min - evento 114. Isto indica que o uso das intensidades médias das precipitações no método Racional pode ter sido a principal causa das diferenças entre as áreas dos linigramas monitorados e calculados.

As áreas dos linigramas monitorado e do método Racional/Puls do evento 107 foram as que apresentaram maior similaridade. Em nenhum evento a área do linigrama calculado com o método HUT-SCS/Puls foi superior às áreas dos linigramas monitorados e do método Racional/Puls.

De acordo com os registros dos níveis d'água monitorados, ocorreu extravasamento no microrreservatório MV-2 nos eventos 113, 114 e 115. As simulações realizadas com os métodos teóricos indicaram a ocorrência de extravasamento nos eventos 106, 113 e 114. Ressalta-se que os tempos de retorno calculados para todos os eventos pluviométricos utilizados foram inferiores a 10 anos, tempo de recorrência da chuva de projeto utilizada no dimensionamento do microrreservatório.

De maneira a melhorar a análise entre os linigramas monitorados e os calculados com os métodos teóricos, foram elaborados gráficos para os dois maiores eventos registrados no pluviômetro instalado na empresa, como mostrado na Figura 6.24.

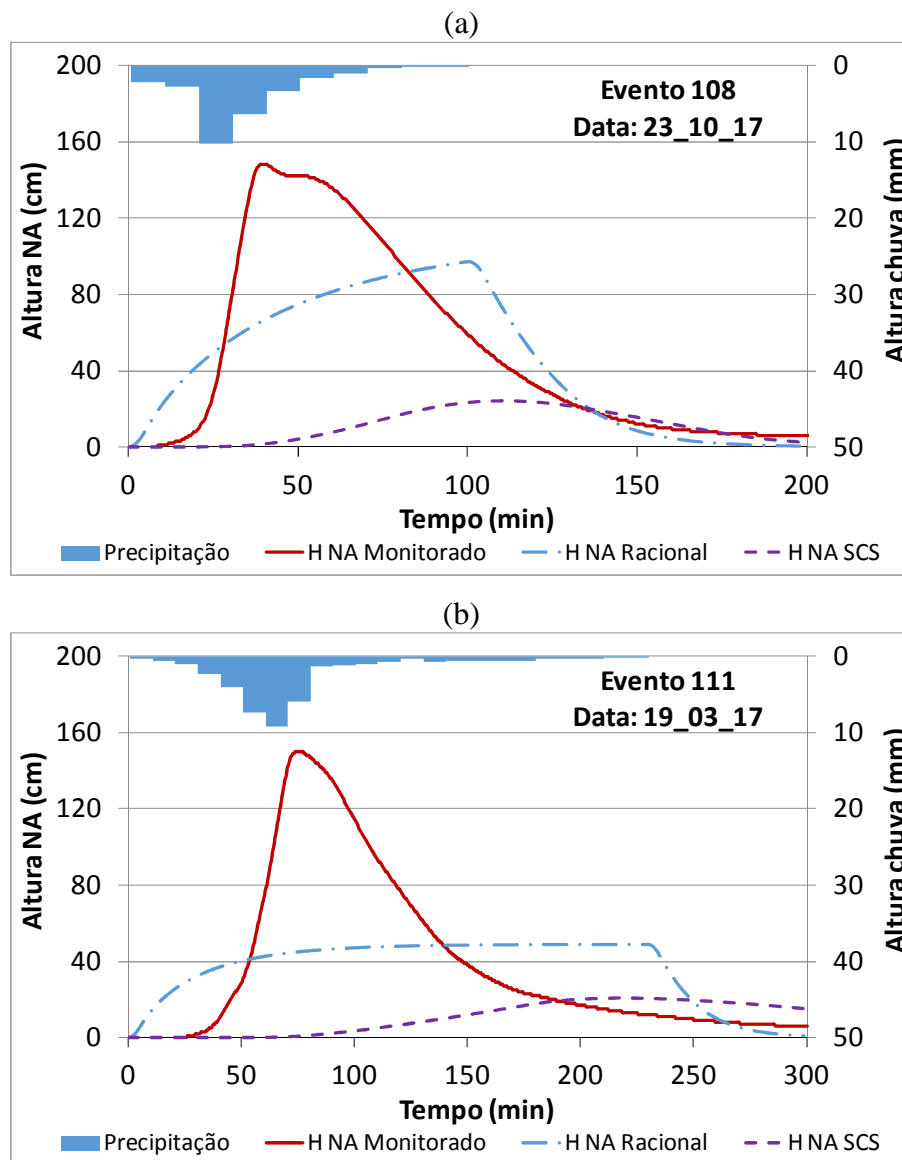


Figura 6.24: Comparação dos linigramas monitorados e calculados com os dados do pluviômetro instalado na empresa (a) Evento 108 (b) Evento 111

Comparando-se as áreas dos linigramas, percebeu-se que as áreas dos linigramas monitorados foram um pouco maiores do que os teóricos. Apesar das formas, a diferença entre as áreas dos linigramas monitorado e o calculado com o método Racional/Puls não foi significativa, o que indica uma melhora na representação dos eventos ocorridos.

As alturas dos níveis d'água calculados com o método Racional/Puls foram menores do que as monitoradas, devido ao uso da média da intensidade pluviométrica dos eventos. Como as durações dos eventos foram de 100 minutos (Evento 108) e 230 minutos (Evento 111), a diferença entre as intensidades máximas e médias dos eventos foram significativas.

Quanto aos linigramas determinados com o método HUT-SCS/Puls, verificou-se que as alturas dos níveis d'água foram muito inferiores às monitoradas, demonstrando que o método não representa de maneira adequada o funcionamento do microrreservatório.

Na comparação entre as durações dos linigramas monitorados e o hietogramas das chuvas, verificou-se que o escoamento manteve-se por um tempo maior. Como a área de contribuição ao microrreservatório MV-2 é superior à área do microrreservatório MH, os tempos de resposta e de concentração podem ser maiores.

Como os dados do pluviômetro foram registrados por minuto, foi possível analisar as diferenças entre os tempos de pico da chuva e dos escoamentos monitorados e calculados no microrreservatório para os dois eventos da Figura 6.24. A Tabela 6.8 apresenta os tempos de pico de chuva e dos escoamentos monitorado e calculados no interior do microrreservatório.

Tabela 6.8 – Tempos de pico dos eventos 108 e 111

Evento	Tempo de Pico (min)			
	Chuva	NA Monitorado	NA Racional	NA SCS
108	27	39	101	110
111	63	74	231	219

Pode-se observar que as diferenças entre os picos de chuvas e o monitorado foram de 12 (Evento 108) minutos e 11 minutos (Evento 111), indicando o tempo de resposta do escoamento na área de contribuição.

Os tempos de respostas dos picos das simulações com os métodos teóricos foram próximos, mas muitos superiores ao monitorado. No evento 108 os tempos de resposta dos picos calculados (Racional = 74 min e HUT-SCS = 83 min) foram mais de seis vezes superiores ao monitorado, enquanto que no evento 111 os tempos de resposta calculados (Racional = 168 min e HUT-SCS = 156 min) foram mais de quatorze vezes superiores.

6.3.2.3 Avaliação do amortecimento da vazão de pico

Como observado no monitoramento do microrreservatório MH, de uma maneira geral, as simulações com o método Racional foram mais próximas aos dados monitorados do que as simulações com o método HUT-SCS. Assim, decidiu-se avaliar também o amortecimento da vazão de pico proporcionado pelo microrreservatório MV-2, utilizando as simulações

realizadas com os métodos Racional/Puls. Nas simulações foi utilizado o valor de 0,61 para o coeficiente de descarga. Os resultados são apresentados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Eficiência do amortecimento da vazão de pico (Qp) no microrreservatório MV-2
(continua)

Evento	Qp Entrada (L/s)	Qp Saída (L/s)	Eficiência
1	37,91	30,22	20,27%
2	17,96	12,14	32,39%
3	15,30	15,22	0,48%
4	77,81	54,23	30,30%
5	41,90	28,05	33,05%
6	15,39	15,13	1,67%
7	19,45	17,49	10,09%
8	18,70	18,53	0,91%
9	29,93	26,85	10,27%
10	23,94	16,14	32,58%
11	23,94	10,14	57,65%
12	20,13	20,10	0,15%
13	15,96	13,12	17,80%
14	20,35	19,22	5,55%
15	155,61	52,91	66,00%
16	47,28	46,48	1,70%
17	13,37	13,37	0,01%
18	32,92	29,17	11,37%
19	5,99	4,05	32,39%
20	64,64	55,01	14,90%
21	37,41	32,50	13,12%
22	59,85	44,21	26,13%
23	31,72	29,79	6,10%
24	29,93	29,19	2,47%
25	18,52	18,52	0,00%
26	22,44	20,16	10,17%
27	14,63	14,63	0,00%
28	65,84	40,22	38,91%
29	34,41	30,25	12,09%
30	22,23	22,22	0,02%
31	70,32	55,33	21,32%
32	47,13	45,45	3,56%
33	43,89	40,86	6,91%
34	39,50	39,47	0,08%
35	41,90	17,66	57,85%
36	14,36	13,61	5,28%
37	24,80	24,38	1,68%
38	8,98	5,99	33,27%
39	29,93	29,72	0,67%
40	83,79	33,27	60,30%
41	21,48	21,47	0,00%

Tabela 6.9 – Eficiência do amortecimento da vazão de pico (Qp) no microrreservatório MV-2
(continuação)

Evento	Qp Entrada (L/s)	Qp Saída (L/s)	Eficiência
42	39,33	33,97	13,62%
43	32,32	30,49	5,65%
44	93,77	62,20	33,66%
45	33,92	27,68	18,38%
46	175,06	174,58	0,28%
47	37,41	36,53	2,34%
48	64,75	62,71	3,15%
49	95,76	53,50	44,13%
50	23,44	23,42	0,08%
51	39,59	39,43	0,41%
52	38,90	27,68	28,84%
53	23,24	23,24	0,00%
54	85,79	58,22	32,13%
55	8,98	6,07	32,39%
56	85,79	58,28	32,06%
57	62,84	38,82	38,23%
58	75,41	62,25	17,46%
59	16,67	16,67	0,00%
60	39,72	39,37	0,88%
61	34,02	34,01	0,02%
62	29,93	29,87	0,18%
63	18,81	18,50	1,67%
64	97,76	64,11	34,42%
65	27,68	27,42	0,92%
66	23,94	23,94	0,00%
67	32,10	31,93	0,53%
68	46,38	39,54	14,76%
69	98,75	71,52	27,58%
70	69,43	58,28	16,06%
71	45,98	45,97	0,02%
72	55,86	50,60	9,42%
73	53,12	50,55	4,83%
74	36,69	36,69	0,00%
75	44,89	38,26	14,77%
76	97,26	85,19	12,41%
77	36,91	34,87	5,51%
78	32,92	32,92	0,00%
79	6,98	6,78	2,84%
80	83,04	74,74	9,99%
81	77,81	45,92	40,98%
82	108,73	86,79	20,18%
83	47,03	44,60	5,15%
84	53,32	52,34	1,84%
85	112,22	78,42	30,12%
86	47,88	46,66	2,56%
87	74,21	61,47	17,17%

Tabela 6.9 – Eficiência do amortecimento da vazão de pico (Qp) no microrreservatório MV-2
(conclusão)

Evento	Qp Entrada (L/s)	Qp Saída (L/s)	Eficiência
88	72,94	71,94	1,37%
89	51,35	51,27	0,14%
90	141,65	83,00	41,40%
91	36,28	36,26	0,07%
92	112,22	78,42	30,12%
93	30,92	30,92	0,00%
94	85,79	58,28	32,06%
95	43,89	42,86	2,35%
96	161,60	90,64	43,91%
97	92,77	76,79	17,22%
98	82,70	78,25	5,38%
99	184,68	184,68	0,00%
100	75,81	65,40	13,73%
101	83,79	75,32	10,11%
102	45,70	45,19	1,13%
103	88,69	83,22	6,16%
104	178,06	177,85	0,11%
105	51,44	51,44	0,00%
106	242,39	242,40	0,00%
107	115,96	98,07	15,43%
108	84,99	79,12	6,91%
109	99,57	98,31	1,27%
110	63,22	62,68	0,85%
111	52,82	52,80	0,04%
112	36,42	36,42	0,00%
113	274,12	274,12	0,00%
114	140,98	140,98	0,00%
115	56,66	56,24	0,74%

A média do amortecimento de todos os eventos foi cerca de 12,94%. A maior eficiência foi observada no evento 15, no qual cerca de 66% da vazão de pico foi reduzida. Esse evento teve duração de 10 minutos, mesma duração da chuva de projeto do microrreservatório MV-2. No evento 40, em que foi verificado o segundo maior amortecimento (60%), a precipitação também foi de 10 minutos.

Os maiores amortecimentos observados na Tabela 6.9, ocorreram nos eventos com menores durações pluviométricas. Como o microrreservatório foi dimensionado para uma chuva de projeto com pequena duração, o volume pode não ser suficiente para amortecer chuvas com maiores durações.

Mesmo que uma chuva com duração de 10 minutos apresente uma grande intensidade, o volume necessário para armazenamento no microrreservatório pode ser inferior às chuvas com maiores durações e menores intensidades, ou seja, a duração crítica pode ser superior a 10 minutos. Como a área de contribuição de um microrreservatório é relativamente pequena, de uma maneira geral, antes da chuva atingir sua intensidade máxima, o interior da estrutura já se encontra em enchimento, como pode ser visto nas Figuras 6.19 e 6.23. Assim, mesmo que a intensidade máxima seja inferior à chuva de projeto, o volume disponível para armazenamento pode não ser suficiente.

Comparando-se os amortecimentos das vazões de pico das Tabelas 6.6 e 6.10, verificou-se que os resultados do microrreservatório MV-2 apresentaram uma melhor eficiência em comparação aos resultados do microrreservatório MH. Entretanto, se o intuito no uso dos microrreservatórios é manter as vazões de pico próximas às das condições de pré-urbanização e conseqüentemente auxiliar a redução do risco de inundações na bacia hidrográfica, é necessário que no seu dimensionamento sejam avaliadas chuvas de projeto com diferentes durações e tempos de retorno, de forma que a estrutura de drenagem possa cumprir seu objetivo, atendendo a diferentes eventos.

6.3.2.4 Avaliação do coeficiente de descarga médio por evento

Utilizando-se apenas os dados do pluviômetro instalado na empresa e os eventos em que a altura do nível d'água foi superior a 40 cm, determinou-se os valores de coeficiente de descarga. Baseando-se na classificação de Azevedo Netto (1998) e no comprimento da estrutura de descarga (25 cm), a relação do comprimento e do diâmetro é de 1,25, o que indica que o tubo de descarga funciona como orifício.

A determinação do coeficiente de descarga foi feita através da equiparação entre o volume de água escoada e o volume de saída do microrreservatório, realizando-se os mesmos cálculos descritos na análise do microrreservatório MH. Os resultados são apresentados na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Coeficientes de descargas médios estimados para os eventos

Evento	Coeficiente de descarga	Altura Máxima do NA
58	0,44	43 cm
64	0,94	51 cm
90	0,49	92 cm
91	0,47	92 cm
96	0,50	119 cm
97	0,50	122 cm
108	0,55	148 cm
111	0,69	150 cm

Em comparação aos coeficientes de descarga determinados com os dados do microrreservatório MH, verificou-se que os valores tiveram uma menor variação. Apenas o evento 64, apresentou um valor acima de 0,7, enquanto os demais valores variaram de 0,44 a 0,69.

Considerando-se as incertezas quanto aos erros dos valores adotados para o coeficiente de escoamento superficial e área de contribuição, erros de medição do sensor de nível e do pluviômetro, os resultados apresentam uma tendência do valor do coeficiente descarga ser próximo de 0,61. Para melhorar a análise seria necessário monitorar também as vazões de entrada e saída, o que permitiria a representação do funcionamento de todo o microrreservatório.

6.4 Conclusões

A partir da comparação entre os dados de monitoramento dos níveis d'água no interior dos microrreservatórios e as alturas d'água calculadas com os métodos usualmente utilizados em projetos de drenagem, verificou-se que as simulações teóricas apresentaram valores inferiores aos monitorados. Entretanto, na comparação entre os métodos teóricos, os métodos Racional/Puls apresentaram resultados mais próximos aos monitorados do que os obtidos com os métodos HUT-SCS/Puls.

Além dos resultados das alturas dos níveis d'água, os tempos de pico e recessão dos linigramas calculados com o método Racional representaram melhor o linigrama monitorado. Mesmo em simulações com dados de chuva com discretização menores, como as realizadas com o pluviômetro instalado na empresa montadora de veículos, os resultados com o método HUT-SCS não representaram adequadamente o linigrama monitorado.

Recomenda-se, portanto, a utilização do método Racional no dimensionamento dessas estruturas de drenagem. Entretanto, devem ser realizadas novas pesquisas para melhorar as imperfeições do método, especialmente a relativa à discretização temporal da chuva.

Quanto ao amortecimento das vazões de pico, as simulações realizadas com os métodos Racional/Puls indicam que, de uma maneira geral, os microrreservatórios existentes apresentam uma baixa eficiência. Observou-se que os melhores desempenhos dos microrreservatórios ocorreram com chuvas de curta duração, próximas à utilizada no seu dimensionamento, 22,97 % de redução da vazão de pico no evento 42 do MH e 66% de amortecimento no evento 15 do MV-2.

A chuva de projeto de 10 minutos, recomendada pela Sudecap (2009) no dimensionamento dos microrreservatórios, apresenta curta duração e não se aproxima da representação de eventos reais. Como mostrado nas Tabelas 6.3 e 6.4, todas as chuvas registradas na análise do funcionamento do microrreservatório MH possuíram duração superior à de projeto e apenas 4 (quatro) dos 115 eventos analisados no microrreservatório MV-2 tiveram a mesma duração.

Considerando que o objetivo no uso dos microrreservatórios é manter as vazões de pico próximas às das condições de pré-urbanização e conseqüentemente auxiliar na redução do risco de inundações na bacia hidrográfica, é necessário que no seu dimensionamento sejam avaliadas chuvas de projeto com diferentes durações e tempos de retorno, de modo a obter a duração crítica e de que o dispositivo de drenagem cumpra melhor o seu papel.

Com relação aos coeficientes de descarga, apesar das estruturas de descarga serem classificadas como orifício, verificou-se uma variação dos valores encontrados. Essa variação pode estar relacionada às divergências entre as áreas de contribuição e coeficiente de escoamento adotados e os reais, bem como aos erros dos equipamentos de medição de chuva e do nível d'água no interior das estruturas.

Recomenda-se, portanto, que novas pesquisas sejam realizadas com o monitoramento de todo o sistema, avaliando-se as vazões de entrada e saída e o registro do nível d'água nos microrreservatórios. Assim, será possível verificar com mais detalhes as vazões máximas geradas, a eficiência no amortecimento da vazão de pico, os tempos de pico e recessão dos hidrogramas e os valores dos coeficientes de descarga.

7 MONITORAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS CONSTRUÍDOS

Essa etapa consistiu na construção, no monitoramento e na análise do funcionamento de dois microrreservatórios implantados em estabelecimentos da Prefeitura Municipal de Belo Horizonte. Buscou-se avaliar o desempenho das estruturas, monitorando-se as vazões de entrada e de saída, a altura do nível d'água em seu interior e os eventos pluviométricos ocorridos nos locais.

7.1 Introdução

Como indicado nas simulações realizadas em laboratório por Drumond (2012) e na análise do monitoramento dos microrreservatórios existentes em Belo Horizonte, realizada no capítulo anterior, os critérios de projeto de microrreservatórios previstos na Lei Municipal n° 9.959/10 e no documento Sudecap (2009) não são adequados para o dimensionamento dessas estruturas de drenagem.

Os principais problemas identificados se referem ao volume insuficiente para armazenamento e à adoção incorreta do valor do coeficiente de descarga devido a não classificação da estrutura de descarga. Além disso, a chuva de projeto utilizada não representa adequadamente a variedade de eventos pluviométricos que ocorrem na cidade.

A análise de apenas uma chuva de projeto define o volume necessário para armazenamento somente para esse evento pluviométrico, não sendo suficiente, portanto, para avaliar o funcionamento do microrreservatório para as demais precipitações. Sabendo-se da existência de uma duração crítica, ou seja, aquela que resulta no maior volume de armazenamento para chuvas com o mesmo tempo de retorno, o volume determinado por uma chuva com duração de 10 minutos pode ser subdimensionado.

Cabe salientar ainda que, se o objetivo do uso do microrreservatório é manter as vazões de saída do lote próximas às condições de pré-urbanização, é necessário avaliar chuvas com diferentes tempos de retorno. Como demonstrado no Capítulo 4, a maioria dos conselhos municipais da Região Metropolitana de Sydney/Austrália solicita que os microrreservatórios sejam dimensionados para amortecer chuvas com tempo de retorno de 2 a 100 anos.

O volume de armazenamento também está diretamente relacionado à estrutura de descarga projetada. Sabendo-se da variação dos valores dos coeficientes de descarga conforme a classificação de Azevedo Netto (1998) (indicada na Tabela 3.15) e os resultados obtidos nos estudos realizados por Drumond *et al.* (2014), Abreu *et al.* (2015), Arthur *et al.* (2017), a adoção de um valor de coeficiente de descarga sem a avaliação do tipo de estrutura de descarga pode acarretar em volumes de armazenamento inadequados e conseqüentemente, as vazões de saída dos microrreservatórios não serão as mesmas previstas em projeto.

A determinação das vazões de entrada e saída é outro aspecto importante no projeto de microrreservatório. Essas vazões estão associadas às condições de pré e pós-urbanização, que são representadas basicamente pelos coeficientes de escoamento superficial no método Racional e pelo *Curve Number* – CN no método do Hidrograma Unitário do *Soil Conservation Service* – HU-SCS, denominado atualmente como *Natural Resources Conservation Service* (NRCS), *Unit Hydrograph method* (UH).

Apesar de vários autores proporem valores de C e CN para diferentes ocupações e uso do solo, bem como o estudo de Ramos (1998) e o Plano Diretor de Drenagem Urbana de BH (2000) recomendarem valores específicos para diferentes regiões da cidade, muitos projetistas não avaliam adequadamente as condições da área de contribuição ao microrreservatório. Aliado a aplicação de valores que não representam as condições locais, usualmente não se verifica a variação desses parâmetros para chuvas com diferentes tempos de retorno.

As vazões máximas de saída do microrreservatório que devem ser lançadas no sistema de drenagem é outro aspecto frequentemente discutido no uso dessa técnica, devido à dificuldade em se determinar as condições de pré-urbanização em áreas que já sofreram algum tipo de intervenção. Uma das soluções geralmente propostas é realizar a análise das vazões máximas que podem ser lançadas no sistema de drenagem através de simulações de toda a bacia hidrográfica. Entretanto, a maioria dos municípios brasileiros não possui um sistema de monitoramento hidrológico que permite verificar se as simulações do funcionamento do sistema de drenagem da bacia são válidas.

Uma forma de aumentar a eficiência do microrreservatório é construí-lo com fundo permeável, permitindo a infiltração das águas. Essa estrutura pode contribuir para o restabelecimento do equilíbrio hídrico no lote para as condições próximas às de pré-urbanização, permitindo a recarga do lençol freático, melhorando a qualidade da água e

reduzindo o volume de escoamento, bem como realizando ainda o amortecimento da vazão de pico.

No estudo realizado por Campos (2007), em que se avaliou o funcionamento de microrreservatórios de retenção interligados a trincheiras de infiltração, observou-se que 63,7% a 99,97% do volume de escoamento superficial foi infiltrado em comparação ao volume escoado no lote convencional (com 75% do solo impermeabilizado), atingindo uma média de 85,8% nos quinze eventos analisados. Em relação às vazões de pico, verificou-se uma redução média de 81,1% das vazões de pico do lote sustentável em relação ao lote convencional.

Buscando avaliar e aperfeiçoar os parâmetros hidrológicos no dimensionamento de microrreservatórios, decidiu-se construir e monitorar o funcionamento de duas dessas estruturas. Além de se analisar a performance de um microrreservatório totalmente impermeável, pesquisou-se o funcionamento de um microrreservatório com o fundo permeável, que possibilitasse a infiltração das águas no solo.

Assim, neste capítulo buscou-se (1) avaliar os parâmetros hidrológicos (precipitação e coeficiente de escoamento superficial) e hidráulicos (coeficiente de descarga e volume de reservação) que influenciam o funcionamento dos microrreservatórios; (2) comparar a eficiência no amortecimento da vazão de pico dos microrreservatórios com fundo permeável e impermeável; (3) propor uma nova metodologia para o dimensionamento dos microrreservatórios.

7.2 Materiais e Métodos

Na escolha dos locais para a instalação dos microrreservatórios avaliou-se vários terrenos de empreendimentos públicos municipais, como escolas, centros de saúde, UPAs - Unidades de Pronto Atendimento e sedes de administrações regionais da Prefeitura Municipal de Belo Horizonte. Da mesma maneira que na análise do funcionamento dos dois microrreservatórios existentes descritos no capítulo anterior, foram selecionados dois locais que representassem cada tipo de grupo hidrológico existente no município, conforme definido por Ramos (1998).

Os locais escolhidos para a implantação dos microrreservatórios foram o Centro de Saúde Professor Amílcar Viana Martins, localizado no bairro Betânia, pertencente à Regional Oeste

(Grupo Hidrológico D) e a Sede da Secretaria de Administração Regional Nordeste, localizada no bairro São Paulo (Grupo Hidrológico B). As localizações dos estabelecimentos municipais em Belo Horizonte e das estações pluviométricas utilizadas para validação dos eventos pluviométricos são apresentadas na Figura 7.1.



Figura 7.1: Localização dos empreendimentos municipais onde foram implantados os microrreservatórios e das estações pluviométricas utilizadas no estudo

O microrreservatório com fundo impermeável foi construído no Centro de Saúde Prof. Amílcar V. M. e foi denominado como M-CS. O microrreservatório com fundo permeável foi construído na Sede da Regional Nordeste e foi denominado M-RNE.

De acordo com o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte – PDDU/BH (2000), o Centro de Saúde Prof. Amílcar V. Martins está inserido na bacia elementar do córrego da Av. Dom João VI, afluente da margem direita do ribeirão Arrudas, enquanto que a Sede da Secretaria de Administração Regional Municipal Nordeste está inserida na sub-bacia do córrego da Av. Sanitária, afluente da margem direita do córrego Cachoeirinha. Segundo a Carta de Inundações de Belo Horizonte (2009), ocorrem problemas de inundação próxima à confluência entre o ribeirão Arrudas e o córrego da Av. Dom João VI (Figura 7.2), assim como próxima à confluência entre o córrego da Av. Sanitária e o córrego Cachoeirinha (Figura 7.3).

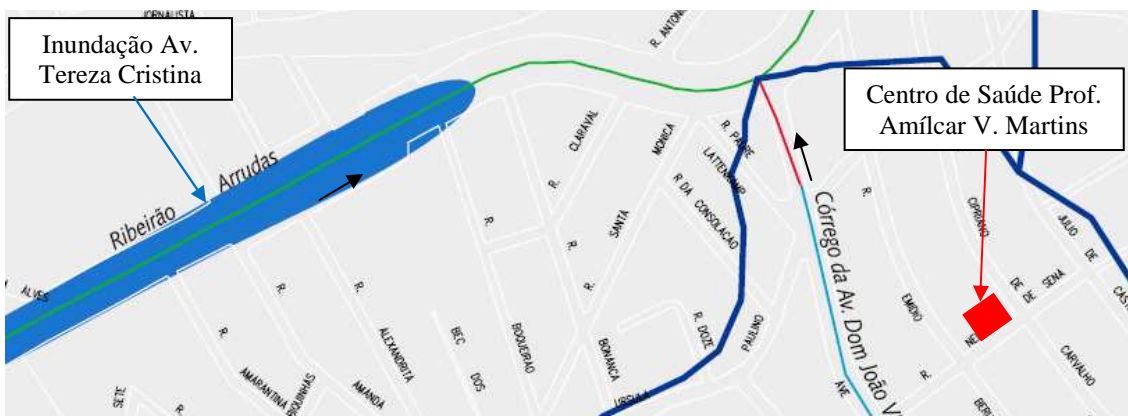


Figura 7.2: Mancha de inundação próxima à confluência do Ribeirão Arrudas e o córrego da Av. Dom João VI (Legenda: linha verde – curso d’água canalizado aberto, linha vermelha – curso d’água canalizado fechado, linha azul clara – curso d’água não cadastrado e linha azul escura – limite da bacia de drenagem)

(Fonte: adaptado de Carta de Inundações de Belo Horizonte, 2009)

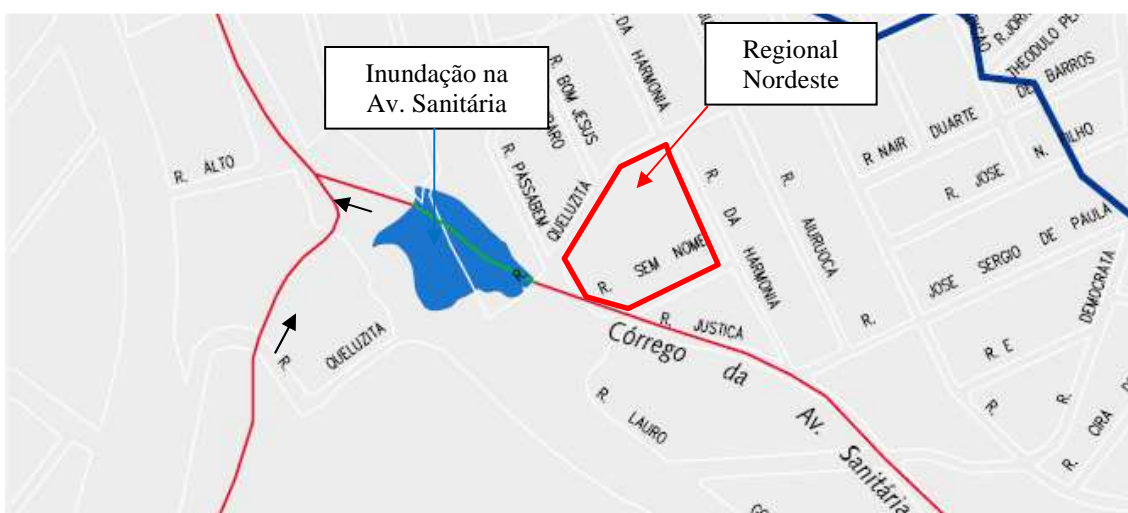


Figura 7.3: Mancha de inundação próxima à confluência dos córregos Cachoeirinha e Av. Sanitária (Legenda: linha verde – curso d’água canalizado aberto, linha vermelha – curso d’água canalizado fechado e linha azul escura – limite da bacia de drenagem)

(Fonte: adaptado de Carta de Inundações de Belo Horizonte, 2009)

Após a definição dos locais para implantar os microrreservatórios, foram elaborados os projetos de detalhamento das estruturas. A Sudecap forneceu os estudos e os projetos existentes dos empreendimentos municipais e alguns dos equipamentos que foram utilizados nos monitoramentos.

Os recursos para a construção dos dois microrreservatórios foram obtidos junto ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, por meio do projeto de pesquisa aprovado no processo 449816/2014-1.

7.2.1 Dimensionamento dos Microrreservatórios

Os microrreservatórios foram projetados para receber as águas pluviais das áreas dos telhados de edificações existentes no Centro de Saúde e da Sede da Regional Nordeste. Considerando o estudo de Drumond (2012), a determinação das dimensões do volume e da estrutura de descarga dos microrreservatórios foi baseada no método SCS (descrito no item 3.4.2.2), no método de amortecimento de cheias em reservatórios de Puls e na equação geral de orifícios (descritos no item 3.4.4). A área de contribuição do telhado do experimento instalado Centro de Saúde Prof. Amilcar Martins é de 96,5 m², enquanto a área de contribuição do telhado do experimento da Sede da Regional Nordeste é de 112,8 m².

Como os experimentos dos microrreservatórios construídos foram instalados antes das análises dos resultados do monitoramento dos microrreservatórios existente, para o cálculo das vazões de pico utilizou-se o método do Hidrograma Unitário do *Soil Conservation Service* – SCS, tendo-se como referência o estudo de Drumond (2012). As intensidades das precipitações foram calculadas pela fórmula da Curva do tipo IDF para a Região Metropolitana de Belo Horizonte – RMBH elaborada por Pinheiro e Naghettini (1998). Foram considerados os eventos chuvosos com período de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos e com duração de 10 minutos. A precipitação anual adotada foi de 1.500 mm.

Sabendo-se da grande variedade de declividades nos lotes da cidade de Belo Horizonte, foi assumido o valor médio do tempo de concentração de 5 minutos para as simulações com o solo impermeabilizado (pós-urbanização) e de 10 minutos para as simulações com o solo permeável (pré-urbanização).

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 Naguettini (1998). As discretizações foram feitas com o intervalo de um minuto para as chuvas simuladas.

Os valores de *Curve Number* - CN foram definidos consultando-se o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte (2000). Para o cenário com o solo permeável adotou-se o valor de 69 para o Grupo Hidrológico B e de 84 para o Grupo Hidrológico D, enquanto para o solo na condição impermeável utilizou-se o valor de 98. Os valores definidos para os parâmetros em cada cenário são mostrados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Parâmetros utilizados no dimensionamento dos microrreservatórios

Parâmetro	Solo Permeável		Solo Impermeável
Intensidade Chuva TR 10 anos	194,48 mm/h		
Intensidade Chuva TR 25 anos	220,85 mm/h		
Intensidade Chuva TR 50 anos	243,65 mm/h		
Intensidade Chuva TR 100 anos	264,37 mm/h		
Duração da chuva	10 minutos		
Tempo de concentração	10 minutos		5 minutos
Tempo de discretização da chuva	1 minuto		1 minuto
Grupo Hidrológico	B	D	B e D
<i>Curve Number</i>	69	84	98
Capacidade máxima de armazenamento no solo	114,12 mm	48,48 mm	5,18 mm
Abstração Inicial	22,82 mm	9,68 mm	1,04 mm

As estruturas de descarga dos microrreservatórios foram determinadas por meio do método de Puls e da equação geral dos orifícios, considerando-se a adoção de tubos comerciais para realizar o amortecimento da vazão de pico. O valor do coeficiente de descarga utilizado foi de 0,90, próximo ao obtido por Drumond (2012), supondo que o comprimento do tubo de descarga correspondesse a espessura da parede dos microrreservatórios que pode variar entre 15 e 25 cm.

Foram instalados 3 (três) tubos de saída em cada microrreservatório, com diferentes diâmetros 13 mm (½”), 19 mm (¾”) e 25 mm (1”). No microrreservatório M-CS foram instalados tubos com comprimento de 15 cm e no microrreservatório M-RNE tubos com 25 cm. De acordo com a classificação de Azevedo Netto (1998), todos os tubos funcionariam como tubo curto. A Figura 7.4 mostra os tubos de descarga instalados em cada microrreservatório.

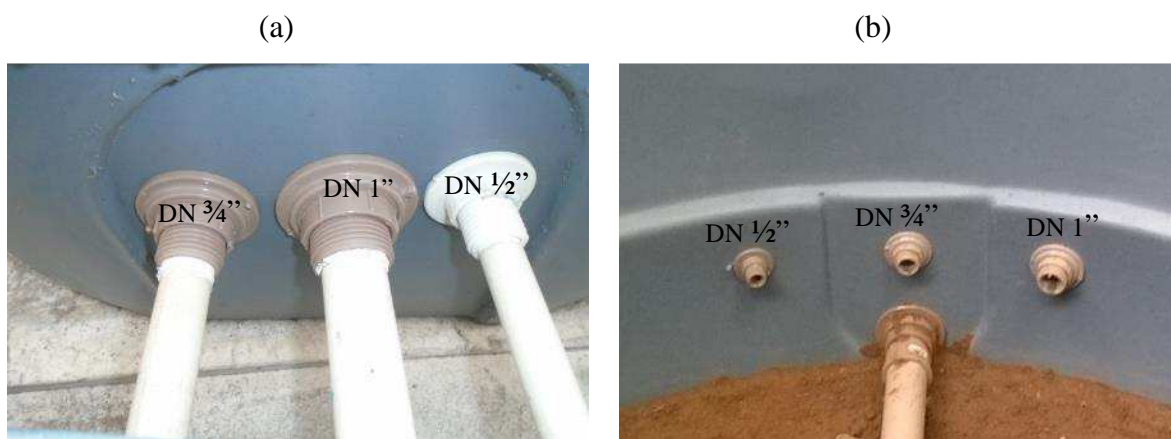


Figura 7.4: Tubos de descarga instalados nos microrreservatórios (a) M-CS (b) M-RNE

Os resultados dos volumes necessários para amortecimento, dos diâmetros das tubulações de descarga e da eficiência dos microrreservatórios para manter as vazões de saída próxima às condições do solo permeável em cada evento de projeto são mostrados na Tabela 7.2 e nas Figuras 7.5 e 7.6.

Como o solo da Sede da Regional Nordeste foi classificado por Ramos (1998) com grande taxa de infiltração, o hidrograma de pré-urbanização apresentou pequenos valores de vazão. Dessa forma, decidiu-se considerar o diâmetro mínimo do tubo de descarga a ser utilizado de 13 mm ($1/2''$). Ressalta-se que nas simulações com o microrreservatório M-RNE não foi considerada a infiltração no fundo do tanque.

Tabela 7.2 – Volumes para amortecimento, diâmetros das tubulações de descarga e eficiência no amortecimento da vazão de pico prevista dos microrreservatórios

Precipitação de Projeto	M-CS	M-RNE
TR 10 anos	2,3 m ³ - DN 13 – 85,3%	2,3 m ³ - DN 13* - 85,31%
TR 25 anos	2,8 m ³ - DN 13 – 86,2%	2,8 m ³ - DN 13* - 86,19%
TR 50 anos	2,6 m ³ - DN 19 – 74,3%	3,0 m ³ - DN 13* - 86,84%
TR 100 anos	2,3 m ³ - DN 25 – 61,4%	3,3 m ³ - DN 13 – 87,35%

Obs: Como o hidrograma natural apresentou vazões muito baixas, adotou-se o diâmetro de 13 mm.

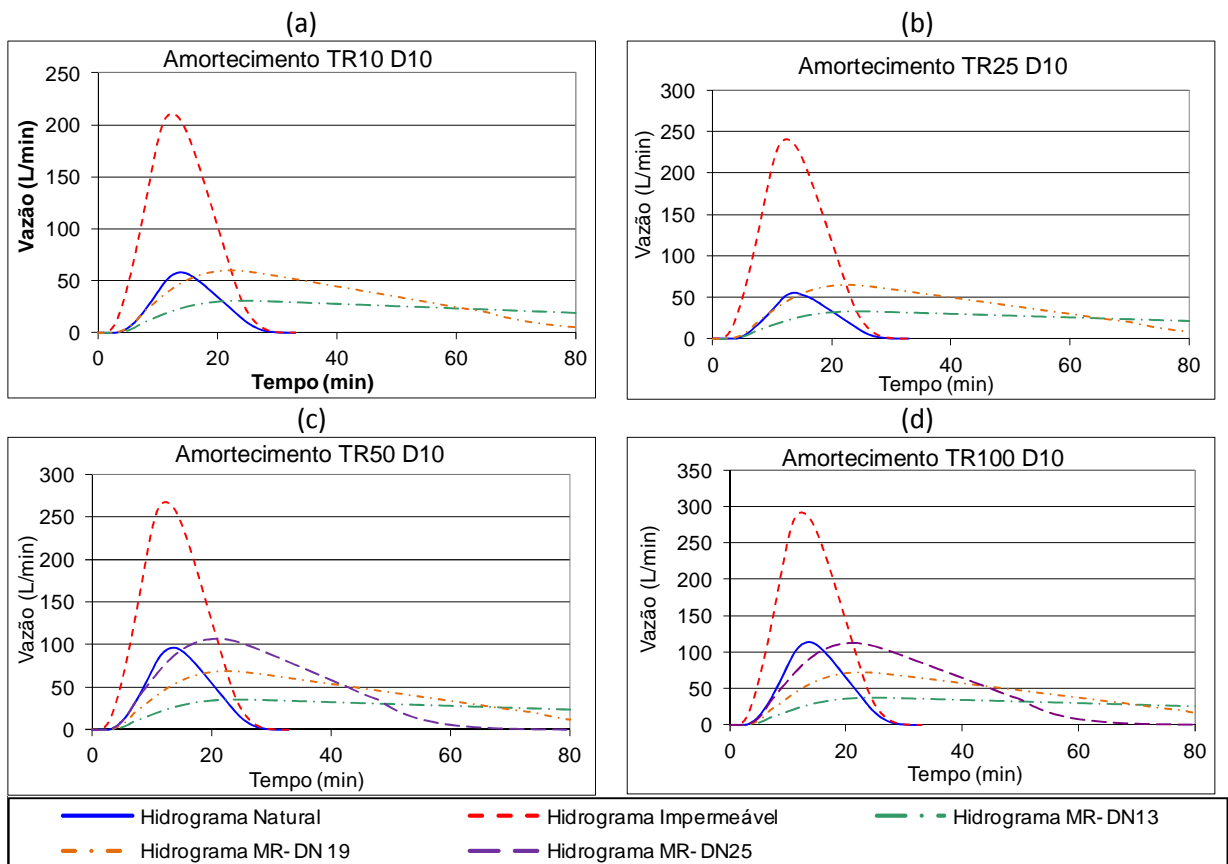


Figura 7.5: Hidrogramas calculados para o M-CS (a) TR 10 anos (b) TR 25 anos (c) TR 50 anos e (d) TR 100 anos

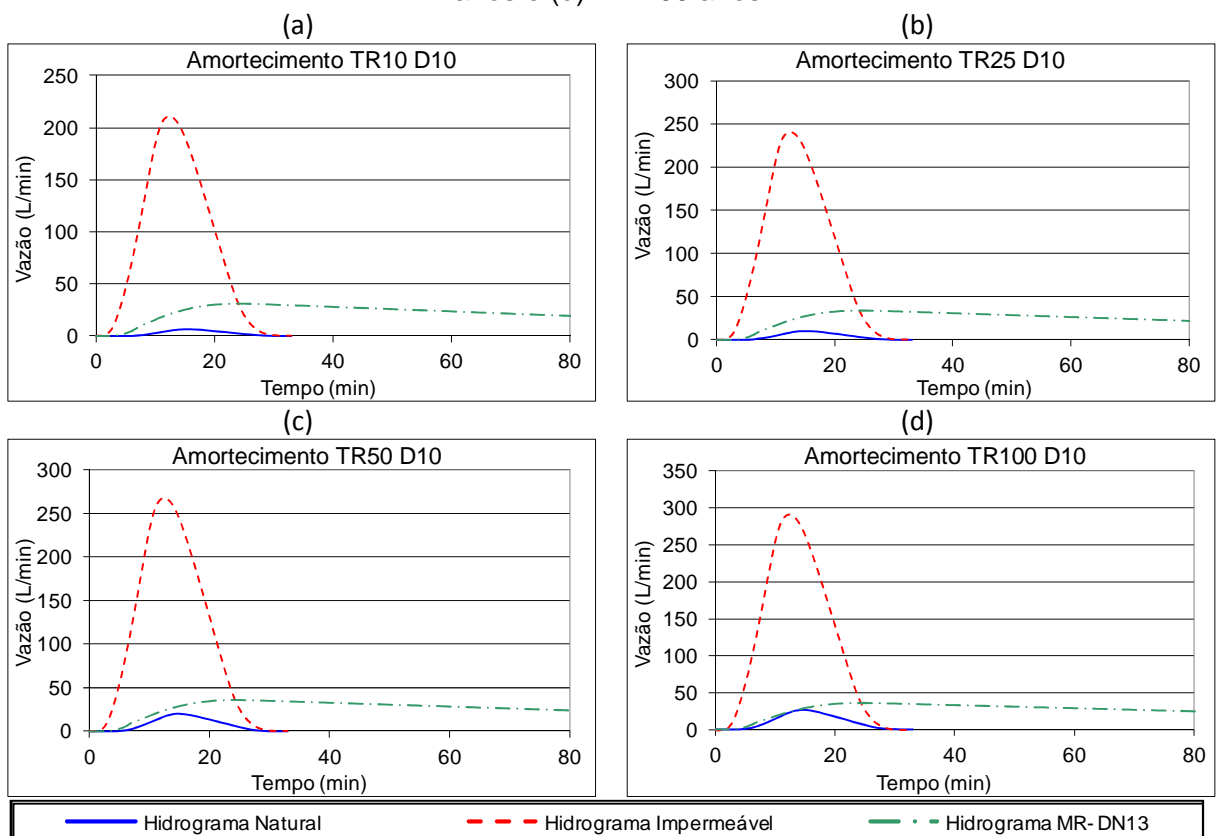


Figura 7.6: Hidrogramas calculados para o M-RNE (a) TR 10 anos (b) TR 25 anos (c) TR 50 anos e (d) TR 100 anos

7.2.2 Monitoramento e Calibração dos equipamentos

Em ambos os microrreservatórios, foram monitorados as vazões de entrada e saída, a variação do nível d'água no interior da estrutura e as precipitações ocorridas nos locais. O monitoramento das vazões foi realizado por meio de canais com vertedores triangulares.

Os canais foram dimensionados utilizando-se a equação de Manning-Strickler. Os canais de entrada foram dimensionados com largura e altura de 20 cm, enquanto que nos canais de saída as dimensões foram de 15 cm. As dimensões dos vertedores foram determinadas utilizando-se a fórmula definida para vertedores triangulares de parede fina, indicada na equação abaixo.

$$Q = \frac{8}{15} \cdot C' \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \cdot \sqrt{2gh_c} \cdot h_c^{\frac{5}{2}} \quad (7.1)$$

Onde:

Q = vazão (m^3/s);

C' = valor determinado em função do ângulo do vertedor;

θ = 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 Δ obtido em gráfico.

As seções dos vertedores dos canais instalados no experimento do Centro de Saúde Prof. Amilcar V. M. são apresentadas na Figura 7.7. As dimensões dos canais de entrada e saída do experimento instalado na sede da Regional Nordeste são as mesmas dos canais construídos no Centro de Saúde Prof. Amilcar V. Martins, sendo dimensionados com a mesma metodologia. Todavia, nos vertedores as seções foram alteradas, ambos foram construídos com uma folga de 2 cm para cada lado, entre o lado do canal e o início do vertedor. Todos os vertedores foram calibrados no laboratório.

