ERIKA NAOMI DE SOUZA TOMINAGA

URBANIZAÇÃO E CHEIAS: MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE

**Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Engenharia**

São Paulo

2013

ERIKA NAOMI DE SOUZA TOMINAGA

URBANIZAÇÃO E CHEIAS: MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE

**Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Engenharia**

**Área de Concentração:
Engenharia Hidráulica e Ambiental**

**Orientador: Prof. Titular
Mario Thadeu Leme de Barros**

**São Paulo
2013**

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 16 de dezembro de 2013.

Assinatura do autor

Assinatura do orientador

FICHA CATALOGRÁFICA

Tominaga, Erika Naomi de Souza

Urbanização e cheias: medidas de controle na fonte / E.N.S.

Tominaga. – versão corr. -- São Paulo, 2013.

137 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental.

1.Urbanização 2.Enchentes urbanas I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental II.t.

AGRADECIMENTOS

Aos técnicos e engenheiros da Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras da Prefeitura de São Paulo, que colaboraram com o fornecimento de dados sobre o sistema de drenagem da área de estudo, em especial aos Engenheiros Pedro Luiz de Castro Algodoal, Sonia de Mesquita Rodrigues Chiabotto e Afonso Luís Corrêa de Virgiliis.

À Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica pelo apoio e incentivo no desenvolvimento desta pesquisa, aos meus colegas de trabalho, em especial aos Engenheiros Ana Paula Zubiaurre Brites, André Sandor Sosnoski, Orlando Natale e ao coordenador de área Engenheiro Luiz Fernando Orsini por compartilharem suas experiências colaborando para o enriquecimento deste trabalho.

Agradeço especialmente meu orientador Professor Mario Thadeu Leme de Barros pelo apoio, paciência e todo conhecimento repassado durante a realização deste trabalho, e principalmente pela amizade e confiança dedicada.

Agradeço também aos Professores Monica Ferreira do Amaral Porto e Renato Carlos Zambon, membros da banca de qualificação, pelas sugestões e contribuições na fase inicial desta pesquisa.

Aos meus amigos pelas palavras de incentivo e companheirismo em todos os momentos de dificuldade e que também estiveram presentes durante as conquistas alcançadas.

E finalizo meus agradecimentos lembrando o companheirismo, motivação e amor dedicados pelo meu marido Ricardo nos anos em que estive envolvida e comprometida com mais esta etapa de minha vida. E também sem esquecer a pessoa que vem me acompanhando nos últimos oito meses como parte de mim, Julia, obrigada pelas alegrias que já conseguiu proporcionar sem nem mesmo ter nascido.

RESUMO

A urbanização acelerada das últimas décadas aliada à ocupação desordenada e intensa impermeabilização do solo, têm agravado as cheias nas cidades brasileiras. Na cidade de São Paulo, recentemente, os períodos chuvosos, entre os meses de outubro e março, de 2009-2010 e 2010-2011 foram especialmente relevantes, quando ocorreram precipitações intensas e de longa duração que causaram grandes inundações e alagamentos por toda a cidade. Outro agravante é a continuidade da utilização única e exclusivamente de técnicas clássicas com enfoque higienista para a solução dos problemas de drenagem urbana, como é o caso das canalizações dos córregos e rios. Diante dessa problemática surge uma nova abordagem do tema que envolve o manejo sustentável das águas pluviais por meio da utilização de um conjunto de medidas de controle da fonte, que podem ser integradas aos sistemas de drenagem existentes. Essas medidas se baseiam na retenção e infiltração das águas pluviais e na retenção de poluentes, reduzindo a probabilidade de inundações e contribuindo para a melhoria da qualidade da água dos sistemas hídricos urbanos. O objetivo deste estudo foi avaliar, por meio da modelagem matemática, o efeito que a implantação de medidas controle na fonte pode proporcionar no abatimento dos picos de cheia em áreas urbanas densamente ocupadas. Para tanto foi selecionada a bacia do córrego da Luz localizada no centro da cidade de São Paulo que apresenta altas taxas de impermeabilização do solo. As análises foram feitas com o PCSWMM, que é um sistema de suporte a decisão espacial desenvolvido pela CHI para o SWMM5 da EPA. Foram selecionadas medidas de controle na fonte que possam se adequar em locais onde a disponibilidade de espaço é pequena, como é o caso dos pavimentos permeáveis, telhados verdes e jardins de chuva. Os cenários analisados consideraram a situação atual sem implantação de medidas de controle e a implantação individual e combinada das medidas de controle na fonte. São avaliados eventos de precipitações, considerando diferentes períodos de retorno e durações de chuva e a porcentagem de área impermeável contribuinte para as medidas de controle. Uma análise geral dos resultados da modelagem permite apontar que o amortecimento dos picos de cheia foi verificado em todos os cenários, em maior ou menor intensidade, e o melhor desempenho no abatimento do pico de cheia foi verificado nos cenários que consideraram a implantação de pavimentos permeáveis. Os resultados da modelagem e os baixos custos de implantação dos pavimentos permeáveis sugerem que esta medida, dentre as três analisadas, é a que apresenta melhor custo-benefício. Contudo sabe-se que a implantação de pavimento asfáltico permeável em 100% da área disponível pode não ser viável. Logo a implantação conjunta com outras medidas de controle pode melhorar o desempenho de um sistema de controle de cheias.

Palavras-chave: bacias urbanas, drenagem urbana, medidas de controle da fonte.