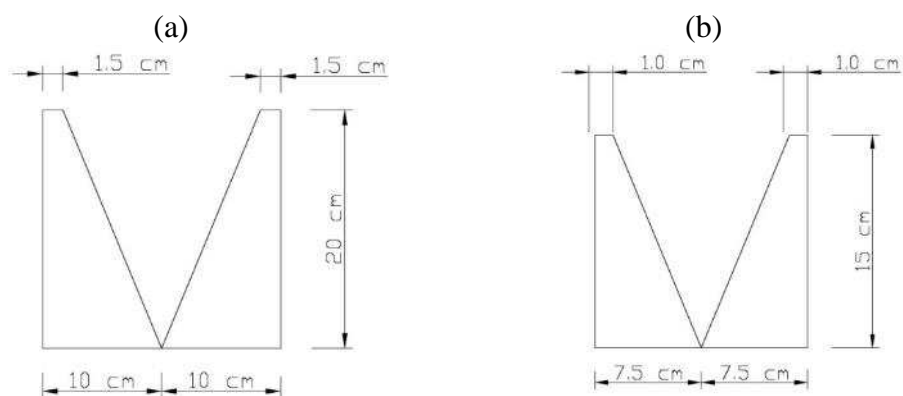


Figura 7.7: Seções dos vertedores construídos (a) Canal de entrada (b) Canal de saída

Os sensores de nível instalados nos canais vertedores e no interior dos microrreservatórios foram calibrados em um tanque de cerca de 2 metros de altura, onde se variou o nível d'água e compararam-se os dados registrados no equipamento com as alturas medidas com uma trena métrica. Todos os sensores de níveis utilizados nos experimentos foram do modelo SNS-400 da marca Global Waters, com faixa de medição de 0 a 4 metros de coluna d'água e precisão $\pm 0,1\%$ FS, exceto o sensor de nível do canal vertedor de saída do M-CS que foi do modelo CS451, marca Campbell, com faixa de medição de 0 a 2 metros e precisão de $\pm 0,05\%$ ou $\pm 0,1\%$ FS.

A calibração dos vertedores foi realizada no laboratório do CPH – Centro de Pesquisas Hidráulicas e Recursos Hídricos da UFMG, utilizando-se o método das pesagens para determinação das vazões, com uso de uma balança digital, da marca Filizola, conectada a uma caixa cilíndrica suspensa com volume de 100 litros, apoiada sobre rodas e um cronômetro.

Durante os ensaios os canais vertedores foram apoiados sobre três travessas colocados em cima do reservatório utilizado no experimento. A inclinação de 0,01 m/m dos canais foi conferida com o inclinômetro digital.

A entrada de água no microrreservatório foi feita com um mangote interligado a um sistema moto-bomba, que retirava água do reservatório e direcionava para os canais. As alturas de nível d'água nos canais foram medidas utilizando-se um sensor de nível, sendo o valor conferido com uma trena métrica durante cada ensaio. O aparato da calibração realizada é apresentado na Figura 7.8.

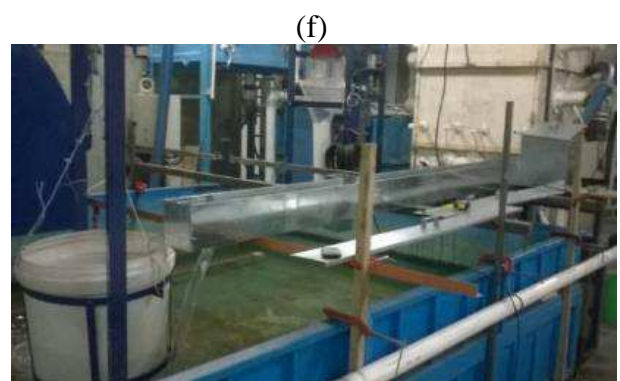
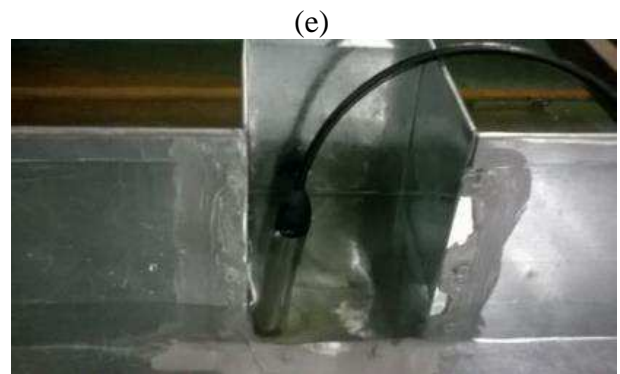
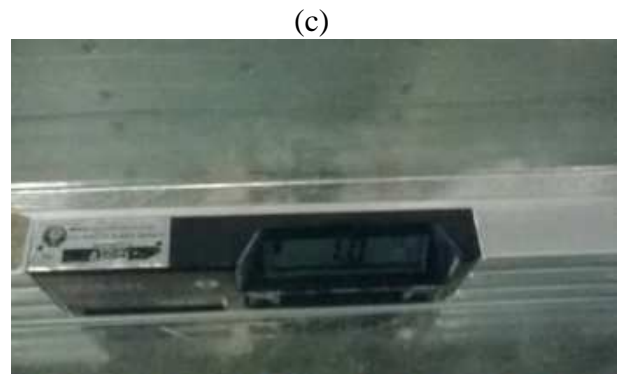


Figura 7.8: Calibração dos vertedores utilizados nos experimentos (a) Aparato da balança (b) balança digital (c) Inclinação digital (d) Vista frontal do canal (e) Sensor de nível (f) Vista lateral do ensaio

O procedimento realizado nos ensaios de calibração dos vertedores é descrito a seguir:

1. Após a ligação da bomba, controlava-se a vazão de entrada de água no canal, por meio do inversor de frequência conectado à bomba. Verificava-se a estabilização da altura d'água no interior do canal por meio do sensor de nível e de uma trena métrica;
2. Estabilizado o nível d'água, iniciava-se o ensaio colocando a caixa cilíndrica conectada à balança sob a saída do canal e disparava-se o cronômetro. Quando o peso na balança estava próximo à 90 kg, retirava-se a caixa cilíndrica e o tempo era interrompido;
3. Após as anotações de tempo e do peso registrado na balança, a caixa cilíndrica era esvaziada com a abertura do registro localizado em seu fundo;
4. Esvaziada a caixa cilíndrica, alterava-se a rotação da bomba para realizar um novo ensaio.

Um croqui dos ensaios de calibração realizados é apresentado na Figura 7.9.

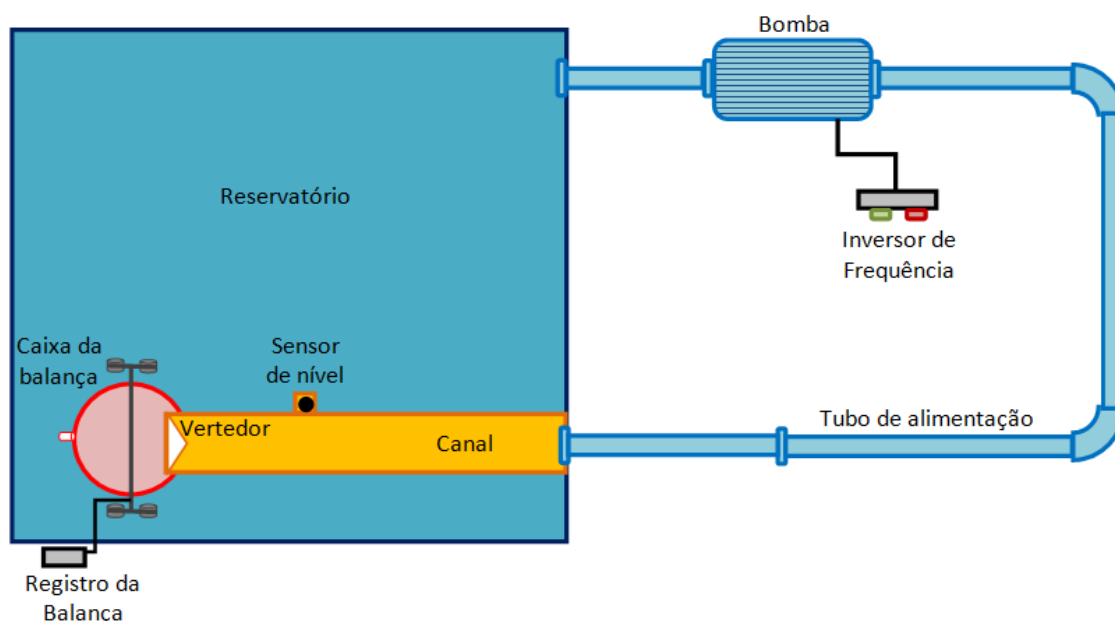


Figura 7.9: Esquema do aparato utilizado para calibração dos vertedores utilizados nos experimentos

Para definir as vazões nos ensaios, dividiu-se o peso registrado na balança pelo tempo decorrido de enchimento da caixa cilíndrica, considerando que o peso específico da água é

igual a 1000 kgf/m³. Os resultados das calibrações dos vertedores são apresentados na Figura 7.10.

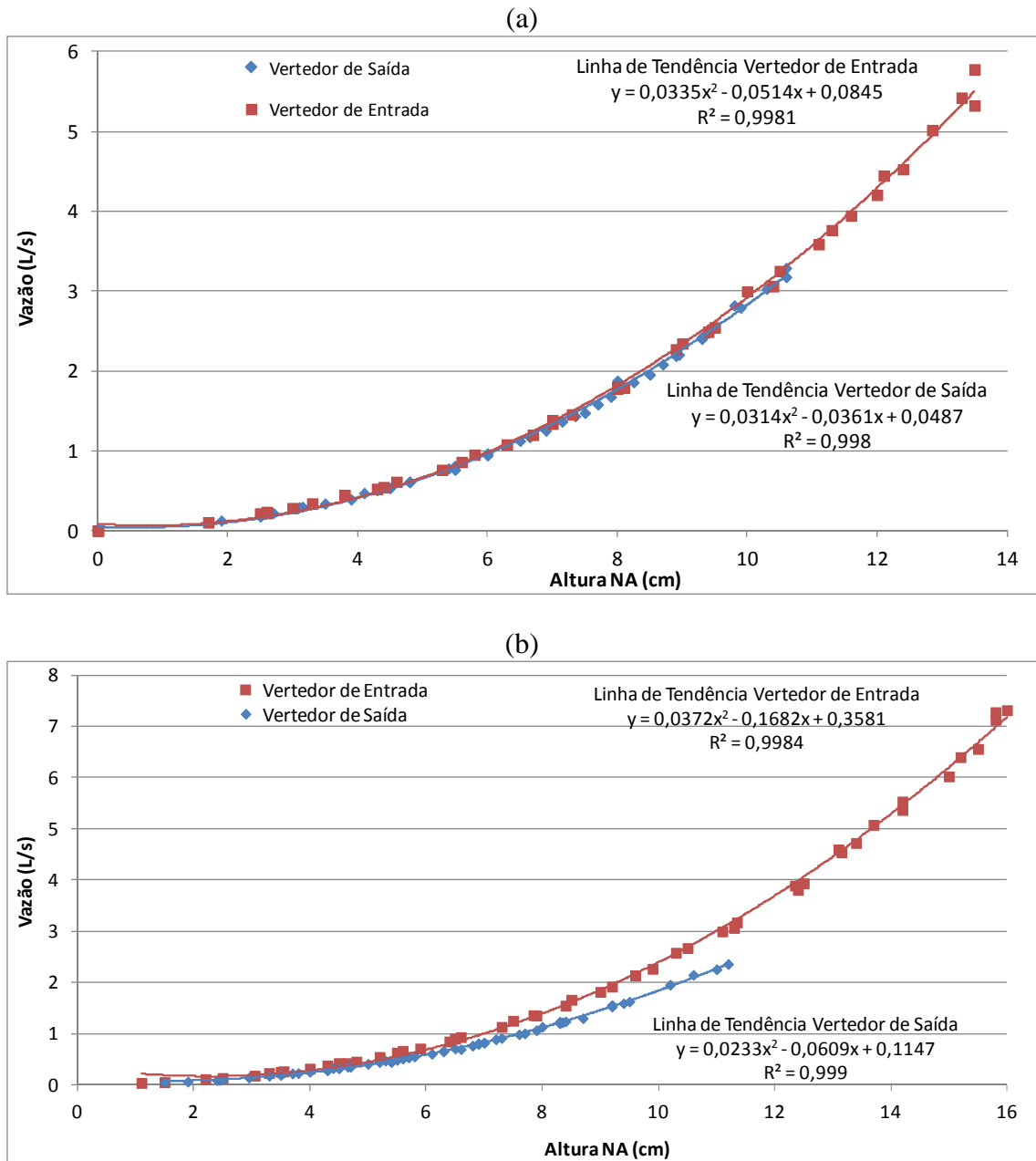


Figura 7.10: Resultados da calibração dos vertedores dos experimentos (a) Centro de Saúde Prof. Amilcar V. M. (b) Sede Regional Nordeste

Como o microrreservatório M-CS foi um tanque pré-fabricado com o material PEAD – Polietileno de Alta Densidade, que apresenta considerável deformação durante seu enchimento, foi necessário realizar a calibração da relação altura do nível d’água e capacidade de armazenamento da estrutura. Na calibração utilizou-se um sensor de nível d’água e uma caixa com volume de 100 litros, calibrada com um balão volumétrico de 2 litros e instalada

acima do tanque, como pode ser observado na Figura 7.11. O ensaio foi realizado medindo-se a altura do nível d'água no interior do tanque a cada acréscimo do volume de 100 litros de água. O resultado do ensaio realizado em 04 de janeiro de 2016 é apresentado na Figura 7.12.

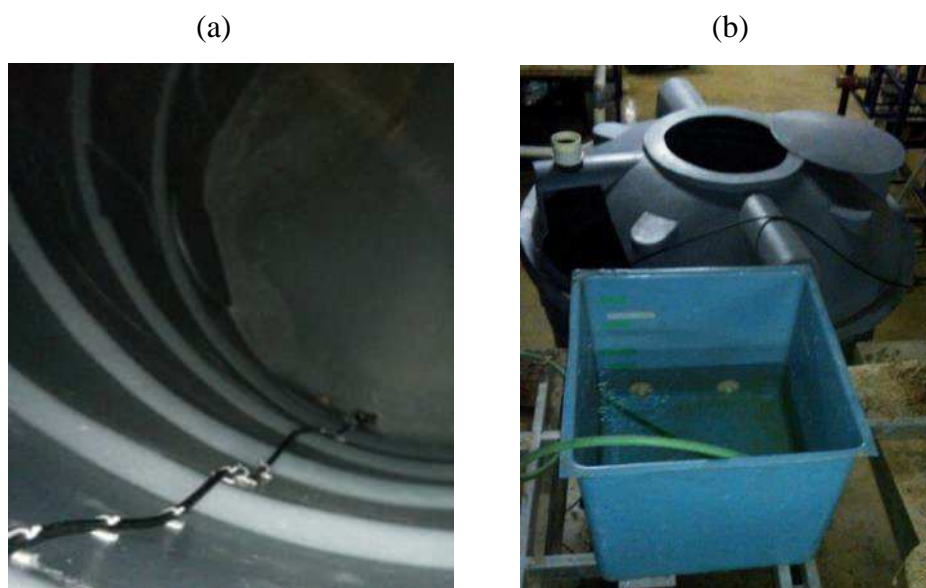


Figura 7.11: Calibração do tanque utilizado no experimento do Centro de Saúde Prof. Amílcar V. Martins (a) Sensor de nível instalado no interior do tanque (b) Caixa de 100 L utilizada na calibração

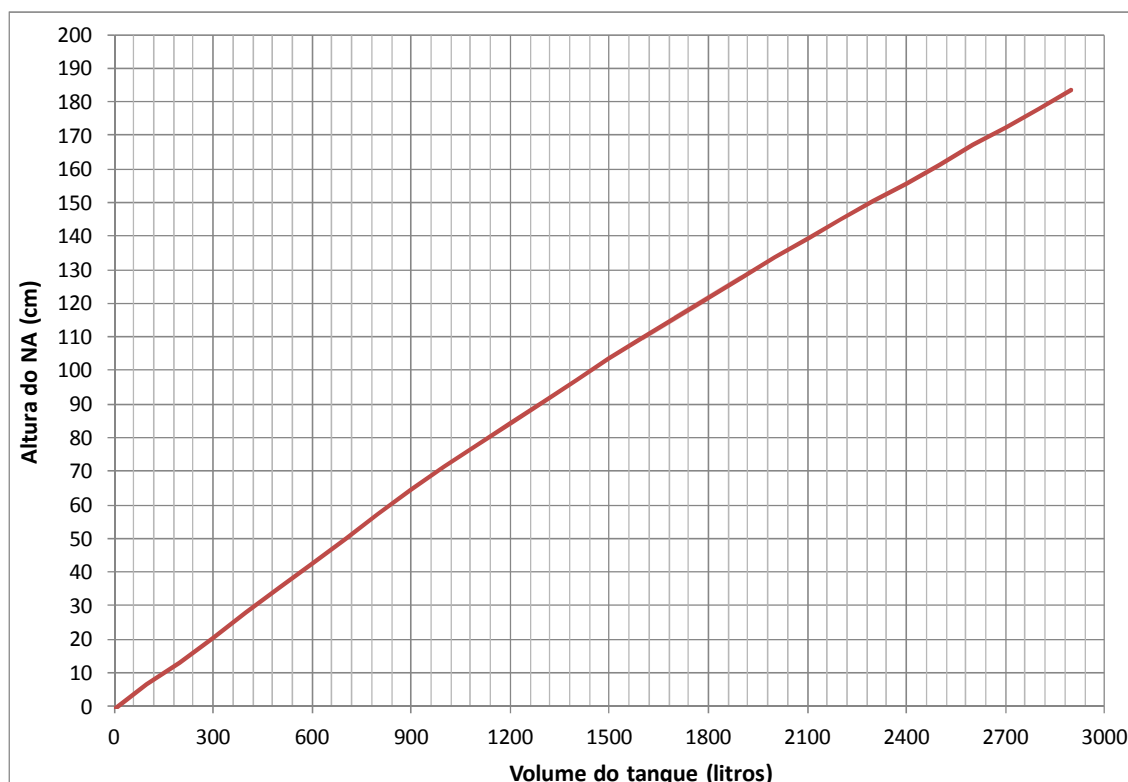


Figura 7.12: Resultado da calibração do M-CS

O tanque utilizado no experimento do M-RNE não foi calibrado. A Figura 7.13 apresenta a relação cota x volume obtida através da medição das dimensões realizadas do interior da estrutura, acima da cota dos tubos de descarga. Assim, essa relação não leva em consideração a expansão do material PEAD durante o enchimento do reservatório.

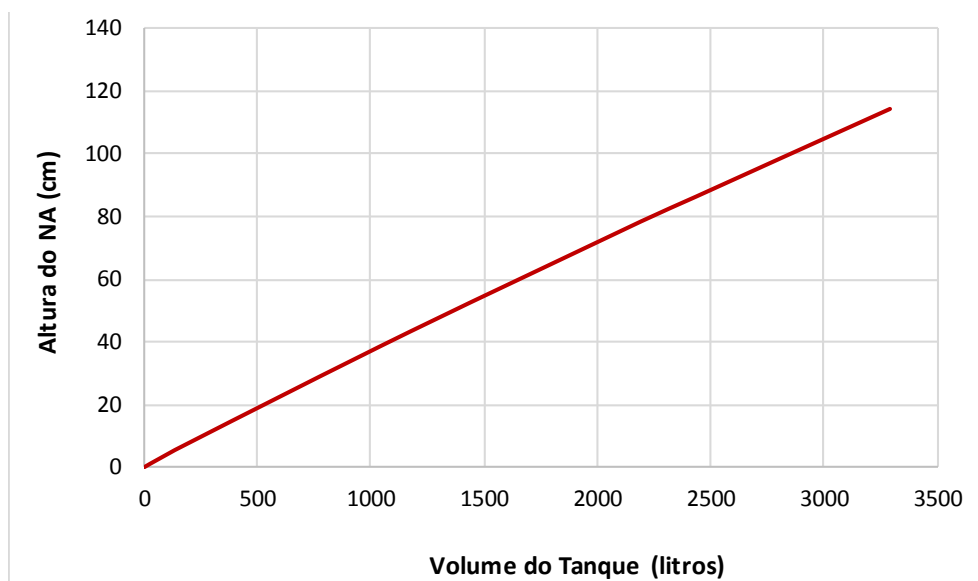


Figura 7.13: Relação Cota x Volume do M-RNE

7.2.3 Instalação dos Experimentos

7.2.3.1 Microrreservatório M-CS

O microrreservatório M-CS foi instalado para receber as águas pluviais de um telhado de 96,5 m². A Figura 7.14 mostra o telhado e o local onde foi construído o experimento.



Figura 7.14: Localização do experimento no Centro de Saúde Prof. Amilcar Viana Martins

Fonte: adaptado de *Google Earth* (2017)

Em janeiro de 2016, foi implantado o experimento no centro de saúde com adaptação da calha existente e dos condutores verticais, bem como instalação dos canais vertedores e do microrreservatório M-CS, como pode ser visto na Figura 7.15.

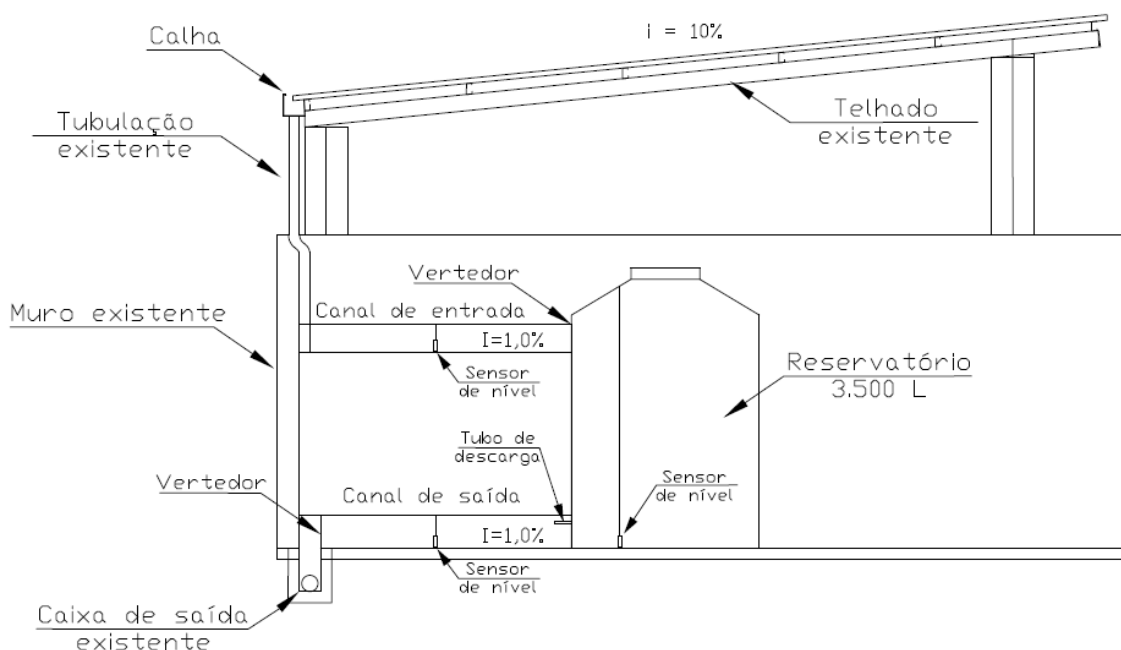


Figura 7.15: Esquema do experimento no Centro de Saúde Prof. Amilcar V. Martins

Na saída da calha do telhado foi instalado um ralo hemisférico do tipo abacaxi - DN 100 mm, de maneira a reter as folhas de uma árvore localizada próxima ao local. A limpeza da calha foi realizada regularmente, em média uma vez por mês.

A medição da quantidade de precipitação ocorrida sobre o telhado foi realizada através de um pluviômetro do tipo cuba basculante (modelo Hidromec, automático, eletromecânico, com medições de 0,2 mm de precipitação). A instalação do equipamento foi próxima ao telhado, como mostra a Figura 7.16. O período de registro das precipitações no pluviômetro foi de 1 minuto. Os dados de todos os equipamentos foram descarregados a cada 14 dias, utilizando-se um computador portátil.

O tanque pré-fabricado em polietileno, com formato cilíndrico e capacidade de 3.500 litros foi assentado sobre o piso. A cerca de 1,85 m acima do fundo da estrutura foi instalado um tubo extravasor DN 100, caso o volume do microrreservatório fosse insuficiente para realizar o amortecimento de algum evento.

Os canais vertedores de entrada e saída foram fabricados em material metálico, sendo instalada uma caixa de proteção para o sensor de nível ao lado do canal rebaixada em 5 cm com relação ao fundo e a um metro do vertedor, de maneira a reduzir a turbulência durante as medições dos níveis d'água. Durante a construção do experimento, a inclinação dos canais foi verificada utilizando-se um inclinômetro digital, modelo DNM 60L, da marca *Bosch*, com faixa de medição de 360° (4 x 90°) e precisão de medição eletrônica: 0°-90° ± 0,05° e 1°-89° ± 0,2°.

Neste experimento foram utilizados dois *data loggers*, um modelo GL-500-7-2 para armazenamento dos registros dos sensores de níveis da marca Global Water, que registra os dados a cada 30 segundos e outro modelo CR200, que armazena os dados do sensor de nível da marca Campbell, a cada minuto. Os *data loggers* foram alimentados por uma bateria de 7 amperes e 12 volts e os registros foram descarregados a cada 14 dias com o uso de um computador portátil.

Apesar de terem sido instalados três tubos de saída em PVC, com 15 cm de comprimento e diâmetros de ½”, ¾” e 1”, foi avaliado apenas o funcionamento do tubo com diâmetro ½” no M-CS. Os tubos de saída foram implantados a 18 cm acima do fundo do microrreservatório e enquanto um tubo era utilizado, os outros dois permaneceram tamponados com caps.

De forma a evitar a proliferação de mosquitos no experimento, foram instaladas telas mosquiteiras em todas as aberturas, bem como uma mangueira no fundo do tanque para drenar o volume morto abaixo do nível dos tubos de saída. O experimento construído no Centro de Saúde pode ser observado na Figura 7.16.

O custo total para a implantação do experimento foi de aproximadamente R\$ 3.000,00, sem considerar os valores com os equipamentos de monitoramento. O valor do tanque utilizado como microrreservatório foi de R\$ 1.730,00.



Figura 7.16: Experimento instalado no Centro de Saúde Prof. Amílcar V. Martins (a) Canal de entrada e Tubo extravasor (b) Microrreservatório (c) Canal de saída e Mangueira de descarga (d) Pluviômetro

7.2.3.2 Microrreservatório instalado na Sede da Regional Nordeste

Considerando a característica de alta taxa de infiltração do solo existente na Sede da Regional Nordeste, conforme classificação de Ramos (1998), decidiu-se construir um microrreservatório com fundo permeável. Como na Sede da Secretaria de Administração Regional Nordeste existem várias edificações, a área de contribuição selecionada para ser utilizada no experimento foi o telhado da Gerência Distrital da Vigilância Sanitária, que se encontra nos fundos do terreno, como mostra a Figura 7.17, sendo o experimento construído a cerca de 15 metros da edificação.



Figura 7.17: Localização do experimento na Sede da Regional Nordeste

Fonte: adaptado de Google Earth (2017)

Para avaliar o tipo de solo no local, no dia 16 de março de 2016, foi executado um furo de sondagem à percussão antes da construção do experimento. O relatório de sondagem indicou um solo caracterizado com: uma camada de aterro de argila arenosa até a profundidade de 4,0 metros; uma camada de argila arenosa com nódulos orgânicos com consistência média a rija, provável aterro até a profundidade de 7,15 metros; e uma camada de solo silto-arenoso proveniente da decomposição *in situ* da rocha master, compacto a muito compacto até a profundidade limite do furo de 12,05 metros. O nível d'água inicial detectado, a partir da boca do furo, foi de 3,50 metros e após 24 horas foi de 2,17 metros. O relatório de sondagem encontra-se no anexo, no final da tese.

O menor número de golpes encontrado durante o furo de sondagem foi de 8, indicando que a resistência do solo caracterizado como predominantemente argiloso tem consistência média e que possui capacidade para suportar a tensão exercida pela coluna d'água máxima prevista no projeto.

Na construção do experimento, ocorrida em junho de 2016, foi instalada uma calha no telhado da Gerência Distrital da Vigilância Sanitária, com comprimento de 17,9 metros, para coletar as águas precipitadas e direcioná-las a um condutor em PVC com diâmetro DN 150, como indicado na Figura 7.18. A área de contribuição do telhado é de 112,8 m².



Figura 7.18: Telhado da edificação da Gerência Distrital da Vigilância Sanitária, onde serão coletadas as águas de chuva

A calha foi construída em chapa galvanizada 24, com uma altura que variou de 11 a 20 cm e largura de 20 cm. Foi construído e instalado um ralo cilíndrico, com diâmetro DN 150 mm na saída da calha, de maneira a reter as folhas da árvore localizada ao lado do telhado. A limpeza da calha foi realizada uma vez por mês. Após a coleta no telhado, as águas foram direcionadas pelo condutor para o experimento apresentado na Figura 7.19.

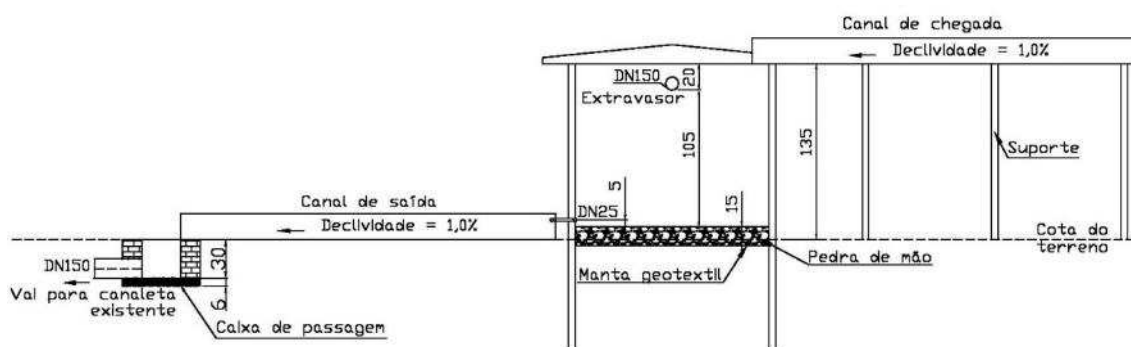


Figura 7.19: Corte do experimento implantado na Regional Nordeste da PBH

Antes das águas atingirem o microrreservatório M-RNE, as medições de vazão foram realizadas no canal vertedor de chegada, indicada na Figura 7.20. No início do canal, onde o tubo oriundo da calha lança as águas, o fundo foi preenchido com pedras de mão para reduzir

a turbulência do escoamento. As alturas d'água no canal foram medidas por um sensor de nível, instalado numa caixa de proteção com fundo rebaixado em 10 cm. Essa caixa de proteção foi acoplada ao lado do canal e distante a um metro do vertedor, para reduzir a turbulência no registro das medições. Durante a construção do experimento, a declividade do fundo dos canais foi verificada utilizando-se o mesmo inclinômetro digital, utilizado no experimento do Centro de Saúde.



Figura 7.20: Canal vertedor de entrada do M-RNE

Neste experimento também foi instalado um tanque pré-fabricado em polietileno com alta densidade, com volume total de 5.000 litros e fundo aberto. O tanque foi assentado em uma vala circular, mostrada na Figura 7.21, com altura de 80 cm, de maneira a manter a estrutura do solo existente no interior do microrreservatório M-RNE.



Figura 7.21: Vala construída para assentamento do tanque na Regional Nordeste

Para proteger o solo durante o enchimento do reservatório foi instalada acima do nível do solo uma camada de pedra de mão com espessura de cerca de 15 cm. Na região entre o solo e as pedras de mão foi colocada uma manta geotêxtil OP20, do tipo bidim, com densidade de 200

g/cm³. Os níveis d'água no interior do microrreservatório foram monitoradas por um sensor de nível d'água.

A estrutura de descarga instalada no microrreservatório M-RNE foi composta por tubos de PVC com comprimento de 25 cm e diâmetros de 13 cm (1/2"), 19 cm (3/4") e 25 cm (1"). Os tubos de saída foram localizados a 5 cm acima do nível das pedras de mão. O lançamento das águas do tubo de descarga no canal de vertedor de saída foi realizado numa caixa de amortecimento acoplada ao canal, que tem como objetivo reduzir a turbulência do escoamento, como pode ser visto na Figura 7.22.



Figura 7.22: Tubo de saída no canal vertedor de saída do M-RNE

As vazões de saída foram medidas por meio do canal vertedor metálico e posteriormente direcionadas para uma caixa de passagem, como indicado na Figura 7.23. As alturas d'água no canal foram registradas por um sensor de nível instalado numa caixa de proteção com fundo rebaixado em 10 cm, acoplada ao lado do canal e a distância de um metro do vertedor. Os dados dos sensores de nível foram armazenados a cada 30 segundos em um *data logger* modelo GL 500-7-2, da marca *Global Water*, que é alimentado por uma bateria de 7 amperes e 12 volts.

Para os casos de extravasamento, instalou-se um tubo PVC DN 100 à 1,06 metros acima do fundo do microrreservatório. De forma a evitar a proliferação de mosquitos no experimento, também foram instaladas telas mosquiteiros em todas as aberturas do experimento.



Figura 7.23: Experimento instalado na Sede da Regional Nordeste

As precipitações que ocorreram no local foram monitoradas por um pluviômetro instalado no terreno em frente à edificação Gerência Distrital da Vigilância Sanitária, como mostra a Figura 7.24. O equipamento é do tipo cuba basculante, modelo Hidromec, automático, eletromecânico, com medições de 0,2 mm de precipitação. Assim como no monitoramento do M-CS, o período de registro das precipitações no pluviômetro foi de 1 minuto e os dados de todos os equipamentos foram descarregados a cada 14 dias, utilizando-se um computador portátil.

O custo total para a implantação do experimento foi de aproximadamente R\$ 6.500,00, sem considerar os valores com os equipamentos de monitoramento e com a execução da sondagem. O valor do tanque utilizado como microrreservatório foi de R\$ 2.700,00.



Figura 7.24: Pluviômetro instalado na Sede da Regional Nordeste

Para avaliar a infiltração superficial do solo no local do microrreservatório, foram realizados ensaios de permeabilidade do tipo duplo anel. Os anéis utilizados foram construídos no CPH/UFMG, um anel em PVC com 39 cm de diâmetro e outro metálico com 19,5 cm de diâmetro. Na parede de cada anel foi instalada uma fita métrica para visualizar a altura do nível d'água em seu interior.

Realizaram-se dois ensaios no interior do microrreservatório, um no dia 15 de junho de 2016 e outro no dia 24 de junho de 2016. Os anéis foram assentados concentricamente no interior do microrreservatório e enterrados 5 cm abaixo do nível do solo, como mostrado na Figura 7.25.



Figura 7.25: Ensaio de permeabilidade de duplo anel realizado no interior do microrreservatório M-RNE

Os ensaios iniciaram-se com o abastecimento dos anéis com água limpa até a lâmina de 5 cm, sendo registradas as variações nos tempos de 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 150, 180, 210, 240, 270, 300, 330, 360 e 390 minutos, sendo os anéis preenchidos com água sempre que se atingia a lâmina mínima de 3 cm. O primeiro ensaio teve a duração de 360 minutos.

Os ensaios foram finalizados quando o nível de água apresentou pequena variação (queda assintótica). Assim, a taxa de infiltração foi calculada dividindo-se a altura infiltrada (variação da lâmina) no correspondente intervalo de tempo (variação do tempo). Os resultados dos ensaios, com as respectivas linhas de tendência são mostrados na Figura 7.26.

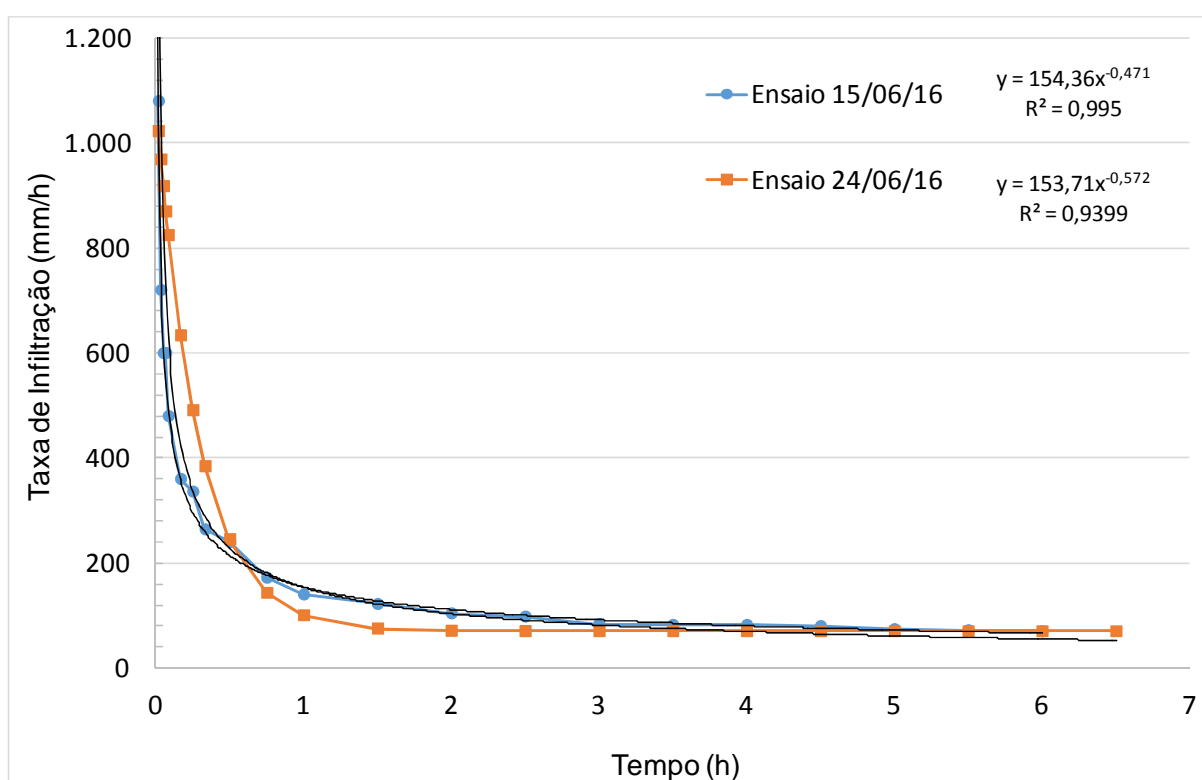


Figura 7.26: Resultados dos ensaios de infiltração do solo no microrreservatório da Sede da Regional Nordeste

7.2.4 Análise dos dados de monitoramento

A análise dos dados do monitoramento foi realizada buscando-se avaliar (i) as precipitações ocorridas no local, (ii) a eficiência da técnica no amortecimento da vazão de pico, (iii) o volume necessário para o amortecimento, (iv) o valor do coeficiente de descarga, (v) o valor do coeficiente de escoamento superficial, (vi) o tempo de pico e a duração dos eventos

pluviométricos e dos hidrogramas de entrada, bem como (vii) propor um novo método de dimensionamento de microrreservatórios.

No M-CS foram analisados os eventos registrados no período entre fevereiro de 2017 a março de 2018. O funcionamento do M-RNE foi analisado de abril de 2017 a março de 2018. Na concepção do estudo, definiu-se que cada tubo de descarga seria avaliado em um ano hidrológico completo. Como o tempo de monitoramento em ambos os experimentos foi de aproximadamente um ano, avaliou-se apenas o funcionamento dos microrreservatórios com os tubos de saída com diâmetros de 13 mm (½”).

7.2.4.1 Análise dos eventos pluviométricos

Os eventos pluviométricos registrados nos experimentos foram validados através da correlação definida pelo método Dupla Massa, com os dados das estações pluviométricas próximas. Os dados de precipitação do Centro de Saúde e da Regional Nordeste foram comparados, com os das estações pluviométricas 31 e 12, respectivamente, ambas operadas pela Prefeitura Municipal de Belo Horizonte. A Estação Pluviométrica 31 se encontra a cerca de 1,3 km do Centro de Saúde e a Estação Pluviométrica 12 está a aproximadamente 1,9 km da Sede da Regional Nordeste, como mostram as Figuras 7.27 e 7.28.



Figura 7.27: Distância entre a Estação Pluviométrica 31 da PBH e o Centro de Saúde

Fonte: adaptado do Google Earth (2017)



Figura 7.28: Distância entre a Estação Pluviométrica 12 e a Regional NE

Fonte: adaptado do Google Earth (2017)

Para cada evento de precipitação analisado foi estimado seu período de recorrência utilizando a equação IDF para a Região Metropolitana de Belo Horizonte (Pinheiro e Naguettini, 1998).

7.2.4.2 Análise da eficiência da técnica

Com o monitoramento das vazões de entrada e saída dos microrreservatórios foi possível verificar a eficiência do amortecimento da vazão de pico dos eventos registrados. As eficiências foram calculadas com a seguinte fórmula:

$$E = \frac{Q_E - Q_S}{Q_E} \times 100 \quad (7.3)$$

onde:

E = eficiência (%);

Q_E = vazão de pico na entrada do microrreservatório (m^3/s);

Q_S = vazão de pico na saída do microrreservatório (m^3/s).

Com a obtenção dos hidrogramas de entrada e saída no M-RNE, foi possível determinar o volume de infiltração em cada evento de precipitação e a respectiva parcela de chuva infiltrada. O volume total precipitado foi determinado multiplicando-se a área do telhado pela altura total de chuva registrada no pluviômetro. A parcela de chuva infiltrada foi calculada através da seguinte fórmula:

$$I = \frac{V_E - V_S}{V_P} \times 100 \quad (7.4)$$

onde:

I = parcela de chuva infiltrada (%);

V_E = volume de água medida na entrada (m^3);

V_S = volume de água medida na saída (m^3);

V_P = volume total de chuva precipitada (m^3).

7.2.4.3 Análise do volume necessário para amortecimento

Outro parâmetro analisado foi o volume de armazenamento necessário para realizar o amortecimento da vazão de pico. O cálculo desse volume foi realizado por meio do registro do nível d'água máximo no interior do microrreservatório em cada evento e da relação cota x volume. O gráfico com a relação cota x volume do M-CS é apresentada na Figura 7.12 e do M-RNE na Figura 7.13. A partir do volume necessário para armazenamento, determinou-se a taxa de armazenamento por área de contribuição, através da seguinte fórmula:

$$T_A = \frac{V_A}{A_c} \quad (7.5)$$

onde:

T_A = taxa de armazenamento (litros/ m^2);

V_A = volume necessário para armazenamento (litros);

A_C = área de contribuição (m^2).

7.2.4.4 Análise do coeficiente de descarga

Os valores de coeficiente de descarga foram obtidos através da comparação entre o volume obtido com o hidrograma de saída monitorado e o volume calculado com o hidrograma de saída teórico. O hidrograma teórico foi determinado utilizando-se a equação geral dos orifícios (equação 3.26), para determinar as vazões de saída, considerando as alturas d'água monitoradas no interior dos microrreservatórios.

Utilizou-se um paquímetro para verificar o diâmetro interno dos tubos de saída e conseqüentemente determinar as áreas de saída. O diâmetro encontrado para o tubo de descarga do M-CS foi de 12 mm e o do M- RNE foi de 14,5 mm.

Considerando-se apenas as alturas monitoradas que provocaram carga hidráulica, determinou-se o coeficiente de descarga utilizando-se a equação abaixo. Os valores dos coeficientes de descarga dos tubos de saída do microrreservatório foram comparados com os valores descritos na revisão da literatura.

$$C_d = \frac{V_s}{\sum A \sqrt{2gH} \cdot \Delta t} \quad (7.6)$$

onde:

C_d = coeficiente de descarga;

V_s = volume escoado na saída (m^3);

A = área da seção transversal do tubo (m^2);

H = corresponde à carga total medida sobre o eixo do tubo no intervalo de tempo (m);

g = aceleração da gravidade (m^2/s);

Δt = intervalo de tempo (s).

7.2.4.5 Análise do coeficiente de escoamento superficial do telhado

A parcela do escoamento superficial dos eventos foi calculada através da razão entre o volume total escoado pelo telhado e o volume total precipitado. O volume total escoado foi determinado utilizando-se as medições de vazão no canal vertedor. A fórmula utilizada foi a seguinte:

$$C = \frac{V_E}{V_P} \times 100 \quad (7.7)$$

onde:

C = coeficiente de escoamento superficial;

V_E = volume de água escoada (m^3);

V_P = volume total de chuva precipitada (m^3).

Analisou-se ainda a parcela de perdas de chuva não causadas pela infiltração. Essas perdas ocorridas no telhado foram determinadas através da seguinte equação:

$$P = \frac{V_P - V_E}{V_P} \times 100 \quad (7.8)$$

onde:

P = perdas ocorridas;

V_E = volume de água escoada (m^3);

V_P = volume total de chuva precipitada (m^3).

7.2.4.6 Análise das durações e dos tempos de pico das precipitações e dos hidrogramas de entrada

Considerando que a vazão de pico é um dos parâmetros importantes no dimensionamento dos microrreservatórios, avaliou-se o tempo de pico das chuvas e das vazões nos eventos monitorados. As durações e os tempos de pico das precipitações foram comparados com as durações e os tempos de pico dos hidrogramas de entrada. Buscou-se determinar um padrão entre o tempo de pico de chuva e de vazão, assim como a duração da precipitação e a duração do hidrograma de entrada.

Considerando que os resultados do método Racional foram mais próximos aos dados obtidos no monitoramento dos microrreservatórios existentes, avaliou-se uma maneira de aperfeiçoar a transformação dos dados de chuva em vazão. Um dos principais problemas observados nas simulações com o método Racional foi a adoção de uma intensidade média ao longo do evento de precipitação. Utilizando o conceito do método HUMRM proposto por Smith & Lee

(1984), foi verificada se a discretização da chuva resultaria em um hidrograma próximo ao monitorado.

7.2.4.7 Proposição de método para o dimensionamento de microrreservatórios

Como indicado no capítulo anterior, os microrreservatórios existentes não apresentaram uma boa eficiência no amortecimento das vazões de pico e no retardo do escoamento. Assim, analisou-se como os métodos de dimensionamento dos microrreservatórios recomendados pela Sudecap (2009) poderiam ser melhorados.

Baseando-se na análise dos resultados dos parâmetros hidrológicos descritos nos itens anteriores, especialmente com relação ao volume necessário para amortecimento, ao coeficiente de descarga e aos hidrogramas calculados com o método HURMR, verificou-se como o dimensionamento dos microrreservatórios poderia ser aprimorado.

7.3 Resultados e Discussões

Os resultados e as análises realizados no monitoramento dos microrreservatórios M-CS e M-RNE são apresentados a seguir.