ABSTRACT

The accelerated urban growth in the last decades associated with a disordered occupation and excessive impervious surfaces has worsened the floods in Brazilian cities. In the City of São Paulo, lately, the rainy season between October and March, in 2009-2010 and in 2010-2011, were especially relevant. There were intense and long-lasting rainfalls that caused flooding all over the city. Another aggravating factor is the single and exclusive use of traditional stormwater management methods for solving urban drainage problems, which is the case of stream and river canalizations. When faced with these problems, a new approach that involves the sustainable management of rainwater starts growing. These techniques include a set of low impact development practices that should be incorporated to the existing drainage systems. They are based on the detention and infiltration of stormwater, also the retention of pollutants. They also contribute to decreasing flood probability and to improving water quality of urban water systems. The goal is to evaluate, through a mathematical modeling, the low-impact development practices effect on reducing the peak runoff rates in highly urbanized areas. To this end, a subcatchment located in the center of São Paulo city, called Córrego da Luz, was chosen. This subcatchment has high rates of soil imperviousness. The analysis will be made with the PCSWMM, which is a spatial decision support system for the SWMM5 from EPA. The PCSWMM was developed by CHI. The low-impact development techniques selected for this study are permeable pavements, green roofs and rain gardens. These techniques can be implemented in places where space is no longer available. The scenarios must consider the current situation without the implementation of control measures, the individual and combined implementation of these practices. Various rainfall events were evaluated considering different durations. Also evaluated were the different percentages of impervious areas treated by low-impact development techniques. An overview of modeling results allows stating that the reduction of peak runoff was observed in all the scenarios, at greater or lower intensity. But the best performance was observed in scenarios that considered the implementation of permeable pavements. Modeling results and low-cost implementation of permeable pavements suggest that it is the most cost-effective measure, among the three analyzed. However, it is known that the implementation of permeable pavement in 100% of the available area may not be feasible. Hence, the combined implementation with other low-impact developments might improve the performance of a flood control system.

Keywords: urban subcatchment, urban drainage, low impact development practices.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução do manejo das águas pluviais (Adaptado de Novotny, 2008)	24
Figura 2 – Esquema de uma trincheira de infiltração (Adaptado de Schueler, 1987)	26
Figura 3 – Exemplo de trincheiras de infiltração, North Kingstown, RI (Fonte: www.ristormwatersolutions.org)	27
Figura 4 – Esquema de um poço de infiltração (Adaptado de Azzout et al., 1994).....	28
Figura 5 – Exemplo de poço de infiltração, Lyon, França (Fonte: Baptista et al., 2005)	29
Figura 6 – Esquema de valas vegetadas (adaptado de Urbonas e Stahre, 1993).....	30
Figura 7 – Exemplo de valas vegetadas (Fonte: www.wsud.org)	31
Figura 8 – Esquema do funcionamento de revestimentos permeáveis (Adaptado de Azzout et al., 1994).....	33
Figura 9 – Exemplo de pavimento permeável, Barueri, SP	35
Figura 10 – Imagens do experimento com revestimentos permeáveis do Laboratório de Hidráulica da EP-USP (Virgiliis, 2009)	36
Figura 11 – Esquema de telhado armazenador plano e inclinado (Adaptado de STU, 1982 apud Baptista et al., 2005)	37
Figura 12 – Exemplo de telhado verde da Academia de Ciências da Califórnia em São Francisco, CA	37
Figura 13 – Camadas de um telhado verde (Modificado de Portland, 2009)	38
Figura 14 – Esquema de um jardim de chuva de retenção em área de estacionamento (MDE, 2000)	40
Figura 15 – Exemplo de jardim de chuva implantado entre o passeio e a via (Fonte: Portland Bureau of Environmental Services).....	41
Figura 16 – Esquema de microrreservatório fechado.....	42
Figura 17 – Exemplo de microrreservatório residencial (Fonte: www.uri.edu)	43
Figura 18 – Localização da bacia do córrego da Luz	61
Figura 19 – Precipitação anual, dados do Posto da Estação da Luz.....	62
Figura 20 – Imagem do trecho final do córrego da Luz (Fonte: Google Earth, imagem de 09/03/2013) e imagem do trecho aberto, no detalhe	63

Figura 21 – Planta de 1890 da Cidade de São Paulo (publicada por Jules Martin)	64
Figura 22 – Precipitação acumulada medida no posto ‘CGE – R. Bela Cintra’ no dia 16 de fevereiro de 2011 (Fonte: SAISP)	66
Figura 23 – Imagens de inundações decorrentes do evento ocorrido em 16 de fevereiro de 2011 (Fonte: Portal de Notícias UOL)	67
Figura 24 – Detalhe do traçado das galerias sob a linha férrea da CPTM (Adaptado de PMSP/SIURB CLAS. C-2 - Nº 140.861).....	71
Figura 25 – Imagem da galeria em alvenaria, década de 80 (Fonte: Estaka Engenharia)....	72
Figura 26 – Imagem de um evento de alagamento na linha férrea da CPTM, década de 80 (Fonte: CPTM).....	72
Figura 27 – Rede de drenagem da bacia do córrego da Luz.....	73
Figura 28 – Sub-bacias e rede de drenagem da área em estudo.....	74
Figura 29 – Trechos e nós da rede de drenagem representada no modelo	75
Figura 30 – Divisão de sub-bacias adotada por Kutner et al. (2001) e localização da bacia do córrego da Luz.....	78
Figura 31 – Áreas ocupadas por arruamento e estacionamentos na bacia do córrego da Luz	88
Figura 32 – Áreas ocupadas por telhados na bacia do córrego da Luz.....	89
Figura 33 – Áreas passíveis de implantação de jardins de chuva na bacia do córrego da Luz	91
Figura 34 – Imagens das calçadas existentes na região em estudo	93
Figura 35 – Hietogramas dos eventos observados em 25 de fevereiro (esquerda) e 6 de março (direita) do ano de 2010 (Fonte dos dados: Pinto, 2011).....	94
Figura 36 – Bacia e rede de drenagem do experimento do Laboratório de Hidráulica da EP-USP representadas no modelo SWMM (Imagem: ortofotos do MDC)	95
Figura 37 – Comparação entre as vazões modeladas e observadas no evento do dia 25 de fevereiro de 2010, no experimento da EP-USP.....	96
Figura 38 – Comparação entre as vazões modeladas e observadas no evento do dia 06 de março de 2010, no experimento da EP-USP	96
Figura 39 – Amortecimento do pico de cheia para os cenários com medidas de controle individuais, para $t = 30$ minutos.....	102

Figura 40 – Amortecimento do pico de cheia para os cenários com medidas de controle individuais, para $t = 60$ minutos.....	102
Figura 41 – Amortecimento do pico de cheia para os cenários com medidas de controle individuais, para $t = 120$ minutos.....	102
Figura 42 – Altura da água armazenada na estrutura do pavimento permeável para dois cenários analisados na sub-bacia S01.....	103
Figura 43 – Amortecimento do pico de cheia para os cenários com medidas de controle conjuntas	107
Figura 44 – Vazões calculadas com as medidas de controle individuais para o evento observado no dia 16 de fevereiro de 2011	108
Figura 45 – Vazões calculadas com as medidas de controle conjuntas para o evento observado no dia 16 de fevereiro de 2011	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Principais elementos da rede de microdrenagem.....	21
Tabela 2 – Períodos de retorno para diferentes tipos de ocupações.....	23
Tabela 3 – Vantagens e limitações associadas às trincheiras de infiltração e detenção	27
Tabela 4 – Vantagens e limitações associadas aos poços de infiltração.....	29
Tabela 5 – Vantagens e limitações associadas às valas vegetadas	32
Tabela 6 – Vantagens e limitações associadas aos pavimentos permeáveis.....	34
Tabela 7 – Vantagens e limitações associadas aos telhados armazenadores	39
Tabela 8 – Vantagens e limitações associadas aos jardins de chuva	41
Tabela 9 – Vantagens e limitações associadas aos microrreservatórios.....	43
Tabela 10 – Efeito no controle de cheias e eficiência na remoção de poluentes das medidas de controle na fonte	45
Tabela 11 – Custos estimados para a manutenção e implantação de medidas de controle na fonte	46
Tabela 12 – Propriedades físicas das bacias e informações gerais considerados pelo SWMM5.....	55
Tabela 13 – Camadas consideradas pelo modelo para representar as medidas de controle na fonte.....	57
Tabela 14 – Dados de entrada das medidas de controle na fonte	58
Tabela 15 – Parâmetros e valores adotados para as sub-bacias.....	77
Tabela 16 – Resumo dos parâmetros e valores adotados para as medidas de controle na fonte	86
Tabela 17 – Áreas ocupadas por arruamento e estacionamentos nas sub-bacias em estudo	88
Tabela 18 – Áreas ocupadas por telhados nas sub-bacias em estudo.....	90
Tabela 19 – Número máximo de jardins de chuva por sub-bacia.....	92
Tabela 20 – Compensação da área impermeável, para as medidas de controle individuais	99
Tabela 21 – Compensação da área impermeável, para as medidas de controle conjuntas .	99

Tabela 22 – Porcentagem do amortecimento dos picos de cheia para as medidas de controle individuais	101
Tabela 23 – Porcentagem do volume infiltrado nos jardins de chuva implantados na sub-bacia S01 em 12 horas após o início da precipitação	105
Tabela 24 – Porcentagem do amortecimento do pico de cheia para as medidas de controle conjuntas, considerando os eventos de precipitação intensa.....	106
Tabela 25 – Porcentagem do amortecimento do pico de cheia para as medidas de controle individuais e conjuntas no evento de precipitação observado em 16 de fevereiro de 2011	108

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ASCE	American Society of Civil Engineers
ASLA	American Society of Landscape Architects
BMP	Best Management Practices
CERTU	Centre d'études sur les reseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques
CET	Companhia de Engenharia de Tráfego
CGE	Centro de Gerenciamento de Emergências
CHI	Computational Hydraulics International
CPA	Camada Porosa de Atrito
CTH	Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos
DXF	Drawing Interchange Format ou Drawing Exchange Format
EIA	Estudo de Impacto Ambiental
EPA	US Environmental Protection Agency
EP-USP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
EUA	Estados Unidos da América
FCTH	Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica
FLL	Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau (Sociedade de Pesquisa e Desenvolvimento da Paisagem e do Paisagismo)
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
HEC-HAS	Hydrologic Engineering Centers River Analysis System
HEC-HMS	Hydrologic Engineering Centers Hydrologic Modeling System
MDC	Mapa Digital da Cidade (Município de São Paulo)
MDE	Maryland Department of the Environment
PMSP	Prefeitura do Município de São Paulo

PUE	Projeto Urbanístico Específico
RIMA	Relatório de Impacto Ambiental
SIG	Sistemas de Informação Georreferenciadas
SIURB	Secretaria de Infraestrutura Urbana e Obras
SMDU	Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano
SMSP	Secretaria Municipal de Coordenação das Subprefeituras
STU	Service Technique de l'Urbanisme
SUSTAIN	System for Urban Stormwater Treatment and Analysis INtegration
SWMM	Storm Water Management Model
TMDL	Total Maximum Daily Load
TR	Tempo ou período de retorno
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USDA	United States Department of Agriculture
USP	Universidade de São Paulo

Sumário

1. INTRODUÇÃO.....	17
1.1 OBJETIVOS.....	18
1.1.1 Objetivo Geral.....	18
1.1.2 Objetivos Específicos	18
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1 DRENAGEM URBANA	19
2.1.1 Microdrenagem.....	20
2.1.2 Macrodrenagem	22
2.1.3 Projetos de Drenagem.....	22
2.2 MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE	23
2.2.1 Trincheiras de Infiltração e Detenção	25
2.2.2 Poços de Infiltração	28
2.2.3 Valas Vegetadas	30
2.2.4 Pavimentos Porosos ou Permeáveis	32
2.2.5 Telhados Armazenadores.....	36
2.2.6 Jardins de Chuva.....	40
2.2.7 Microrreservatórios ou Cisternas	42
2.2.8 Custos e Benefícios Envolvidos na Implantação de Medidas de Controle na Fonte	44
2.2.9 Legislações e Incentivos para o Controle do Escoamento na Fonte	47
2.3 MODELOS MATEMÁTICOS.....	49
2.3.1 HEC-HMS e HEC-HAS.....	50
2.3.2 SUSTAIN.....	50
2.3.3 SWMM.....	51