7.3.1 Eventos pluviométricos analisados

Os dados de precipitação utilizados foram obtidos por meio dos registros dos pluviômetros instalados nos experimentos. A consistência dos dados de precipitação foi realizada utilizando o método Dupla Massa e os dados das estações pluviométricas 12 e 31 da PBH.

7.3.1.1 Experimento M-CS

Após a instalação do pluviômetro utilizado neste experimento, em abril de 2016, foi detectado um problema de comunicação entre o instrumento de medição e o computador portátil, que foi solucionado apenas em fevereiro de 2017. Após esta data foram monitorados os eventos até março de 2018. Com os registros pluviométricos e os da estação pluviométrica 31 da PBH foi aplicado o método Dupla Massa, que indicou uma boa correlação entre os dados, como pode ser observado na Figura 7.29.

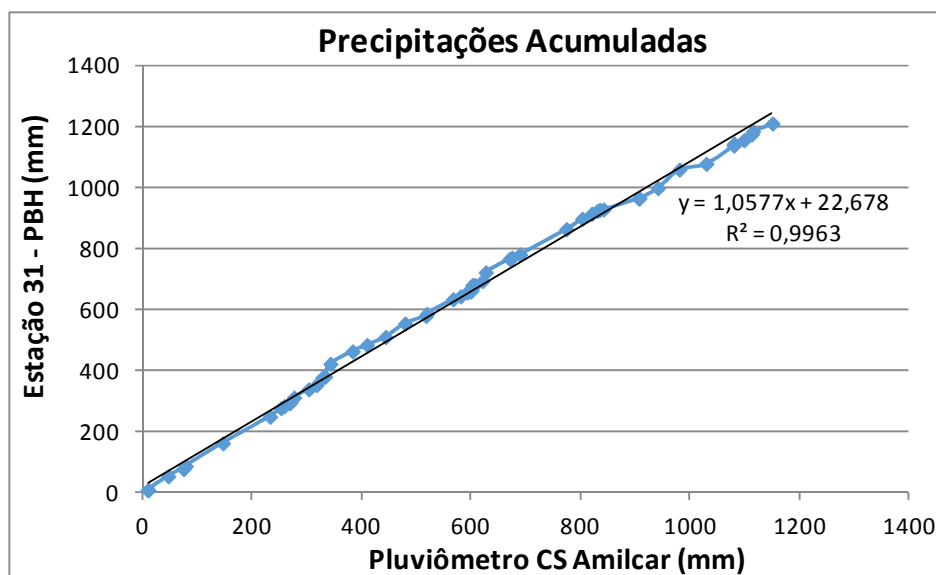


Figura 7.29: Correlação dos dados do pluviômetro instalado no Centro de Saúde e a Estação Pluviométrica 31 da PBH pelo Método Dupla Massa

Durante o período monitorado, 26 eventos pluviométricos não foram registrados pelo pluviômetro devido à falta de energia na bateria. Entretanto, tais eventos foram monitorados pelos sensores de nível instalados no experimento. A Tabela 7.3 apresenta a altura de precipitação total (P), a duração (D), a intensidade (I) e o tempo de retorno (TR) dos 76 eventos de chuva analisados e indica os dias em que os eventos pluviométricos não foram registrados no estudo. Os eventos de chuvas analisados e não registrados foram organizados em ordem cronológica em que ocorreram.

Dentre as precipitações analisadas, a maioria foi classificada como de alta frequência (67 eventos). A chuva com maior tempo de retorno registrada ocorreu no dia 19/03/17 (Evento 6), com uma recorrência calculada próxima de 15 anos. Destacam-se ainda as chuvas dos eventos 1, 5, 30, 61, 63, 67 e 76, que apresentaram tempo de retorno superior a 1,05 anos.

Tabela 7.3 – Dados de precipitação registrados no Centro de Saúde (continua)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
1	25/02/2017	36	126	17,14	~ 1,13
2	26/02/2017	2,6	46	3,39	< 1,05
3	26/02/2017	5	88	3,41	< 1,05
4	26/02/2017	20	247	4,86	< 1,05
5	08/03/2017	67,6	173	23,45	~ 7,00
6	19/03/2017	85,2	215	23,78	~ 15,38
7	27/03/2017	18,8	170	6,64	< 1,05
8	07/04/2017	4,6	17	16,24	< 1,05
9	07/04/2017	4,8	41	7,02	< 1,05
10	22/04/2017	1,8	30	3,60	< 1,05

Tabela 7.3 – Dados de precipitação registrados no Centro de Saúde
(continuação)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
11	27/04/2017	2,2	28	4,71	< 1,05
12	28/04/2017	27,2	255	6,40	< 1,05
13	19/05/2017	12,8	270	2,84	< 1,05
14	22/05/2017	9,2	44	12,55	< 1,05
15	12/06/2017	12,2	28	26,14	< 1,05
16	12/06/2017	2	13	9,23	< 1,05
17	12/06/2017	10,6	134	4,75	< 1,05
18	28/09/2017	14,4	105	8,23	< 1,05
19	02/10/2017	11	60	11,00	< 1,05
20	21/10/2017	4,4	59	4,47	< 1,05
21	23/10/2017	41,2	90	27,47	~ 1,55
22	28/10/2017	40,4	368	6,59	< 1,05
23	11/11/2017	18,8	161	7,01	< 1,05
24	12/11/2017	33	268	7,39	< 1,05
25	19/11/2017	13,8	53	15,62	< 1,05
26	19/11/2017	13,6	93	8,77	< 1,05
27	19/11/2017	7,2	57	7,58	< 1,05
28	21/11/2017	33,8	50	40,56	< 1,05
29	16/12/2017	1,2	8	9,00	< 1,05
30	30/12/2017	47,6	39	73,23	~ 9,44
31	04/01/2018	8,8	143	3,69	< 1,05
32	05/01/2018	1,6	26	3,69	< 1,05
33	07/01/2018	5	39	7,69	< 1,05
34	07/01/2018	1,4	8	10,50	< 1,05
35	15/01/2018	1,4	13	6,46	< 1,05
36	22/01/2018	15,4	30	30,80	< 1,05
37	24/01/2018	4,2	24	10,50	< 1,05
38	29/01/2018	10,4	26	24,00	< 1,05
39	01/02/2018	24	50	28,80	< 1,05
40	02/02/2018	12	135	5,33	< 1,05
41	02/02/2018	5,2	65	4,80	< 1,05
42	02/02/2018	26,2	325	4,84	< 1,05
43	03/02/2018	3	46	3,91	< 1,05
44	04/02/2018	3,2	19	10,11	< 1,05
45	04/02/2018	2	49	2,45	< 1,05
46	04/02/2018	15	184	4,89	< 1,05
47	05/02/2018	6,4	139	2,76	< 1,05
48	05/02/2018	6,8	26	15,69	< 1,05
49	05/02/2018	50,6	245	12,39	< 1,05
50	06/02/2018	7,2	219	1,97	< 1,05
51	06/02/2018	2,2	5	26,40	< 1,05
52	06/02/2018	7	25	16,80	< 1,05
53	06/02/2018	9,6	94	6,13	< 1,05
54	22/02/2018	11,6	250	2,78	< 1,05
55	22/02/2018	1,6	12	8,00	< 1,05
56	22/02/2018	1,4	43	1,95	< 1,05
57	24/02/2018	9,8	213	2,76	< 1,05

Tabela 7.3 – Dados de precipitação registrados no Centro de Saúde
(conclusão)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
58	26/02/2018	4,4	20	13,20	< 1,05
59	28/02/2018	5	33	9,09	< 1,05
60	02/03/2018	5	50	6,00	< 1,05
61	02/03/2018	57,6	152	22,74	~ 4,30
62	04/03/2018	1,2	10	7,20	< 1,05
63	05/03/2018	29,8	55	32,51	~ 1,21
64	05/03/2018	3,8	20	11,40	< 1,05
65	07/03/2018	25,8	67	23,10	< 1,05
66	07/03/2018	12,6	46	16,43	< 1,05
67	08/03/2018	49	317	9,27	~ 1,19
68	09/03/2018	17	127	8,03	< 1,05
69	09/03/2018	30,6	198	9,27	< 1,05
70	10/03/2018	9	146	3,70	< 1,05
71	11/03/2018	2,2	26	5,08	< 1,05
72	11/03/2018	3,6	12	18,00	< 1,05
73	11/03/2018	1,4	6	14,00	< 1,05
74	13/03/2018	14	37	22,70	< 1,05
75	14/03/2018	2,2	46	2,87	< 1,05
76	16/03/2018	35,6	45	47,47	~ 2,00
Valor Mínimo		1,2	5	1,95	< 1,05
Valor Máximo		85,2	368	73,23	~ 15,38
77	30/09/2017	Eventos não registrados no pluviômetro			
78	30/09/2017				
79	30/09/2017				
80	03/10/2017				
81	03/10/2017				
82	31/10/2017				
83	28/11/2017				
84	04/12/2017				
85	08/12/2017				
86	08/12/2017				
87	08/12/2017				
88	08/12/2017				
89	09/12/2017				
90	10/12/2017				
91	11/12/2017				
92	03/01/2018				
93	14/01/2018				
94	30/01/2018				
95	31/01/2018				
96	31/01/2018				
97	20/02/2018				
98	17/03/2018				
99	20/03/2018				
100	21/03/2018				
101	23/03/2018				
102	29/03/2018				

7.3.1.2 Experimento M-RNE

Neste experimento foram monitoradas as precipitações que ocorreram no período entre setembro de 2016 a março de 2018. Com os registros dos eventos monitorados nesse período e os da estação pluviométrica 12 da PBH foi aplicado o método Dupla Massa, que indicou uma boa correlação entre os dados, como pode ser observado na Figura 7.30.

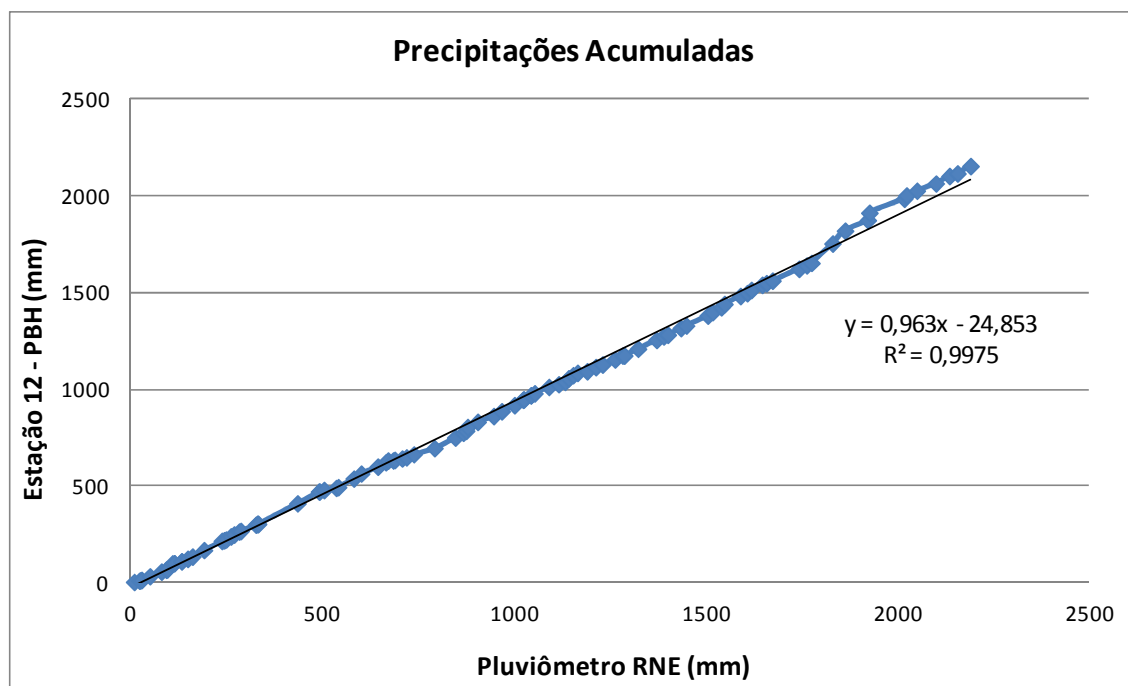


Figura 7.30: Correlação dos dados do pluviômetro instalado na Sede da Regional Nordeste e a Estação Pluviométrica 12 da PBH pelo Método Dupla Massa

Apesar dos dados de chuva terem sido monitorados desde 2016, houve problemas de funcionamento dos equipamentos de monitoramento do M-RNE. Os eventos que foram utilizados nas análises ocorreram entre abril de 2017 a março de 2018.

Apenas 7 (sete) dos 60 eventos de chuva registrados no pluviômetro foram classificados com tempo de recorrência superior a 1,05 anos. A chuva com maior tempo de retorno ocorreu no dia 24 de fevereiro de 2018 (Evento 44), com tempo de retorno aproximado de 5,2 anos. Destacam-se ainda as chuvas dos eventos 45, 46, 51, 57, 58 e 60, que apresentaram tempo de retorno superior a 1,05 anos.

A Tabela 7.4 mostra a altura de precipitação total (P), a duração (D), a intensidade (I) e o tempo de retorno (TR) dos 60 eventos pluviométricos analisados no estudo. Os eventos foram organizados em ordem cronológica em que ocorreram.

Tabela 7.4 – Dados de precipitação registrados na Sede da Regional Nordeste (continua)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
1	28/04/2017	8,2	20	24,60	< 1,05
2	28/09/2017	24,4	98	14,94	< 1,05
3	30/09/2017	5,6	98	3,43	< 1,05
4	30/09/2017	11	89	7,42	< 1,05
5	02/10/2017	17,2	27	38,22	< 1,05
6	23/10/2017	30,8	125	14,78	< 1,05
7	28/10/2017	19,6	328	3,59	< 1,05
8	06/11/2017	4,8	29	9,93	< 1,05
9	12/11/2017	6,8	83	4,92	< 1,05
10	12/11/2017	32,8	111	17,73	< 1,05
11	19/11/2017	8	47	10,21	< 1,05
12	19/11/2017	14	107	7,85	< 1,05
13	19/11/2017	17,8	51	20,94	< 1,05
14	20/11/2017	8,2	130	3,78	< 1,05
15	20/11/2017	6	47	7,66	< 1,05
16	21/11/2017	9,6	86	6,70	< 1,05
17	22/11/2017	30,2	136	13,32	< 1,05
18	23/11/2017	11,8	160	4,43	< 1,05
19	08/12/2017	11,4	184	3,72	< 1,05
20	08/12/2017	13	119	6,55	< 1,05
21	08/12/2017	17,6	76	13,89	< 1,05
22	08/12/2017	10	19	31,58	< 1,05
23	10/12/2017	12,4	21	35,43	< 1,05
24	30/12/2017	20,8	95	13,14	< 1,05
25	02/01/2017	8	62	7,74	< 1,05
26	03/01/2017	15,2	74	12,32	< 1,05
27	03/01/2017	26,4	195	8,12	< 1,05
28	04/01/2017	10,2	126	4,86	< 1,05
29	05/01/2017	7,2	98	4,41	< 1,05
30	02/02/2018	7,2	79	5,47	< 1,05
31	02/02/2018	9	67	8,06	< 1,05
32	02/02/2018	6,2	114	3,26	< 1,05
33	03/02/2018	10,4	90	6,93	< 1,05
34	04/02/2018	2,6	64	2,44	< 1,05
35	04/02/2018	13	179	4,36	< 1,05
36	05/02/2018	9,2	158	3,49	< 1,05
37	05/02/2018	13,4	222	3,62	< 1,05
38	05/02/2018	10,2	55	11,13	< 1,05
39	05/02/2018	30,2	226	8,02	< 1,05
40	06/02/2018	9,8	95	6,19	< 1,05
41	06/02/2018	3,8	72	3,17	< 1,05
42	22/02/2018	4	11	21,82	< 1,05
43	22/02/2018	2,8	43	3,91	< 1,05
44	24/02/2018	52,4	96	32,75	~ 5,20
45	02/03/2018	29,8	46	38,87	~ 1,25
46	05/03/2018	38,4	76	30,32	~ 1,67
47	05/03/2018	20,4	33	37,09	< 1,05

Tabela 7.4 – Dados de precipitação registrados na Sede da Regional Nordeste (conclusão)

Evento	Data	P (mm)	D (min)	I (mm/h)	TR (anos)
48	07/03/2018	2,6	57	2,74	< 1,05
49	07/03/2018	4,8	50	5,76	< 1,05
50	07/03/2018	26,8	175	9,19	< 1,05
51	09/03/2018	45,2	199	13,63	~ 1,25
52	09/03/2018	45,2	339	8,00	< 1,05
53	10/03/2018	4,2	70	3,60	< 1,05
54	10/03/2018	17	196	5,20	< 1,05
55	11/03/2018	6	89	4,04	< 1,05
56	11/03/2018	3,2	13	14,77	< 1,05
57	16/03/2018	49,2	145	20,36	~ 1,88
58	17/03/2018	35,2	56	37,71	~ 1,68
59	20/03/2018	20,2	65	18,65	< 1,05
60	22/03/2018	34,6	50	41,52	~ 1,74
Valor Mínimo		2,6	11	2,44	< 1,05
Valor Máximo		52,4	339	41,52	~ 5,20

7.3.2 Eficiência da técnica

Os resultados dos eventos monitorados em ambos experimentos indicaram uma boa eficiência no amortecimento da vazão de pico. A eficiência (E) no M-RNE foi superior à eficiência obtida no M-CS, possivelmente devido à possibilidade de infiltração de parcela do escoamento da chuva.

A eficiência média no amortecimento da vazão de pico de entrada ao M-CS foi de cerca de 51,93%. No evento 6 (registrado com maior tempo de recorrência), a eficiência foi de 61,39%, enquanto a eficiência do evento 30 (segundo maior de tempo de retorno) foi de 73,46%. No que se refere às vazões de saída, as vazões de pico desses dois maiores eventos monitorados foram próximas à vazão de pico definida no projeto do microrreservatório, para as chuvas com tempo de retorno de 10 anos (0,51 L/s) e 25 anos (0,55 L/s).

Em alguns eventos não foi possível verificar a eficiência, devido às vazões de entrada não terem sido registradas ou terem sido inferiores às vazões de saída. Isto pode ter ocorrido por causa de um problema de funcionamento do sensor de nível instalado no canal vertedor de entrada.

O M-RNE apresentou uma eficiência média superior ao M-CS, reduzindo a vazão de pico de entrada em aproximadamente em 87,16%. A eficiência observada no M-RNE foi próxima às

previstas no projeto indicada na Tabela 7.2. A eficiência definida para o evento 44, com maior tempo de retorno, foi de cerca de 81,46%.

Quanto às vazões de saída, a maior vazão de pico (0,60 L/s) foi registrada no evento 57. O valor observado foi superior às vazões de pico previstas no projeto de dimensionamento para as chuvas com tempo de retorno de 10 anos (0,51 L/s), 25 anos (0,55 L/s) e 50 anos (0,58 L/s).

Cabe esclarecer que na análise dos parâmetros hidrológicos, nos eventos em que os sensores de níveis dos canais vertedores de saída não funcionaram corretamente, determinou-se o hidrograma de saída utilizando-se as alturas d'água registradas no interior dos microrreservatórios, a equação geral dos orifícios e os valores médios de coeficiente de descarga encontrados em cada um dos experimento.

Os valores das vazões de pico monitoradas (Q_p) e das eficiências calculadas (E) em ambos os experimentos, bem como a parcela de chuva infiltrada (I) no M-RNE são apresentados na Tabela 7.5. Ressalta-se que os eventos indicados na Tabela 7.5 se referem aos eventos de chuva ocorridos em cada experimento.

Tabela 7.5 – Resultados da eficiência da técnica nos experimentos (continua)

Evento	M-CS			M-RNE			
	Q_p Entrada (L/s)	Q_p Saída (L/s)	E (%)	Q_p Entrada (L/s)	Q_p Saída (L/s)	E (%)	I (%)
1	0,74	0,38	48,22%	0,96	0,08	92,01	35,33
2	-	0,02	-	1,48	0,19	87,09	43,67
3	-	0,04	-	0,18	0,00	100,00	36,95
4	0,33	0,12	63,16	0,97	0,00	100,00	50,53
5	1,81	0,53	70,50	3,61	0,36	89,99	49,06
6	1,60	0,62	61,39	1,46	0,24	83,57	55,84
7	0,40	0,15	61,82	0,57	0,00	100,00	32,00
8	0,30	0,07	76,66	0,45	0,00	100,00	35,68
9	0,11	0,06	47,26	0,35	0,00	100,00	38,62
10	0,09	0,03	63,41	1,82	0,51	71,79	23,91
11	0,09	0,03	63,02	0,55	0,00	100,00	43,43
12	0,40	-	-	0,79	0,15	81,16	37,49
13	0,06*	0,08	-	1,35	0,37	72,54	16,60
14	0,51	0,16	68,63	0,44	0,00	100,00	41,44
15	1,01	0,28	71,96	1,67	0,17	89,86	44,41
16	0,06	0,06	0,00	0,63	0,00	100,00	35,77
17	0,33	0,13	59,99	2,46	0,47**	80,88	28,19
18	0,43	0,19	56,46	0,40	0,06	85,31	32,76
19	0,60	0,16	73,39	0,55	0,00	100,00	39,37
20	0,25	0,13	46,47	1,06	0,17**	83,83	46,67

Tabela 7.5 – Resultados da eficiência da técnica nos experimentos (continuação)

Evento	M-CS			M-RNE			
	Q _p Entrada (L/s)	Q _p Saída (L/s)	E (%)	Q _p Entrada (L/s)	Q _p Saída (L/s)	E (%)	I (%)
21	1,46	0,51	65,38	1,84	0,35**	81,06	49,08
22	0,70	0,24	65,33	2,03	0,31**	84,64	9,93
23	0,36	0,17	53,14	2,26	0,31**	86,11	32,22
24	0,59	0,21	63,94	2,54	0,30**	88,23	33,59
25	-	0,18	-	0,30	0,00	100,00	36,64
26	-	0,16	-	0,68	0,12**	82,13	32,90
27	-	0,09	-	2,07	0,20**	90,39	36,02
28	0,21	0,18	12,31	0,37	0,04**	88,77	32,43
29	0,16	0,06	64,80	0,65	0,06**	91,04	40,47
30	2,29	0,61	73,46	0,24	0,00	100,00	34,40
31	0,07	0,07	4,34	0,68	0,18	74,18	22,40
32	0,08	0,05	29,92	0,46	0,00	100,00	37,25
33	0,14	0,09	33,08	0,79	0,00	100,00	47,29
34	0,05	0,05	6,76	0,15	0,00	100,00	20,08
35	0,04*	0,05	-	0,28	0,03**	89,84	35,85
36	1,26	0,32	74,85	0,16	0,04**	73,53	24,11
37	0,09*	0,14	-	0,12	0,07**	42,72	18,57
38	0,70	0,25	64,58	1,24	0,26	78,84	19,62
39	0,96	0,28	71,32	0,74	0,33	55,15	1,24
40	0,30	0,15	50,39	0,29	0,09**	69,66	34,14
41	0,07*	0,08	-	0,05	0,00	100,00	19,16
42	0,25	0,15	38,06	0,54	0,00	100,00	37,78
43	0,16	0,10	38,40	0,08	0,00	100,00	20,30
44	0,11	0,10	16,51	3,18	0,59**	81,46	32,29
45	0,01*	0,03	-	2,20	0,53	75,94	29,63
46	0,30	0,15	49,77	2,65	0,48**	81,73	21,30
47	0,07*	0,09	-	1,72	0,40**	76,61	20,94
48	0,51	0,18	65,03	0,12	0,00	100,00	16,59
49	0,70	0,36	49,34	1,10	0,00	100,00	44,66
50	0,05*	0,08	-	1,66	0,27	83,47	35,48
51	0,16	0,09	43,71	2,77	0,48**	82,56	15,90
52	0,78	0,18	77,14	2,13	0,48**	77,43	23,03
53	1,14	0,21	81,80	0,23	0,00	100,00	40,58
54	0,01*	0,04	-	0,71	0,22	68,65	22,97
55	0,03*	0,05	-	0,92	0,00	100,00	52,65
56	0,01*	0,02	-	0,93	0,00	100,00	55,74
57	0,03*	0,06	-	4,63	0,60**	86,95	28,41
58	0,23	0,11	50,99	2,88	0,57**	80,14	16,54
59	0,14	0,11	19,11	0,90	0,36	59,77	15,50
60	0,14	0,11	16,55	2,68	0,52**	80,60	15,87
61	1,09	0,43	60,66	-	-	-	-
62	-	0,03	-	-	-	-	-
63	1,35	0,37	72,90	-	-	-	-
64	0,11	0,10	13,48	-	-	-	-
65	1,05	0,33	68,90	-	-	-	-
66	0,36	0,18	50,83	-	-	-	-
67	0,78	0,29	62,51	-	-	-	-
68	0,43	0,17	61,04	-	-	-	-
69	0,20	0,14	32,92	-	-	-	-
70	0,05*	0,07	-	-	-	-	-

Tabela 7.5 – Resultados da eficiência da técnica nos experimentos (conclusão)

Evento	M-CS			M-RNE			
	Q _p Entrada (L/s)	Q _p Saída (L/s)	E (%)	Q _p Entrada (L/s)	Q _p Saída (L/s)	E (%)	I (%)
71	0,06*	0,06	-	-	-	-	-
72	0,23	0,10	53,90	-	-	-	-
73	0,25	0,02	92,27	-	-	-	-
74	0,59	0,22	62,57	-	-	-	-
75	-	0,03	-	-	-	-	-
76	1,01	0,36	63,92	-	-	-	-
77	0,04*	0,08	-	-	-	-	-
78	0,40	0,23	41,36	-	-	-	-
79	0,08	0,08	0,00	-	-	-	-
80	0,48	0,24	49,65	-	-	-	-
81	0,10*	0,14	-	-	-	-	-
82	0,51	0,19	63,54	-	-	-	-
83	0,78	0,22	72,23	-	-	-	-
84	2,62	0,39	85,14	-	-	-	-
85	0,36	0,14	62,25	-	-	-	-
86	0,60	0,18	70,27	-	-	-	-
87	1,45	0,24	83,75	-	-	-	-
88	1,01	0,31	69,19	-	-	-	-
89	0,64	0,16	75,58	-	-	-	-
90	0,78	0,15	80,95	-	-	-	-
91	1,14	0,18	84,50	-	-	-	-
92	0,83	0,24	71,54	-	-	-	-
93	1,60	0,31	80,33	-	-	-	-
94	1,67	0,35	79,16	-	-	-	-
95	0,09	0,07	20,36	-	-	-	-
96	0,18	0,09	48,36	-	-	-	-
97	0,64	0,21	67,15	-	-	-	-
98	0,18	0,13	27,69	-	-	-	-
99	0,36	0,17	53,23	-	-	-	-
100	0,02*	0,08	-	-	-	-	-
101	0,46	0,08	82,84	-	-	-	-
102	0,51	0,14	72,28	-	-	-	-

Obs: * Eventos em que a vazão de entrada foi inferior à de saída

**Eventos em que o sensor do canal vertedor de saída apresentou problemas de funcionamento. As vazões de saída foram estimadas considerando os níveis d'água registrados pelo sensor instalado no interior do M-RNE e o valor de coeficiente de descarga obtido no experimento.

Comparando-se os resultados obtidos no experimento do Centro de Saúde com os observados no estudo realizado por Agra (2001), o M-CS apresentou, de maneira geral, uma melhor eficiência. Os oito eventos analisados por Agra (2001) apresentaram uma eficiência média no amortecimento da vazão de pico (23,88%) próxima à metade calculada para o M-CS. Além disso, a redução máxima observada da vazão de pico (50%) também foi inferior à encontrada no M-CS (92,27% - Evento 73).

No caso dos eventos 16 e 79 no M-CS, a eficiência foi nula. Isto se deve, possivelmente, ao baixo volume precipitado, gerando um pequeno volume de escoamento, que não foi registrado pelo sensor de nível de entrada.

Quanto aos resultados da eficiência do M-RNE, verificou-se que a média de amortecimento da vazão de pico foi superior à observada por Campos (2007), que obteve uma redução de 81,1% entre o lote sustentável (microrreservatório + trincheira de infiltração) e o lote convencional. Como nos dois experimentos foi permitida a infiltração de águas, a alta eficiência no amortecimento das vazões de pico pode estar relacionada à parcela infiltrada.

A média da parcela de chuva infiltrada (I) calculada para os eventos no M-RNE foi de aproximadamente 32,98%. A maior parcela de infiltração calculada foi de 55,84% (Evento 6) e a menor parcela foi de 1,24% (Evento 39). Neste último evento, o sensor de nível d'água do canal vertedor de saída não funcionou adequadamente. Conforme descrito anteriormente, o hidrograma de saída foi determinado pelos registros do sensor instalado no interior do microrreservatório. Em alguns eventos do M-RNE, não foram registrados escoamentos no canal vertedor de saída, o que pôde ser confirmado através das alturas d'água registradas no interior do microrreservatório.

Na Figura 7.31 é apresentada a comparação entre o volume de infiltração e o volume total precipitado em cada evento monitorado. Apesar da tendência do volume infiltrado crescer com o aumento do volume precipitado, o estado do solo antes do evento tem grande relevância na quantidade de água infiltrada. Como pode ser observado na Tabela 7.5, os eventos 13, 22 e 39 apresentaram baixas parcelas de infiltração, mas foram precedidos de outros eventos no mesmo dia.

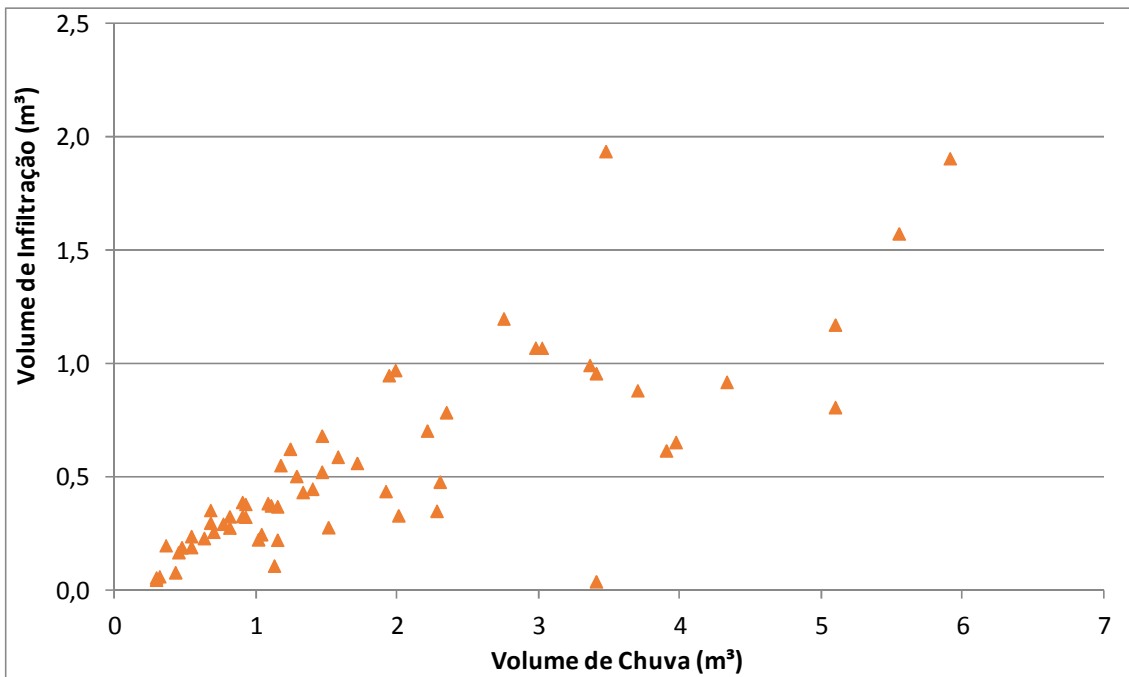


Figura 7.31: Volumes de infiltração e de chuva no M-RNE

7.3.3 Volume necessário para amortecimento

Os resultados das taxas de armazenamento (T_A) necessárias para amortecer as vazões de pico dos eventos de chuva ocorridos nos experimentos são apresentados nas Figuras 7.32 e 7.33. As duas maiores taxas de armazenamento ocorreram no M-CS, como era de se esperar, uma vez que o M-RNE permite a infiltração e conseqüentemente reduz o volume de escoamento na saída do microrreservatório.

A maior taxa de armazenamento observada no M-CS ocorreu no evento 30 (24,41 L/m²) e a segunda maior no evento 6 (23,37 L/m²), eventos com maiores tempo de retorno. Nos eventos ocorridos no M-RNE, as maiores taxas de armazenamento para realizar o amortecimento também foram para os dois eventos com maiores tempo de retorno. No evento 57 foi calculada uma taxa de 22,55 L/m² e para o evento 44 uma taxa de 21,41 L/m². Em alguns eventos do M-RNE, a taxa de armazenamento foi nula, uma vez que não foi registrado escoamento na saída devido à infiltração das águas.

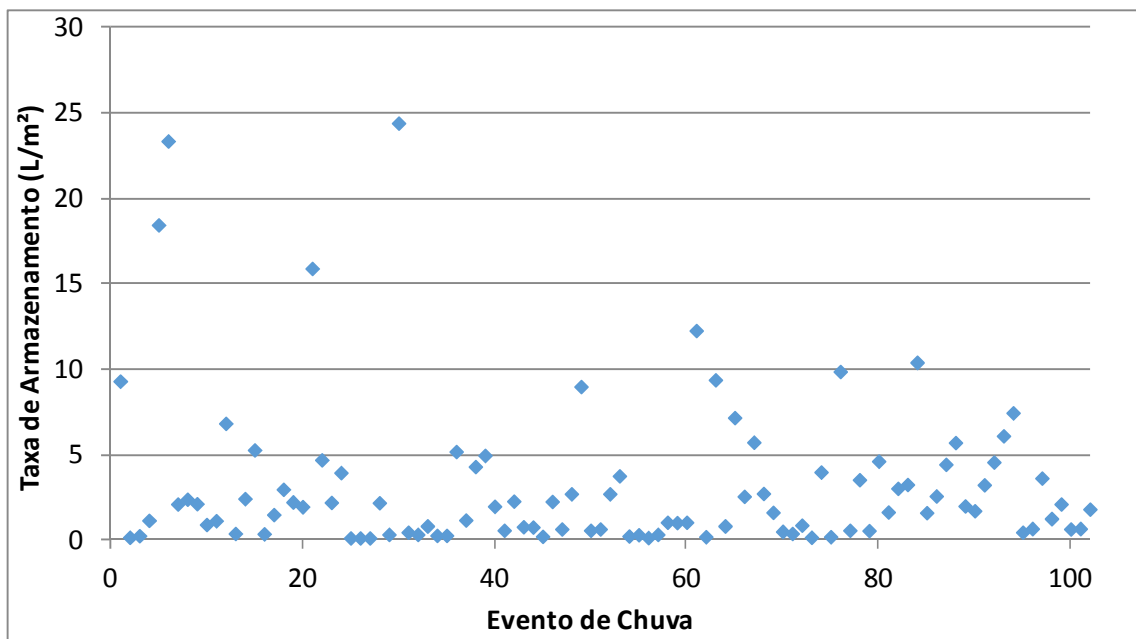


Figura 7.32: Taxa de Armazenamento calculada para cada evento ocorrido no M-CS

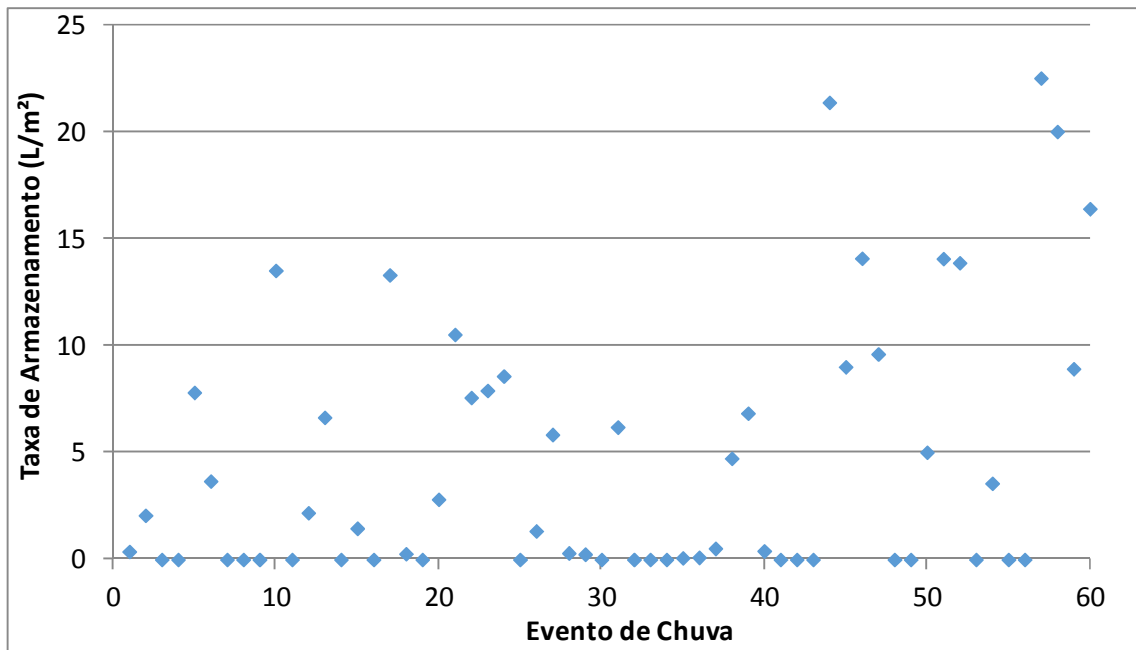


Figura 7.33: Taxa de Armazenamento calculada para cada evento ocorrido no M-RNE

Apesar da duas maiores taxas de armazenamento calculadas para o M-RNE terem sido menores do que as duas maiores do M-CS, a quantidade de eventos com taxas de armazenamento do M-RNE acima de 10 litros/m² foi superior. Isto ocorreu em 10 eventos, enquanto que no M-CS foram apenas 6 (seis) eventos. Ressalta-se que a quantidade de eventos monitorados no M-RNE foi inferior à do M-CS.

Avaliando-se apenas as maiores taxas de armazenamento dos dois experimentos, o evento 30 do M-CS e o evento 57 do M-RNE, foi encontrada uma diferença de 1,86 L/m². Apesar do M-RNE possibilitar a infiltração das águas pelo fundo da estrutura, a diferença entre as taxas não foi significativa.

Como o tempo de pico na entrada no M-RNE durante o evento 57 foi de 10 minutos, considerando a equação da taxa de infiltração obtida no ensaio de infiltração do dia 15 de junho de 2016, mostrada na Figura 7.26, a velocidade de infiltração deveria ser de cerca de 358 mm/h na ocorrência do tempo de pico. Assim, pode-se considerar que a infiltração não alterou significativamente o volume necessário para o amortecimento da vazão de pico.

De acordo com Drumond (2012), a taxa de armazenamento calculada para uma chuva com tempo de retorno de 10 anos e duração de 45 minutos (duração crítica) em um lote de 360 m² totalmente impermeável inserido no GH-D foi de 29 litros/m². Comparando-se esse valor com a taxa definida para o evento 30 do M-CS, precipitação com tempo de recorrência próxima de 10 anos e duração de 39 minutos, percebeu-se uma diferença de cerca de 4,5 L/m².

Tendo em vista que as precipitações não foram exatamente as mesmas e que o volume de perdas de chuva no experimento do Centro de Saúde foi acima do esperado, como será demonstrado no item 7.3.5, pode-se considerar que uma taxa de armazenamento de 30 L/m² pode ser utilizada como referência no pré-dimensionamento dos microrreservatórios em Belo Horizonte. Esse valor é o mesmo definido para a taxa de armazenamento na atual Lei n° 9.959/10 de Belo Horizonte. Entretanto, a legislação exige que ela seja aplicada somente para as áreas impermeabilizadas acima do limite estabelecido em lei, como foi descrito nos itens anteriores.

Comparou-se ainda o valor do volume necessário para o amortecimento da vazão de pico do evento 30 do M-CS (2.356 litros) com os valores obtidos nos métodos propostos por Müller – Neuhaus (1953) e McCuen (1989), apresentados no item 3.4.5, utilizados por alguns projetistas de microrreservatório em Belo Horizonte.

Em ambos resultados, os volumes do microrreservatório foram inferiores ao observado no experimento. O volume definido pelo método Müller – Neuhaus (1953) foi de 395 litros, enquanto que no método de McCuen foi de 1.512 litros.

Esses resultados indicam a necessidade de se aprimorar os métodos de dimensionamento dos microrreservatórios, bem como a importância dos projetistas utilizarem os métodos de maneira mais criteriosa. Embora o uso de métodos simplificados e da taxa de armazenamento resultem em um volume de amortecimento da vazão de pico, as simulações do microrreservatório com chuvas com diferentes durações e tempo de retorno são essenciais para garantir que o objetivo da aplicação da técnica seja alcançado.

7.3.4 Valores de coeficiente de descarga

Conforme descrito anteriormente, as estruturas de descarga utilizadas nos experimentos foram classificadas como tubo curto. Os resultados dos valores dos coeficientes de descarga (C_d) obtidos nos dois microrreservatórios, de uma maneira geral, foram próximos aos encontrados no estudo de Drumond (2012).

No M-CS não foi possível analisar o coeficiente de descarga de todos os eventos, devido a problemas no funcionamento do sensor de nível no canal vertedor de saída. Para os 79 eventos analisados, as alturas d'água máximas registradas variaram de 1,11 cm a 148 cm, os valores de coeficiente de descarga variaram de 0,87 a 0,93, sendo a média de 0,90 e o desvio padrão de 0,01. A Figura 7.34 apresenta os resultados das alturas máximas registradas e dos coeficientes de descarga calculados para os eventos analisados.

Através da Figura 7.34 pode-se observar que, com o aumento das alturas máximas d'água monitoradas, a variação dos valores dos coeficientes de descarga é reduzida. Para os dois eventos em que foram registradas os maiores níveis d'água (Eventos 6 e 30), os valores de coeficiente de descarga foram um pouco acima de 0,90.

Comparando-se com os resultados obtidos por Drumond (2012) para os tubos de descarga com comprimento de 15 cm, o valor médio de 0,90 do experimento M-CS foi inferior aos valores encontrados para os quatro tubos testados e classificados como tubo curto. Entretanto, a variação de aproximadamente de 5,55% entre os valores pode estar relacionada com a relação L/D e com os erros nos processos de medição de vazão dos experimentos.

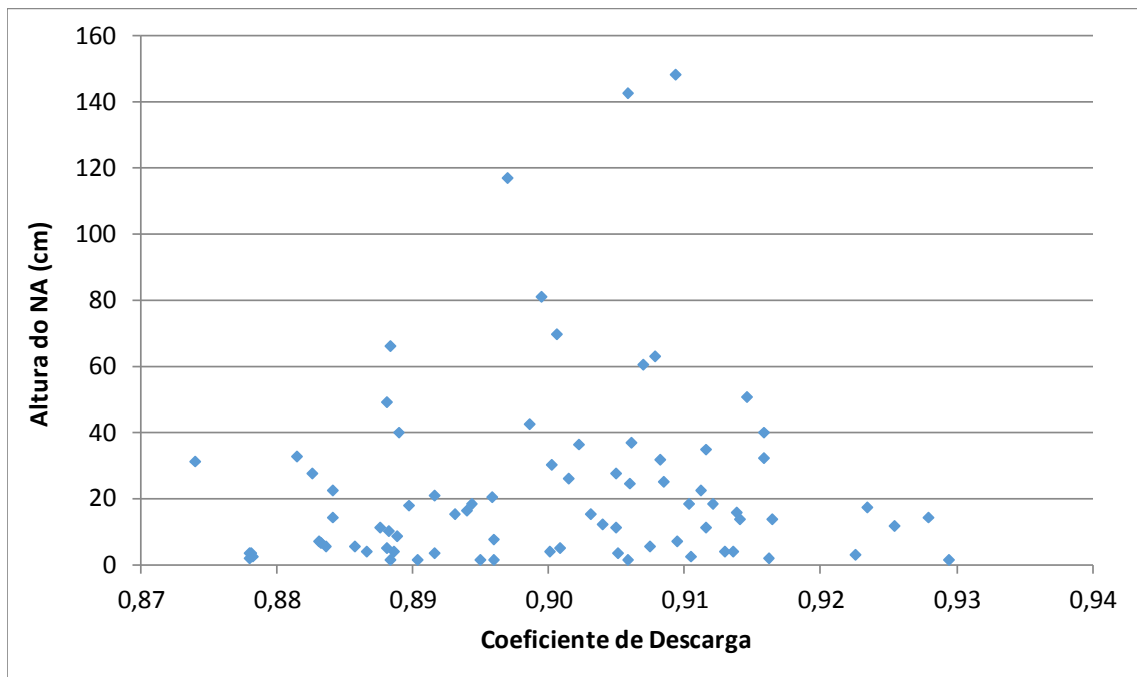


Figura 7.34: Resultados dos valores de coeficiente de descarga obtidos no M-CS

Quanto aos valores dos coeficientes de descarga encontrados no M-RNE, avaliou-se apenas 16 dos 60 eventos ocorridos. Os outros eventos não foram analisados devido aos problemas no funcionamento do sensor de nível do canal vertedor de saída.

Dentre os eventos analisados, as alturas máximas d'água registradas no M-RNE foram de 1,21 cm a 55,56 cm. Os resultados analisados apresentaram uma variação maior do que no M-CS, com valores do coeficiente de descarga variando de 0,64 a 0,96, apresentando uma média de 0,87 e desvio padrão de 0,08.

Os menores valores de coeficiente de descarga foram obtidos para níveis d'água menores. Mesmo para os eventos em que os níveis d'água foram maiores, acima de 30 cm, os resultados apresentaram uma grande variação, com valores entre 0,81 a 0,96. A Figura 7.35 apresenta os resultados das alturas máximas registradas e dos coeficientes de descarga calculados para os eventos do M-RNE.