3. METODOLOGIA	53
3.1 DESCRIÇÃO DO MODELO SWMM	54
3.1.1 Propriedades das Bacias Hidrográficas	54
3.1.2 Representação das Medidas de Controle na Fonte	56
4. ESTUDO DE CASO: BACIA DA LUZ	60
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO DE ESTUDO.....	60
4.2 HISTÓRICO DA OCUPAÇÃO.....	63
4.3 DADOS DE ENTRADA DO MODELO.....	65
4.3.1 Dados de precipitação	66
4.3.2 Base Cartográfica.....	70
4.3.3 Galerias de águas pluviais.....	70
4.3.4 Dados Específicos da Bacia em Estudo	74
4.3.5 Dados Específicos das Medidas de Controle na Fonte.....	79
4.3.6 Levantamento das Áreas Passíveis de Implantação de Medidas de Controle na Fonte	87
4.4 AVALIAÇÃO DO MODELO.....	93
4.5 CENÁRIOS ANALISADOS	97
4.5.1 Descrição dos Cenários.....	97
4.5.2 Compensação da Área Impermeável.....	99
4.6 RESULTADOS PARA A BACIA DA LUZ	100
4.6.1 Cenários com medidas de controle individuais	100
4.6.2 Cenários com medidas de controle conjuntas.....	106
4.6.3 Cenários do evento observado em 16 de fevereiro de 2011	107
5. CONCLUSÕES.....	110
6. RECOMENDAÇÕES	113
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114

ANEXOS	119
ANEXO I – Chuvas intensas calculadas.....	120
ANEXO II – Vazões calculadas para os cenários que consideraram a implantação das medidas de controle na fonte individuais.....	126
ANEXO III – Vazões calculadas para os cenários que consideraram a implantação das medidas de controle na fonte conjuntas	134

1. INTRODUÇÃO

A urbanização acelerada que ocorreu nas últimas décadas aliada à ocupação desordenada e intensa impermeabilização do solo urbano, têm contribuído em grandes proporções para as cheias que ano após ano vêm afligindo as cidades brasileiras, bem como para a piora da qualidade das águas dos corpos hídricos. Dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) mostram que a partir da década de 60, quando a população urbana ultrapassou a rural, o número de habitantes nas cidades aumentou vertiginosamente, no CENSO de 2010 este número representou 84,35% da população do país.

Na cidade de São Paulo os períodos chuvosos, entre os meses de outubro e março, de 2009-2010 e 2010-2011 foram especialmente relevantes, pois aliado ao cenário de ocupações irregulares e altas porcentagens de áreas impermeáveis, as precipitações intensas e de longa duração causaram grandes inundações decorrente do extravasamento dos rios Tietê e Pinheiros e alagamentos por toda a cidade.

Outro agravante é a continuidade da utilização de técnicas clássicas com enfoque higienista como única solução dos problemas de drenagem urbana, como é o caso das canalizações dos córregos e rios. Este tipo de solução, na maior parte dos casos, apenas transfere as inundações para jusante, podendo afetar locais que antes não apresentavam problemas ou maximizar inundações já existentes. E se não houver o controle da impermeabilização a montante dos córregos canalizados, as vazões continuam a aumentar e em pouco tempo a vazão para a qual o canal foi projetado é ultrapassada.

A urbanização também contribui para a deterioração da qualidade das águas urbanas. Além das ligações clandestinas da rede de esgoto na rede de águas pluviais, problema de difícil solução, e dos resíduos sólidos indevidamente descartados, a carga de poluentes gerada pela lavagem das superfícies urbanas é bastante significativa, podendo, em alguns casos, transportar cargas superiores às existentes nos esgotos domésticos.

Diante desta problemática surge uma nova abordagem do tema que envolve o manejo sustentável das águas pluviais, e compreende a utilização de um conjunto de medidas de controle na fonte ou de controle do escoamento superficial integradas com as estruturas clássicas de drenagem. As medidas de controle na fonte se baseiam na

retenção, infiltração e melhoria da qualidade das águas da chuva, pela utilização de técnicas estruturais (obras de engenharia) e não estruturais (leis, normas e diretrizes). Essas medidas reduzem a probabilidade de inundações a jusante no sistema de drenagem e contribuem para a melhoria da qualidade da água dos sistemas hídricos urbanos.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste estudo é avaliar, por meio de modelagem matemática, o efeito que a implantação de medidas estruturais de controle na fonte pode proporcionar no amortecimento dos picos de cheia em áreas urbanizadas. Para tanto foi selecionada uma bacia que representasse o cenário de ocupação densa e consolidada, onde a implantação de medidas de controle na fonte pode ser adotada com o objetivo de minimizar os impactos causados pela urbanização no sistema de drenagem.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os seguintes objetivos específicos deverão ser alcançados:

- Utilização de modelagem para a análise do desempenho de técnicas de controle na fonte. Esta metodologia pode ser adotada pelos projetistas e gestores da área de drenagem urbana no desenvolvimento e avaliação de projetos voltados para o manejo sustentável das águas pluviais;
- Disseminação de tecnologias sustentáveis para o manejo de águas pluviais, que além dos efeitos positivos de amortecimento dos picos de cheia, infiltração e melhoria da qualidade das águas do escoamento superficial, contribuem para a melhoria do aspecto do meio ambiente urbano com a introdução de áreas verdes.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste Capítulo apresenta-se a revisão bibliográfica que envolve o tema de discussão deste trabalho. São abordados assuntos relacionados à drenagem urbana e a problemática que envolve as inundações nos centros urbanos, além de apresentar algumas das principais técnicas de controle na fonte e os modelos matemáticos como ferramenta para avaliação de processos hidrológicos e hidráulicos em bacias hidrográficas.

2.1 DRENAGEM URBANA

Desde tempos remotos os seres humanos tenderam a ocupar as margens de corpos d'água, pois estes ofereciam uma fonte abundante de água, elemento essencial para a vida humana. Além de proporcionar outros benefícios como atividades de pesca, irrigação de culturas, dessedentação de animais e a possibilidade de locomoção pelas águas fluviais. Por outro lado, essa proximidade também oferecia riscos devido às inundações naturais destes corpos hídricos.

Outra característica importante, que tempos depois se constatou ser um risco para a saúde pública, foi a utilização das águas fluviais para higiene e evacuação dos esgotos cloacais. A este conceito deu-se o nome de higienista, cujo principal preceito era a evacuação rápida das águas pluviais e servidas pelos condutos de drenagem, afastando da população a possibilidade de contato com a presença nociva da água e minimizando a ocorrência de doenças de veiculação hídrica e de inundações (Baptista et al., 2005). O conceito higienista é a base para os sistemas clássicos de drenagem urbana, que ainda são largamente utilizados no Brasil.

Frente aos limites das soluções clássicas de drenagem urbana surge uma nova abordagem de manejo sustentável das águas pluviais, que ao contrário dos sistemas clássicos visam retardar, reduzir e melhorar a qualidade dos escoamentos na bacia hidrográfica.

A Lei Federal nº 11.445 de janeiro 2007 (Brasil, 2007), já define a drenagem e o manejo de águas pluviais urbanas como o conjunto de atividades, infraestruturas e instalações, de transporte, detenção ou retenção, tratamento e disposição final das águas pluviais.

O termo drenagem urbana é definido por Porto et al. (1993), como o conjunto de medidas com o objetivo de minimizar os riscos e diminuir os prejuízos causados pelas inundações, possibilitando desta forma, um desenvolvimento urbano harmônico, articulado e sustentável.

O sistema de drenagem é parte de um conjunto de melhoramentos públicos de uma área urbana, que compreende também as redes de água, esgoto sanitário, cabos elétricos e telefônicos, a malha viária, dentre outros (FCTH, 1999). Diferentemente dos demais, o sistema de drenagem possui duas particularidades importantes:

- O escoamento das águas pluviais acontece existindo ou não um sistema de drenagem adequado. Ou seja, a inexistência ou mau funcionamento do sistema fará com que as águas da chuva se acumulem ou escoem pelas superfícies urbanas, ocasionando os alagamentos e enxurradas;
- A solicitação do sistema de drenagem só se dá durante e após a ocorrência de um evento chuvoso e a intensidade da solicitação também é dependente da intensidade e duração da chuva.

Os sistemas clássicos de drenagem urbana são divididos de acordo com suas dimensões e funções principais em microdrenagem e macrodrenagem, brevemente descritos na sequência.

2.1.1 Microdrenagem

A rede de microdrenagem, também conhecida como sistema inicial de drenagem ou coletor de águas pluviais, é composta pelo sistema de condutos e canais nos loteamentos ou na rede primária urbana associada ao sistema viário. Este tipo de sistema de drenagem é projetado para atender a drenagem de precipitações com risco hidrológico moderado, ou seja, para vazões de 2 a 10 anos de período de retorno. Os principais elementos que compõem a rede de microdrenagem são apresentados na Tabela 1.

O adequado dimensionamento e manutenção da rede de microdrenagem resultam em melhorias nas inconveniências ou interrupções das atividades urbanas quando da ocorrência de alagamentos e enxurradas (FCTH, 1999). A limpeza do sistema inicial de drenagem deve ser executada com periodicidade regular, devendo ser intensificada no período de chuvas. Atualmente, o gerenciamento dos serviços de limpeza pode contar

com ferramentas tecnológicas como sistemas de gerenciamento e controle operacional em tempo real (São Paulo, 2012).

Tabela 1 – Principais elementos da rede de microdrenagem

Terminologia	Descrição
Galeria	Canalizações utilizadas para a condução das águas pluviais que adentram o sistema por meio das bocas-de-lobo e das ligações privadas.
Poços de Visita	Dispositivos localizados em pontos estratégicos do sistema de galerias para permitirem a inspeção e limpeza. Estes dispositivos devem ser posicionados, em média a cada 100 m, ao longo do sistema, para facilitar a inspeção e limpeza, ou em pontos onde ocorre mudança de direção, declividade e/ou diâmetro das galerias.
Trecho	Porção da galeria situada entre dois poços de visita.
Bocas-de-lobo	Dispositivos localizados nas sarjetas, em pontos estrategicamente localizados para a captação de águas pluviais. Podem ser do tipo: com grade de entrada, com grade lateral, com grade e entrada lateral e de fenda longitudinal.
Condutores de Ligação	Canalizações que conduzem as águas pluviais captadas nas bocas-de-lobo para as caixas de ligação ou poços de visita a jusante.
Caixas de Ligação ou de Passagem	Caixas de concreto ou alvenaria, sem tampão externo ou visitável ao nível da rua.
Meios-Fios	Estruturas dispostas entre o passeio e a via de rodagem, paralelas ao eixo da rua e cuja face superior posiciona-se no mesmo nível do passeio.
Sarjetas	Canais situados junto ao meio-fio e ao longo da via, que recebem as águas do escoamento superficial e as conduz para os locais de captação (bocas-de-lobo).
Sarjetões	Calhas localizadas nos cruzamentos de vias, que conduzem o fluxo das águas na travessia de ruas transversais ou desviam o fluxo de um lado para outro da rua. Os sarjetões podem ser formados pela própria pavimentação ou de concreto.
Estruturas de Dissipação de Energia Hidráulica	Devem ser utilizadas nas saídas das galerias em cursos d'água para evitar a erosão causada pela concentração do escoamento pluvial.
Condutores Forçados	Elementos que conduzem as águas pluviais sob pressão diferente da atmosférica.
Estações de Bombeamento	Equipamentos utilizados para conduzir as águas pluviais em locais onde o escoamento por gravidade não é possível.