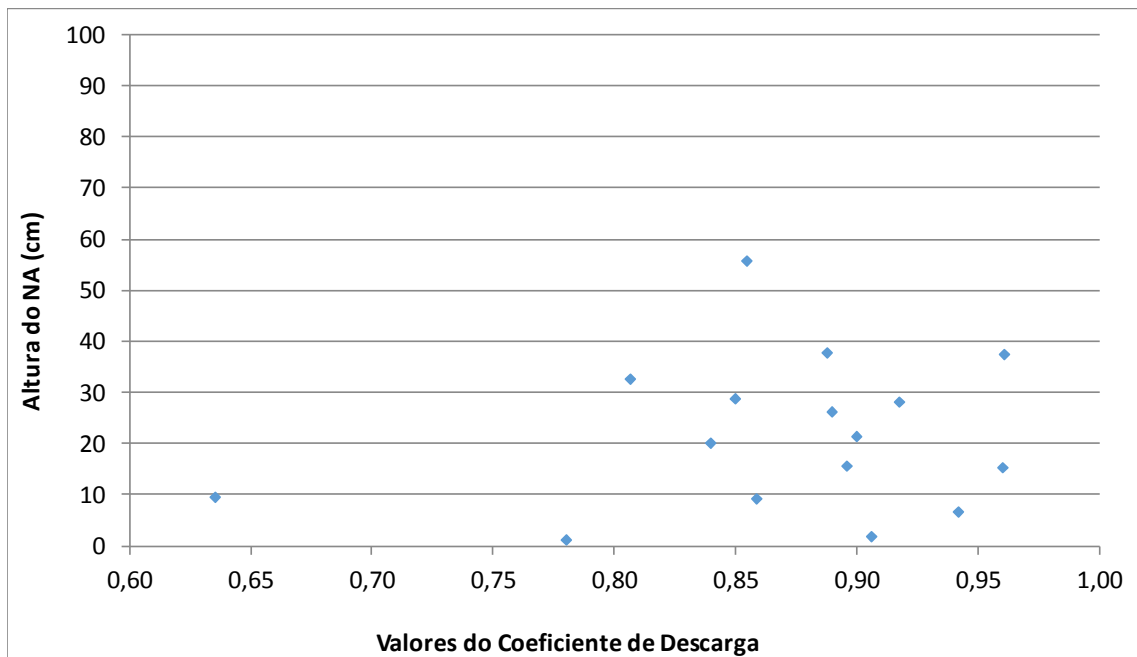


Figura 7.35: Resultados dos valores de coeficiente de descarga obtidos no M-RNE

Na comparação dos valores de coeficientes de descarga obtidos nos ensaios com os tubos de 25 cm do estudo de Drumond (2012), observou-se que o valor médio foi próximo ao valor do tubo com a maior relação $L/D = 13$, testado no experimento em laboratório. Salienta-se que o processo de medição das vazões de saída nos experimentos e os diâmetros dos tubos testados foram diferentes. No estudo de Drumond (2012) foi utilizado o método volumétrico e o diâmetro do menor tubo testado foi $\frac{3}{4}$ ", enquanto que no experimento do M-RNE utilizou-se vertedores triangulares para medir as vazões do tubo com diâmetro de $\frac{1}{2}$ ".

Os resultados médios dos coeficientes de descarga nos microrreservatórios M-CS e M-RNE foram superiores aos recomendados por Bazard, Eytelwein e Fanning *apud* Azevedo Netto (1998) apresentados para tubo curto. A relação comprimento L/D para o tubo de descarga do M-CS foi de 12,5 e, segundo os autores citados anteriormente, o valor do coeficiente de descarga sugerido seria entre 0,75 e 0,77. Para o tubo de descarga do M-RNE a relação L/D foi de 17,2 e, conforme a Tabela 3.16, o valor recomendado seria entre 0,75 e 0,73. Apesar da diferença entre os valores obtidos nos experimentos M-CS e M-RNE e os indicados na Tabela 3.16, pode-se verificar que a tendência de redução dos valores do coeficiente de descarga com o aumento do valor da relação L/D , para estruturas classificadas como tubo curto, também foi observada neste estudo.

No estudo de Abreu *et al.* (2015) não foi apresentada a relação L/D dos tubos testados, mas o valor máximo da faixa de valores de coeficiente de descarga foi próximo ao valor médio encontrado no M-CS e no M-RNE.

A diferença entre os valores do coeficiente de descarga encontrados no estudo e o valor de 0,61, usualmente utilizado em projetos de drenagem, demonstra a importância em se classificar a estrutura de descarga utilizada em projetos de microrreservatórios. Além da classificação recomendada por Azevedo Netto (1998), deve-se avaliar ainda a perda de carga devido à proximidade do orifício junto a paredes e ao fundo, bem como se o emboque é com arestas vivas ou arredondadas, fatores que influenciam o escoamento. A adoção de valores de coeficiente de descarga de forma não criteriosa pode resultar em vazões de saída diferentes das previstas em projeto, bem como em volumes sub ou superdimensionados para amortecimento da vazão de pico.

7.3.5 Valores de coeficiente de escoamento superficial

Os resultados dos valores dos coeficientes de escoamento superficial foram determinados por meio do levantamento dos volumes de chuva e do escoamento das águas aos microrreservatórios. Como o sensor de nível do canal vertedor de entrada do M-CS apresentou problemas de funcionamento para registrar as alturas d'água menores, o volume escoado foi determinado através do hidrograma de saída. Além disso, decidiu-se não avaliar o coeficiente de escoamento superficial dos eventos em que o pluviômetro do experimento não funcionou. Portanto, foram avaliados os valores de 76 eventos indicados na Tabela 7.3.

Os coeficientes de escoamento superficial (C) do experimento M-CS apresentaram uma grande variação, com valores mínimo de 0,04 e máximo de 1,03. A média calculada foi de 0,36 e o desvio padrão de 0,15. A Figura 7.36 apresenta os valores calculados para cada evento.

No experimento do M-RNE, a variação entre os valores extremos foi um pouco menor do que no M-CS, obtendo-se coeficientes entre 0,17 e 0,75, com uma média de 0,50 e desvio padrão de 0,16. A Figura 7.37 mostra os valores de coeficiente de escoamento superficial determinados para todos os eventos do M-RNE.

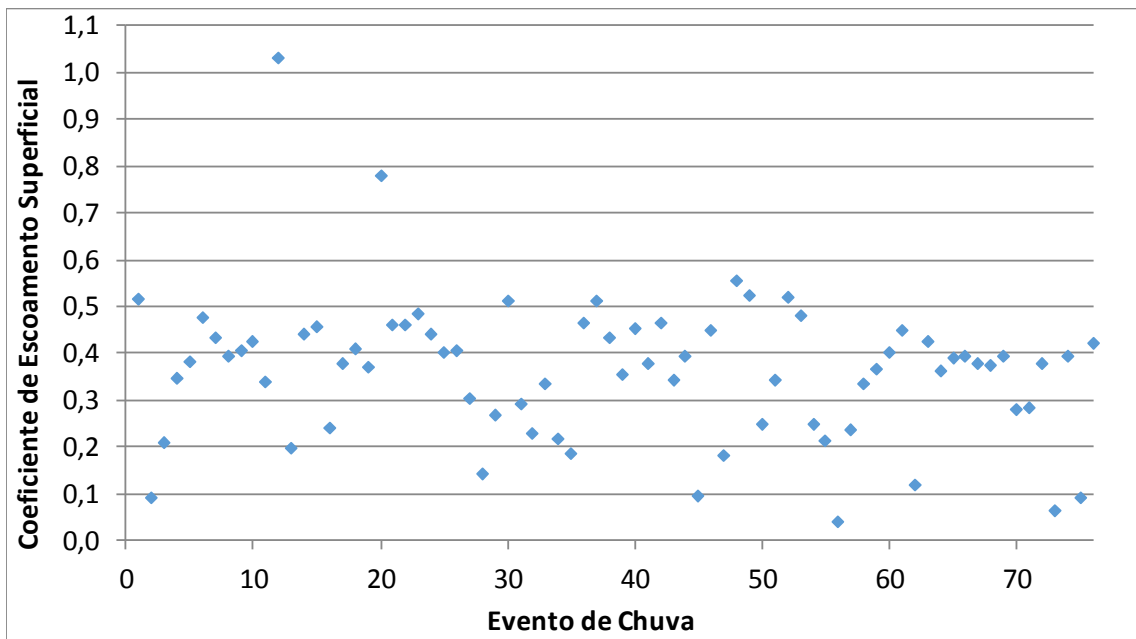


Figura 7.36: Resultados dos valores de coeficiente de escoamento superficial no M-CS

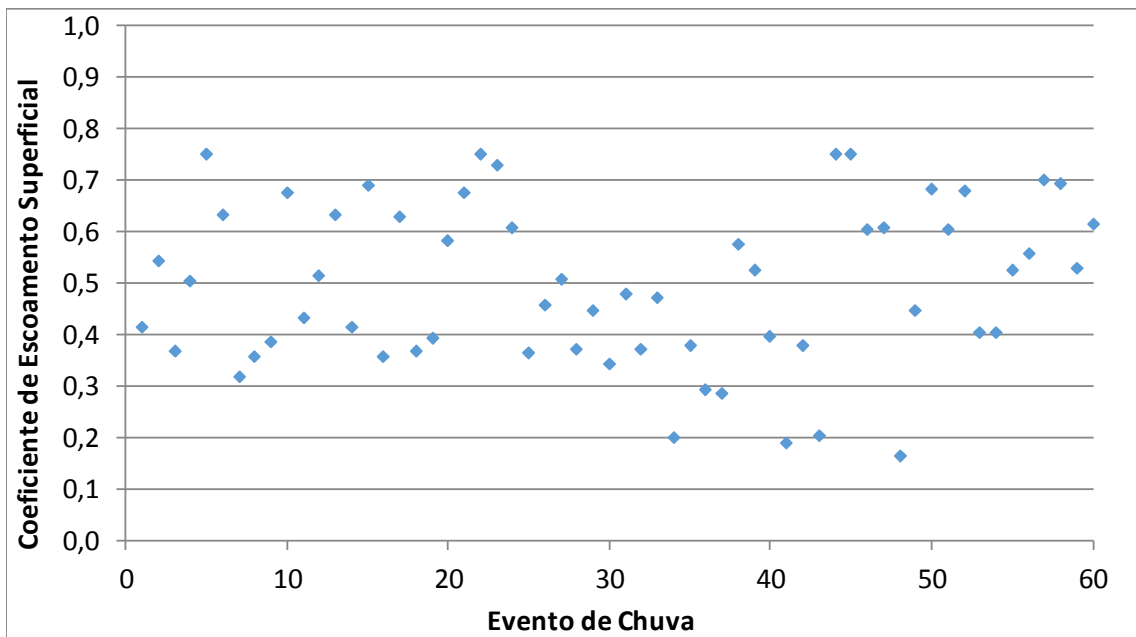


Figura 7.37: Resultados dos valores de coeficiente de escoamento superficial no M-RNE

O valor médio do coeficiente de escoamento superficial calculado no experimento do M-RNE foi superior ao do experimento M-CS. A Figura 7.36 indica que os valores se concentram na faixa entre 0,20 e 0,50, enquanto que na Figura 7.37, os coeficientes se concentraram na faixa entre 0,30 e 0,70. Entretanto, os valores médios do coeficiente de escoamento de ambos os experimentos foram abaixo do esperado, considerando-se que as áreas de contribuição foram telhados.

Segundo Vilela & Matos (1980), os valores de coeficientes de escoamento recomendados para telhados perfeitos sem fuga são de 0,70 a 0,95, como pode ser visto na Tabela 3.6. A *American Society of Civil Engineers - ASCE* (1992) sugere valores entre 0,75 a 0,95 para telhados, como mostra a Tabela 3.7.

Um dos fatores que pode ter contribuído para os baixos valores dos coeficientes de escoamento é a existência de árvores próximas aos telhados, como pode ser observado nas Figuras 7.38 e 7.39. A perda por retenção nas folhas das árvores, além de outras perdas por abstração inicial, pode ter sido relevante.

A Figura 7.38 não apresenta a melhor visão para analisar a área de influência da árvore sobre o telhado, mas se pode observar pela Figura 7.14, que a área é menor do que a da árvore do telhado do experimento M-RNE. Assim, outro aspecto deve ter influenciado os valores do coeficiente de escoamento superficial no experimento M-CS.



Figura 7.38: Árvore existente próxima ao telhado do experimento M-CS



Figura 7.39: Árvore existente próxima ao telhado do experimento M-RNE

Outro fator que pode ter afetado os valores determinados é o erro relativo aos equipamentos utilizados nos monitoramentos e ao método das medições de vazão. No método das medições de vazão, o erro pode estar relacionado aos equipamentos utilizados para a calibração dos vertedores, como por exemplo a balança, e nos disparos do cronômetro nos ensaios realizados.

Apesar das calhas dos telhados terem sido limpas regularmente, o acúmulo de folhas próximo aos ralos ocorreu de maneira frequente. No período entre as manutenções realizadas pode ter ocorrido extravasamento da calha em algum evento, ocasionando o aumento das perdas.

Para avaliar melhor essas perdas, decidiu-se comparar os volumes de perdas com o volume total de chuva, como mostram as Figuras 7.40 e 7.41. A Figura 7.40 indica uma tendência linear das perdas no experimento M-CS, enquanto que no experimento M-RNE os dados de perda se ajustaram melhor com a linha de tendência de potência. Entretanto, a linha de tendência linear também apresentou uma boa correlação, como pode ser visto na Figura 7.41.

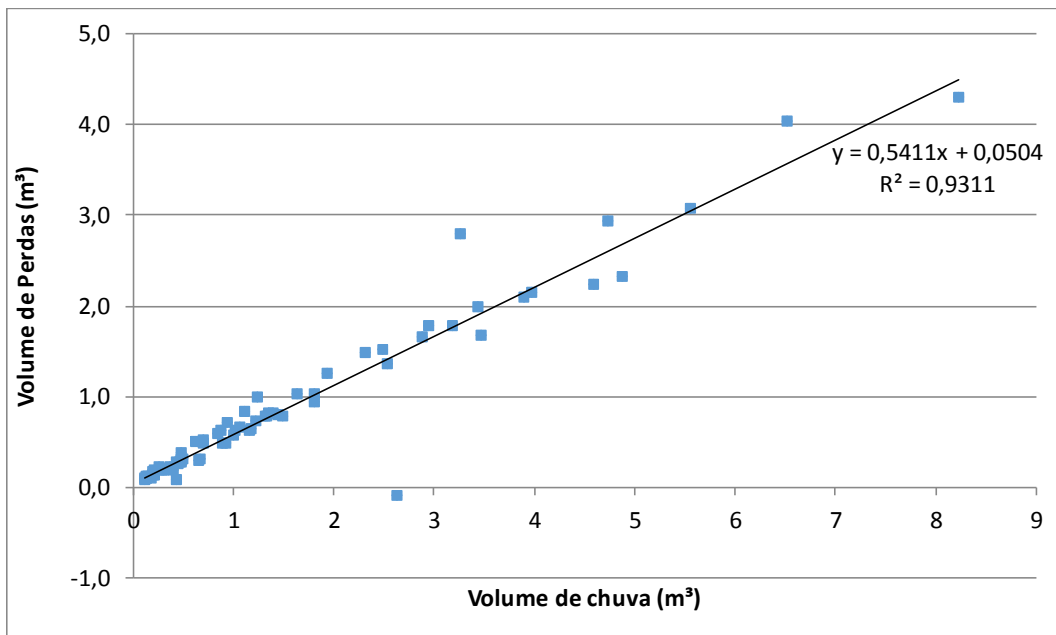


Figura 7.40: Volume de perdas e de chuva no M-CS

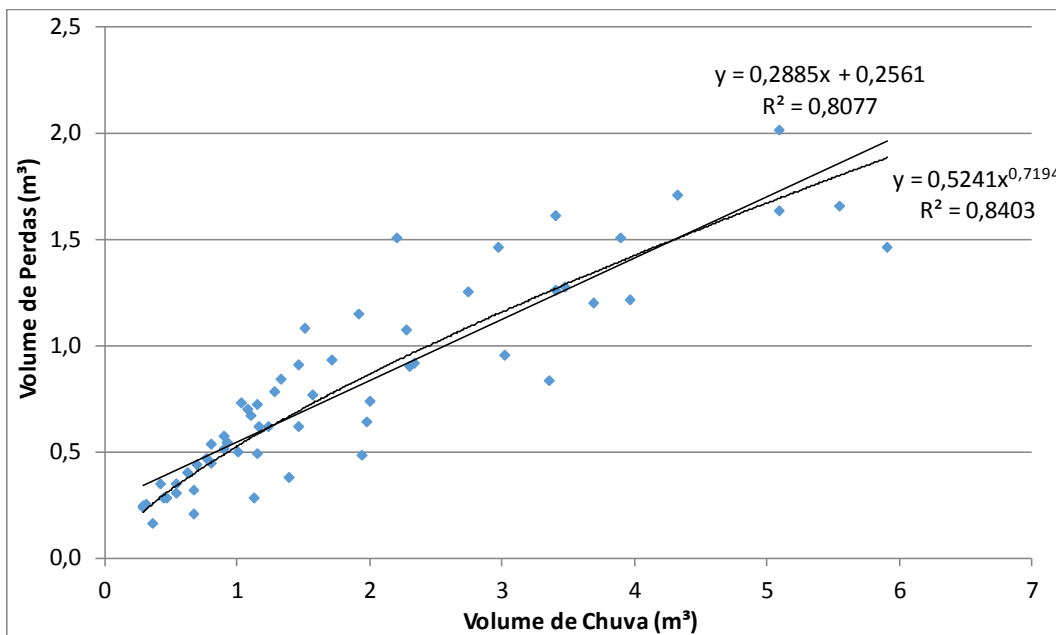


Figura 7.41: Volume de perdas e de chuva no M-RNE

Os gráficos indicam que a perda foi relativamente constante, especialmente no experimento do M-CS. Caso tenha ocorrido extravasamento das calhas do telhado, pode-se supor com base nos gráficos que foi um evento esporádico e não regular.

Aprofundando-se a análise do coeficiente de escoamento superficial, decidiu-se avaliar os valores calculados para os cinco maiores eventos em cada experimento. Considerando que o período mais intenso da chuva gerou as maiores vazões, apurou-se o valor do coeficiente de

escoamento superficial para os 10 minutos mais intensos de chuva. O volume escoado foi determinado para os 10 minutos em que ocorreram as maiores vazões.

Como o sensor de nível do vertedor de entrada do M-CS apresentou mau funcionamento apenas durante a ocorrência dos níveis d'água menores, calculou-se o valor do coeficiente de escoamento por meio do hidrograma de saída. A Tabela 7.6 apresenta a comparação entre os valores de coeficiente de escoamento superficial para toda a duração do evento e para o intervalo de precipitação mais intensa. No evento total do M-CS são mostrados em parênteses, os valores de C calculados com o volume determinado para o hidrograma de saída.

Tabela 7.6 – Valores de C para os maiores eventos registrados

Local	Evento	Evento Total			Intervalo com maior intensidade		
		Volume precipitado (m ³)	Volume escoado (m ³)	C	Volume precipitado (m ³)	Volume escoado (m ³)	C
M-CS	5	6,52	2,75	0,42 (0,38)	1,99	0,82	0,41
	6	8,22	4,25	0,52 (0,48)	1,22	0,77	0,63
	30	4,59	2,72	0,59 (0,51)	1,93	1,07	0,55
	61	5,56	2,29	0,41 (0,45)	1,00	0,49	0,49
	76	3,44	1,18	0,34 (0,42)	1,51	0,51	0,34
M-RNE	44	5,91	4,45	0,75	1,83	1,45	0,79
	46	4,33	2,62	0,61	2,01	1,22	0,61
	57	5,55	3,89	0,70	2,77	2,19	0,79
	58	3,97	2,75	0,69	1,56	1,13	0,73
	60	3,90	2,40	0,61	1,44	0,96	0,67

Obs: Os valores em parênteses foram obtidos com o volume determinado do hidrograma de saída.

Analisando-se a Tabela 7.6, verifica-se que não houve uma alteração significativa nos valores do coeficiente de escoamento superficial calculados para os 10 minutos mais intensos de chuva nos eventos do M-CS. Apenas nos eventos 6 e 61 foi verificado um aumento dos valores em comparação aos obtidos para toda a duração do evento.

Quanto aos valores calculados no M-RNE, percebeu-se que os coeficientes de escoamento calculados no intervalo mais intenso dos eventos monitorados foram superiores aos determinados para todo o evento, exceto para o evento 46. Os valores para o intervalo de chuva mais intenso encontram-se próximos na faixa de valores recomendados por Vilela & Matos (1980) e ASCE (1992).

A comparação indica que pode ter algum outro motivo para os valores elevados de perdas nos eventos ocorridos no M-CS. Contudo, a análise indica que, no experimento do M-RNE, as perdas podem estar relacionadas com a existência da árvore próxima ao telhado.

7.3.6 Durações e tempos de pico das precipitações e dos hidrogramas de entrada

Considerando os dados de chuva e de vazão monitorados nos experimentos, avaliou-se as durações e os tempos de pico dos hietogramas e dos hidrogramas de entrada dos cinco maiores eventos ocorridos nos microrreservatórios. A Tabela 7.7 apresenta o resumo das durações e dos tempos de pico das chuvas e dos hidrogramas de entrada dos eventos analisados.

Tabela 7.7 – Resumo das durações e os tempos de pico analisados

Local	Evento	Tempo de Pico (min)		Duração (min)	
		Chuva	Hidrograma	Chuva	Hidrograma
M-CS	5	11	6	173	146
	6	43	40	215	120
	30	24	15	39	58
	61	22	22	152	113
	76	17	9	45	54
M-RNE	44	14	11	96	97
	46	10	8,5	76	90
	57	9	7	145	158
	58	29	24	56	78
	60	20	17	50	73

Obs: Os valores dos tempos de pico ocorridos nos hidrogramas foram determinados a partir do início do escoamento e não do início da chuva.

Os dados indicam que ocorreu algum problema no funcionamento do sensor de nível do canal vertedor de entrada do M-CS nos eventos 5, 6 e 61, uma vez que as durações das chuvas foram superiores às durações dos hidrogramas. Possivelmente, o sensor não registrou o escoamento com baixos níveis d'água. Em todos os eventos analisados do M-RNE, as durações das chuvas foram inferiores às dos hidrogramas. Entretanto, as diferenças entre as durações variaram de 1 (um) minuto a 23 minutos.

Quanto aos tempos de pico, cabe esclarecer que os valores dos tempos de pico ocorridos nos hidrogramas foram determinados a partir do início do escoamento e não do início da chuva. As análises indicaram que os tempos de pico dos hidrogramas foram menores do que os tempos de pico das chuvas. Isto ocorreu porque o tempo de pico passou a ser contado a partir do início do escoamento superficial. As abstrações iniciais não permitiram que o início do escoamento das águas ocorresse no início das precipitações. Outro motivo da diferença entre os picos pode ser atribuída a não leitura dos baixos níveis d'água pelos sensores de nível d'água.

Para avaliar as formas dos hietogramas e dos hidrogramas foram elaborados gráficos para cada um dos eventos. As Figuras 7.42 e 7.43 apresentam os gráficos dos eventos dos experimentos M-CS e M-RNE, respectivamente.

Observou-se que a forma dos hietogramas foram muito similares a dos hidrogramas de entrada aos microrreservatórios. Isto pode ser explicado pelo pequeno tamanho da área de contribuição e sua total impermeabilização, resultando em um curto tempo de concentração. Assim, de um modo geral, logo após a ocorrência do pico de chuva sucedeu a vazão de pico.

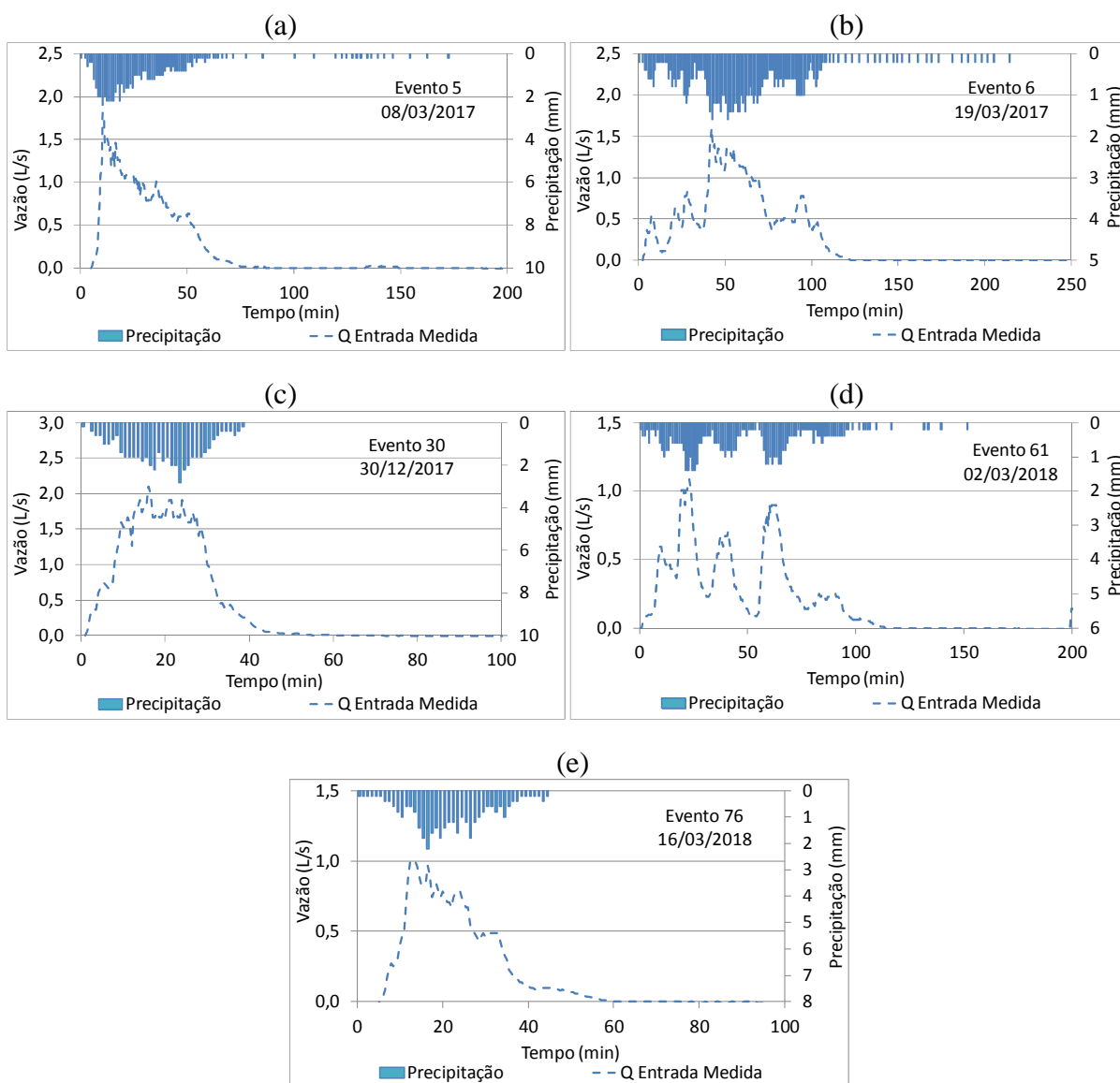


Figura 7.42: Hietogramas e Hidrogramas de entrada no M-CS (a) Evento 5 (b) Evento 6 (c) Evento 30 (d) Evento 61 (e) Evento 76

Nos eventos analisados no microrreservatório M-CS, observou-se que quando as precipitações foram menos intensas no final dos eventos 5, 6, 61, o sensor de nível do canal vertedor de entrada não registrou aumento da altura d'água. No evento 76, observou-se que a vazão de pico ocorreu antes do pico da chuva, o que indica que pode ter ocorrido algum problema em um dos equipamentos de monitoramento. Esse problema justificaria o baixo valor do coeficiente de escoamento superficial, como foi mostrado na Tabela 7.6.

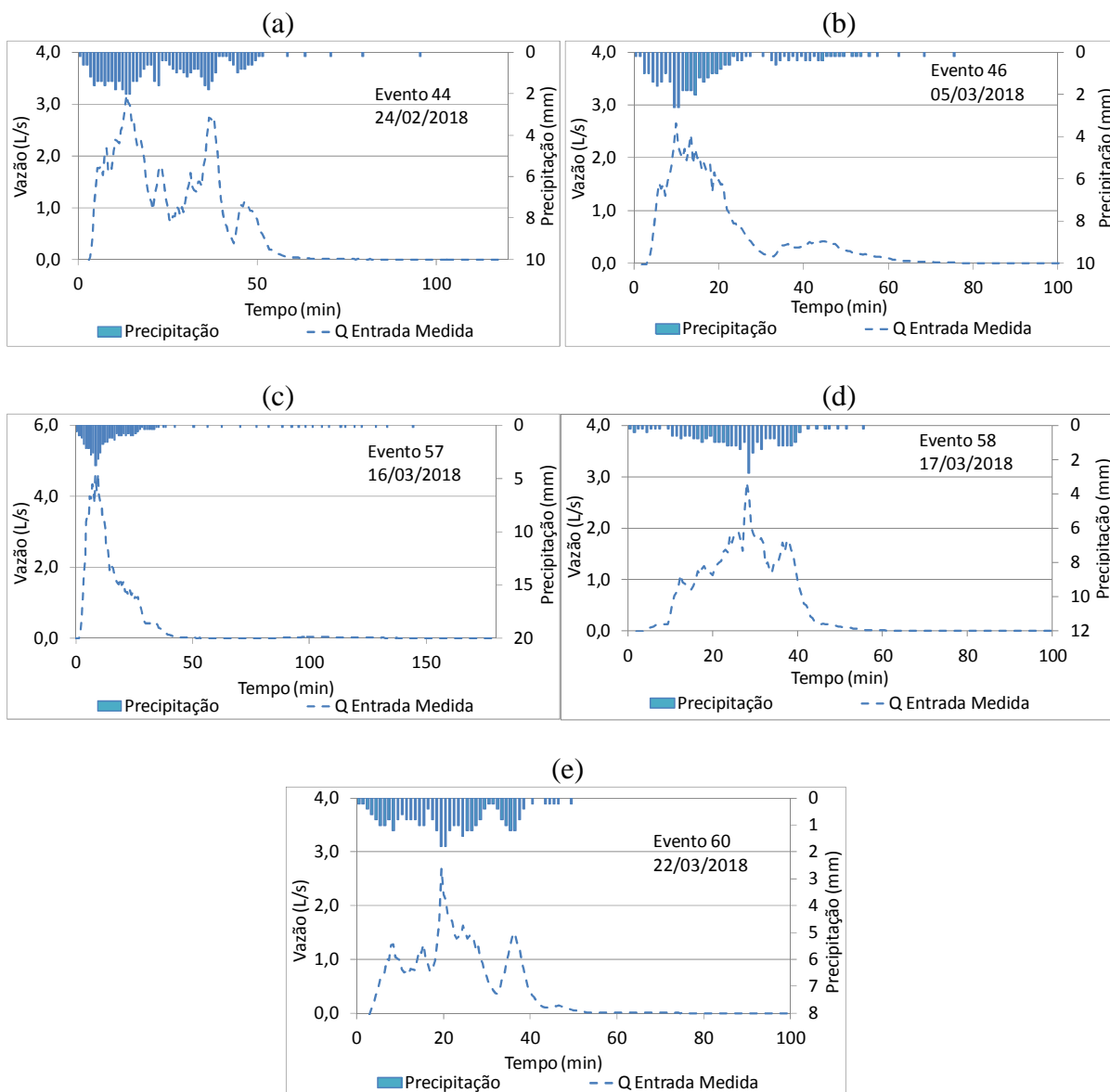


Figura 7.43: Hietogramas e Hidrogramas de entrada no M-RNE (a) Evento 44 (b) Evento 46 (c) Evento 57 (d) Evento 58 (e) Evento 60

Os eventos analisados no M-RNE indicaram uma maior ocorrência de perdas por abstração inicial. Isto pode ser observado na diferença entre o início da chuva e o início do hidrograma. No intervalo final do evento, quando as precipitações foram menos intensas, verificou-se

pequenos aumentos da altura d'água no sensor do nível, o que indica um bom funcionamento do equipamento.

Comparando-se as formas dos hidrogramas das Figuras 7.42 e 7.43 com os hidrogramas triangular e trapezoidal do método Racional, usualmente utilizados em projetos de drenagem urbana, não se observa similaridade. Em vários eventos, pode-se observar que ocorreram outros picos de vazão ao longo da sua duração.

Como descrito no item 3.4.2.1, no cálculo da vazão de pico do método Racional utiliza-se a intensidade média da chuva, resultando em uma vazão de pico constante, quando a duração da chuva é superior ao tempo de concentração, como mostra a Figura 3.6. Assim, considerando que o tempo de concentração em lotes urbanos é relativamente pequeno, sendo a forma do hidrograma similar ao do hietograma, decidiu-se avaliar o método HUMRM proposto por Smith & Lee (1984).

Para avaliar o método HUMRM, foram calculados os hidrogramas dos cinco eventos com maiores tempos de retorno ocorridos em cada experimento. Os hidrogramas foram calculados, considerando o coeficiente de escoamento superficial obtido em cada evento, o tempo de concentração de 1 (um) minuto e a intensidade média da precipitação calculada para os intervalos de tempo a cada 10 minutos das chuvas monitoradas.

Para realizar a comparação com os hidrogramas monitorados e do HUMRM, calculou-se o hidrograma com o método Racional Modificado (MRM), uma vez que as durações das chuvas foram superiores ao tempo de concentração. O hidrograma do MRM foi definido utilizando o coeficiente de escoamento superficial obtido em cada evento, o tempo de concentração de 5 (cinco) minutos e a intensidade média total calculada para a chuva ocorrida. As Figuras 7.44 e 7.45 apresentam os gráficos calculados para cada evento.

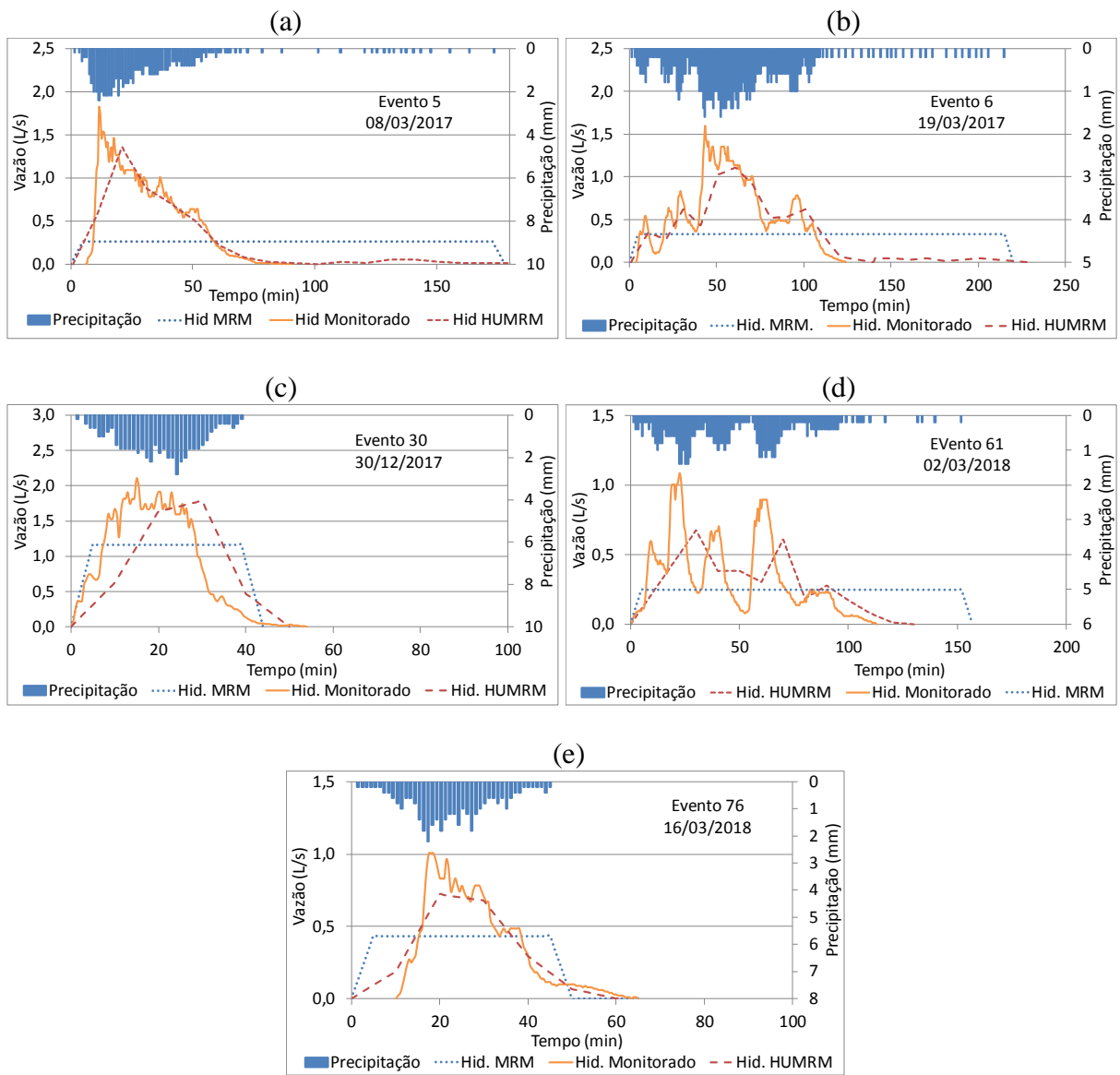
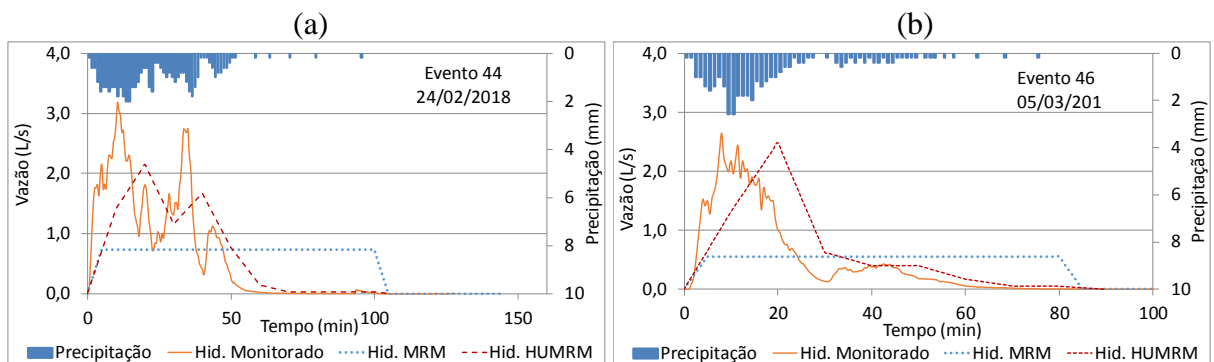


Figura 7.44: Hidrogramas monitorados e calculados com os métodos MRM e HUMRM no M-CS (a) Evento 5 (b) Evento 6 (c) Evento 30 (d) Evento 61 (e) Evento 76



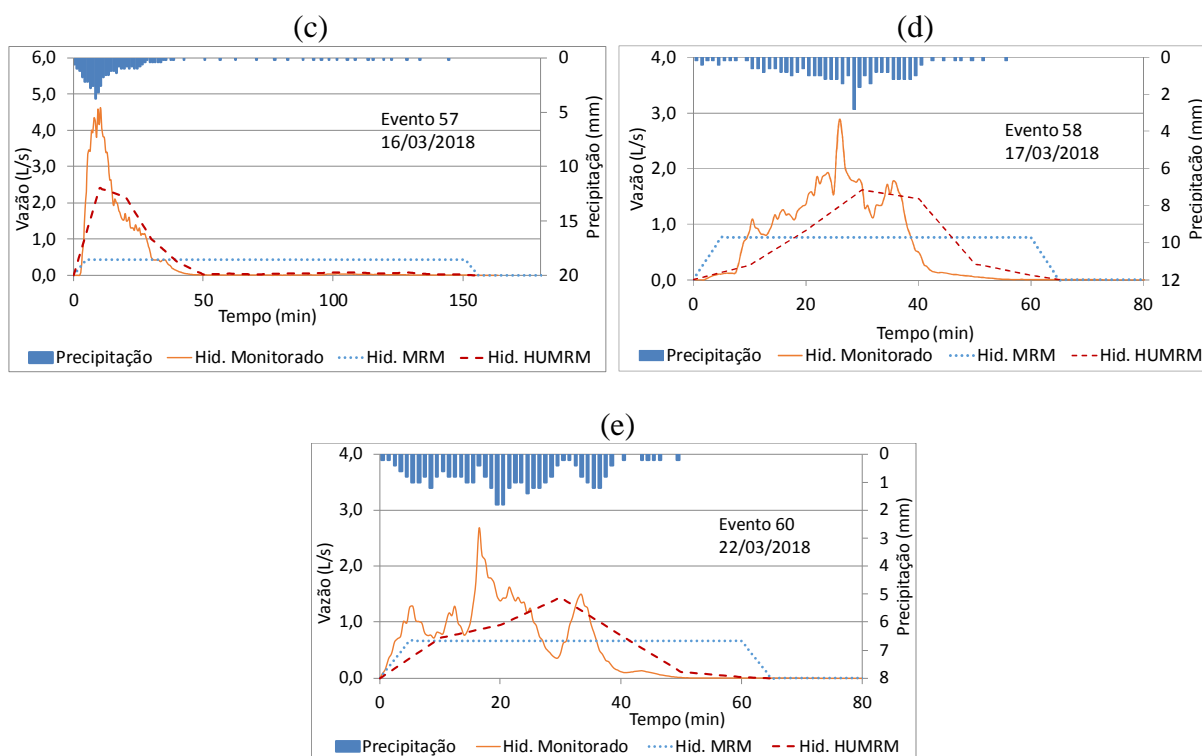


Figura 7.45: Hidrogramas monitorados e calculados com os métodos MRM e HUMRM no M-RNE (a) Evento 44 (b) Evento 46 (c) Evento 57 (d) Evento 58 (e) Evento 60

Observa-se através das Figuras 7.44 e 7.45, que além da forma dos hidrogramas do HUMRM serem mais similares ao hidrograma monitorado, as vazões de pico também foram superiores às do hidrogramas obtidos com o MRM. A Tabela 7.8 apresenta a comparação entre as vazões de pico de cada hidrograma.

Tabela 7.8 – Comparação entre as vazões de pico dos hidrogramas

Local	Evento	Qp Hid. Monitorado (L/s)	Qp Hid. MRM (L/s)	Qp Hid. HUMRM (L/s)
M-CS	5	1,81	0,26	1,35
	6	1,60	0,33	1,11
	30	2,10	1,16	1,79
	61	1,09	0,24	0,67
	76	1,00	0,43	0,72
M-RNE	44	3,18	0,74	2,15
	46	2,65	0,55	2,48
	57	4,63	0,43	2,40
	58	2,88	0,76	1,62
	60	2,68	0,67	1,43

Ressalta-se que a discretização das chuvas utilizada no método HUMRM foi de 10 minutos. Para discretizações menores, a forma do hidrograma e as vazões de pico calculadas com o método HUMRM seriam mais próximas às do hidrograma monitorado. A Figura 7.46 mostra

o hidrograma determinado com o método HUMRM com o intervalo de um minuto na discretização da chuva do evento 61 do M-CS.

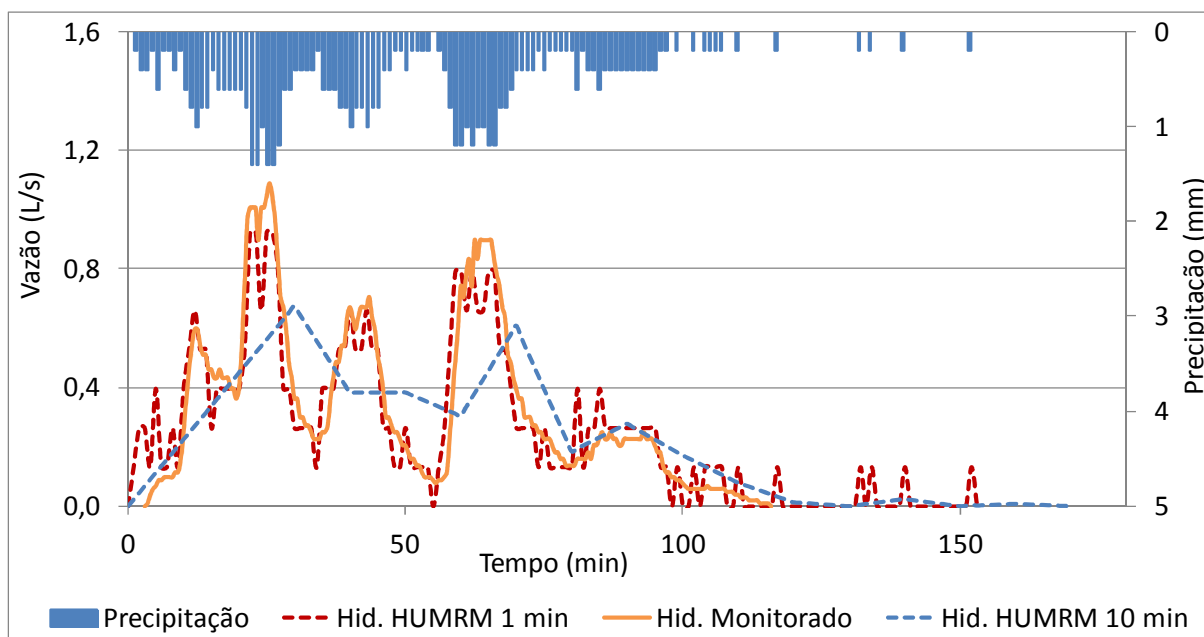


Figura 7.46: Hidrogramas monitorados e calculados com o método HUMRM para o evento 61 do M-CS

7.4 Proposição de um novo método para o dimensionamento de microrreservatórios

A partir das análises anteriores, foi possível apresentar uma nova proposta de dimensionamento dos microrreservatórios em Belo Horizonte e que poderia ser utilizada em outras cidades.

A primeira recomendação proposta é que no dimensionamento dos microrreservatórios seja analisado não apenas um evento de precipitação, como atualmente é solicitado pela maioria das cidades brasileiras, mas de vários eventos de chuva com diferentes durações e tempos de retorno. Além de se determinar a duração crítica, com essa análise será possível avaliar os volumes necessários para armazenamento para chuvas com diferentes tempos de retorno.

Para o amortecimento de chuvas com maiores tempos de retorno pode ser necessário projetar mais de uma estrutura de descarga, como é previsto nas cidades australianas e é mostrado na Figura 4.5. Conforme determinado no dimensionamento do microrreservatório M-CS (Tabela 7.2), o volume de reservação para chuvas com tempo de retorno maiores pode ser menor, considerando que a vazão de saída será maior.

O microrreservatório pode ser dimensionado com diferentes câmaras, de modo a obter várias estruturas de descarga, cada uma relacionada a uma chuva específica. As câmaras podem ser separadas por vertedores que determinam diferentes volumes de reservação, como ilustra a Figura 7.47.