Fonte: Bidone e Tucci, 1995 e FCTH, 1999

2.1.2 Macrodrenagem

A rede de macrodrenagem tem por função a condução final dos escoamentos de diferentes sistemas de microdrenagem. Esta rede compreende as intervenções de fundo de vale e é constituída pelos canais abertos e fechados com dimensões maiores do que os condutos da microdrenagem, além da rede natural de drenagem das bacias, formadas pelos córregos, riachos e rios urbanos. Também fazem parte da macrodrenagem os reservatórios de amortecimento implantados para a contenção de cheias.

A macrodrenagem pode abranger áreas superiores a 4 km² ou 400 ha e os projetos desta rede devem considerar precipitações de 25 a 100 anos de tempo de retorno (FCTH, 1999).

Igualmente ao sistema de drenagem inicial a manutenção do sistema de macrodrenagem é de extrema importância para manter o funcionamento adequado das estruturas que compõe este sistema, evitando os riscos de inundação e os riscos inerentes à poluição hídrica. As principais ações de um sistema de manutenção adequado devem estar voltadas para o desassoreamento de canais e manutenção de equipamentos e limpeza das estruturas de armazenamento (São Paulo, 2012).

Os principais elementos que compõem a rede de macrodrenagem são normalmente estruturas de maiores dimensões, como canais naturais ou construídos, galerias de grandes dimensões e reservatórios de detenção e retenção.

2.1.3 Projetos de Drenagem

Devido às características aleatórias dos eventos de chuva, para os projetos de obras e outras ações que venham a ser implantadas no sistema de drenagem, adotam-se os conceitos de risco hidrológico e período de retorno.

O risco hidrológico de uma vazão ou precipitação representa a probabilidade (p) de ocorrência de um evento hidrológico igual ou superior num ano qualquer. O período ou tempo de retorno (TR) é o inverso da probabilidade p de um evento hidrológico ser igualado ou superado em um ano qualquer (eq. 1).

$$TR = \frac{1}{p} \quad (1)$$

A escolha do período de retorno representa a escolha ou grau de proteção, de uma obra, conferido a uma parcela da população, ou seja, o “risco hidrológico aceitável” pela comunidade. A escolha do risco aceitável nem sempre é de fácil quantificação, altos níveis desejáveis de segurança estão associados a elevados custos inerentes às soluções a serem adotadas (Porto, 1995). Devido a esta dificuldade, usualmente adotam-se valores aceitos no meio técnico e por órgãos fiscalizadores para diversos tipos de obra de drenagem. Estes valores apresentados na Tabela 2, também fazem parte das diretrizes de projeto para estudos hidrológicos (DP-H01) do Município de São Paulo (PMSP, 1999a).

Tabela 2 – Períodos de retorno para diferentes tipos de ocupações

Sistema	Tipo de Ocupação	TR (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Áreas com edifícios de serviços ao público	5
	Aeroportos	2-5
	Áreas residenciais e avenidas	5-10
Macro drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50-100
	Áreas de importância específica	> 500

Fonte: Porto (1995)

2.2 MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE

Os sistemas de drenagem clássicos, conforme apresentado anteriormente, têm como princípio de funcionamento a transferência rápida das águas para jusante, e tendem a aumentar a frequência das inundações. Estes sistemas alteram o ambiente natural dos rios e córregos urbanos, e dependendo das características de ocupação da bacia contribuem ainda para o aumento da poluição dos corpos d’água receptores. As soluções para os problemas de drenagem devem buscar melhores alternativas, tanto do ponto de vista hidrológico como do meio ambiente urbano.

Neste sentido as técnicas de controle na fonte, diferentemente dos sistemas clássicos, se baseiam na retenção e na infiltração das águas da chuva, e colaboram para a sustentabilidade do sistema de drenagem. Estas medidas visam o rearranjo temporal e espacial das vazões e, no caso de estruturas de infiltração, contribuem para a diminuição do volume escoado, reduzindo a probabilidade de inundações a jusante no sistema de drenagem.

Esta mudança de paradigma pode ser expressa pelo infográfico apresentado na Figura 1, as técnicas clássicas de drenagem apresentam a função única de controlar as cheias e afastar as águas rapidamente, as estruturas proporcionam, invariavelmente, baixo valor social e ecológico. Já a visão sustentável dos sistemas de drenagem conta com estruturas que combinam usos múltiplos como: lazer, manutenção da diversidade biológica, sem perder a função do controle de cheias e contribuem ainda para a melhoria da qualidade da água. Os sistemas sustentáveis detêm funções que apresentam alto valor social e ecológico.

Sistemas clássicos

- único propósito: controle de cheias
- retificação e isolamento dos rios
- altos índices de poluição

Sistemas sustentáveis

- usos múltiplos: controle de cheias, espaços recreacionais, diversidade biológica
- rios com meandros e valorização do contato com a água
- melhoria da qualidade da água

Baixo ← Valor social e ecológico → Alto

Figura 1 – Evolução do manejo das águas pluviais (Adaptado de Novotny, 2008)

A redução do volume escoado foi o objetivo das primeiras aplicações de medidas de controle na fonte, recentemente estas tecnologias vêm sendo utilizadas para o abatimento da poluição hídrica (Guitierrez, 2006) chegando-se a resultados muito positivos, sendo, portanto objeto de normas e regulamentações que visam o manejo das águas pluviais em diversos países. As características de poder reter ou infiltrar as águas precipitadas contribuem principalmente para a retenção de sólidos aos quais, grande parte dos poluentes encontram-se associados.

As técnicas de controle na fonte, também conhecidas por medidas compensatórias, BMP (*Best Management Practices*) ou LID (*Low Impact Development*), se dividem em não estruturais e estruturais. As medidas não estruturais são basicamente regulamentações voltadas para o gerenciamento do uso do solo e o manejo sustentável das águas pluviais. No caso da drenagem urbana entende-se que o manejo sustentável se dá por um conjunto de ações e diretrizes que têm por objetivo evitar ou minimizar a sobrecarga dos sistemas de drenagem existentes. As medidas estruturais dizem respeito a intervenções de pequeno e médio porte, como é o caso das obras pontuais ou lineares, até intervenções que podem controlar o escoamento de grandes áreas, no caso as bacias de retenção, retenção e infiltração.

Este estudo abordou as medidas estruturais de controle do escoamento superficial de pequeno e médio porte, cujos efeitos serão analisados por meio de modelagem matemática. As estruturas selecionadas foram os pavimentos permeáveis, telhados verdes e jardins de chuva. O critério adotado para a seleção destas medidas está apresentado no Capítulo 3. A seguir, apresentam-se breves descrições destas medidas de controle na fonte, bem como de outras existentes.

2.2.1 Trincheiras de Infiltração e Detenção

Estes dispositivos caracterizam-se por apresentar uma estrutura linear, podendo ser implantados na superfície ou em pequenas profundidades, e têm por objetivo coletar as águas do escoamento superficial afluentes de áreas impermeáveis adjacentes. Além de favorecer a infiltração, estes dispositivos também propiciam o armazenamento temporário das águas pluviais. São estruturas que apresentam enorme versatilidade, podendo ser implantados em canteiros centrais e passeios, ao longo do sistema viário, ou ainda junto a estacionamentos, jardins, terrenos esportivos e áreas verdes em geral (Baptista et al., 2005).

Segundo Schueler (1987) este tipo de estrutura apresenta grande efetividade na remoção de poluentes solúveis e particulados, ou seja, de material fino, contudo não são indicadas para receber cargas elevadas de sedimentos. Nestes casos, quando da opção de utilização de trincheiras em áreas onde a geração de sedimentos é elevada é aconselhável à utilização de caixas de sedimentação a montante do equipamento.

Quanto ao funcionamento da estrutura, o acesso das águas superficiais pode se dar pela superfície, ou por meio de um sistema de drenagem, que efetua a coleta e sua introdução na trincheira. Nos dispositivos de infiltração a evacuação se dá pela infiltração das águas no solo, enquanto que nos dispositivos de retenção o esvaziamento se dá através de sistemas de drenagem. Nas trincheiras de retenção, como não ocorre a infiltração das águas, o principal objetivo é o rearranjo temporal das vazões do escoamento superficial, e são indicadas para áreas em que o solo apresenta baixa permeabilidade ou onde há risco iminente de contaminação das águas subterrâneas.

Um esquema da trincheira de infiltração é apresentado na Figura 2, e um exemplo de implantação em uma área residencial na cidade de North Kingstown, Rhode Island, Estados Unidos, está ilustrado na Figura 3.

O preenchimento das trincheiras é feito com material granular grosseiro (pedra de mão, seixos ou brita). As trincheiras de retenção devem ser revestidas com materiais impermeáveis garantindo sua estanqueidade, sendo recomendável utilizar manta geotêxtil para evitar a passagem de finos, e consequente colmatção da estrutura.

Figura 2 – Esquema de uma trincheira de infiltração (Adaptado de Schueler, 1987)

Figura 3 – Exemplo de trincheiras de infiltração, North Kingstown, RI
(Fonte: www.ristormwatersolutions.org)

De acordo com Schueler (1987), o tamanho das trincheiras pode variar de acordo com a finalidade. Para o controle do escoamento superficial, geralmente, são necessários dispositivos com maior volume. Se o objetivo for voltado especialmente no controle de poluentes estruturas menores podem ser adotadas.

Podem ser descritas as seguintes vantagens e desvantagens relacionadas à utilização das trincheiras (Tabela 3).

Tabela 3 – Vantagens e limitações associadas às trincheiras de infiltração e retenção

Vantagens	Limitações
A infiltração possibilita uma redução do volume de escoamento superficial, aliviando o sistema de drenagem a jusante.	Necessidade de manutenção periódica para o controle da colmatagem;
A retenção temporária proporciona um rearranjo temporal dos hidrogramas.	Restrições de eficiência em áreas com declividades acentuadas, não havendo, entretanto, o impedimento do emprego nessas áreas;
Criação de áreas permeáveis quando a estrutura é implantada em calçadas ou outras áreas impermeáveis.	
Valorização do espaço urbano, destacando-se a pequena demanda por espaço desse tipo de estrutura.	Risco de contaminação das águas subterrâneas no caso de trincheiras de infiltração
Possibilidade de recarga do lençol freático e melhoria da qualidade da água.	

Fontes variadas

2.2.2 Poços de Infiltração

Dispositivos de infiltração das águas pluviais bastante semelhantes às trincheiras de infiltração, contudo com uma configuração pontual diferindo da estrutura linear de uma trincheira (Figura 4).

Figura 4 – Esquema de um poço de infiltração (Adaptado de Azzout et al., 1994)

Estas estruturas são capazes de drenar pequenas áreas, de alguns metros quadrados até milhares de metros quadrados. Em algumas localidades, onde a capacidade de infiltração do solo permite, estas estruturas são adotadas com a finalidade de recarga de aquíferos. Uma vantagem deste tipo de medida é a capacidade de integração com o meio ambiente urbano, pois ocupa pequenos espaços e é bastante discreto, conforme pode ser visualizado na Figura 5 que mostra um exemplo de implantação de um poço de infiltração em área de lazer na cidade de Lyon na França.

O funcionamento dos poços também se assemelha às trincheiras de infiltração, a alimentação pode se dar diretamente pela superfície ou por captação através de um sistema de condutos pluviais. A capacidade de armazenamento destes dispositivos é baixa, entretanto estas técnicas podem ser adotadas como complemento a outras medidas de controle na fonte, como as bacias de retenção, servindo de exutório (Baptista et al., 2005).