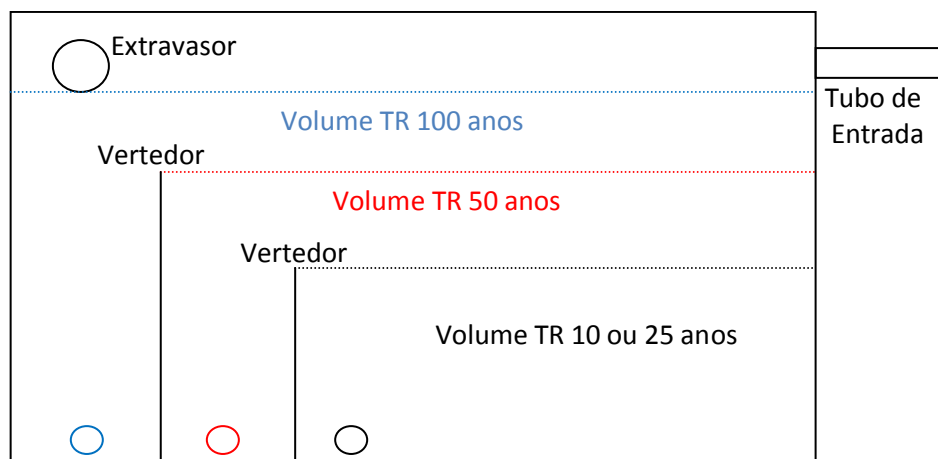


Figura 7.47: Perfil de um modelo de microrreservatório com várias estruturas de descarga

Além de permitir o amortecimento de vazões de pico para chuvas com diferentes tempos de retorno, em casos em que ocorra entupimento da primeira estrutura de descarga, dimensionada para chuva com TR 10 ou 25 anos, as outras poderão continuar funcionando, permitindo que ocorra amortecimento da vazão de pico de chuvas que provoquem maiores problemas no sistema de drenagem.

Para transformação da chuva em vazão sugere-se que seja adotado o método do Hidrograma Unitário do Método Racional Modificado, conforme demonstrado no item anterior. Dessa forma, a discretização das chuvas a serem analisadas deverá ser feita através do método de Huff (1967).

Assim, pode-se determinar a chuva de projeto através da Curva do tipo IDF para a RMBH e em seguida realizar a discretização em 10 intervalos de duração, conforme definido na distribuição temporal por Pinheiro e Naghettini (1998). Sabendo-se a precipitação ocorrida em cada intervalo, deve-se determinar sua intensidade média e a vazão de pico, como é sugerido no método HUMRM. Definidas as vazões de pico de cada intervalo, calcula-se o hidrograma.

No cálculo do hidrograma, são considerados 11 intervalos com a mesma duração, ou seja, um intervalo a mais do que no hietograma. O último intervalo se refere ao final do escoamento. As vazões de pico devem ser consideradas sempre no final de cada intervalo. O hidrograma é definido com formas triangulares no primeiro e no último intervalo e formas trapezoidais nos intervalos intermediários, como mostra a Figura 7.48.

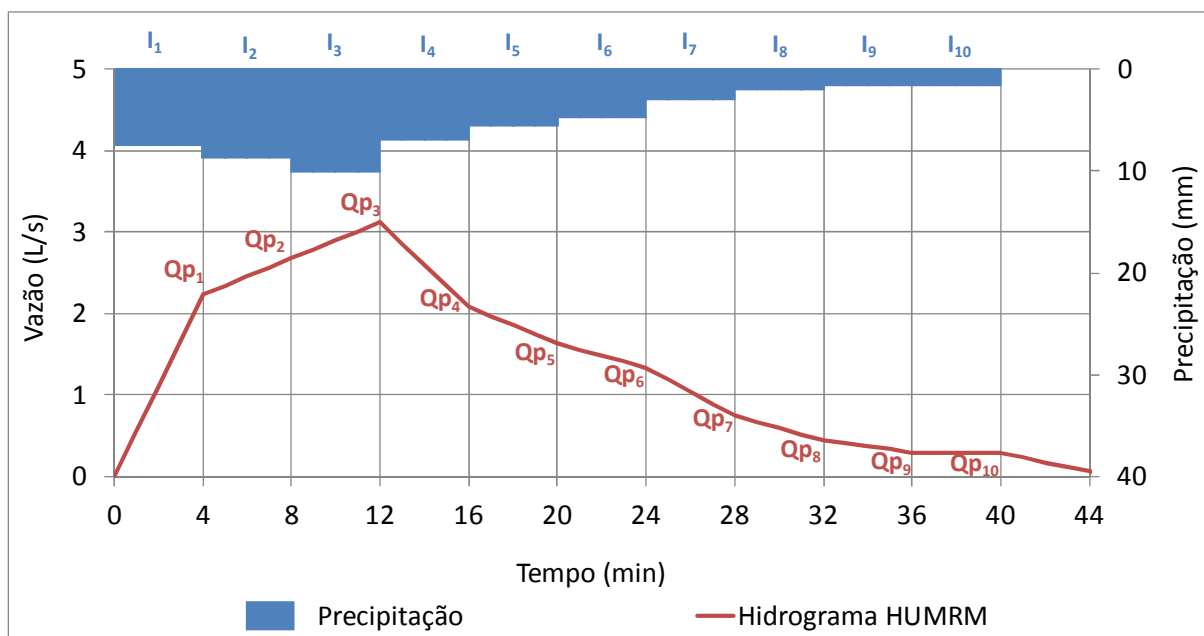


Figura 7.48: Exemplo de um hidrograma gerado com o método HUMRM para uma chuva com duração de 40 minutos (I = intensidade média pluviométrica no intervalo e Q_p = vazão de pico calculada para o intervalo)

Os valores de coeficiente de escoamento superficial a serem adotados para determinar as vazões de saída do lote nas situações pré e pós-urbanização podem ser obtidos através dos valores sugeridos por Villela & Mattos (1980) e ASCE (1992), conforme mostrado nas Tabelas 3.6 e 3.7, respectivamente. Não se recomenda os valores de “C” encontrados nos experimentos por causa da influência das árvores próximas aos telhados. Além da área de influência das árvores poder variar em diferentes telhados, deve-se ter em mente que é possível que árvores existentes possam ser podadas ou suprimidas no futuro. Portanto, mesmo que existam árvores próximas a telhados, deve-se projetar o microrreservatório sem árvores próximas, considerando o pior cenário.

O coeficiente de escoamento superficial utilizado para determinar a vazão de pico na condição de pré-urbanização deve ser definido conforme as condições do terreno na área de

contribuição. Definidos os hidrogramas de pré-urbanização, avalia-se as estruturas de descarga a serem utilizadas.

As estruturas de descargas projetadas devem ser classificadas conforme as relações de L/D mostradas na Tabela 3.15, proposta por Azevedo Netto (1998). Após a classificação da estrutura de descarga, recomenda-se avaliar a perda de carga devido à proximidade do orifício junto a paredes e ao fundo, bem como se o emboque é com arestas vivas ou arredondadas e a tendência de redução do valor com o aumento da relação L/D nos casos de tubos curtos. Os valores de referência de coeficiente de descarga podem ser de 0,61 para orifício, 0,82 para bocais e de 0,90 para tubos curtos.

O volume de pré-dimensionamento do microrreservatório pode ser obtido através da relação da taxa de amortecimento. Apesar da maior taxa de amortecimento encontrada neste estudo ter sido próxima de 25 L/m², recomenda-se a adoção de valores maiores, em torno de 30 L/m². Isto se justifica pelos baixos valores de coeficiente de escoamento superficial encontrados no experimento.

Nas simulações do funcionamento do microrreservatório recomenda-se utilizar o método de Puls, conforme demonstrado no item 3.4.4. Os resultados das simulações realizadas indicaram que, com esse método, o volume de amortecimento e a estrutura de descarga necessária para reduzir as vazões de pico para cada chuva podem ser melhor avaliados.

Portanto, a presente proposta pode ser resumida nas seguintes etapas:

- 1) Obtenção de chuvas com diferentes durações (15, 30, 45, 60, 90, 120, 180 e 240 minutos) e tempos de retorno (TR 10, 25, 50 e 100 anos) através da curva IDF para a RMBH por Pinheiro e Naghettini (1998);
- 2) Definição da discretização de cada chuva por meio da distribuição temporal de Huff definida para RMBH por Pinheiro e Naghettini (1998);
- 3) Determinação das intensidades pluviométricas médias para cada intervalo da discretização;
- 4) Determinação do coeficiente de escoamento superficial nas situações pré e pós-urbanização e da área de contribuição;

- 5) Uso do método HUMRM para o cálculo da vazão de pico para cada intervalo da discretização e consequentemente dos hidrogramas nas situações pré e pós-urbanização;
- 6) Pré-dimensionamento do volume do microrreservatório através da taxa de armazenamento (30 L/m²) e da área de contribuição e consequentemente da altura do reservatório baseando-se na área onde ele será construído;
- 7) Classificação da estrutura de descarga que será utilizada, conforme a recomendação de Azevedo Netto (1998) e os valores de referência de 0,61 para orifício, 0,82 para bocal e 0,90 para tubo curto, avaliando-se ainda a perda de carga devido à proximidade junto a paredes e ao fundo e do emboque (arestas vivas ou arredondadas) e a tendência de redução do valor com o aumento da relação L/D nos casos de tubos curtos;
- 8) Realização de simulações do funcionamento do microrreservatório com o uso do método de Puls, obtendo-se os volumes necessários para amortecimento de cada chuva e os diâmetros das estruturas de descarga para manter as vazões de pico na saída do microrreservatório próximas às das condição de pré-urbanização.

Para avaliar o método proposto, decidiu-se comparar os hidrogramas de entrada e de saída do M-CS para o evento 30 monitorado, que demandou o maior volume de armazenamento. A chuva de projeto foi definida considerando a precipitação total do evento (47,6 mm – 39 min) e a discretização temporal proposta Pinheiro & Naghettini (1998) e apresentada na Figura 3.3 (a). Os resultados dos hietogramas e dos hidrogramas monitorados e projetados são apresentados na Figura 7.49.

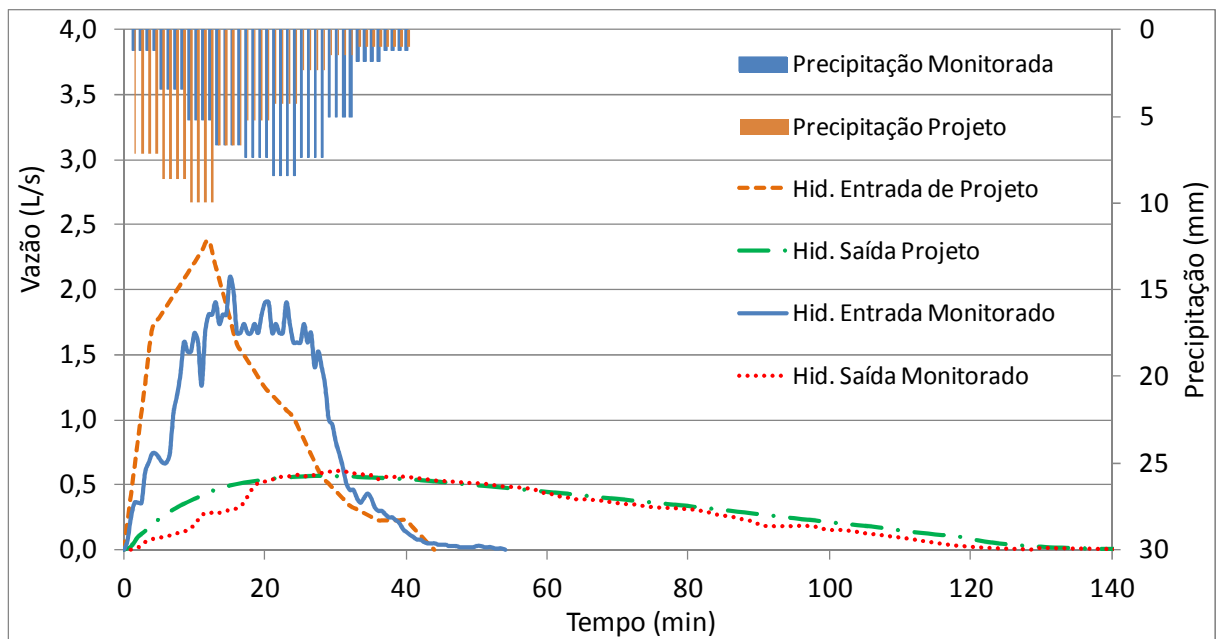


Figura 7.49: Comparação do funcionamento do M-CS entre os dados monitorados e os resultados obtidos com o método proposto para o evento 30

Os resultados demonstram que a distribuição temporal da precipitação projetada não apresentou a mesma forma do hietograma monitorado. Contudo, a intensidade do intervalo de pico de chuva foi similar, resultando em vazões de pico semelhantes. Quanto ao hidrograma de saída calculado com o método proposto, tanto a forma como a vazão de pico, foram similares aos dados monitorados.

Com relação ao projeto de microrreservatórios com fundo permeável, considera-se que o dimensionamento pode ser realizado da mesma maneira. Apesar dos resultados do M-RNE indicarem uma parcela de infiltração das águas próxima a 30% do valor total da precipitação, durante a ocorrência das vazões de pico na entrada, a taxa de infiltração não foi tão alta de modo a reduzir significativamente o volume de armazenamento, conforme descrito no item 7.3.3.

Entretanto, sempre que possível recomenda-se a construção dos microrreservatórios com fundo permeável, como forma de promover a recarga do lençol freático, bem como reduzir o volume de água lançada no sistema de drenagem. Como existem diferentes tipos de solos, na fase de projeto dessas estruturas deve-se realizar ensaios de sondagem para avaliar a resistência do solo e a altura do lençol freático no local, bem como executar ensaios de permeabilidade do solo de modo a avaliar a possibilidade de redução do volume de armazenamento.

Assim, a proposta de dimensionamento de microrreservatório apresentada pode representar melhor os eventos de chuva/vazão que ocorrem e resultar em uma melhor eficiência dos microrreservatórios no amortecimento das vazões de pico. Entretanto, salienta-se que os valores de coeficiente de escoamento superficial devem ser melhor investigados, de maneira que o escoamento superficial reflita adequadamente a chuva efetiva nas condições de pré e pós-urbanização.

7.5 Conclusões

O monitoramento dos microrreservatórios M-CS e M-RNE indica que a técnica pode apresentar boa eficiência no amortecimento da vazão de pico, quando dimensionada de forma criteriosa. A eficiência no amortecimento da vazão de pico no M-CS foi de cerca de 52%, enquanto do M-RNE foi de aproximadamente 87%. A melhor eficiência do M-RNE pode ser atribuída ao fundo permeável, que possibilitou a infiltração de cerca de 33% do volume de água precipitada. Ressalta-se que para a maior chuva registrada (TR aproximado de 15 anos) nos monitoramentos, a eficiência da técnica no amortecimento da vazão de pico foi de 61,4%.

Com relação a taxa de armazenamento necessária para a realização do amortecimento da vazão de pico, verificou-se que o maior valor calculado no M-CS foi de 24,4 litros/m² e no M-RNE foi de 22,6 litros/m². Considerando que o valor do coeficiente de escoamento superficial foi abaixo do esperado e que no estudo de Drumond (2012) foi calculada uma taxa de 29 litros/m², recomenda-se a adoção do valor para pré-dimensionamento do microrreservatório de 30 litros/m² para o município de Belo Horizonte.

Quanto aos coeficientes de descarga das tubulações de saída, os experimentos indicaram que os valores foram próximos aos obtidos no estudo de Drumond (2012). A média do valor obtido no M-CS foi de 0,90 e no M-RNE foi de 0,87. A diferença entre os valores obtidos nos experimentos e os indicados na Tabela 3.16, indicam uma tendência de redução dos valores do coeficiente com o aumento do valor da relação L/D, para estruturas classificadas como tubo curto ($L/D > 3$).

Os valores calculados de coeficientes de escoamento superficial determinados nos experimentos foram inferiores ao esperado. A média do coeficiente de escoamento global no experimento do M-CS foi de 0,36 e no M-RNE foi de 0,50. Estes baixos valores podem ser atribuídos à perda por retenção nas árvores localizadas próximas aos telhados e por possíveis

erros dos processos de medição. Na análise dos coeficientes de escoamento para os 10 minutos de chuva mais intensa, observou-se um aumento dos valores de coeficiente de escoamento, sendo que os coeficientes de alguns eventos do M-RNE foram próximos aos recomendados na literatura.

A análise dos tempos de pico e das durações dos hietogramas e dos hidrogramas indicou que um rápido tempo de resposta entre as precipitações e os escoamentos. A forma dos hidrogramas de entrada no microrreservatórios foram similares aos hietogramas. O uso do método do Hidrograma Unitário do Método Racional Modificado proposto por Smith & Lee (1984) representou adequadamente a transformação da chuva em vazão.

Considerando as análises realizadas com os dados dos experimentos, foi sugerida uma proposta para o dimensionamento dos microrreservatórios, que conforme demonstrado na Figura 7.49 apresentou resultados muito satisfatórios. No desenvolvimento dos projetos de microrreservatórios deve-se estar atento aos objetivos a serem alcançados com a técnica e à importância do cuidado no cálculo das estruturas, de modo que não sejam construídos microrreservatórios com baixa eficiência, como os monitorados no capítulo anterior. Além disso, deve-se prever o uso de dispositivos de retenção de sólidos antes do microrreservatório, bem como a manutenção periódica de todo o sistema de drenagem residencial.

8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Ao final deste trabalho, acredita-se terem sido alcançados os objetivos propostos e verificadas as hipóteses apresentadas em seu início. Considera-se que as análises e os resultados apresentados ao longo da pesquisa tenham fornecido subsídios para a melhoria da gestão do sistema de drenagem na escala do lote.

Os resultados da comparação realizada entre as políticas públicas no uso de microrreservatórios das municipalidades brasileiras e australianas demonstraram que o município de Belo Horizonte possui uma legislação que é incompatível com o desenvolvimento sustentável do sistema de drenagem. A atual Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo ainda permite a impermeabilização de grandes parcelas do solo, sem que haja uma compensação pelo impacto provocado ao sistema de drenagem.

A hipótese apresentada na Introdução, de que as políticas públicas no uso de microrreservatórios australianas estão alguns passos à frente às políticas públicas brasileiras, foi confirmada no aspecto de detalhamento do dimensionamento da estrutura. Nos projetos de dimensionamento dos microrreservatórios no Brasil são recomendados o uso de apenas uma chuva de projeto, que pode não representar a duração crítica. Ademais, a adoção de valores de coeficiente de descarga sem examinar o funcionamento hidráulico da estrutura de descarga projetada pode ocasionar uma vazão efluente do lote incompatível com a projetada. Além disso, não se analisa o impacto provocado pelos microrreservatórios na escala da bacia. As municipalidades australianas, entretanto, exigem o amortecimento de vazões geradas com chuvas com tempos de retorno de até 100 anos com o uso de pelo menos duas estruturas de descarga, placas que funcionam hidráulicamente como orifício, sendo avaliado ainda o impacto dos microrreservatórios na escala da bacia. Contudo, todas as municipalidades possuem praticamente os mesmos problemas na gestão dos microrreservatórios. Não existe um controle da quantidade das unidades construídas nas cidades e até mesmo sobre as condições dos sistemas, já que raramente são realizadas inspeções.

Quanto à disposição dos cidadãos de Belo Horizonte em instalar os microrreservatórios nos lotes, verificou-se que a maioria dos entrevistados está disposta a implantar a estrutura de drenagem, independentemente da existência de incentivos financeiros.

A comparação entre os níveis máximos d'água monitorados no interior dos microrreservatórios existentes e das alturas máximas d'água estimadas com os métodos teóricos mostrou que as simulações teóricas apresentaram valores inferiores aos monitorados. Entretanto, na comparação entre os métodos teóricos, os métodos Racional/Puls apresentaram resultados mais próximos aos monitorados do que os obtidos com os métodos HUT-SCS/Puls.

A análise realizada indicou também que os microrreservatórios existentes em Belo Horizonte apresentam uma baixa eficiência no amortecimento da vazão de pico. Um dos principais fatores para esse problema é a adoção de uma chuva de projeto de 10 minutos no dimensionamento dos microrreservatórios, que não representa a duração crítica e não se aproxima da representação de eventos reais.

Com relação aos microrreservatórios construídos nessa pesquisa, observou-se que a técnica estudada pode apresentar boa eficiência no amortecimento das vazões de pico. Além disso, o microrreservatório com fundo permeável pôde contribuir para a manutenção do equilíbrio hídrico do lote, possibilitando a infiltração de cerca de 33% do volume de água precipitada.

A análise da taxa de armazenamento a ser utilizada no pré-dimensionamento dos microrreservatório de Belo Horizonte indicou a adoção do valor de 30 litros/m². Os valores médios de coeficientes de descarga obtidos no estudo foram próximos aos indicados no estudo de Drumond (2012) e indicam uma tendência de redução dos valores do coeficiente com o aumento do valor da razão do comprimento pelo diâmetro (L/D), para estruturas classificadas como tubo curto (L/D > 3).

Por fim, apresentou-se uma nova configuração de microrreservatório e uma nova proposta para o seu dimensionamento, que apresentou resultados satisfatórios, quando comparados com os dados monitorados. A construção de um microrreservatório com diferentes estruturas de descarga separadas por câmaras, relacionadas a diferentes volumes de armazenamento, podem possibilitar o amortecimento das vazões de pico para chuvas com diferentes tempos de retorno. Além disso, o dimensionamento do microrreservatório por meio do método HUMRM, aliado à discretização de chuvas proposta por Pinheiro & Naguettini (1998), ao uso do método de Puls e à adoção do valor do coeficiente de descarga encontrado neste estudo para tubo curto, pode resultar em uma melhor eficiência no amortecimento da vazão de pico.

Assim, ao final deste trabalho são apresentadas as seguintes recomendações:

- A Lei de Parcelamento, Ocupação e Uso do Solo de Belo Horizonte deve ser alterada, de modo a buscar o desenvolvimento sustentável no sistema de drenagem urbana;
- A Prefeitura Municipal de Belo Horizonte poderia estudar uma melhor forma de realizar a gestão do sistema de drenagem, buscando a sustentabilidade hídrica na escala do lote e verificando a possibilidade de criação de uma taxa de drenagem e de um programa que incentive o uso de microrreservatório;
- A Prefeitura Municipal de Belo Horizonte e outras cidades brasileiras poderiam adotar a proposta de dimensionamento de microrreservatórios apresentada no presente estudo como diretriz para os novos projetos dessas estruturas de drenagem nas cidades;
- As Prefeituras Municipais devem realizar um levantamento e criem um banco de dados com informações de todos os microrreservatórios já construídos nas cidades;
- É necessário que sejam realizados estudos para se verificar o impacto do uso de microrreservatórios com diferentes cenários na escala de bacia, utilizando-se os dados obtidos nesta pesquisa;
- Novas metodologias para melhorar o controle dos lançamentos de águas pluviais dos lotes no sistema de drenagem público devem ser desenvolvidas, de maneira que a Administração Municipal possua um maior controle dos volumes de água lançados por cada lote;
- Deve-se elaborar estudos econômicos para avaliar os custos de implantação de microrreservatórios nos lotes e comparar com os custos de intervenções previstas do sistema de drenagem para reduzir o risco de inundação nos municípios.

REFERÊNCIAS

ABREU, A. S., FORMIGHIERI, M. G. S.; SILVEIRA D. S., LOMBARDI, G., LIMA, G. A., LARHRISSE, I., FONTANA, L. L., TEIXEIRA, E. D., MARQUES, M. G., Análise do comportamento dos coeficientes de descarga em sistemas de condutos curtos - um estudo experimental. Publicado nos anais do XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Brasília, 2015.

ADASA. Resolução 09. Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal, 2011.

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.

ÁGUAS ENGENHARIA LTDA., Projeto de Lançamentos de Drenagem Pluvial, Belo Horizonte, Dezembro/2010.

AIKEN, B. Orifice discharge control for on-site stormwater detention systems – hydraulic model study. Sydney: NSW Public Works, 1993. Report MHL657, Manly Hydraulics Laboratory.

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.

AMARAL, S. M.M. & BEMFICA, D. Comparação dos volumes de microrreservatórios de retenção de águas pluviais em municípios brasileiros. Publicado nos anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Bento Gonçalves, 2013.

ANDO, A. W., & FREITAS, L. P. Consumer demand for green technology in an urban setting: The case of Chicago rain barrels. *Water Resources Research*, 47(12), p.1–11, 2011.

ARDIS, C. V., DUEKER, K. J., AND LENZ, A. T., "Storm drainage practices of thirty-two cities." *Journal Hydrology*, ASCE, 95(1), 383-408, 1969.

ARTUR, J. F., TEIXEIRA, E. K. C., DUTRA, A. V. R., TEIXEIRA, H. S., TEIXEIRA, M. O., PEREIRA, J. O., Aparato para aulas práticas de orifícios e bocais. Publicado nos anais do XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Florianópolis, 2017.

ASHFIELD COUNCIL, *Stormwater Management Policy – Ashfield Interim Development Assessment Policy*, NSW, Austrália, 2013.

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 NACIONAL DE EMPRESAS DE PESQUISA. Critério de Classificação Econômica Brasil, 2014.

ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE EMPRESAS DE PESQUISA. Critério de Classificação Econômica Brasil, 2018.

AUBURN COUNCIL, *Auburn Development Control Plan – Stormwater Drainage*, NSW, Austrália, 2010.

AZEVEDO NETTO, J. M., ARAÚJO, R., FERNANDEZ, M. F., ITO, A. E. Manual de Hidráulica. 8ª. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998. 669 p.

BABU, P. S. and MISHRA, S. K. (2012). “Improved SCS-CN–Inspired Model.” *J. Hydrol. Eng.*, 17(11), 1164–1172.

BANKSTOWN CITY COUNCIL, *Development engineering standards*, NSW, Austrália, 2009.

BAPTISTA, M.B., NASCIMENTO, N. de O. e BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 1. Ed. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.

BAPTISTE, A. K., Experience is a great teacher: Citizens’ reception of a proposal for the implementation of green infrastructure as stormwater management technology. *Journal of Community Development*, 45, p. 337–352, 2014.

BAPTISTE, A. K., FOLEY, C., SMARDON, F., Understanding urban neighborhood differences in willingness to implement green infrastructure measures: a case study of Syracuse, NY. *Landscape and Urban Planning Journal*, 136, p. 1–12, 2015.

BARBOSA, A. E., FERNANDES, J. N., DAVID, L. M. *Key issues for sustainable urban stormwater management*. *Water Research Journal* 46 (2012) 6787 e 6798, 2012.

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).

BARROS, V. D. S., KRUK, N. S., Reservatórios de detenção distribuídos na fonte: panorama e recomendações. In *Anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, ABRH, Bento Gonçalves, Nov. 2013.

BELO HORIZONTE. Institui a Política Municipal de Saneamento e dá outras providências. Belo Horizonte, 3 de dezembro de 2001.

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. Verificar

BEM-ZVI, A., Toward a New Rational Method. *Journal Hydraulic Engineering*, 115(9), p. 1241-1255, 1989.

BENNIS, S., CROBEDDU, E., New Runoff Simulation Model for Small Urban Catchments, *Journal of Hydrologic Engineering*, 12(5), p. 540-544, 2007.

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.

BLACKTOWN CITY COUNCIL, *Engineering guide for development*, NSW, Austrália, 2005.

BOYD, M. J., Evaluation of simplified methods for design of retarding basins. I. E. Australia, *Hydrology and Water Resources Symposium*, p. 182-183, 1980.

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.

BREHM, J. M., PASKO, D. K., EISENHAUER, B.W., Identifying Key Factors in Homeowner's Adoption of Water Quality Best Management Practices. *Environmental Management Journal*, 52, p.113–122, 2013.

BROTAS (2006). Lei Complementar 12. Prefeitura Municipal de Brotas. Altera e acrescenta dispositivos à Lei Complementar Municipal n.º 0011/2006, de 31 de agosto de 2006, e alteração, que dispõe sobre o plano de carreira e forma de remuneração do magistério público Municipal, e dá outras providências.

BROWN, R. R., Local Institutional Development and Organizational Change for Advancing Sustainable Urban Water Futures, *Environmental Management*, v. 41, p.221-233, Nov. 2007.

BURWOOD COUNCIL, *Stormwater Management Code*, NSW, Austrália.

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.

- CAMDEN COUNCIL, *Engineering Design Specification*, NSW, Austrália, 2009.
- CAMPBELTOWN COUNCIL, *Development Control Plan – Volume 2 – Engineering Design for Development*, NSW, Austrália, 2009.
- CAMPO GRANDE. Lei Complementar 74. Dispõe sobre o ordenamento do uso e da ocupação do solo no município de campo grande e dá outras providências, Campo Grande, 2005.
- 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.
- CANÇADO, V., NASCIMENTO, N. O., CABRAL, J.R., Cobrança pela Drenagem Urbana de Águas Pluviais: Bases Conceituais e Princípios Microeconômicos. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, Volume 11, n 2, p. 15-25, abr/jun. 2005.
- CANTERBURY COUNCIL, *Canterbury Development Control Plan - Part 6.4 General Controls - Development Engineering Flood and Stormwater*, NSW, Austrália, 2012.
- CARDOSO, O. R.; TASSI, R., PICCILLI, D. G. A., volumes de reservatórios de detenção: influência do uso de diferentes metodologias. In *Anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, ABRH, Bento Gonçalves, Nov. 2013.
- CARLON, M. R., Percepção dos atores sociais quanto às alternativas de implantação de sistemas de captação e aproveitamento de água de chuva em Joinville – SC. Dissertação – Programa de Pós-graduação em Ciência e Tecnologia Ambiental. Universidade do vale do Itajaí, 2005.
- CASTRO, L. V., VIANNA, M. R., RIBEIRO, C. O., ALTAIR, L. S., A influência dos coeficientes de descarga de orifícios afogados no dimensionamento de flocladores de bandejas perfuradas em Estações de Tratamento de Água. *Revista AIDIS de Ingeniería y Ciencias Ambientales*, AIDIS, Vol. 11, N° 1, p. 36-48, 2018.
- CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W. *Applied hydrology*. New York: McGraw-Hill, 1988. 572 p.
- CITY OF BOTANY BAY COUNCIL, *Development Control Plan – Part 10 - Stormwater Management Technical Guidelines*, NSW, Austrália, 2016.
- CITY OF CANADA BAY COUNCIL, *Specifications for the Management of Stormwater*, NSW, Austrália, 2009.
- CITY OF RYDE COUNCIL, *Development Control Plan – Part 8.2 - Stormwater Management Technical Manual*, NSW, Austrália, 2015.
- CITY OF SYDNEY COUNCIL, *On-site stormwater detention guide*, Sydney Water, NSW, Austrália, 2014.

COELHO, F.G., PAGE, R. M., DA HORA, M.A.G.M. Legislação sobre o uso de reservatórios de águas pluviais residenciais para o auxílio na drenagem urbana. Publicado nos anais do XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Brasília, 2015.

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 retenção 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 retenção frente a eventos reais de precipitação. Publicado nos anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Curitiba, 2003.

CRUZ, M. A. S. Otimização do controle da drenagem em macrobacias urbanas. 2004. 233 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental)-Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

CUNHA, S.; SILVA, F.; MOTA, T.; PINHEIRO, M. Avaliação da acurácia dos métodos do SCS para cálculo de precipitação efetiva e hidrogramas de cheia. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 20, n. 4, p. 837-848, 2015.

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

DA SILVA, P. O., CABRAL, J. J. S. P., Atenuação de Picos de Vazão em Área Problema: Estudo Comparativo de Reservatórios de Retenção em Lote, em Logradouros e em Grande Área da Bacia. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 19 n.2 p. 7-18, Abr/Jun 2014.

DE BUSK, K. M.; HUNT, W. F.; WRIGHT, J. D. Characterizing rainwater harvesting performance and demonstrating stormwater management benefits in the humid southeast USA, *Journal of the american water resources association*, Volume , 49 - nº6 – Dez, 2013.

DE PAOLA, F., DE MARTINO., F. Stormwater Tank Performance: Design and Management Criteria for Capture Tanks Using a Continuous Simulation and a Semi-Probabilistic Analytical Approach, *Water Journal*, 5, p. 1699-1711, 2013.

DHAKAL, N., Development of Guidance for Runoff Coefficient Selection and Modified Rational Unit Hydrograph Method for Hydrologic Design. 175p. Doutorado em Engenharia – Graduate Faculty of Auburn University, 2012.

DHAKAL, N., FANG X, THOMPSON, D. B., CLEVELAND, T. G., Modified rational unit hydrograph method and applications. *Water Management Journal*, 2013.

DORNELLES, F. Aproveitamento de água de chuva no meio urbano e seu efeito na drenagem pluvial. 2012. 121p. (Doutorado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2012.

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.

DRUMOND, P. P. (2012) Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes do município de Belo Horizonte, MG: Avaliação hidráulica e hidrológica. Dissertação – Programa de Pós-graduação em saneamento, meio ambiente e recursos hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais, 2012.

DRUMOND, P. P., COELHO, M. M. L. P., MOURA, P. M. (2013a) Simulation of using OSD in a sub-basin of Belo Horizonte City – MG, Brazil. In Anais da 8th International Conference on Innovative Technologies In Urban Storm Drainage - NOVATECH, Lyon, 2013.

DRUMOND, P. P., COELHO, M. M. L. P., MOURA, P. M. (2013b) Avaliação do Funcionamento de um Microrreservatório com o Volume Exigido pela Legislação de Belo Horizonte. In Anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Bento Gonçalves, Nov. 2013.

DRUMOND, P. P., COELHO, M. M. L. P., MOURA, P. M. (2014) Valores de coeficiente de descarga em tubos de saída de microrreservatórios. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 19 n.2 p. 267-280, Abr/Jun 2014.

DRUMOND, P. P., MOURA, P. M., COELHO, M. M. L. P. (2015) Análise do tempo de retorno do investimento para a implantação de microrreservatórios na escala de bacia em um cenário de cobrança da taxa de drenagem. In Anais do XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Brasília, Nov. 2015.

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.

ESTEVEES, 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.

FAEHNLE, M., BÄCKLUND, P., TYRVÄINEN, L., NIEMELÄ, J., YLI-PELKONEN, V., How can residents' experiences inform planning of urban green infrastructure? Case Finland, Landscape and Urban Planning journal, 130 p.171–183, 2014.

- FAIRFIELD CITY COUNCIL, *Urban Area On-site Detention Handbook*, NSW, Austrália, 1997.
- FAULKNER, B. The control of surface water runoff from new development -UK national “policy” in need of review? *Urban Water Journal* 1 p. 207-215, 1999.
- FLETCHER, T.D., ANDRIEU, H., HAMEL, P., *Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: a state of the art*. *Adv. Water Resources* 51, p. 261–279, 2013.
- FLETCHER, T.D., SHUSTER, W., HUNT, W.F., ASHLEY, R., BUTLER, D., ARTHUR, S., TROWSDALE, S., BARRAUD, S., SEMADENI-DAVIES, A., BERTRAND-KRAJEWSKI, J.-L., *Suds, lid, bmps, wsud and more—the evolution and application of terminology surrounding urban drainage*. *Urban Water J.* 12 (7), p.525–542, 2014.
- FRANCISCHET, M. M., ALAMY FILHO, J. E. Estudo do efeito de reservatórios de detenção 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.
- FRANCISCHET, M. M., ALAMY FILHO, J. E. Análise do efeito dos reservatórios de detenção domiciliares no escoamento superficial urbano, com inserção parcial da água precipitada, pela estimativa de vazões geradas em uma área urbanizada hipotética. Publicado nos anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Bento Gonçalves/RS, 2013.
- FRENCH, R., PILGRIM, D. H., AND LAURENSEN, E. M. "Experimental examination of the rational method for small rural catchments." *Civil Engineering Transactions, The Institution of Engineers, Australia*, CE16(2), 95-102, 1974.
- GALLO, C., MOORE, A., WYWROT, J., Comparing the adaptability of infiltration based BMPs to various U.S. regions. *Landscape and Urban Planning Journal*. 106 p. 326– 335, 2012.
- GAO, Y., BABIN, N., TURNER, A. J., HOFFA, C. R., PEEL, S., PROKOPY, L. S., Understanding urban-suburban adoption and maintenance of rain barrels. *Landscape and Urban Planning Journal*, 153, p. 99-110, 2016.
- GAROTTI, L. M., BARBASSA, A. P., Estimativa de área impermeabilizada diretamente conectada e sua utilização como coeficiente de escoamento superficial. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v.15, n.1, p. 19-28, jan/mar 2010.
- GENOVEZ, A. M. Vazões máximas. In: PAIVA, J. B. D., PAIVA, E. M. C. D. *Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacia Hidrográficas*. Porto Alegre: ABRH, 2003. p. 33-112.
- 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.

HAMEL, P., DALY, E., FLETCHER, T., D., Source-control stormwater management for mitigating the impacts of urbanisation on baseflow: A review. *Journal of Hydrology*, 485, p. 201–211, 2013.

HAWKINS, R. H., JIANG, R., WOODWARD, D. E., HJELMFELT, A. T., JR., AND VANMULLEM, J. E. (2002). “Runoff curve number method: Examination of the initial abstraction ratio.” Second Federal Interagency Hydrologic Modeling Conf., Las Vegas, NV, 1–12.

HAWKINS, R.; WARD, T. J.; WOODWARD, D. E.; MULLEM, J. A. Curve number hydrology: state of the practice. Reston: ASCE/EWRI Curve Number Hydrology Task Committee, 2009.

HELLER, L. Política pública e gestão dos serviços de saneamento a partir de uma visão de saúde pública. Encontro por una Nueva Cultura del Agua en America Latina, 2005, Fortaleza.

HELLER, L. Acesso aos serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário no Brasil: considerações históricas, conjunturais e prospectivas. Working Paper Number CBS-73-06 Centre for Brazilian Studies, University of Oxford, 2006.

HOLROYD CITY COUNCIL, *On-site Stormwater Detention Policy*, NSW, Austrália, 2015.

HORN, J. F. C., TAMIOSSO, M. F., SILVEIRA, G. L., CRUZ, J. C., SANAGIOTTO, D. G., PADILHA, D. G., MAZIERO E., SILVA, R. L. L., Coeficientes de escoamento superficial: estudo comparativo entre dados observados e literatura. Publicado nos anais do XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Maceió, 2011.

HORNSBY SHIRE COUNCIL, *Development Design Specification 0074 – Stormwater Drainage (Design)*, NSW, Austrália, 2016.

HUFF, F. A. (1967). Time distribution of rainfall in heavy storms. *Water Resources Research*, v3, n4, p. 1007-1019.

HUNTER’S HILL COUNCIL, *Sustainable Water - Development Control Plan – Part III - Design Guidance: Practice Notes*, NSW, Austrália, 2002.

HURSTVILLE CITY COUNCIL, *Drainage and On Site Detention (OSD) requirements*, NSW, Austrália, 2004.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE – Disponível em:< <https://sidra.ibge.gov.br/pesquisa/pnadct/tabelas>>. Acesso em: 23 set. 2017.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE – Disponível em:< <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/mg/belo-horizonte.html?>>. Acesso em: 25 set. 2017.

KAPLOWITZ, M. D., LUPI, F., Stakeholder preferences for best management practices for non-point source pollution and stormwater control. *Landscape and Urban Planning Journal*, 104, p. 364– 372, 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.

KELLY, H. G., BRYCK, J. M. R. Understanding the Use of Detention Storage in Stormwater Management: A British Columbia Perspective, *Canadian Water Resources Journal / Revue canadienne des ressources hydriques*, 12:1, p. 78-88, 1987.

KIM, Y., KIM, T., PARK, H., HAN, M., Design Method for Determining Rainwater Tank Retention Volumes to Control Runoff from Building Rooftops. *Journal of Civil Engineering*, Korean Society of Civil Engineers, v. 19, n. 6, p.1585-1590, Out. 2014.

KOGARAH COUNCIL, *Water Management Policy – Site Drainage and Flood Management Policy*, NSW, Austrália, 2006.

KONRAD, C. P., BURGESS, S. J., Hydrologic mitigation using on-site residential storm-water detention. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 127, p. 99-107, 2001.

KU-RING-GAI COUNCIL, *Water Management Development Control Plan – DCP 47*, NSW, Austrália, 2005.

LANE COVE COUNCIL, *Development Control Plan - Part O – Stormwater Management*, NSW, Austrália, 2011.

LEICHHARDT COUNCIL, *Flood Impact Assessment and Concept Site Stormwater Drainage Plan*, NSW, Austrália, 2009.

LENCASTRE, A. Manual de hidráulica geral, 1 ed., São Paulo: Ed. Edgar Blucher 1972. p.411.

LI, C., FLETCHER, T. D., DUNCAN, H. P., BURNS, M. J., Can stormwater control measures restore altered urban flow regimes at the catchment scale? *Journal of Hydrology* 549 (2017), 631–653.

LIVERPOOL CITY COUNCIL, *On-site Stormwater Detention Technical Specification*, NSW, Austrália, 2003.

MAHEEPALAA, U., TAKYIB, A., PERERA, B. Hydrological data monitoring for urban stormwater drainage systems. *Journal of Hydrology* 245 (1e4), 32e47, 2001.

MALASIA, *Urban Stormwater Management Manual*. Chapter 19 – On-site Detention. 34 p., 2012.

MANLY COUNCIL, *Specification for On-site Stormwater Management*, NSW, Austrália, 2003.

- MARRICKVILLE COUNCIL, *Stormwater and On Site Detention Code*, NSW, Austrália, 1999.
- McCUEN, R. H., Downstream effects of stormwater management basins. *Journal of the Hydraulics Division ASCE* 105, p.1343-1356, 1979.
- McCUEN, R. H. A guide to hydrologic analysis using SCS methods. Englewood Cliffs: Prentice-Hall Inc., 1982. 176 p.
- McCUEN, R. H., WONG, S. L., AND RAWLS, W. J. "Estimating urban time of concentration." *Journal of Hydrology Engineering*, ASCE, 110(7), p. 887-904, 1984.
- McCUEN, R.H. Hydrologic analysis and design. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1989. 867p.
- McCUEN, R.H. Hydrologic analysis and design, Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, N.J., 1998.
- McENROE, B., Preliminary Sizing of Detention Reservoirs to Reduce Peak Discharges. *Journal Hydraulic Engineering*., 118(11), p. 1540-1549, 1992.
- McLEMORE, A. J., TYNER, J. S., YODER, D. C., BUCHANAN, J. R., Discharge Coefficients for Orifices Cut into Round Pipes. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. 139(11), p. 947-954, 2013.
- MENDIONDO, E.M. (2007). Scenarios Water Capital Powered by Early-Warning Systems. Submitted to Japan Hidrology. Res. Letters on 23 March (2007).
- MOSMAN COUNCIL, *Policy for Stormwater Management in Mosman*, NSW, Austrália, 2006.
- 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.
- NASCIMENTO, N. O., CANÇADO. V., CABRAL, J. R. Estudo da Cobrança pela Drenagem Urbana de Águas Pluviais por meio da Simulação de uma Taxa de Drenagem. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Volume 11 n.2 p. 135-147, Abr/Jun 2006.
- 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.
- NASH, J. E., AND SUTCLIFFE, J. V. "River flow forecasting through conceptual models. I: A discussion of principles." *Journal Hydrology*., 10(3), p. 282–290, 1970.
- NITERÓI. Lei n° 2.630, de 7 de janeiro de 2009. Disciplina os procedimentos relativos ao armazenamento de águas pluviais para reaproveitamento e retardo da descarga na rede pública. Niterói.

NORTH SYDNEY COUNCIL, *Performance Guide for Engineering Design & Construction*, NSW, Austrália, 2005.

NOVA IGUAÇU, Lei nº 4.092, de 28 de junho de 2011. Institui o plano diretor participativo e o sistema de gestão integrada e participativa da cidade de nova iguaçu, nos termos do artigo 182 da constituição federal, do capítulo III da lei nº 10.257, de 10 de julho de 2001 - estatuto da cidade e do art. 14, § 3º da lei orgânica da cidade de Nova Iguaçu. Nova Iguaçu

NOVA ZELÂNDIA, On-Site Stormwater Management Guideline. New Zealand Water Environment Research Foundation, Outubro de 2004. 239 p.

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

OSASCO – SP. Lei nº 4.382, de 10 de dezembro de 2009. Dispõe sobre a obrigatoriedade de execução de reservatório para água coletada por coberturas e áreas pavimentadas nos lotes, edificados ou não, com área superior a 500 m². Osasco, 2009.

PARRAMATTA CITY COUNCIL, *Parramatta Development Control Plan*, NSW, Austrália, 2005.

PELLS, S. E., MILLER, B. M. Testing of orifice sizes for stormwater detention systems. Sydney: University of New South Wales, 2004. Draft Technical Report 2004/05.

PENRITH CITY COUNCIL, *Stormwater Drainage for Building Developments*, NSW, Austrália, 2013.

PETRUCCI, G., DEROUBAIX, J. F., BOMPARD, P., DEUTSCH, J.C., GOUELLO, B., LAFFRÉCHINE, K. e TASSIN, B. Efficiency of distributed water harvesting on runoff reduction. Case-study of “Village Parisien” district, Champaign-sur-Marne, Ile de France. In: 7th International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage-NOVATECH, Lyon, 2010.

PETRUCCI, G., DEROUBAIX, J. F. e TASSIN, B. Stormwater source control regulation: a hydrological comparison of alternative policies. In: 12nd International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre/Brazil, 11-16 September 2011. [Anais eletrônico...] Porto Alegre, 2011. Pen drive

PETRUCCI, G., RIOUST, E., DEROUBAIX, J., TASSIN, B. *Do stormwater source control policies deliver the right hydrologic outcomes?* Journal of Hydrology 485 (2013), p. 188–200, 2013.

PHILLIPS, D. I. A generic method of design of On-site Stormwater Detention Storages. *Water Science Technology*. Vol. 32, N° 1, p. 93-99, 1995.

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.

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.

PILGRIM, D. H., AND CORDERY, I. “Flood runoff.” In *Handbook of Hydrology*, D. R. Maidment, ed., McGraw-Hill, New York, 9.1–9.42, 1993.

PITTWATER COUNCIL, *Development Control Plan - Pittwater 21*, NSW, Austrália, 2004.

POMPÊO, C. A., Drenagem urbana sustentável. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Volume 5 n.1 p. 15-24, jan/mar 2000.

POERTNER, H. G. Practices in Detention of Urban Stormwater Runoff: An Investigation of Concepts, Techniques, Applications, Costs, Problems, Legislation, Legal Aspects and Opinions. No. 43, American Public Works Association, Chicago, IL, USA, 1974.

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.

PORTO ALEGRE. Decreto 15.371 de 17 de novembro de 2006. Regulamenta o controle da drenagem urbana. Porto Alegre.

PORTO ALEGRE. Decreto 18.611 de 09 de abril de 2014. Regulamenta o controle da drenagem urbana. Porto Alegre.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2000). Plano Diretor de Drenagem Urbana de Belo Horizonte. Belo Horizonte: PBH, 2000.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2008). Caderno de encargos: SUDECAP. Diretoria de Planejamento e Gestão – 3ª edição – Belo Horizonte: Sudicap, 2008.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2009). Carta de Inundações de Belo Horizonte. Belo Horizonte: PBH, 2009.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE, (2016). Plano Municipal de Saneamento de Belo Horizonte. Belo Horizonte: PBH, 2016.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE – Disponível em: <<https://monitorabh.pbh.gov.br/mapas-georreferenciados>>. Acesso em: 23 set. 2017.

PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE (2005). Plano Diretor de Drenagem Urbana, Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre: IPH, 2005.

RAMOS, C. L.; BARROS, M. T. L.; PALOS, J. C. F. (Coord.). Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no Município de São Paulo. São Paulo: Prefeitura Municipal de São Paulo; 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.

RANDWICK CITY COUNCIL, *Randwick Comprehensive Development Control Plan*, NSW, Austrália, 2013.

RIBBONS, S.G., KNIGHT, G. J. AND WARWICK, M. K. Section 94 Contributions or On-site Detention – Council’s Dilemma. In: 2nd International Symposium on Urban Stormwater Management, Institution of Engineers, Australia, Melbourne, 1995.

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.

ROCKDALE CITY COUNCIL, *Rockdale Technical Specification Stormwater Management*, NSW, Austrália, 2011.

RONALDS, R., ZHANG, H., An alternative method for on-site stormwater detention design. *Journal of Hydrology (NZ)* 56 (2), p 137-154, 2017.

ROY, A.H., WENGER, S.J., FLETCHER, T.D., WALSH, C.J., LADSON, A.R., SHUSTER, W.D., THURSTON, H.W., BROWN, R.R. Impediments and solutions to sustainable, watershed-scale urban stormwater management: lessons from Australia and the United States. *Environmental Management* 42, 344-359, 2008.

RUBINGER, S. D., Desvendando o conceito de saneamento no Brasil: uma análise da percepção da população e do discurso técnico contemporâneo. Dissertação – Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

SANTO ANDRÉ. Lei Municipal 7.606 de 23 de dezembro de 1997. Dispõe sobre a taxa de drenagem de águas pluviais.

SANTOS. Decreto 6.044. Disciplina os requisitos para implantação dos sistemas de retenção de águas pluviais, e dá outras providências. Santos, 2012.

SÃO CARLOS. Lei 13.246, 27 de novembro de 2003. Dispõe sobre a construção de reservatório de detenção ou retenção de água em conjuntos habitacionais, áreas comerciais e industriais, loteamentos ou parcelamentos em áreas urbanas. São Carlos, 2003.

SÃO JOSÉ DO RIO PRETO – SP. Lei nº 10.290, de 24 de dezembro de 2008. Cria no município o Programa de Gestão das Águas Superficiais (PGAS) da bacia hidrográfica do rio Preto, e dá outras providências. São José do Rio Preto, 2008.

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 500,00m² (quinhentos metros quadrados). São Paulo, 04 de jan. 2002.

SCHAAKE, J. C., GEYER, J. C., AND KNAPP, J. W. “Experimental examination of the rational method.” *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 93(6), p. 353–370, 1967.

SCHILLING, Wolfgang. 1982. Cisterns against storms. In: FEATHERSTONE, R. E., JAMES, A. *Urban systems drainage*. London: Computational Mechanics Centre. p. 4.49-4.60.

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, D. F., *Análise da influência de microrreservatórios em um loteamento e seus efeitos em escala de bacia*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana). Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, 2016.

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.

SILVEIRA, A. L. L., GOLDENFUM, J. A. Metodologia generalizada para pré-dimensionamento de dispositivos de controle pluvial na fonte. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH*, porrto Alegre, v. 12, n. 2, p. 157-168, 2007.

SILVERI, P., RIGBY, T. Experiences in Developing an Upgraded OSD Policy for the City of Wollongong. In: *30th Hydrology and Water Resources Symposium - 2006*, Launceston, 7 pages.

SINGAPURA, *Technical Guide for On-site Stormwater Detention Tank Systems*. 80 p. (?)

SMITH, A. A., LEE, K., *The rational method revisited*. *Canadian Journal of Civil Engineering* 11(4), p. 854–862, 1984.

SOROCABA – SP. Lei nº 9.952, de 5 de março de 2012. Dispõe sobre normas para a contenção de enchentes e destinação de águas pluviais e dá outras providências. Sorocaba, 2012.

STRATHFIELD COUNCIL, *Stormwater Management Code*, NSW, Austrália, 1994.

SUGIO, S., DEGUCHI, 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. Graie, 1995.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL – SUDECAP/PBH. Caderno de encargos: Sudecap. Diretoria de Planejamento e Gestão – 3ª edição – Belo Horizonte: Sudecap, 2008.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL – SUDECAP/PBH. Controle do escoamento com detenção em lotes urbanos metodologia de dimensionamento de caixas de detenção - Sudecap, (2009).

SUTHERLAND SHIRE COUNCIL, *Stormwater Management Development Control Plan*, NSW, Austrália, 2005.

SYME, G. J., NANCARROW, B. E., JORGENSEN, B.S., The limits of environmental responsibility. *Environment and Behavior Journal*, Vol. 34 No. 6, p.836-847, Nov 2002 .

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.

TEIXEIRA, C. A., Apostila de Hidrologia Aplicada. Curitiba: Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2010.

THE HILLS SHIRE COUNCIL, *Design Guidelines Subdivision/Developments*, NSW, Austrália, 2011.

TITMARSH, G. W., CORDERY, I., AND PILGRIM, D. H. “Calibration Procedures for Rational and USSCS Design Flood Methods.” *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(1), p 61–70, 1995.

TODESCHINI, S., PAPIRI, S., CIAPONI, C., Performance of stormwater detention tanks for urban drainage systems in northern Italy. *Journal of Environmental Management*, 101, p. 33-45, 2012.

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., 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., 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.

UPPER PARRAMATTA RIVER CATCHMENT TRUST, On-Site Stormwater Detention Handbook, 4th Edition, Parramatta, NSW, Australia, 2005.

URBONAS, B. R., GLIDDEN, M.W., 1983. Potential effectiveness of detention policies. In: Southwest Storm Drainage Symposium. Texas A&M, November 1983.

VAN DER STERREN, M., RAHMAN, A., SHRESTHA, S. , BARKER, G., RYAN, G.. An overview of on-site retention and detention policies for urban stormwater management in Greater Western Sydney Region in Australia. *Water International*. Vol. 34, N° 3, p. 362–372, Jun/2009.

VAN DER STERREN, M., RAHMAN, A., Single lot on site detention requirements in New South Wales Australia and its relation to holistic storm water management. *Sustainability of Water Quality and Ecology*. Vol. 6, p. 48–56, 2015.

VARELLA BASTOS ENGENHARIA LTDA., Projeto Executivo de Infraestrutura Urbana – Ligação de Drenagem, Belo Horizonte, Fevereiro/2011.

VEIGA, R.T. Amostragem, intervalos de confiança e número de elementos da amostra. Belo Horizonte: Faculdade de Ciências Econômicas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2003. Notas de aula.

VILLELA, S.M., MATTOS, A. Hidrologia aplicada. 2 ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil Ltda., 1980.

WARRINGAH COUNCIL, *On-site Stormwater Detention Technical Specification*, NSW, Austrália, 2012.

WAVERLEY COUNCIL, *Water Management Technical Manual*, NSW, Austrália, 2014.

WILKEN, P. S. (1978). Engenharia de drenagem superficial. CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental/São Paulo, 477 p.

WILLOUGHBY CITY COUNCIL, *On-Site Stormwater Detention Technical Services*, NSW, Austrália, 1995.

WIKIPEDIA (2016). – Disponível em:<
https://pt.wikipedia.org/wiki/Sydney#/media/File:Sydney_councils.png>. Acesso em: 20 out. 2016.

WOLLONGONG CITY COUNCIL. *Chapter E14: Stormwater Management Part E – General Controls – Environmental Controls, Development Control Plan*. Wollongong, NSW, Australia, 2009.

WOOLLAHRA COUNCIL, *Woollahra Development Control Plan - Chapter E2: Stormwater and Flood Risk Management*, NSW, Austrália, 2015.

WU, I PAI., “*Design hydrographs for small watersheds in Indiana*”, In: *Journal of the Hydraulics Division. American Society of Engineers*, 1963. Vol. 89, n°6, pp. 35 a 66.

YEN, B. C., CHOW, V. T., *Local Design Storms*, Vol. I to IV Report N° FHWA-RD-82/063 to 066. US Department of transportation, Federtal Highway Administration, Washigton, D.C., 1983.

YOUNG, C. B., McENROE, B. M., ROME, C A., *Empirical Determination of Rational Method Runoff Coefficients*. *Journal of Hydrologic Engineering*, 14(12): p. 1283-1289, 2009.

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.

ZAWILSKI, M., SAKSIN, G., *Potential of Alternative OSD/OSR Technologies Concerning Reduction of Urban Stormwater Flow*. Ninth International Conference on Urban Drainage (9ICUD), Lloyd Center Doubletree Hotel, Portland, Oregon, United States, September 8-13, 2002, 15P.

ZUQUETTE, L. V., PALMA, J. B., *Avaliação da condutividade hidráulica em área de recarga do aquífero Botucatu*. *Revista Escola de Minas, Ouro Preto*, 59(1): 81-87, jan. mar. 2006

APÊNDICE

APÊNDICE 1

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS – ESCOLA DE ENGENHARIA PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS - SMARH

INFORMAÇÕES SOLICITADAS SOBRE AS POLÍTICAS PÚBLICAS NO USO DE MICRORRESERVATÓRIOS

Questões sobre políticas

- 1) O município possui uma política pública no uso de microrreservatórios?
- 2) O município possui uma política de fiscalização dos microrreservatórios? Em caso negativo, por que não? Em caso afirmativo, descreva como é feita?
- 3) Existem evidências de que os microrreservatórios instalados reduzem os problemas de inundação no município? Em caso afirmativo, como isso pode ser comprovado?
- 4) O que o município considera que poderia ser melhorado na política pública no uso de microrreservatórios?

Questões sobre aspectos técnicos

- 5) Existe algum manual ou orientação disponível aos projetistas de microrreservatórios? É possível disponibilizá-lo?
- 6) Existe alguma restrição para a construção de microrreservatórios enterrados ou superficiais? Se sim, quais?
- 7) Existe algum microrreservatório com fundo permeável no município? Em caso afirmativo, quantos existem?
- 8) Existem casos de construção de outras técnicas compensatórias com controle na fonte instalados em conjunto com os microrreservatórios? Se sim, especifique o sistema construído e a quantidade dos sistemas instalados?
- 9) O município realiza simulações do funcionamento do sistema de drenagem com os microrreservatórios construídos? Em caso afirmativo, como as simulações são realizadas?

Questões sobre a gestão do sistema

Gestão no curto prazo

- 10) Como é o processo de aprovação dos projetos de microrreservatórios?
- 11) Como é o processo de aprovação da construção dos microrreservatórios?
- 12) Após a construção, como o conselho checa o microrreservatório instalado?

Gestão no longo prazo

- 13) Qual é a frequência de checagem das condições dos microrreservatórios? Como é realizada pelo município?
- 14) Quantos microrreservatórios foram construídos até o momento na área do município?
- 15) Quantas pessoas trabalham no município para aprovar os projetos de microrreservatórios? O número é suficiente? Em caso negativo, quantas pessoas seriam necessárias?
- 16) Existem problemas de inundação no município? O município registra esses problemas? É possível fornecer informações sobre a ocorrência de inundações?

APÊNDICE 2

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS – ESCOLA DE ENGENHARIA PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS - SMARH

FÓRMULÁRIO DE PESQUISA COM A POPULAÇÃO

Data da entrevista:

Nome:

Data de nascimento:

Endereço:

Regional:

1 - Posse de itens: Quantidades de itens de 1 a 4

- | | |
|--------------------------------------|--|
| <input type="checkbox"/> Banheiros | <input type="checkbox"/> Empregados domésticos |
| <input type="checkbox"/> Automóveis | <input type="checkbox"/> Microcomputador |
| <input type="checkbox"/> Lava louça | <input type="checkbox"/> Geladeira |
| <input type="checkbox"/> Freezer | <input type="checkbox"/> Lava roupa |
| <input type="checkbox"/> DVD | <input type="checkbox"/> Micro-ondas |
| <input type="checkbox"/> Motocicleta | <input type="checkbox"/> Secadora de roupa |

2 – Escolaridade da pessoa de referência: Analfabeto/Fundamental I incompleto Fundamental I completo/Fundamental II incompleto Fundamental II completo/Médio incompleto Médio completo/Ensino superior incompleto Ensino superior completo

3 – Serviços públicos: Água encanada Rua pavimentada

4 - O(A) Sr.(a) paga alguma tarifa pela prestação do serviço de abastecimento de água potável?

Sim Não Não sabe responder

5 - O(A) Sr.(a) paga alguma tarifa pela prestação do serviço de coleta de esgotos sanitários?

Sim Não Não sabe responder

6 - O(A) Sr.(a) paga alguma tarifa pela prestação do serviço de coleta de lixo?

Sim Não Não sabe responder

7 - O(A) Sr.(a) paga alguma tarifa pela prestação do serviço de drenagem urbana?

Sim Não Não sabe responder

8 – O(A) Sr.(a) sabe que o sistema de drenagem transporta somente água de chuva?

Sim Não Não sabe responder

9 – O(A) Sr.(a) tem conhecimento de como é realizado o escoamento das águas pluviais no seu lote e o local onde elas são encaminhadas?

Sim Não Não sabe responder

10 – O(A) Sr.(a) sabe o que é um microrreservatório ou caixa de captação de água pluvial ou reservatório domiciliar?

Sim Não Não sabe responder

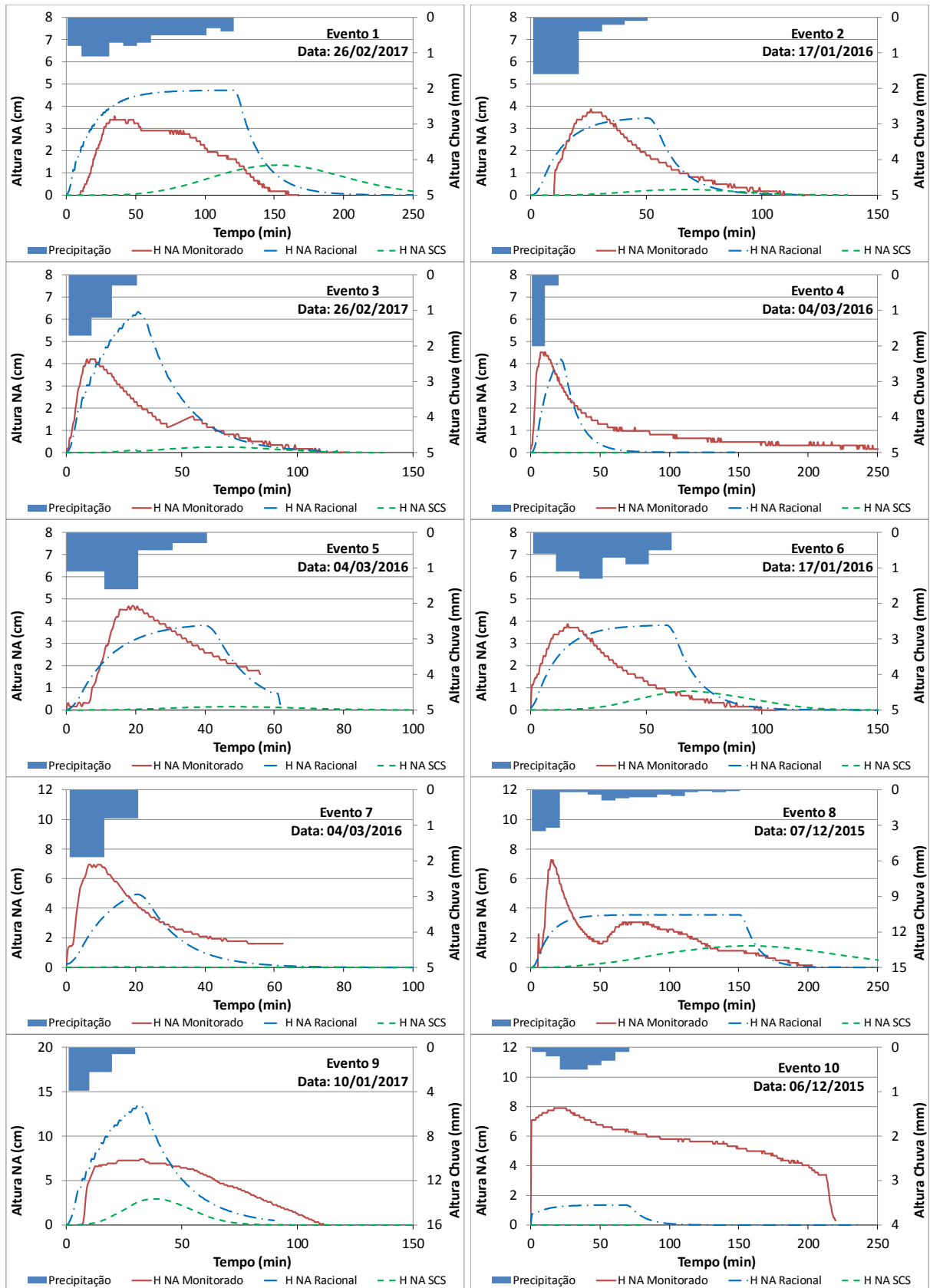
11 – Existe um microrreservatório ou uma caixa de captação de água pluvial ou um reservatório domiciliar no seu lote?

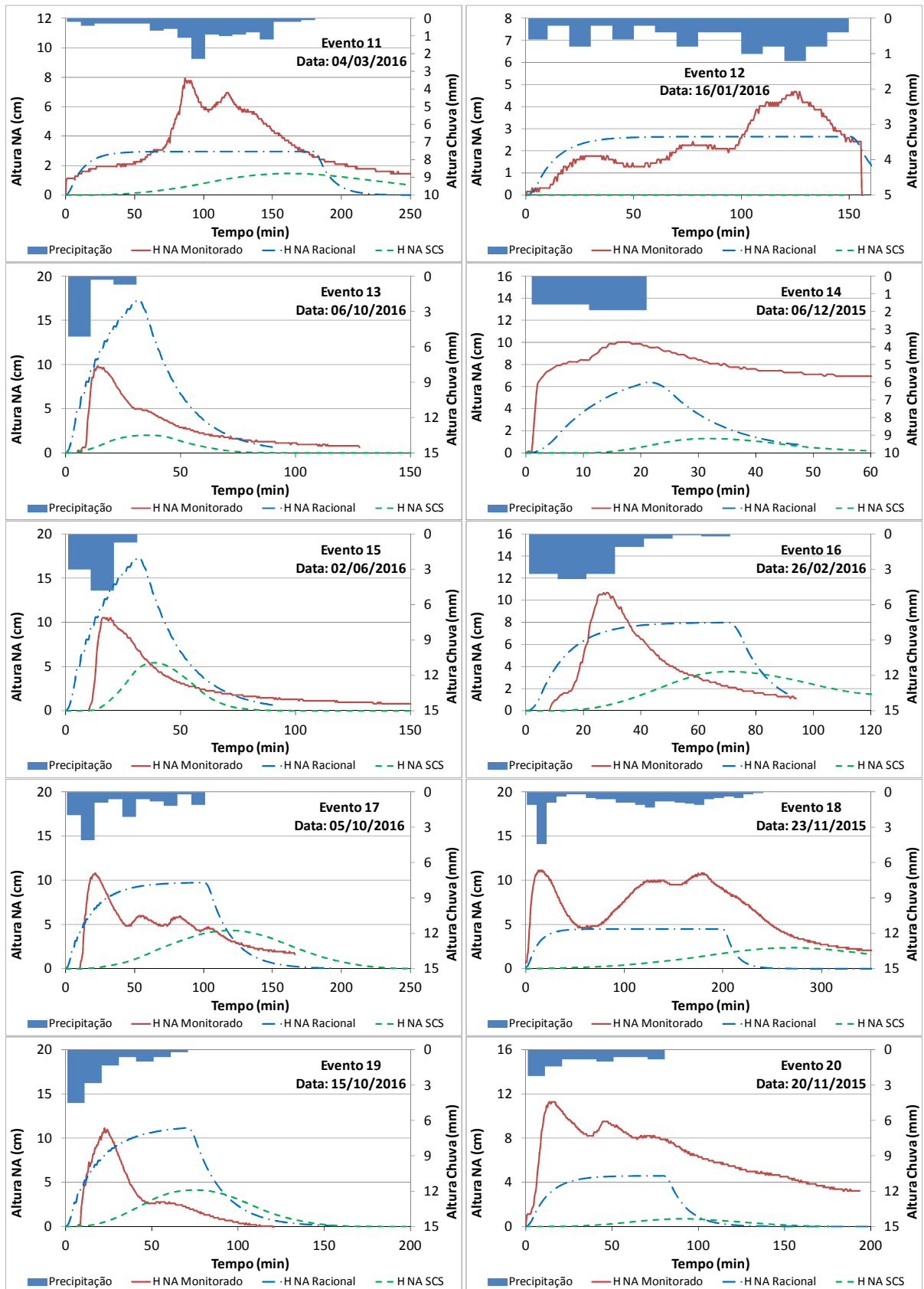
Sim Não Não sabe responder

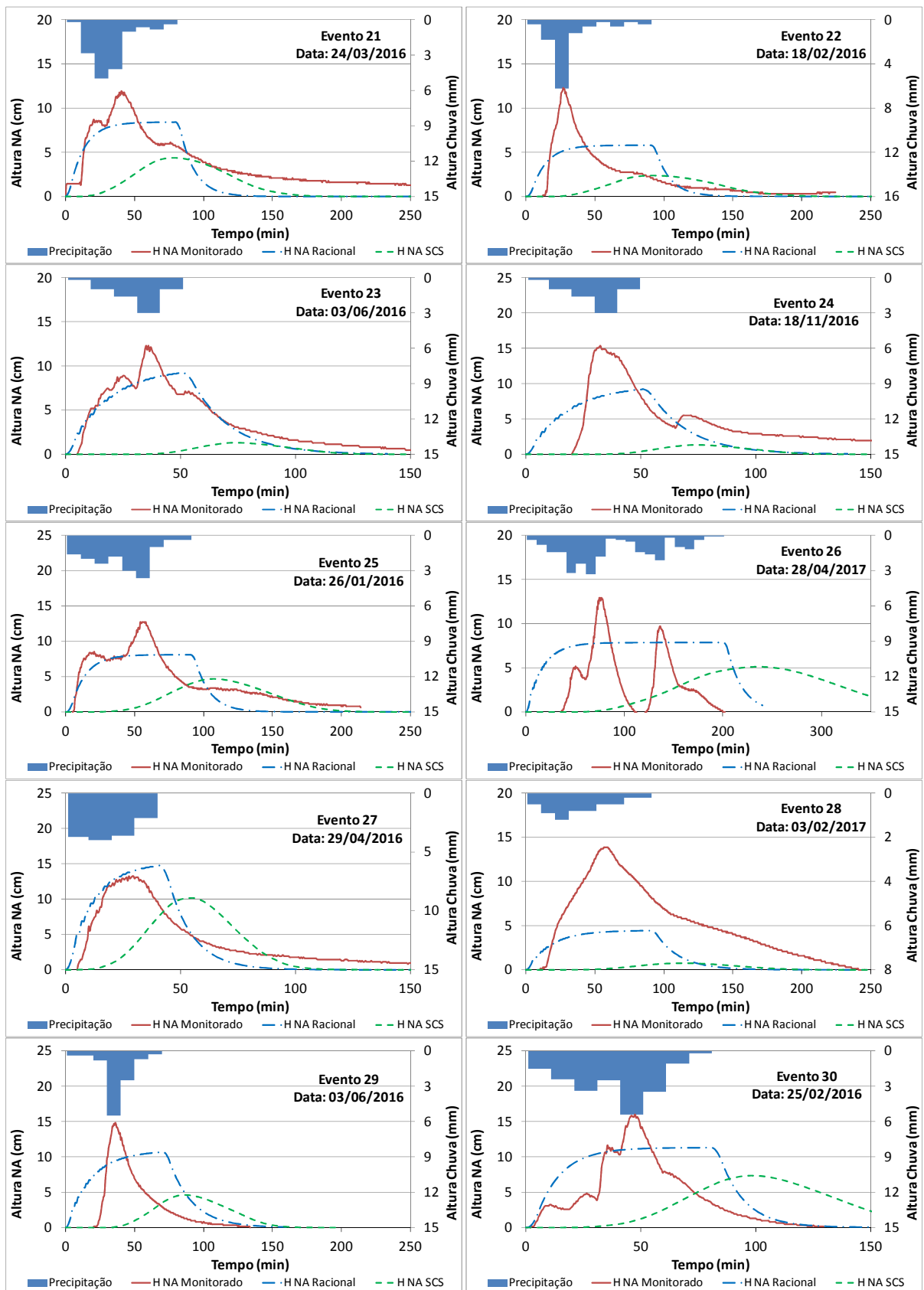
- 12 – As águas são utilizadas para outros fins?
 Sim Não Não sabe responder
- 13 – Há algum problema no funcionamento do microrreservatório? Qual?
 Sim Não Não sabe responder
- 14 – O(A) Sr.(a) sabe que o sistema de drenagem urbana lança suas águas nos cursos d'água?
 Sim Não
- 15 – Ocorrem problemas de inundação em locais próximos a sua residência?
 Sim Não Não sabe responder
- 16 – O(A) Sr.(a) sabe quais meses do ano as inundações são mais frequentes? Quais?
 Sim Não Meses:
- 17 – O(A) Sr.(a) sabe que a impermeabilização do solo nos lotes aumenta a quantidade de água a ser transportada no sistema de drenagem urbana?
 Sim Não
- 18 – O(A) Sr.(a) sabe que o aumento da impermeabilização está relacionada com os problemas de ocorrência de inundação?
 Sim Não
- 19 – Se a implantação de um reservatório para armazenamento da água de chuva em terrenos com solo impermeabilizado reduzissem os problemas de inundação, o(a) Sr.(a) instalaria em seu lote?
 Sim Não Não sabe responder
- 20 – O(A) Sr.(a) sabe que a Prefeitura Municipal arca com os custos de implantação, manutenção e limpeza do sistema de drenagem urbana da cidade?
 Sim Não
- 21 - O(A) Sr.(a) sabe que existe uma lei que autoriza a cobrança pela prestação do serviço de drenagem urbana?
 Sim Não
- 22 – O(A) Sr.(a) é a favor da cobrança de uma taxa de drenagem para reduzir os problemas de inundação? Qual valor mensal que estaria disposto a pagar?
 Sim Não
() R\$ 5,00 () R\$ 10,00 () R\$ 20,00 () R\$ 30,00 () Acima de R\$ 30,00
- 23 – Se atualmente a Prefeitura Municipal fornecesse um desconto de 10% no valor do IPTU para os proprietários de lotes que instalem os reservatórios em seus terrenos, o(a) Sr.(a) instalaria o dispositivo?
 Sim Não
- 24– Se existisse a cobrança da taxa de drenagem e houvesse a isenção do pagamento nos casos em que os reservatórios estivessem sido implantados nos lotes, o(a) Sr.(a) instalaria o dispositivo?
 Sim Não Não sabe responder

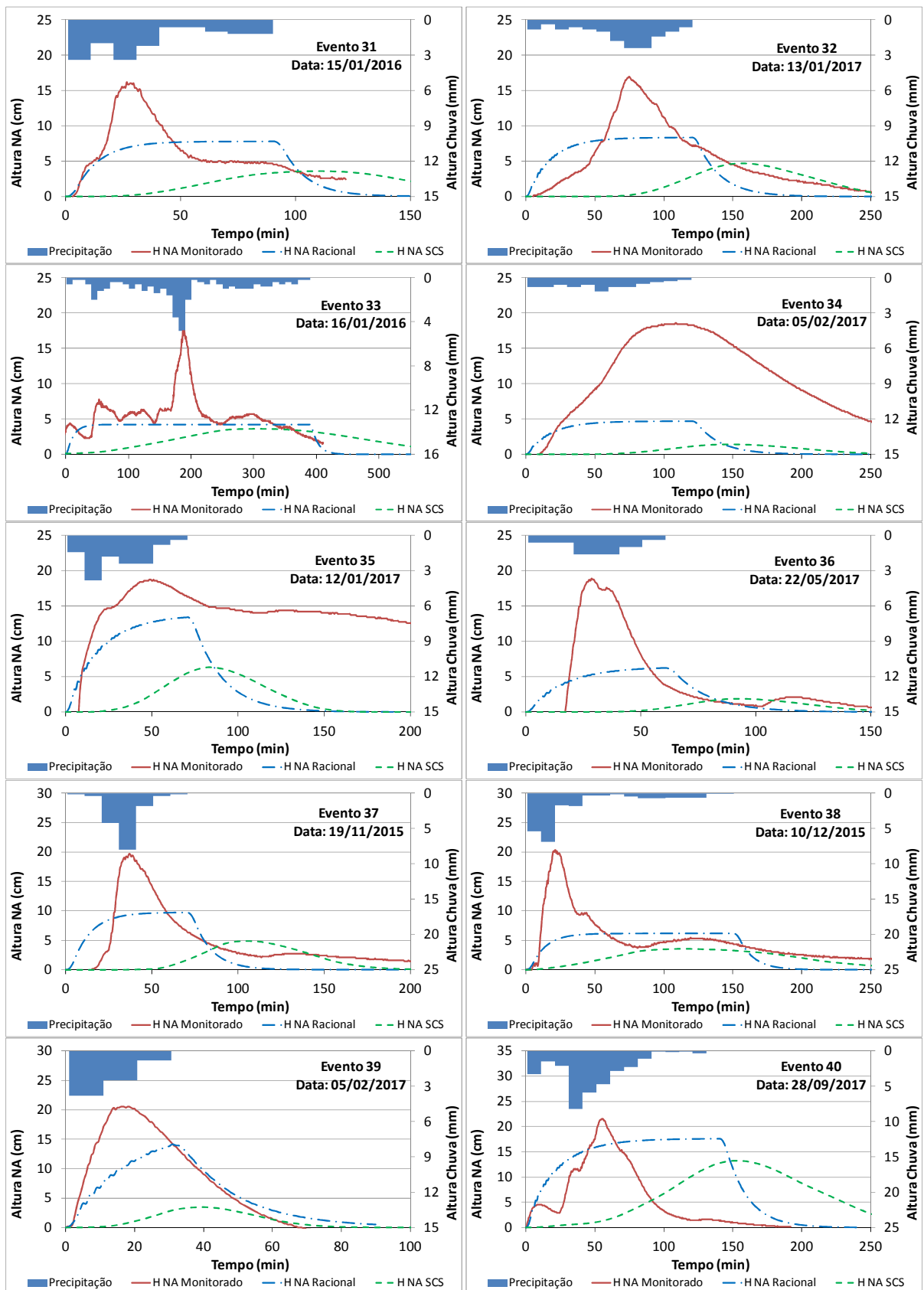
APÊNDICE 3

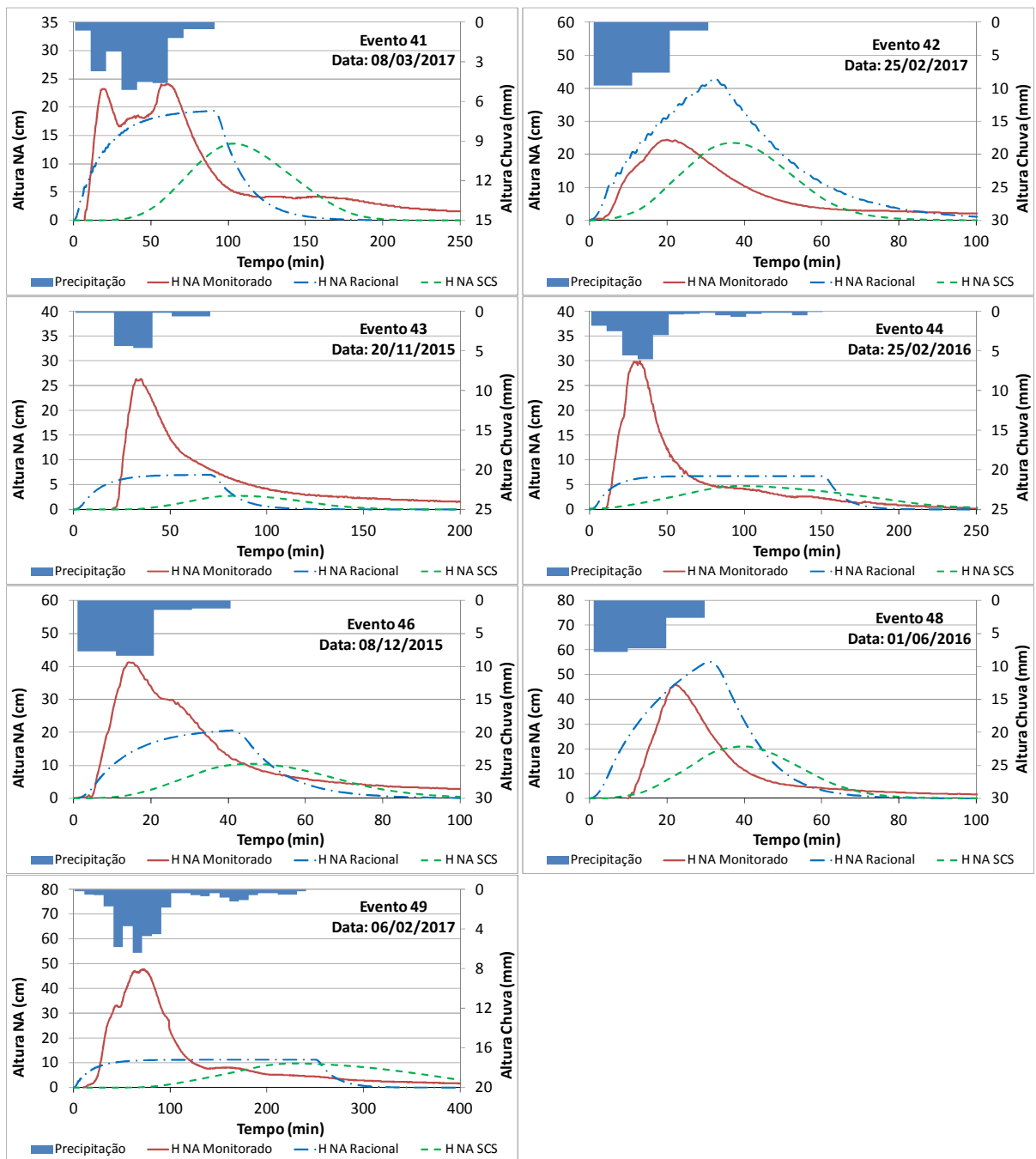
Linigramas determinados para os eventos monitorados no Empreendimento Hospitalar





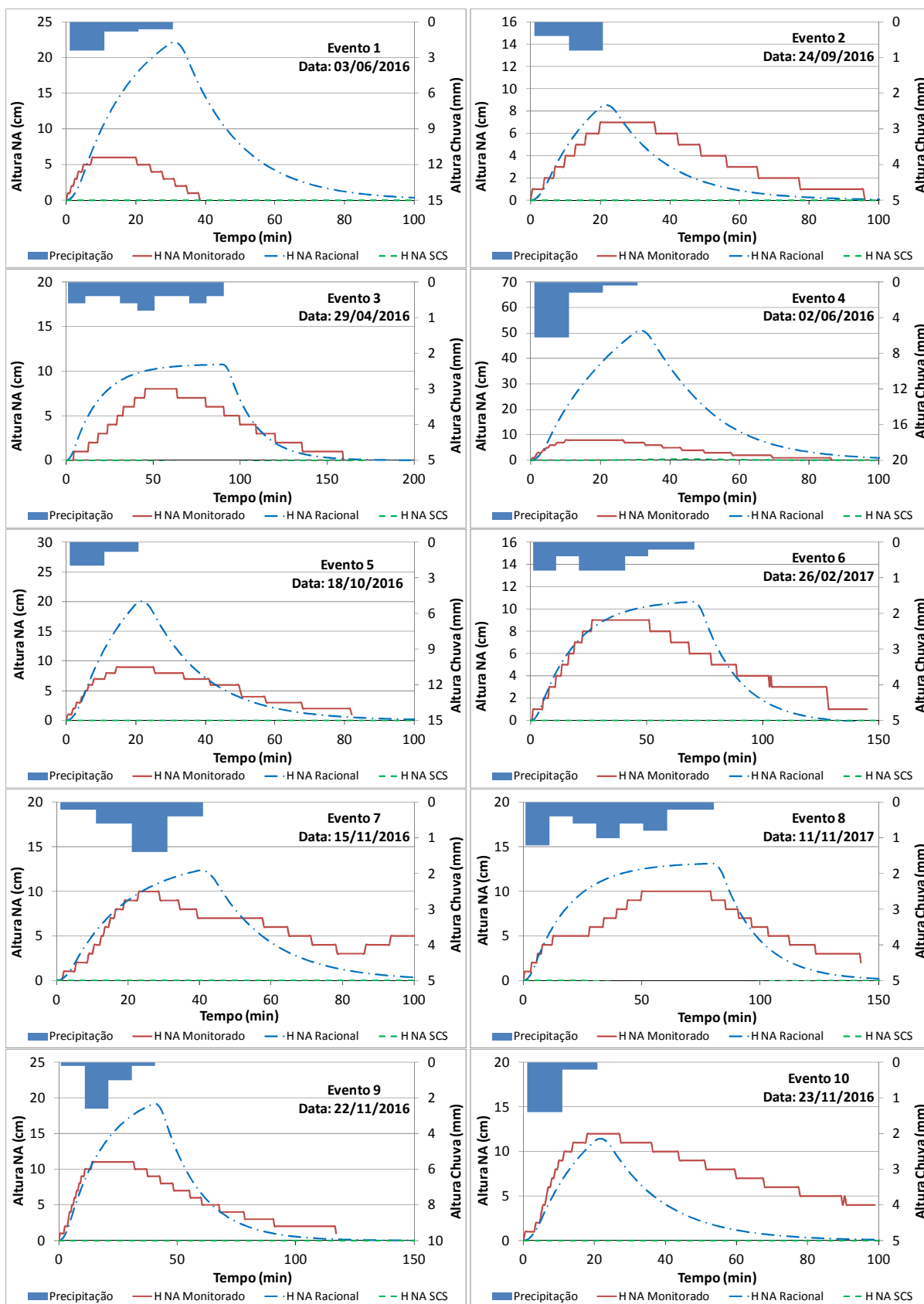


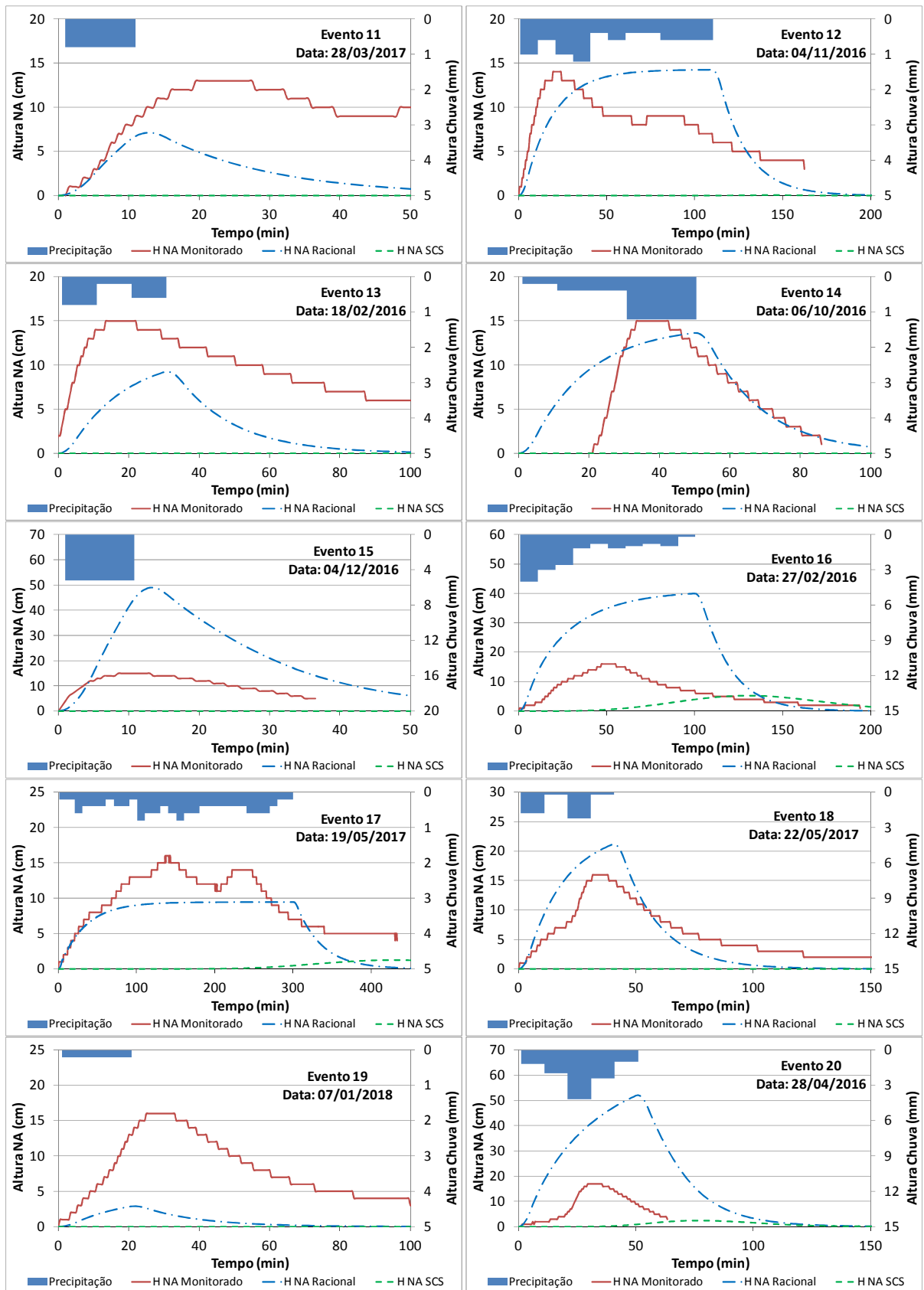


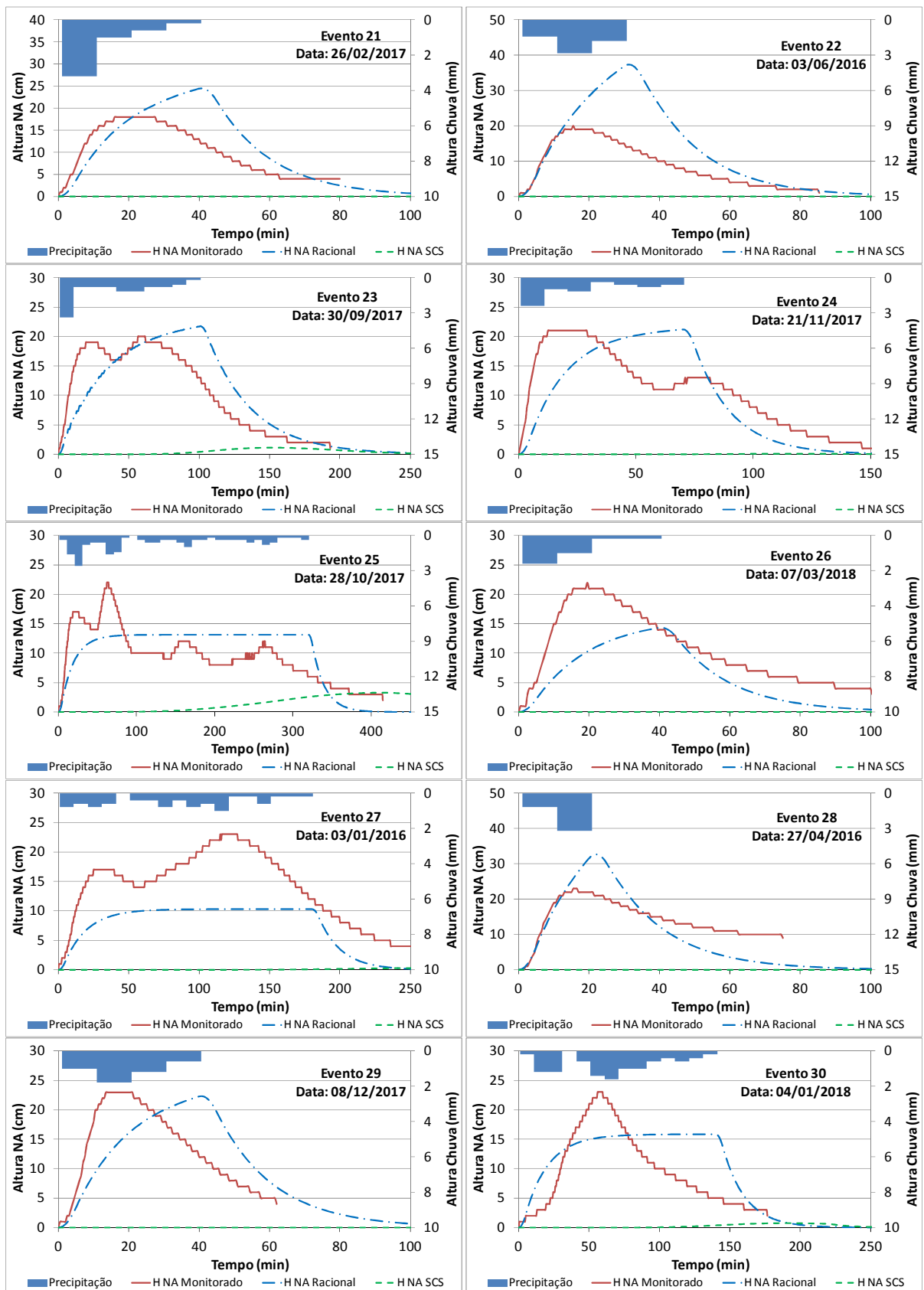


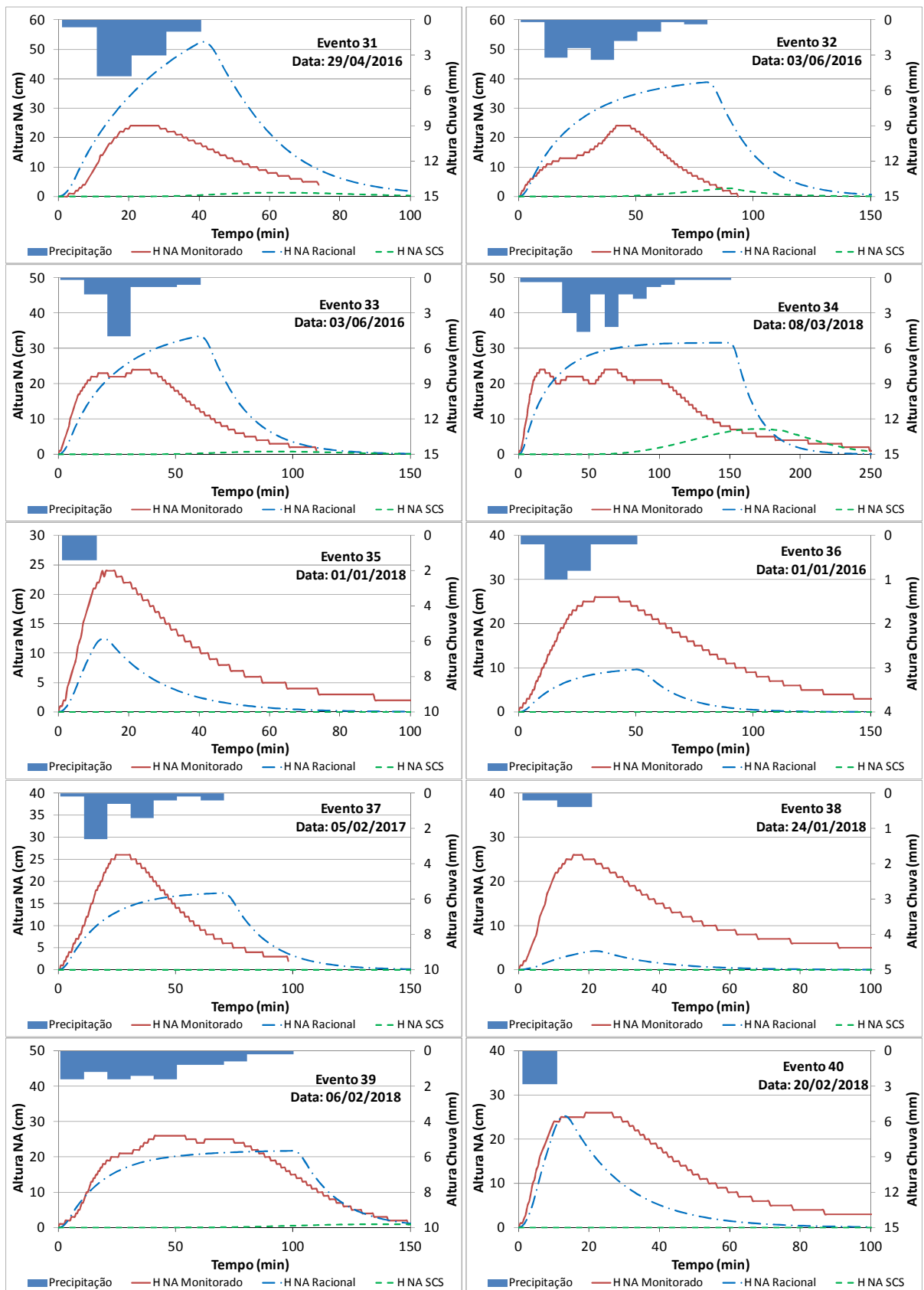
APÊNDICE 4

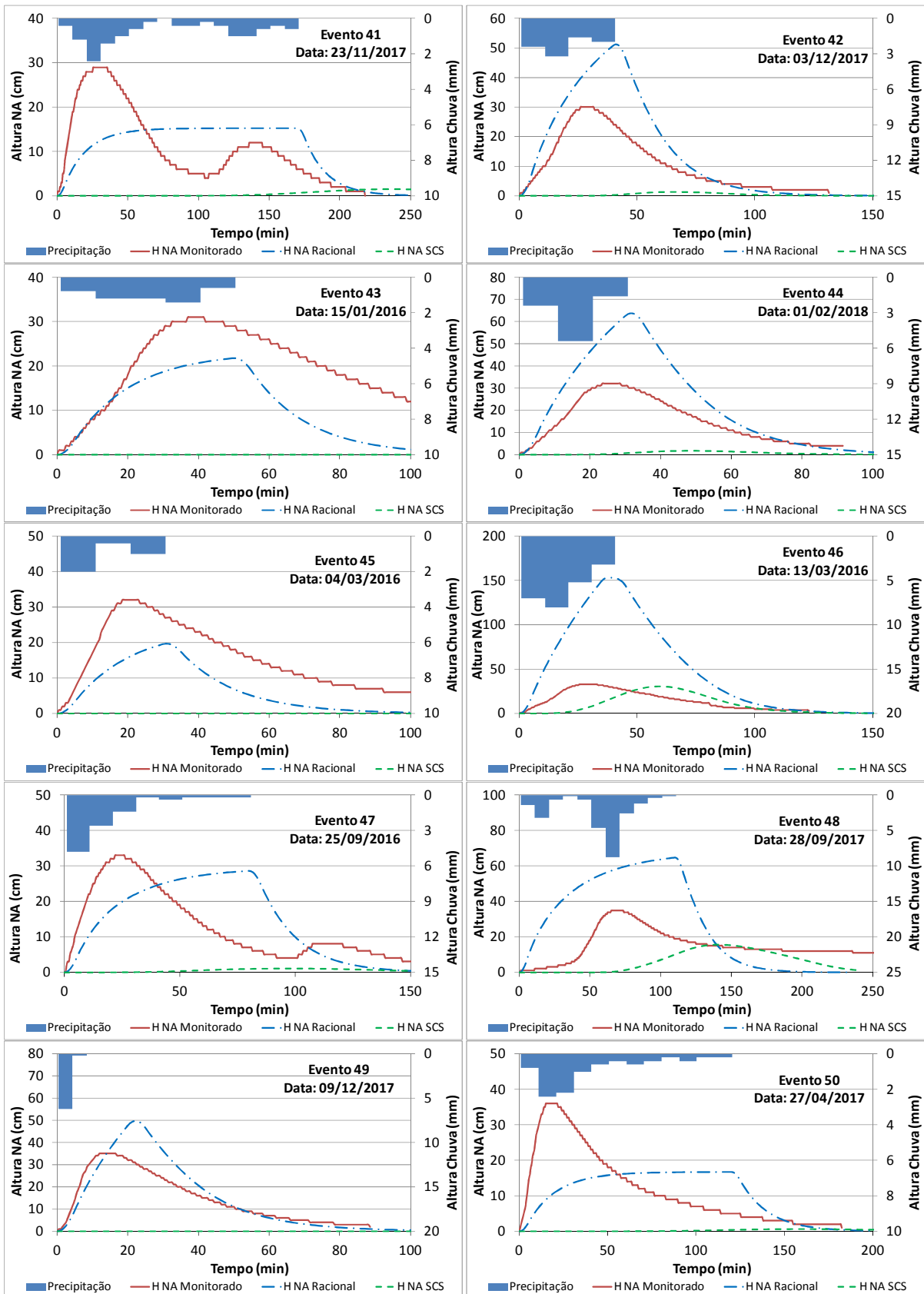
Linigramas determinados para os eventos monitorados na Montadora de Veículos

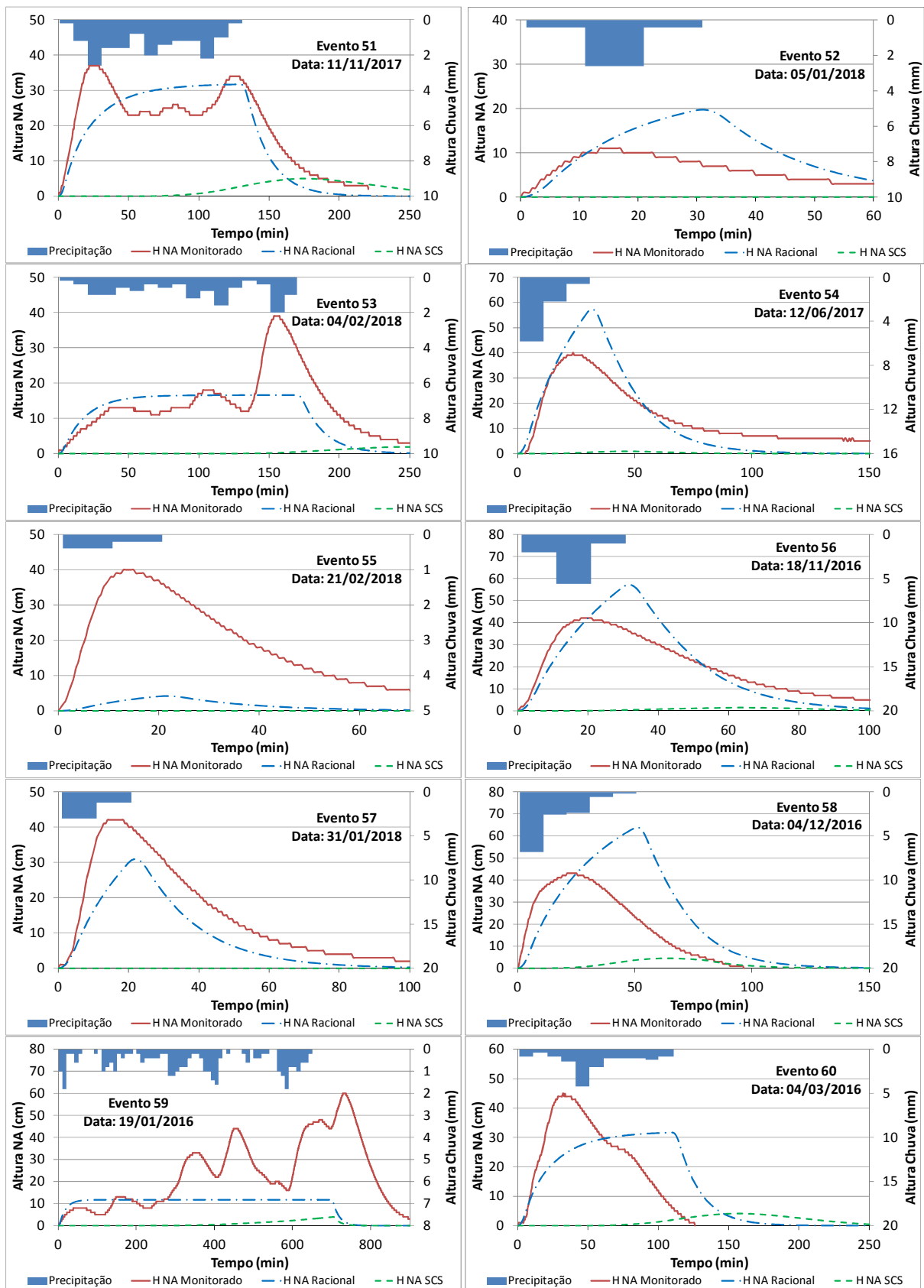


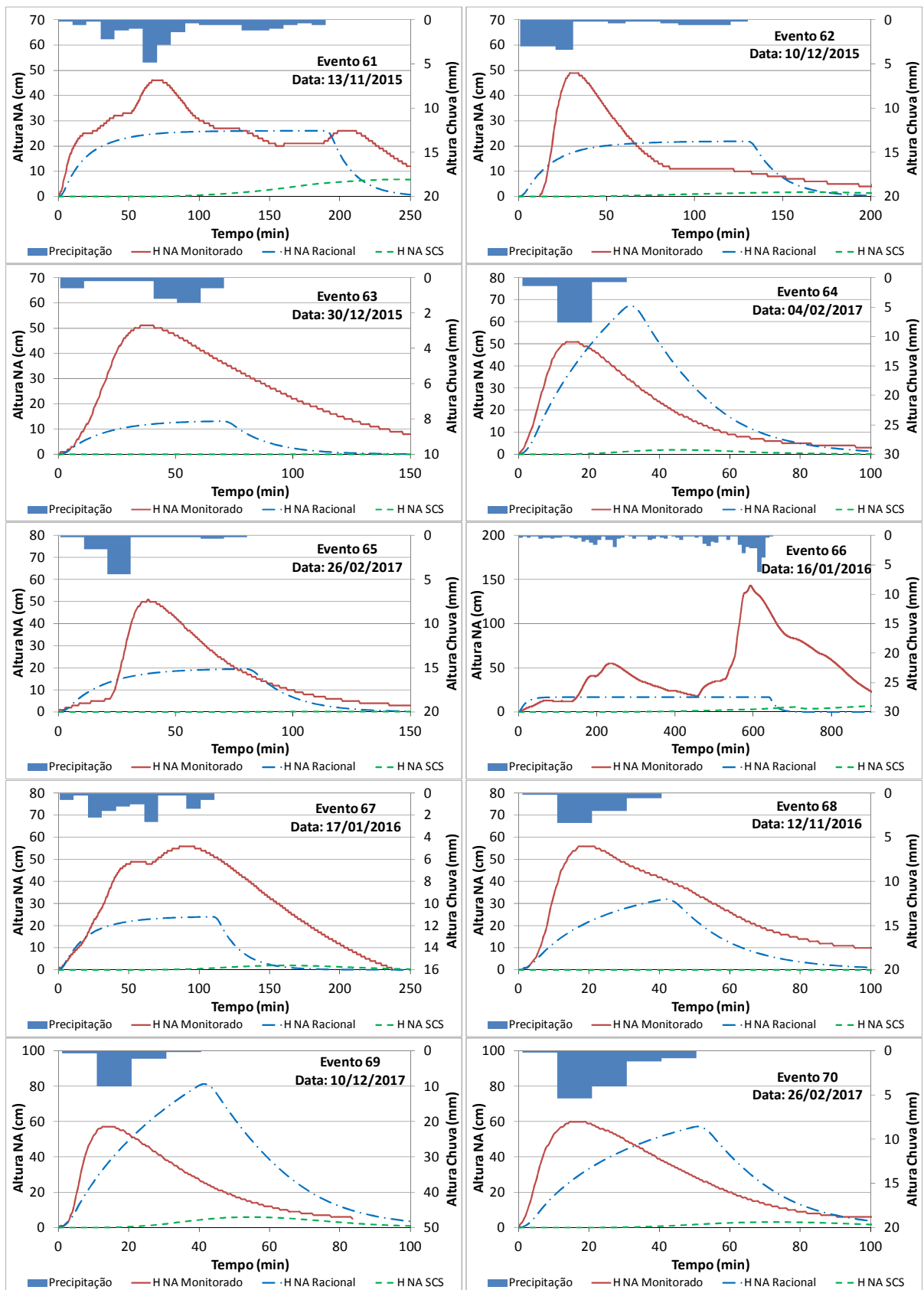


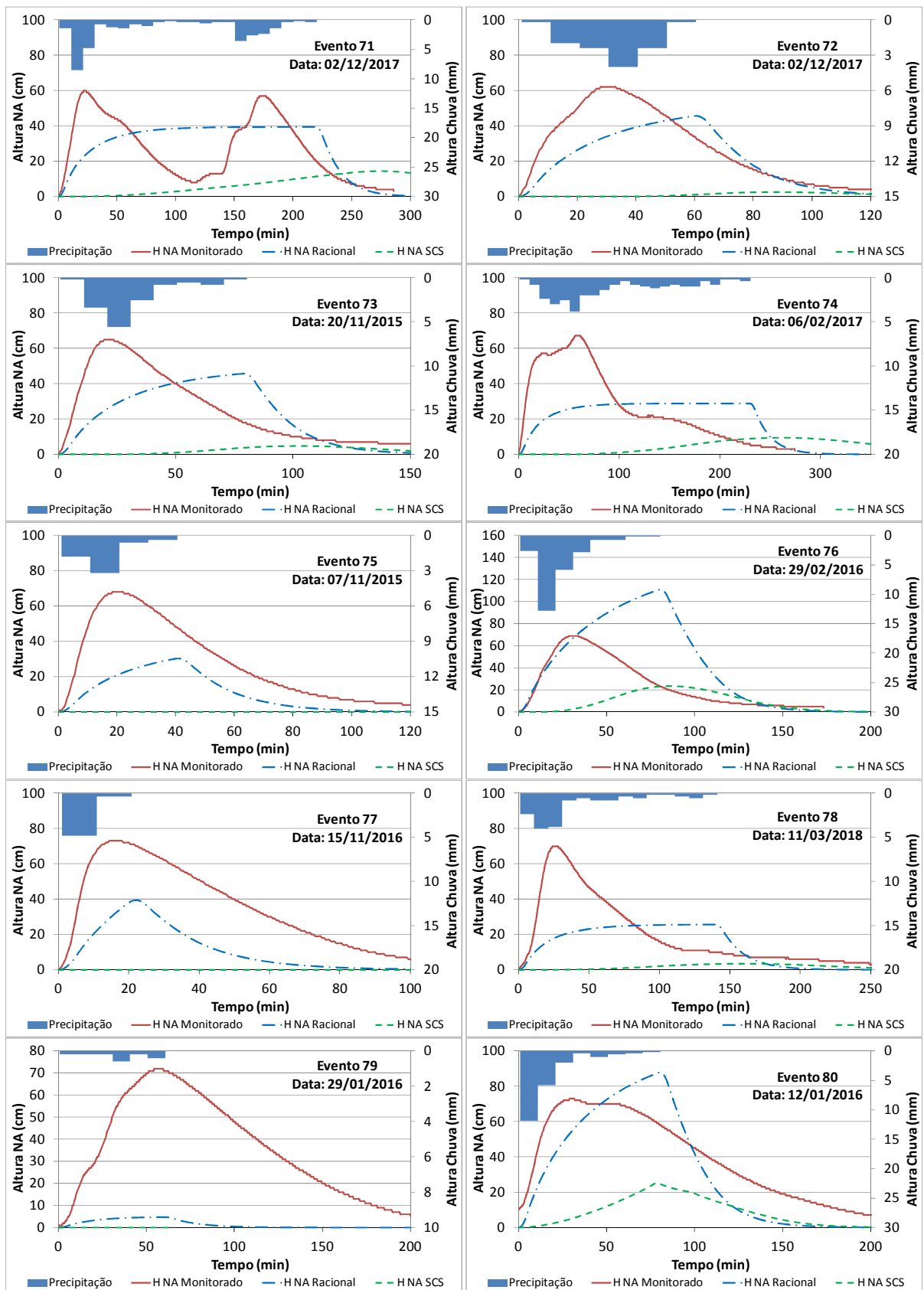


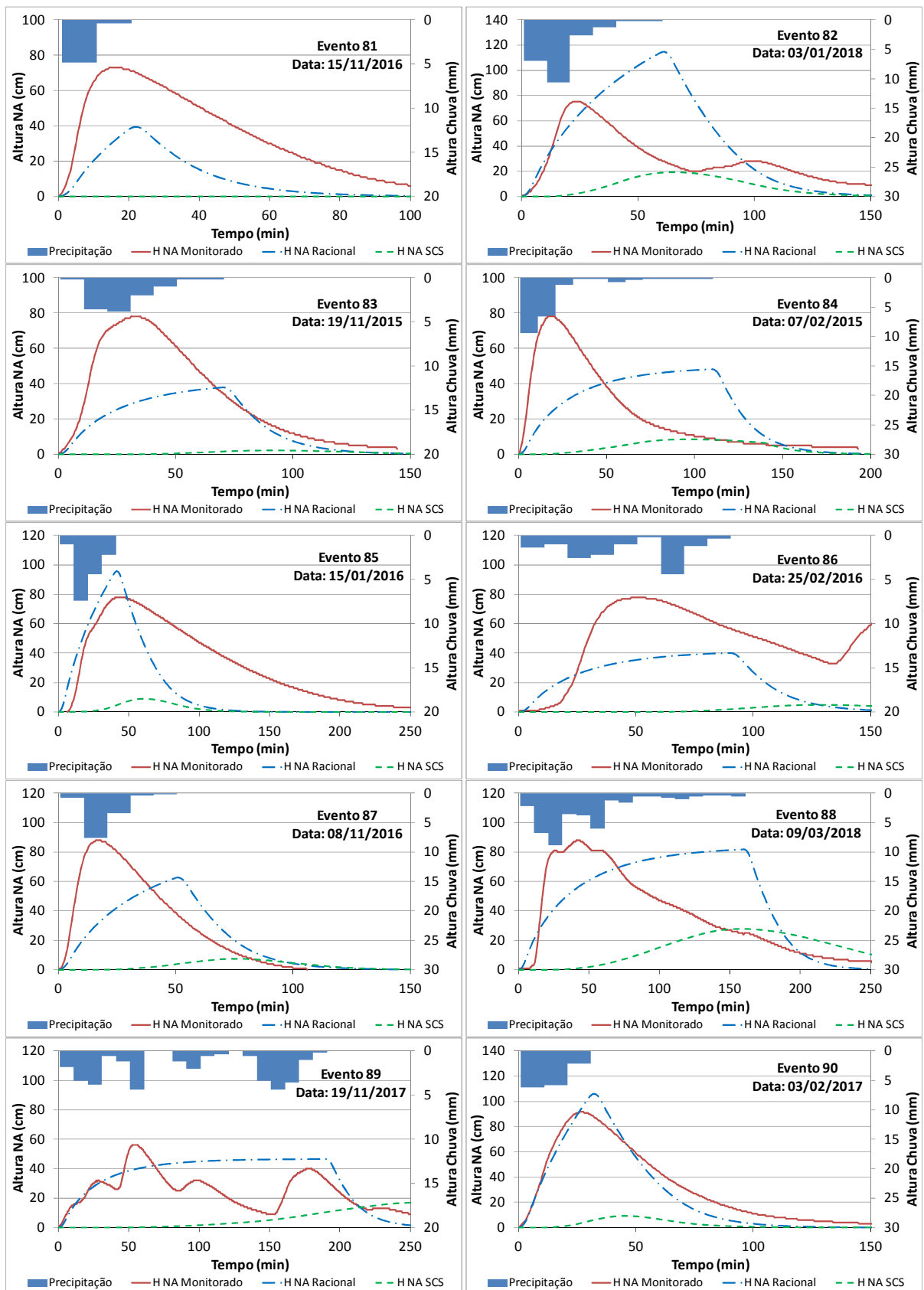


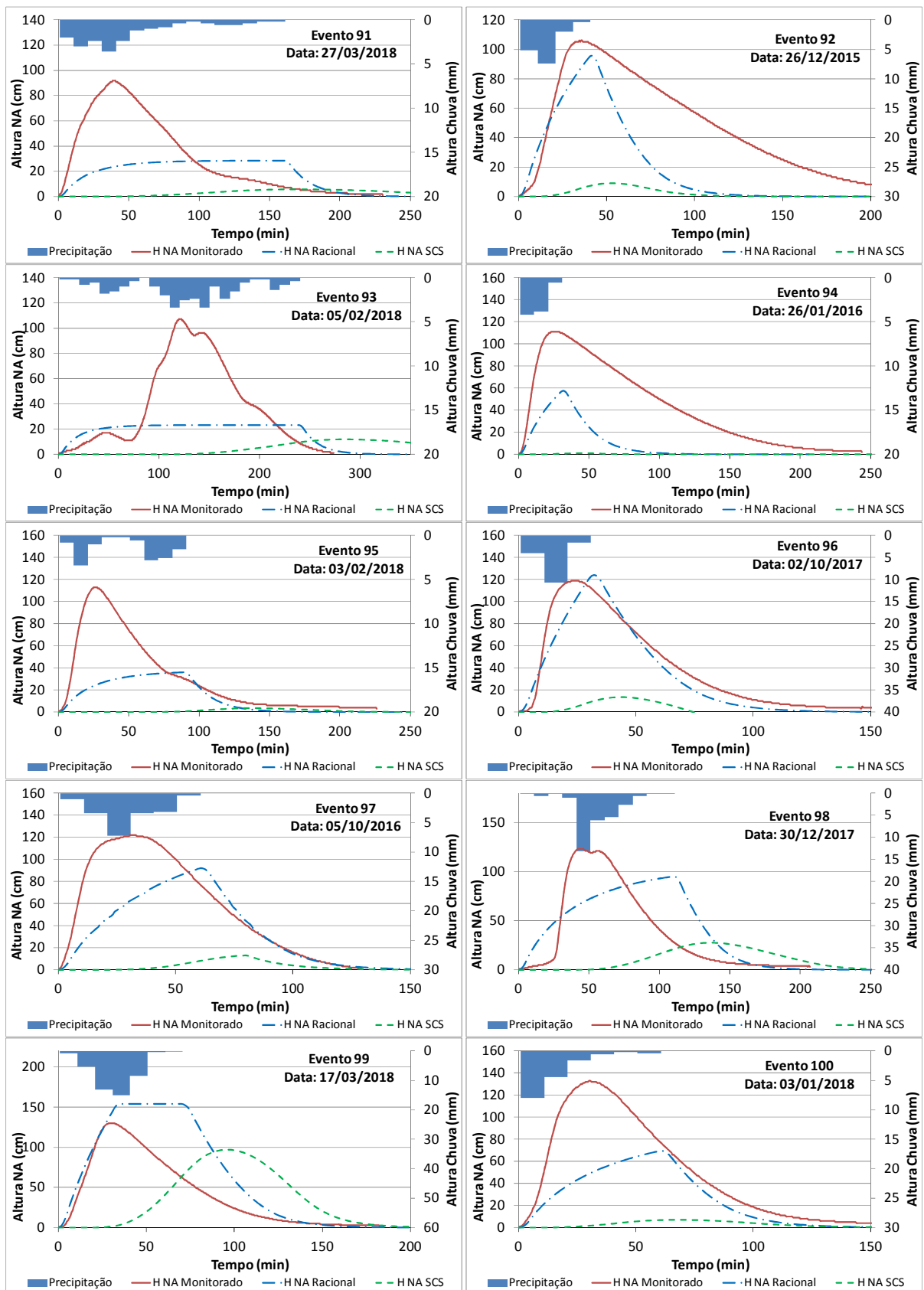


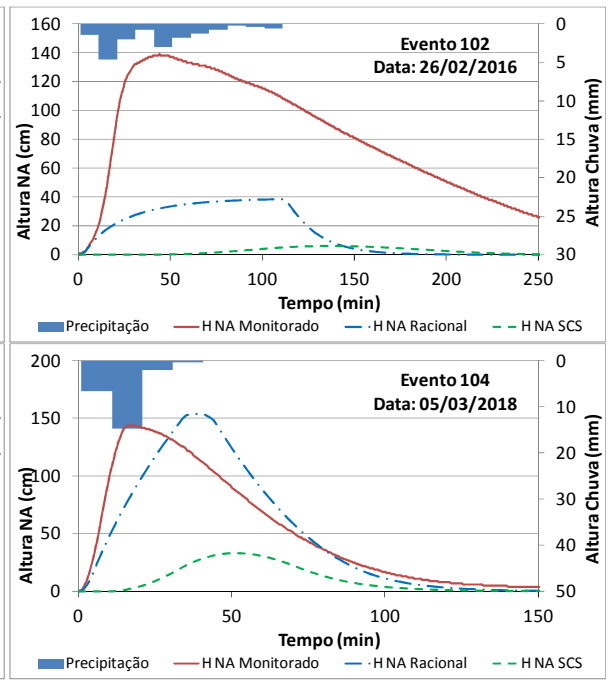
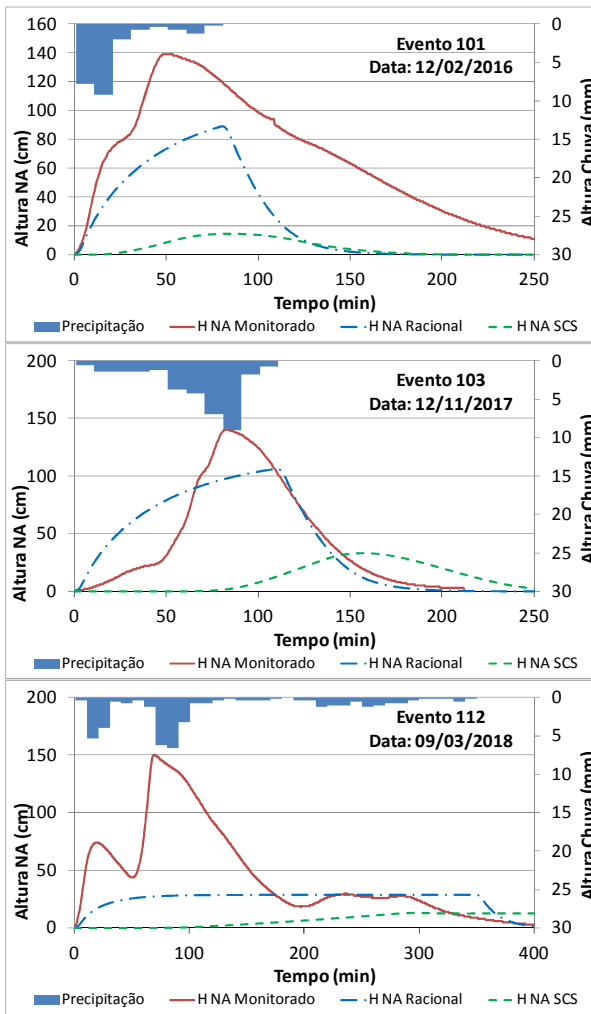






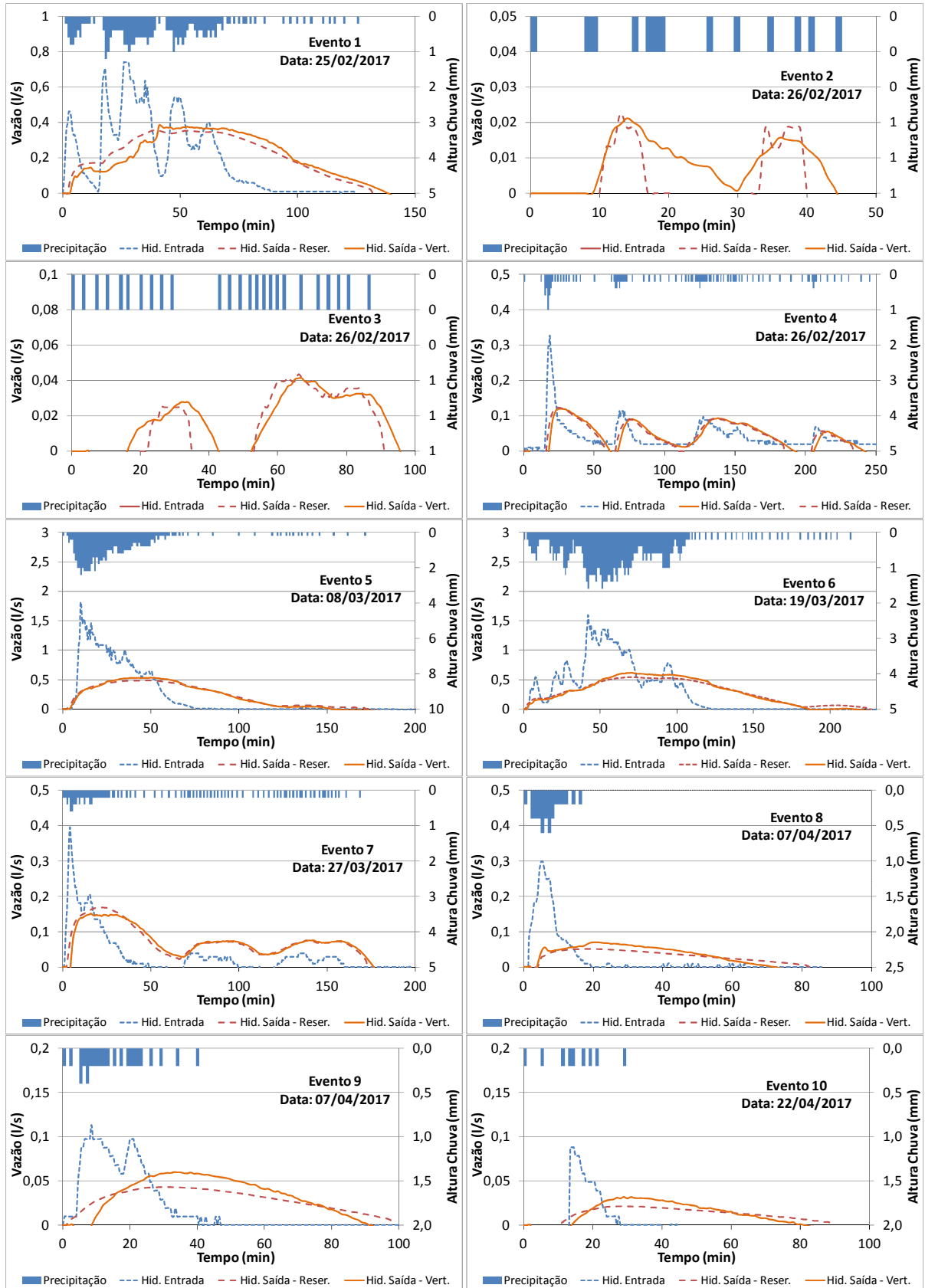


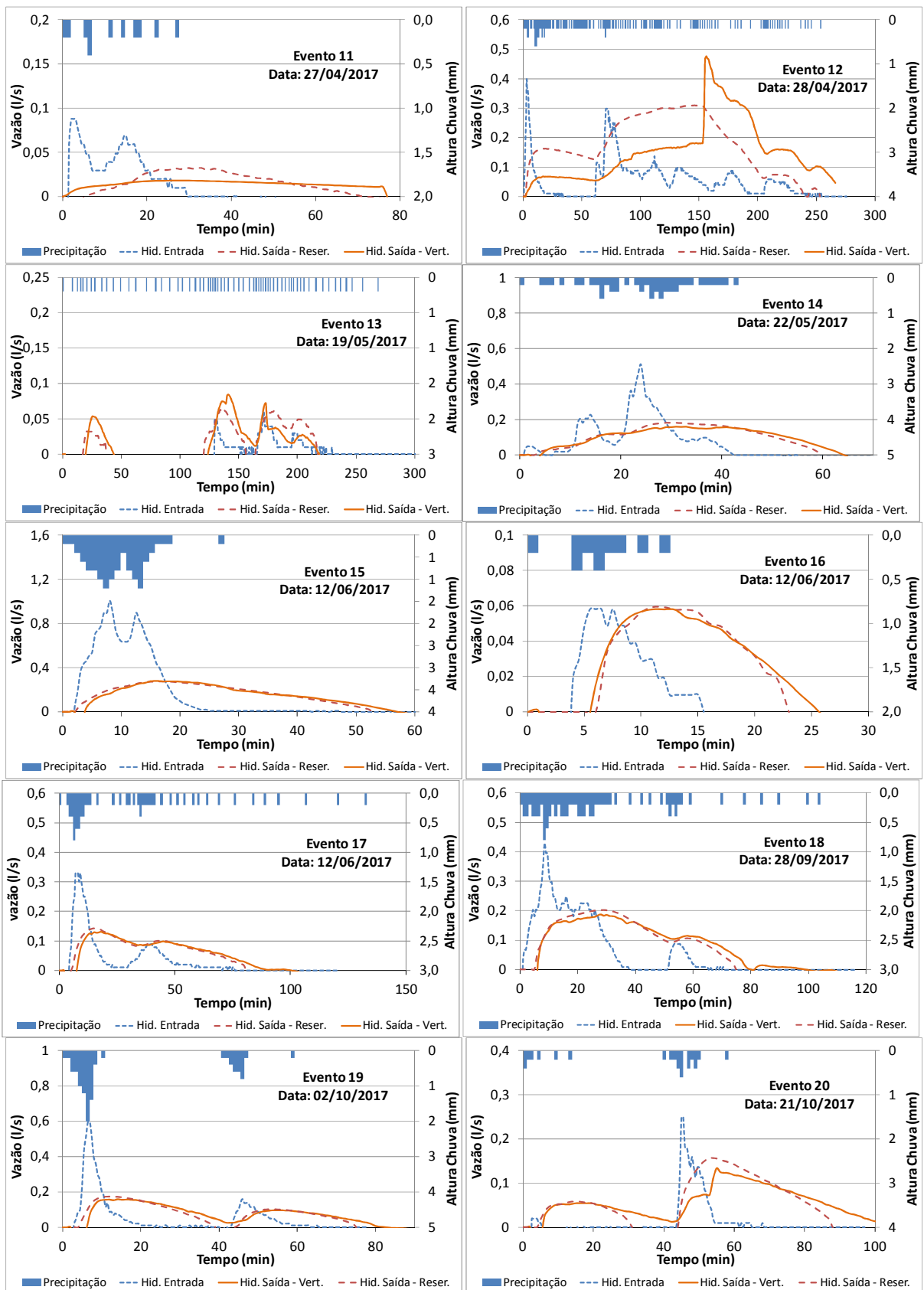


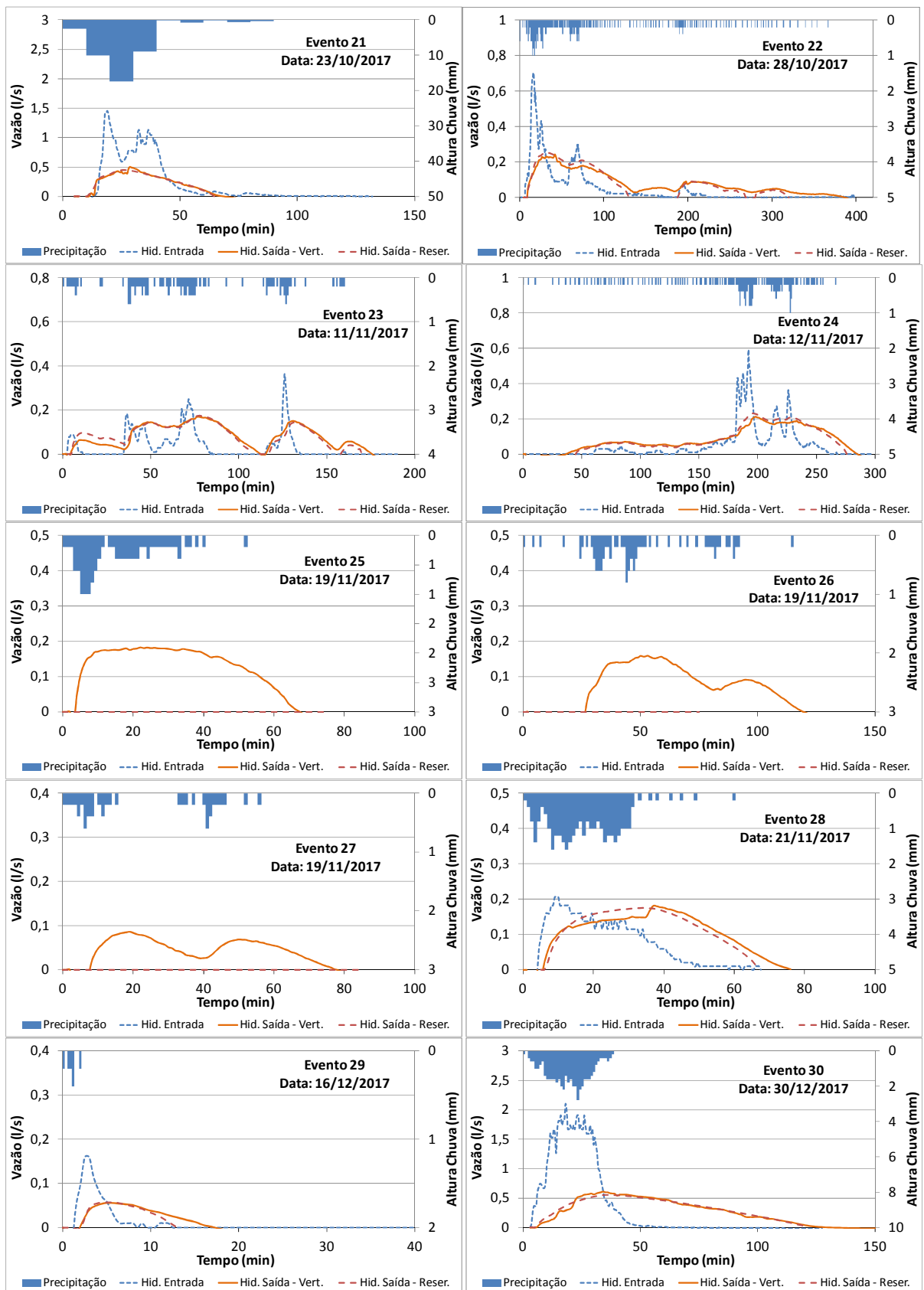


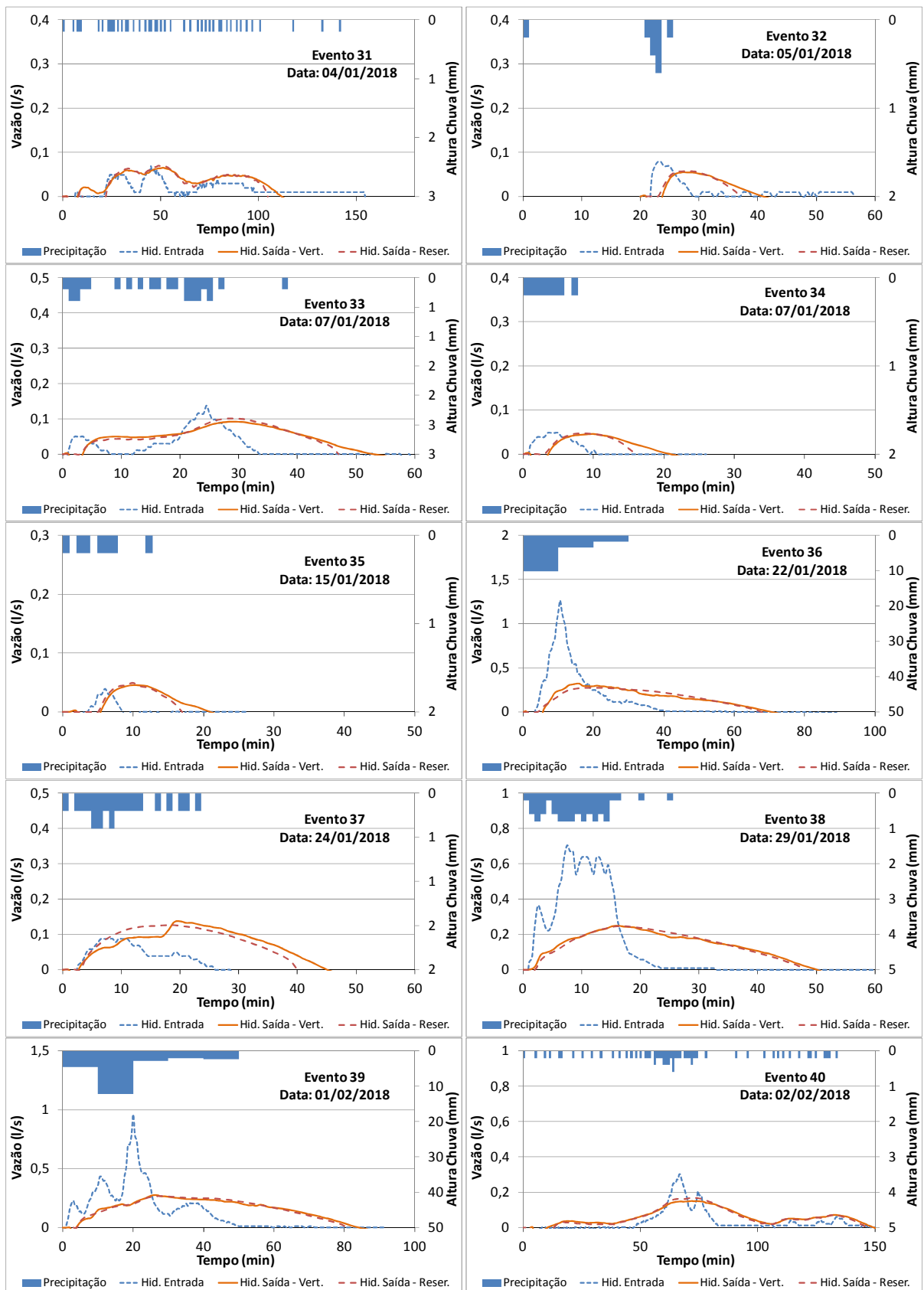
APÊNDICE 5

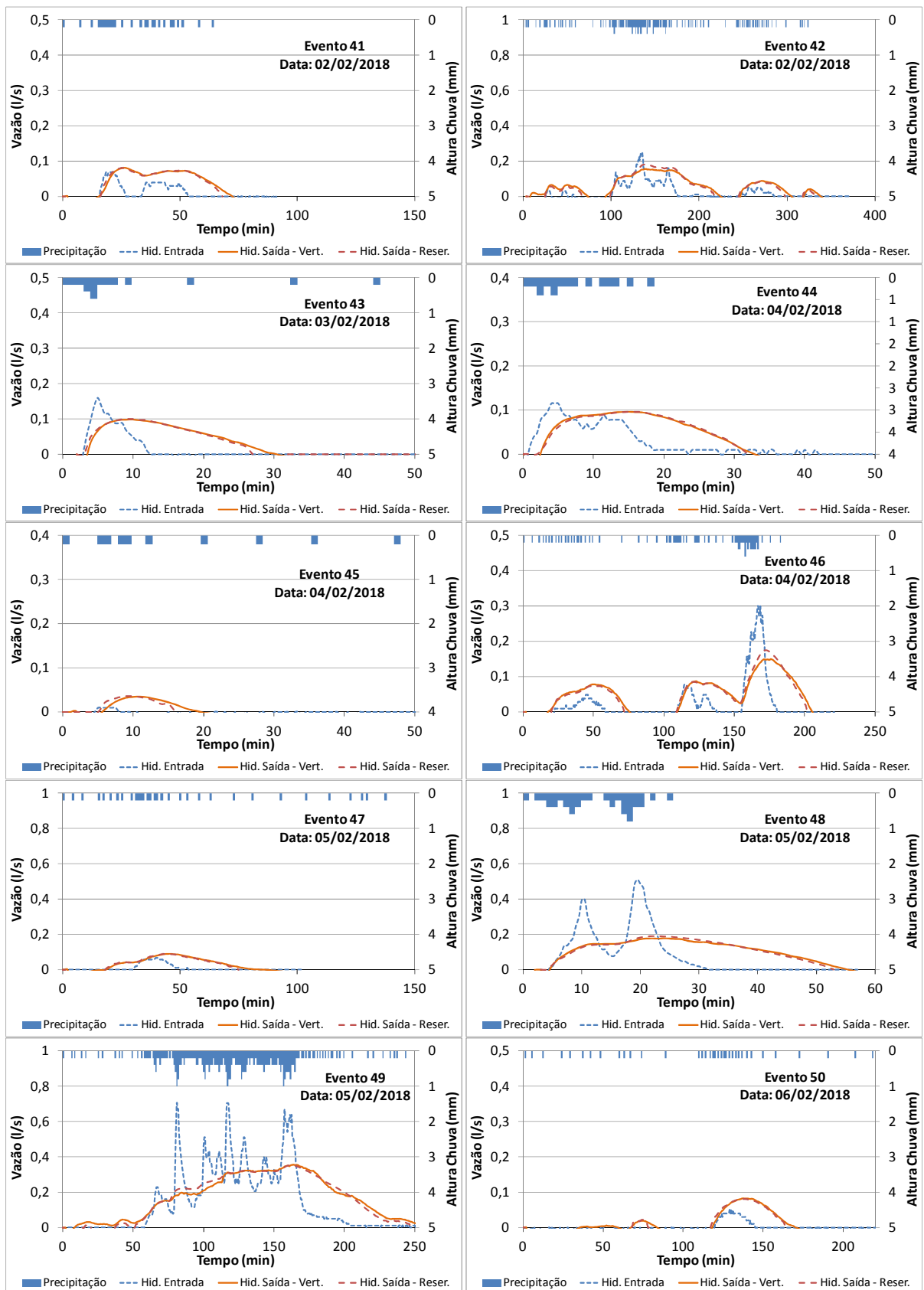
Hidrogramas dos eventos monitorados no experimento do Centro de Saúde Professor Amílcar Viana Martins

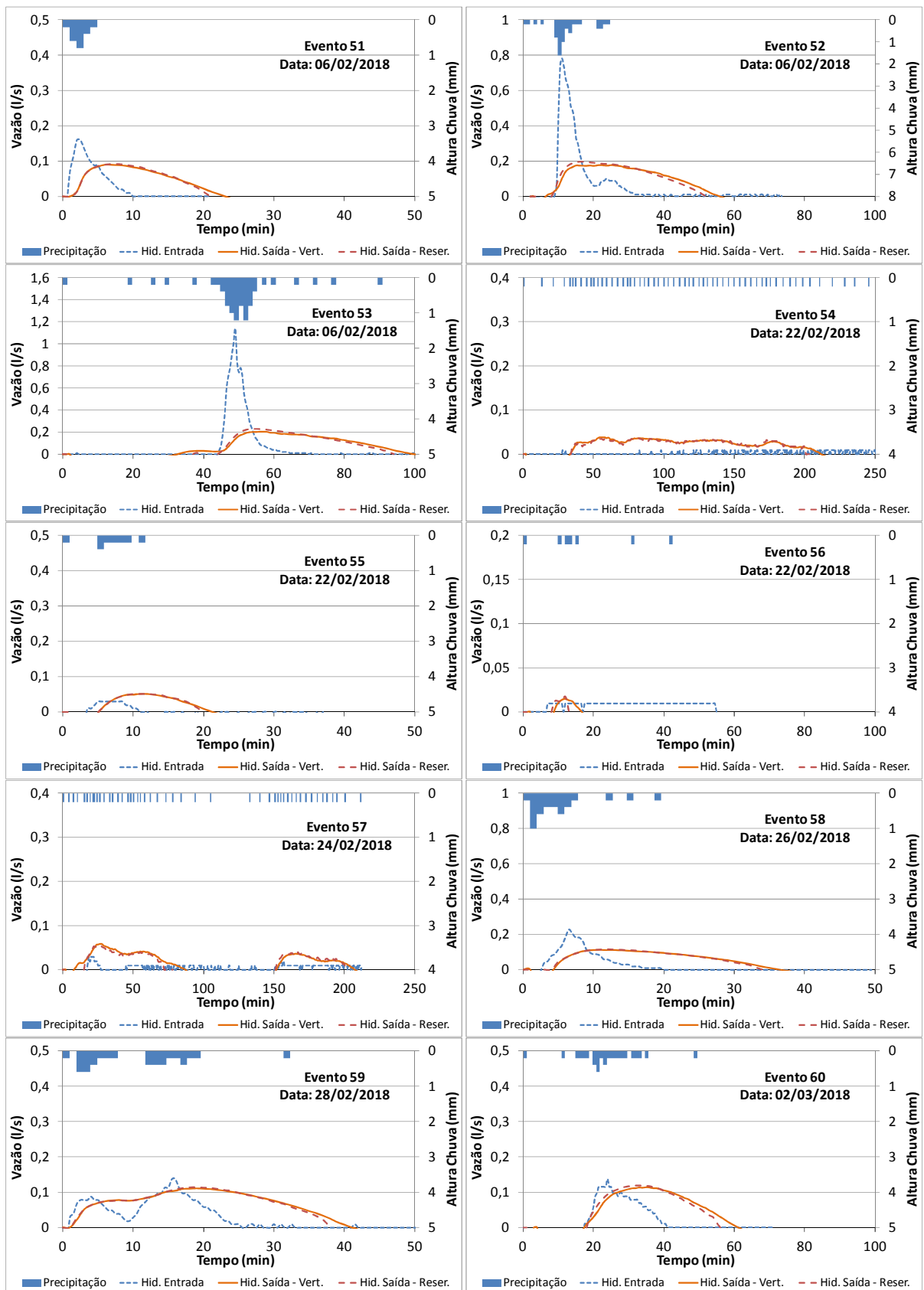


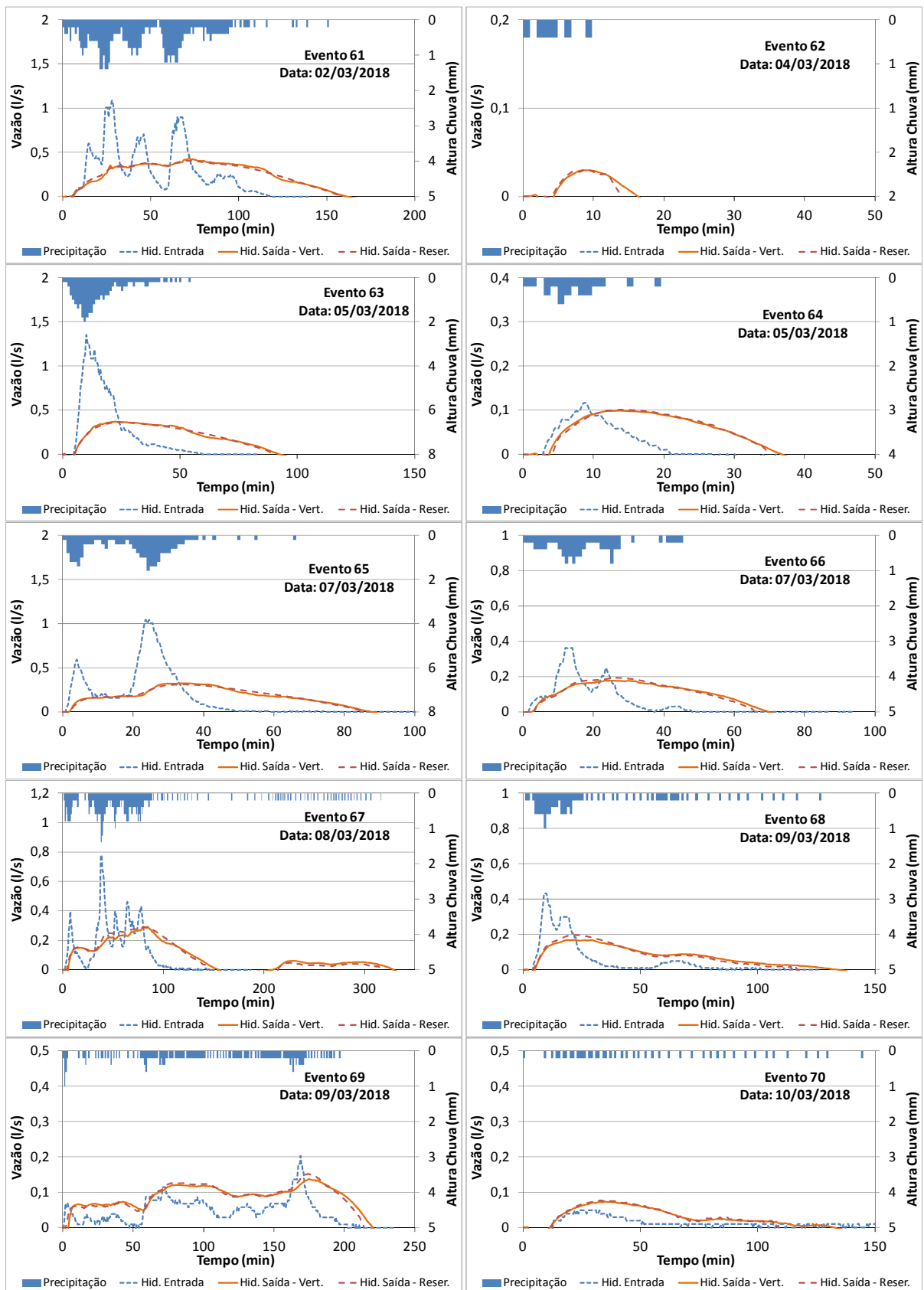


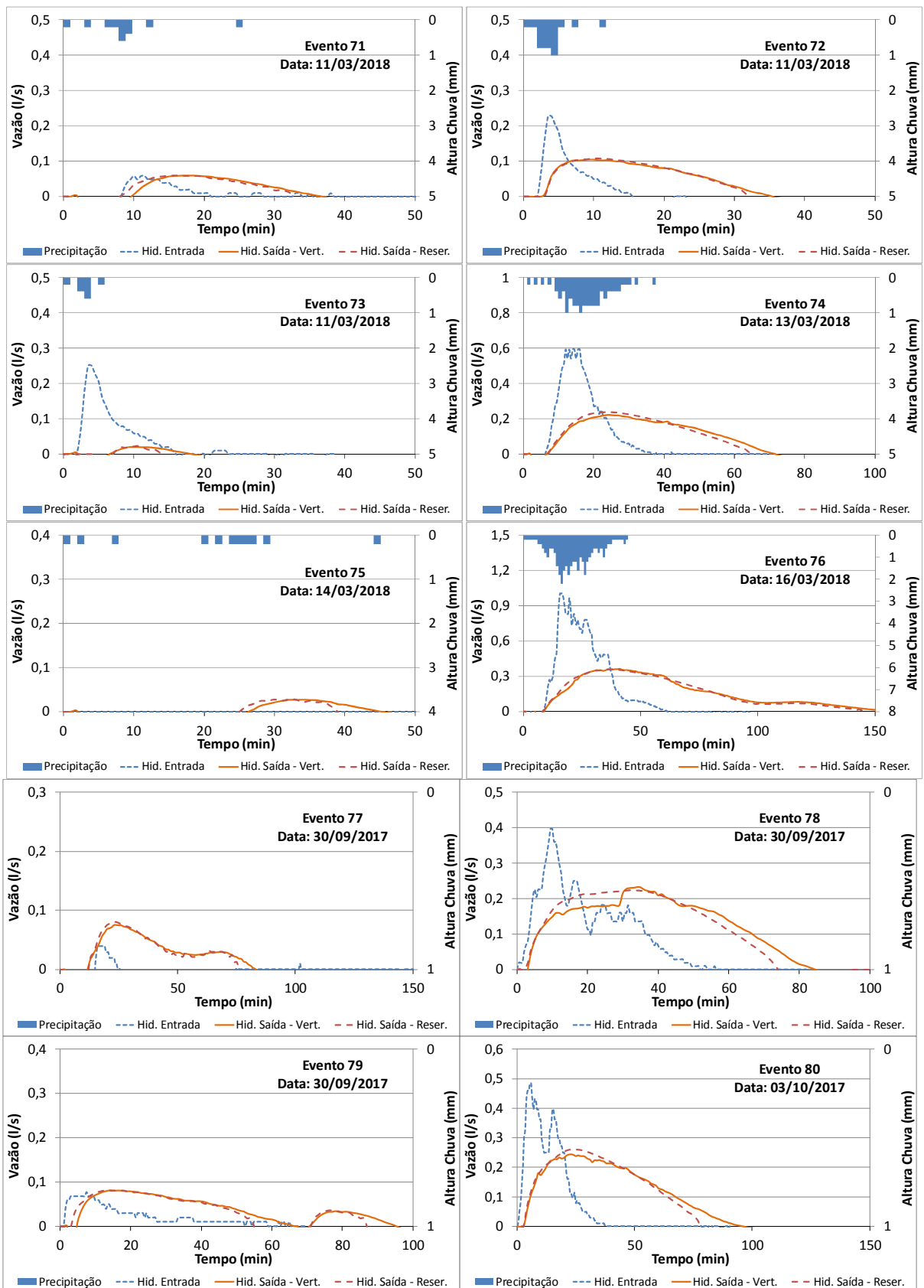


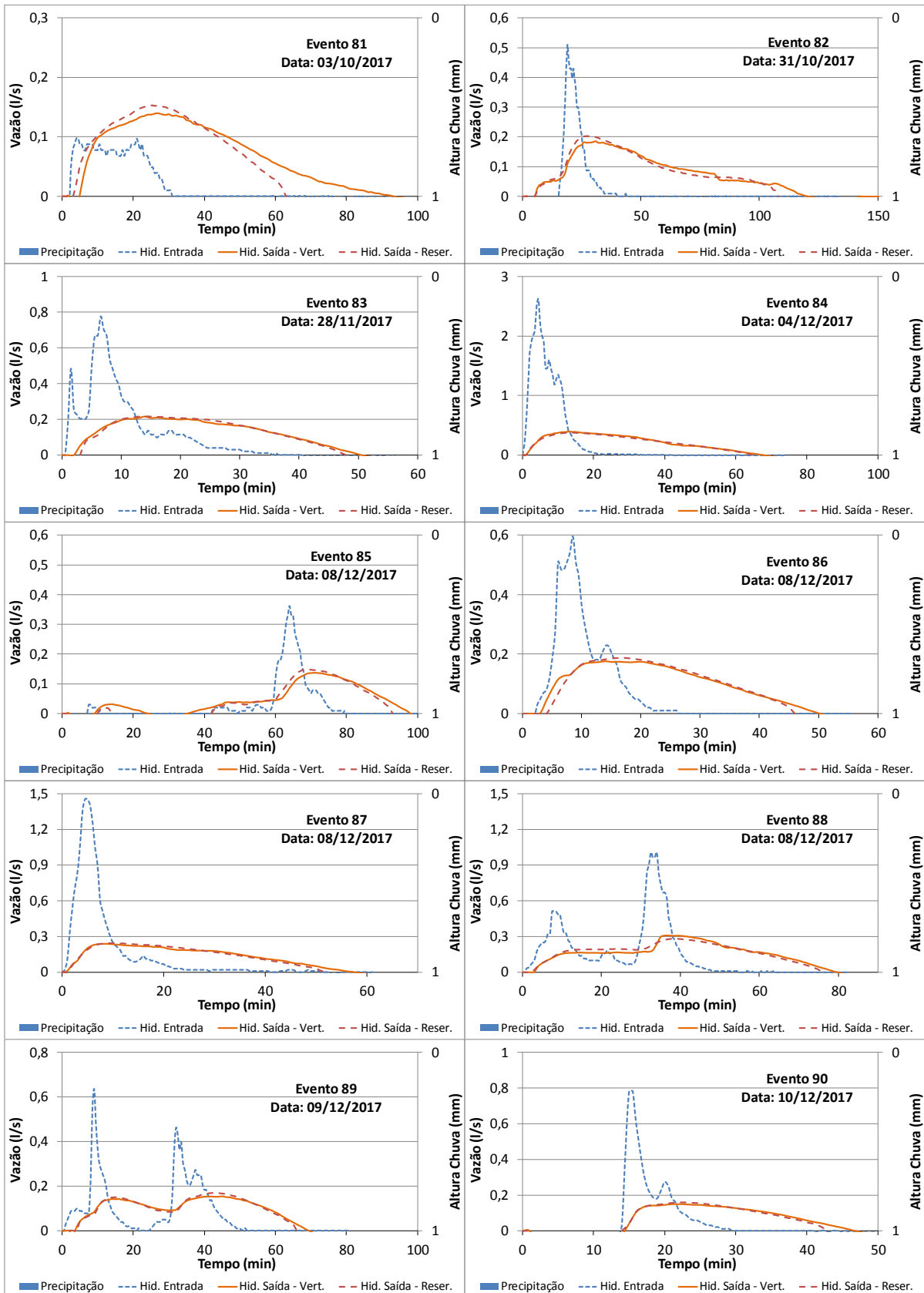


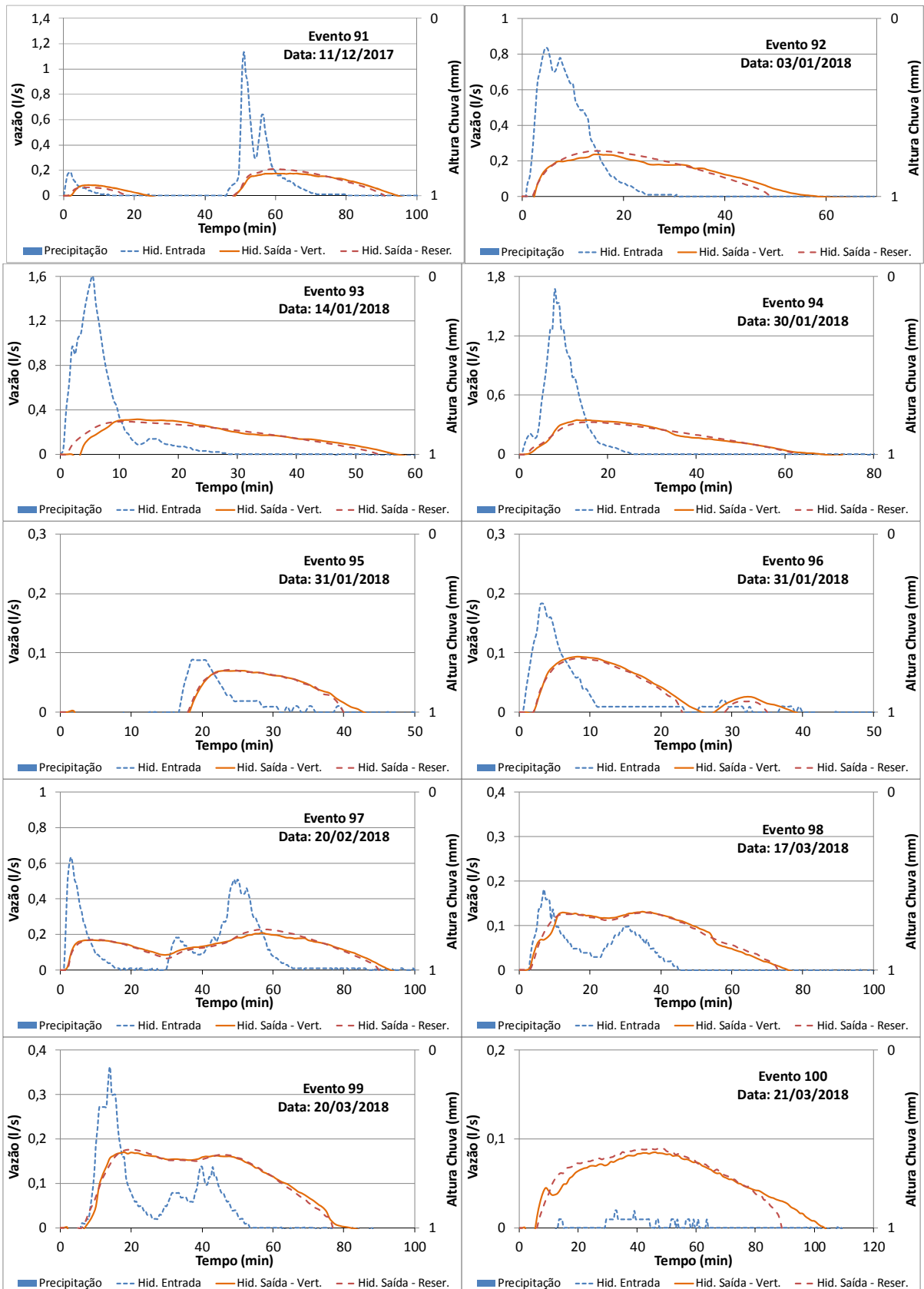


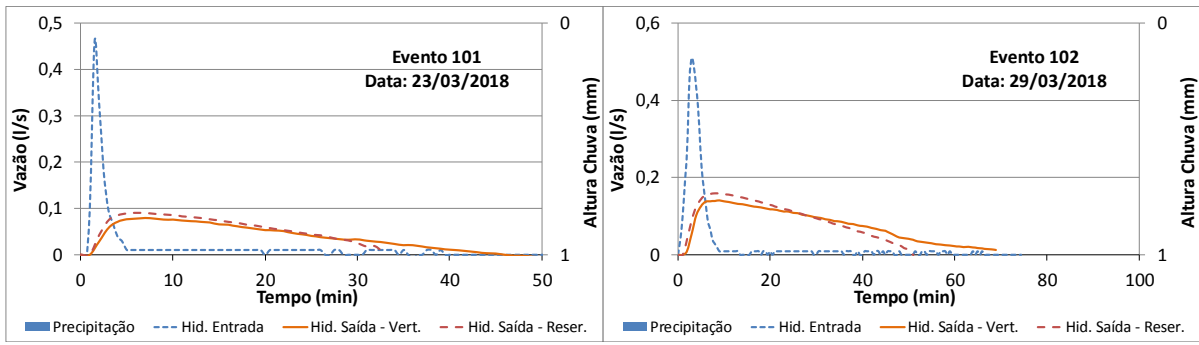






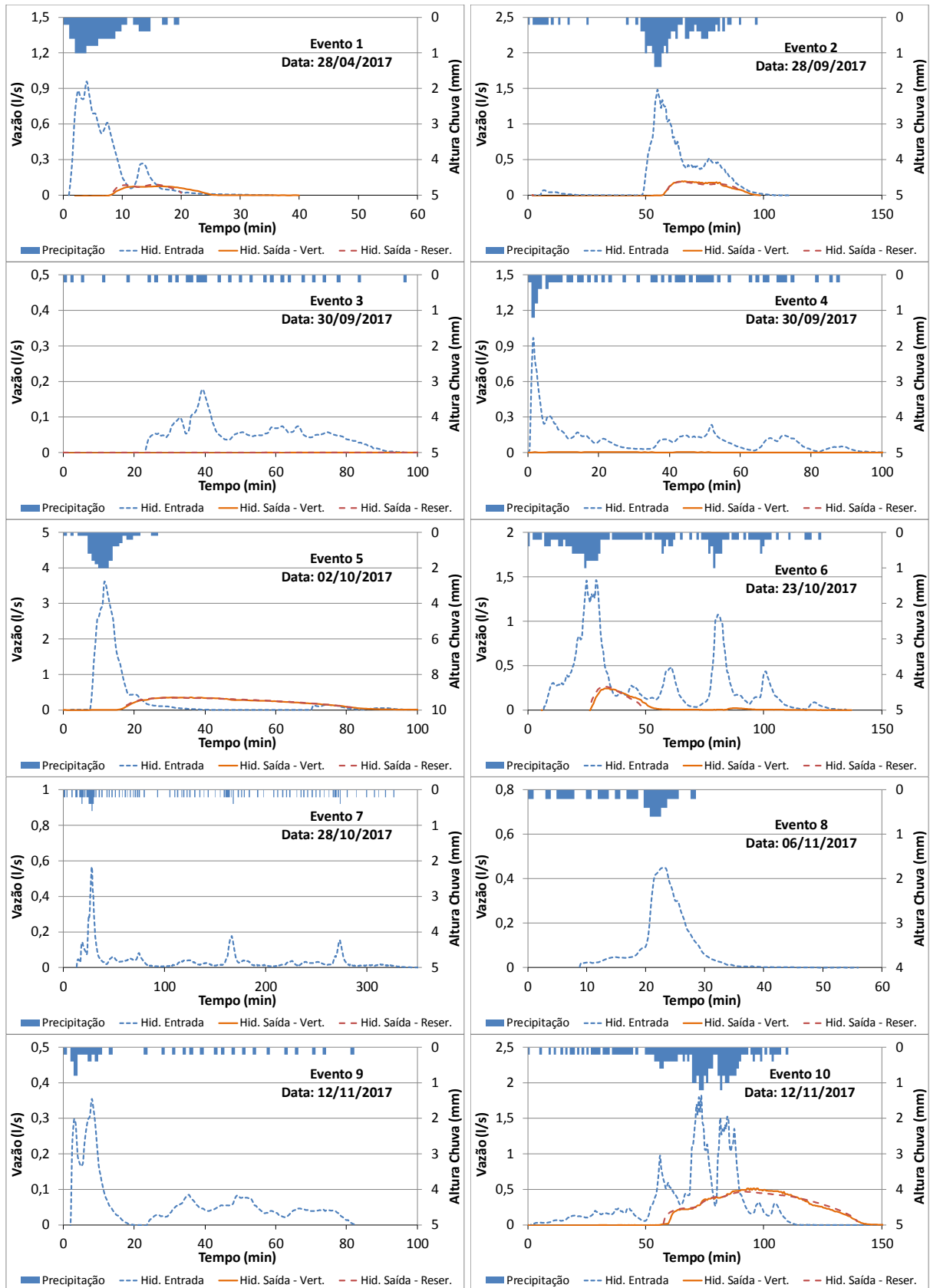


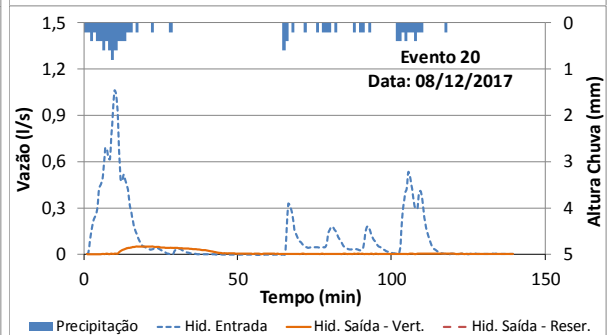
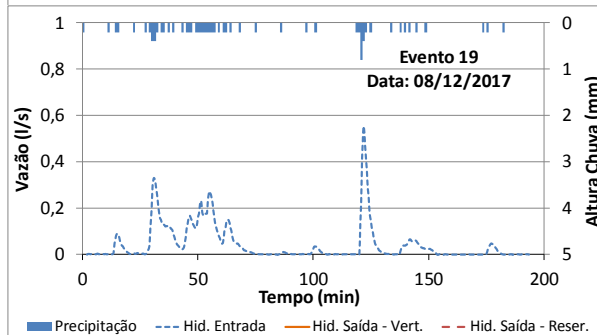
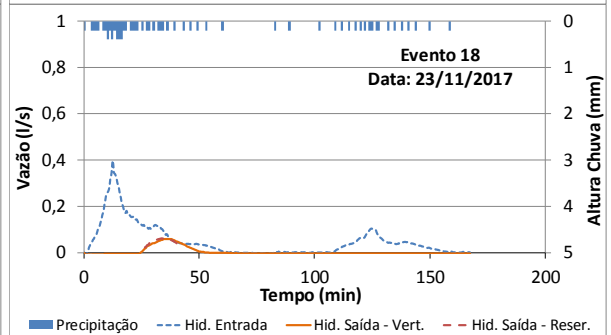
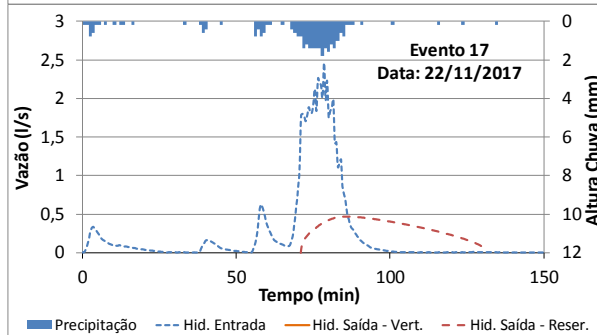
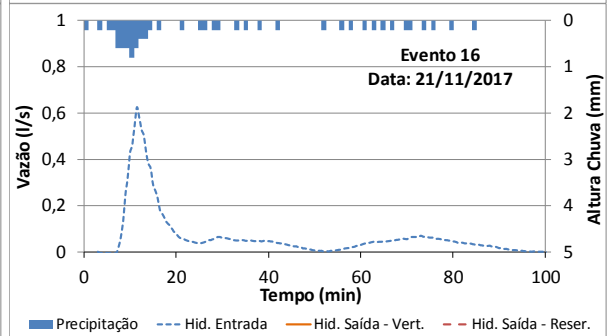
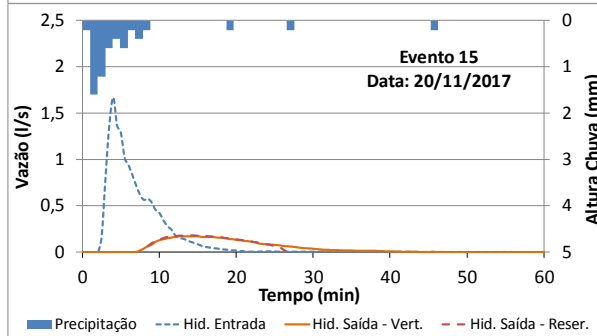
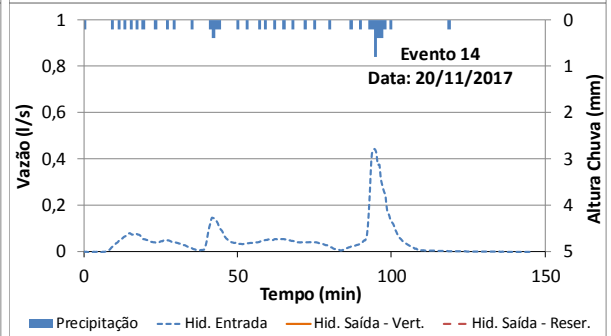
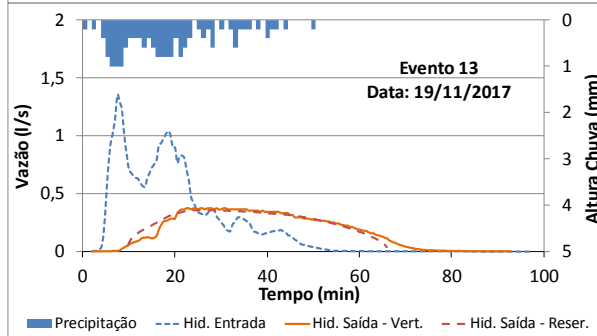
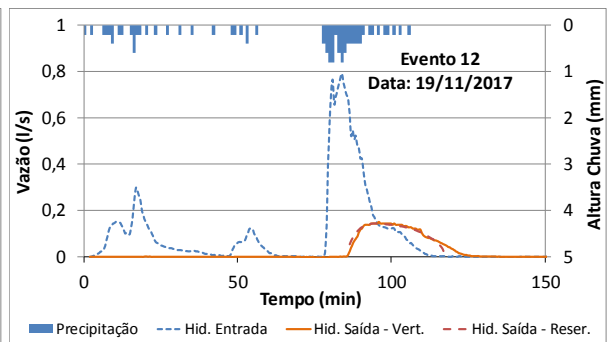
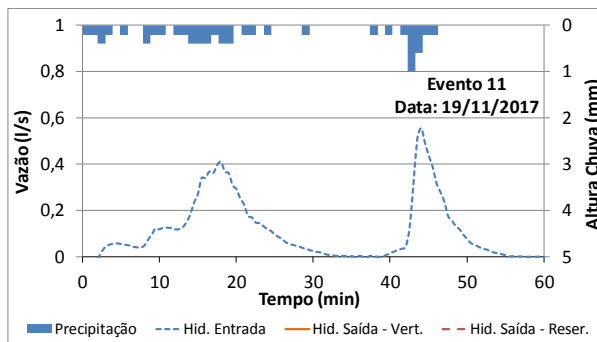


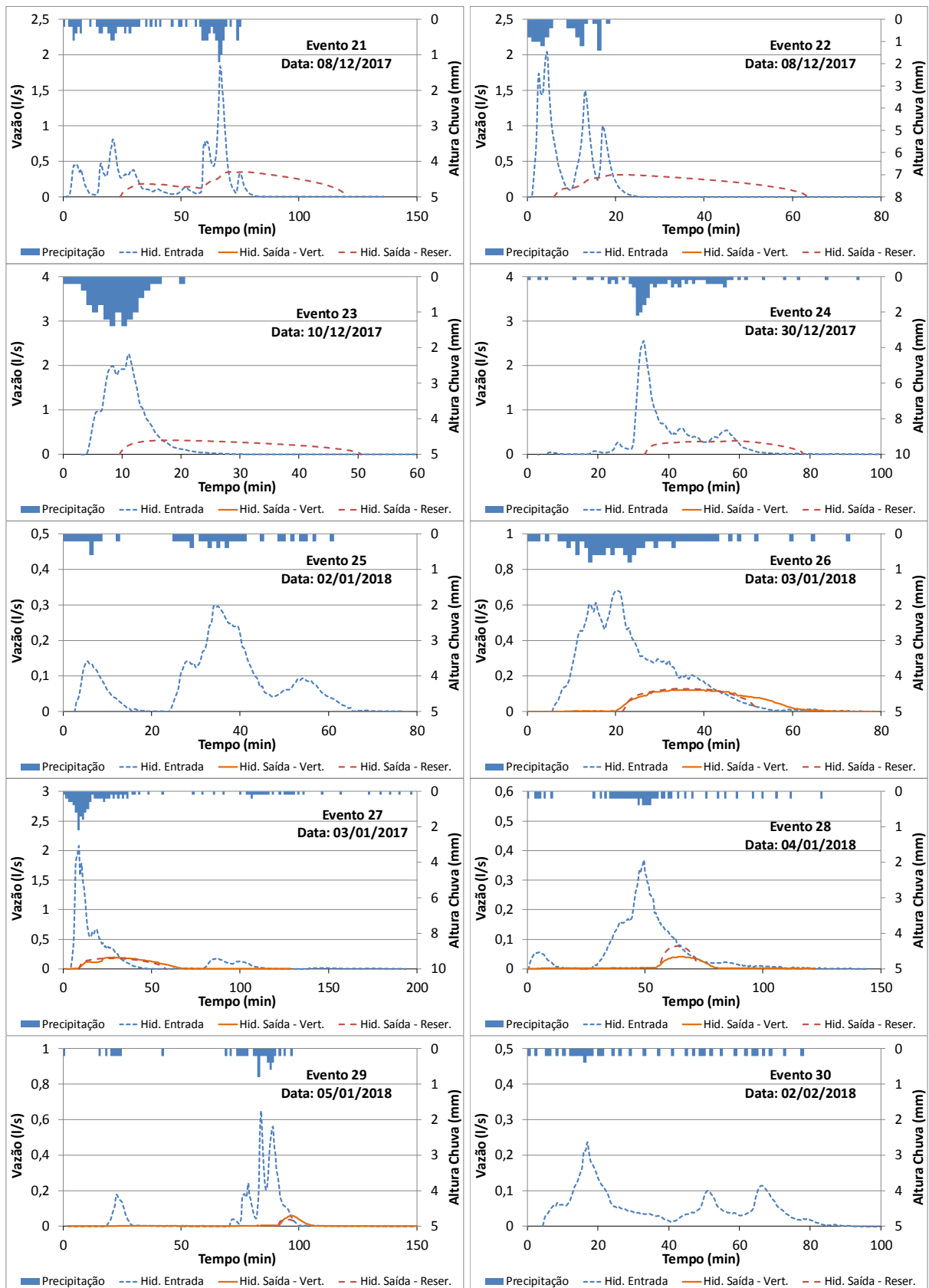


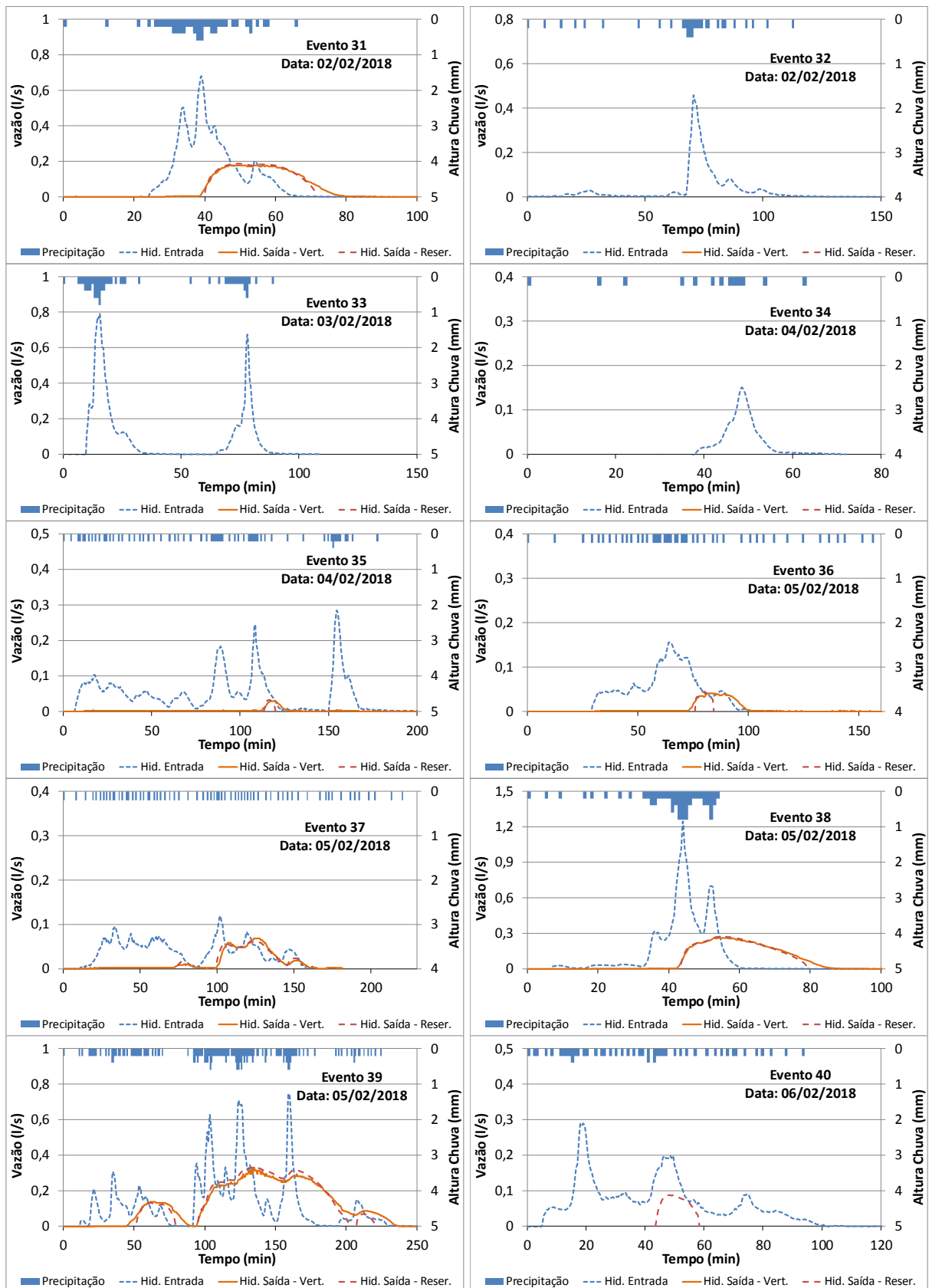
APÊNDICE 6

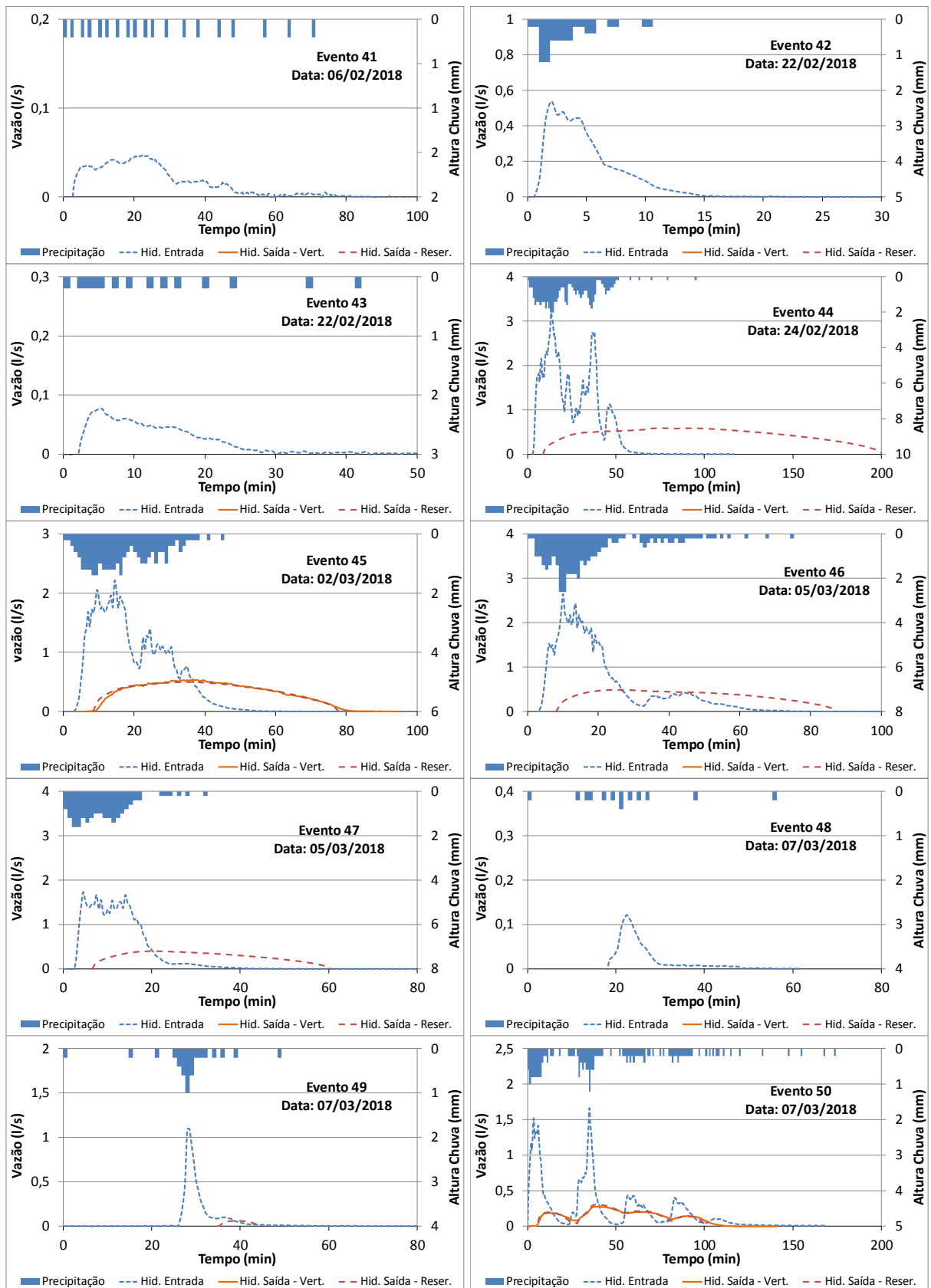
Hidrogramas dos eventos monitorados no experimento da Sede da Regional Nordeste

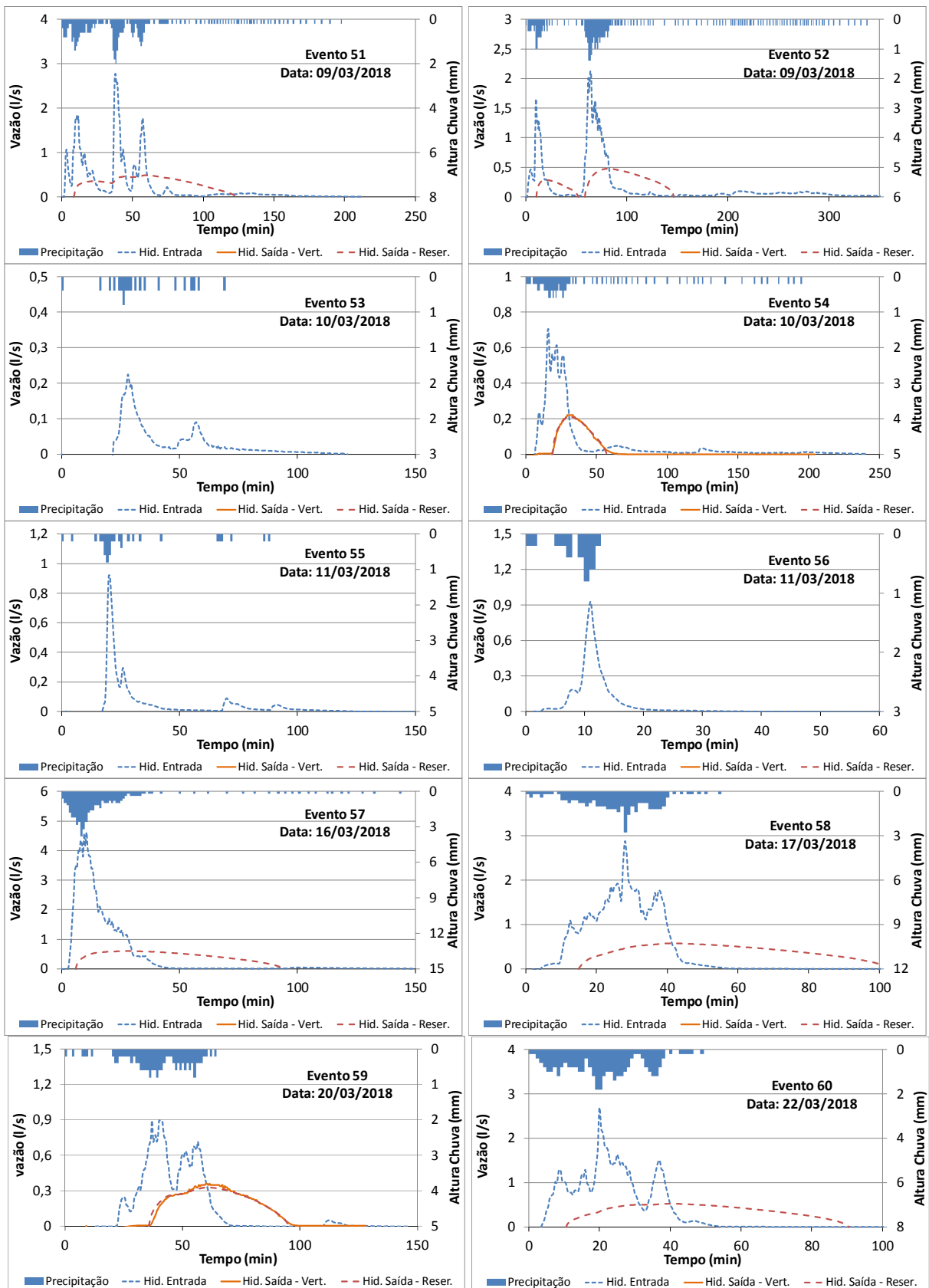












ANEXOS

ANEXO 1

Relatório do furo de sondagem realizado no local do experimento na Sede da Regional Nordeste