Estes dispositivos podem ser implantados, também, em áreas pouco permeáveis, mas que apresentam capacidades significativas de infiltração nas camadas mais profundas. Cuidados para evitar a colmatagem do equipamento devem ser constantes, sendo aconselhável a utilização de camada geotêxtil para retenção de finos nas camadas iniciais.

Figura 5 – Exemplo de poço de infiltração, Lyon, França
(Fonte: Baptista et al., 2005)

Este tipo de medida foi implantado no Município de Lassance (MG) com o objetivo de minimizar alagamentos que ocorriam nas vias públicas, bem como contribuir para a recarga do lençol freático. Esta iniciativa rendeu ao Município algumas premiações como o Prêmio ANA 2012 e o Prêmio Melhores Práticas de Gestão Local da Caixa Econômica Federal edição 2011/2012.

As vantagens e limitações associadas a estes dispositivos podem ser verificadas na Tabela 4, a seguir:

Tabela 4 – Vantagens e limitações associadas aos poços de infiltração

Vantagens	Limitações
A infiltração possibilita uma redução do volume de escoamento superficial, aliviando o sistema de drenagem a jusante.	Restrições de eficiência em áreas com declividades acentuadas, não havendo, entretanto, o impedimento do emprego nessas áreas.
Integração com o meio ambiente urbano, pois ocupa pequenos espaços e é bastante discreto.	Necessidade de manutenção periódica para o controle da colmatação.
Boa utilização no caso de solos superficiais pouco permeáveis e camadas profundas com grande capacidade de infiltração.	Risco de contaminação das águas subterrâneas.
Possibilidade de recarga do lençol freático e melhoria da qualidade da água.	Baixa capacidade de armazenamento.

Fontes variadas

2.2.3 Valas Vegetadas

As valas vegetadas são dispositivos bastantes simples constituídos por depressões escavadas no solo, cujo objetivo é recolher as águas pluviais e efetuar seu armazenamento temporário, além de favorecer a infiltração e a retenção de poluentes (Figura 6).

Figura 6 – Esquema de valas vegetadas (adaptado de Urbonas e Stahre, 1993)

É possível fazer uma distinção de três dispositivos com a mesma função, mas que apresentam formas diferentes, deste modo há os dispositivos definidos como valas ou valetas, nestes as dimensões longitudinais são significativamente maiores que suas dimensões transversais, sendo que as valetas apresentam seções transversais menores. Existem também os planos, nos quais as dimensões longitudinais não são muito maiores do que as transversais e as profundidades são reduzidas (Baptista et al., 2005).

Estes dispositivos, igualmente às trincheiras de infiltração, podem ser facilmente integradas aos projetos de estacionamentos, em paralelo às ruas e estradas (Figura 7), bem como junto de conjuntos habitacionais. Nestes casos além da função hidráulico-hidrológica destaca-se a inclusão de áreas verdes, melhorando o aspecto paisagístico local.

Figura 7 – Exemplo de valas vegetadas (Fonte: www.wsud.org)

Com relação ao funcionamento, as valas concentram o escoamento superficial das áreas adjacentes favorecendo a infiltração ao longo do seu comprimento. A partir do momento em que o volume que escoar para dentro da vala supera sua capacidade de infiltração, esta começa a funcionar como um reservatório de retenção. Por meio do processo de infiltração e decantação, as valas também são capazes de reter uma parcela da carga difusa do escoamento superficial.

Dotados de uma estrutura simples, para a construção destes dispositivos são necessárias apenas escavações para a conformação de uma depressão não muito profunda, mas que tenha uma direção preponderante de escoamento, podendo ser utilizadas canaletas no fundo para facilitar o escoamento. Normalmente são revestidas por uma vegetação rasteira (grama). Em terrenos com declividades maiores que 2% se recomenda a utilização de pequenas barragens ao longo de seu comprimento visando facilitar a infiltração e retenção, além de prevenir a erosão dos taludes laterais.

As vantagens e as limitações associadas a estes dispositivos estão apresentadas na Tabela 5, a seguir.

Tabela 5 – Vantagens e limitações associadas às valas vegetadas

Vantagens	Limitações
Redução dos volumes do escoamento superficial pelos processos de evapotranspiração e infiltração.	Restrições de eficiência em áreas com declividades acentuadas, a declividade máxima deve ser de até 2%.
Detenção temporária das águas, propiciando um rearranjo temporal dos hidrogramas.	Necessidade de espaço para implantação.
Baixos custos de projeto e construção.	Risco de contaminação das águas subterrâneas.
Valorização do espaço urbano contribuindo para o aumento de áreas verdes.	É recomendado manter uma distância vertical de no mínimo um metro da zona saturada.
Melhoria da qualidade das águas pluviais e possibilidade de recarga do aquífero.	Possibilidade de estagnação das águas e proliferação de vetores e mau cheiro.

Fontes variadas

2.2.4 Pavimentos Porosos ou Permeáveis

Em áreas urbanas densamente ocupadas, as superfícies destinadas ao sistema viário e às áreas de estacionamento podem ocupar áreas consideráveis da bacia de drenagem. Usualmente, o revestimento usado nestas áreas corresponde aos pavimentos tradicionais impermeáveis, o que tem aumentado consideravelmente o escoamento superficial e, conseqüentemente os problemas de inundações nas cidades.

Neste sentido a adoção de pavimentos permeáveis e porosos contribui para o controle dos deflúvios superficiais, por meio da retenção e infiltração, bem como apresentam alta capacidade para a remoção de poluentes solúveis e particulados (Schueler, 1987).

Os pavimentos permeáveis são indicados, principalmente, para áreas com tráfego leve, como é o caso de estacionamentos e condomínios residenciais. Entretanto, experiências francesas com resultados bastante satisfatórios induziram à utilização destes pavimentos em áreas com tráfego significativo, como é o caso da cidade de Bordeaux, na França, apontado por CERTU (1998).

Nos revestimentos permeáveis o corpo do material não é necessariamente poroso, como é o caso dos blocos de concreto onde a água infiltra por entre os blocos ou seus vazios, que podem ser preenchidos com grama, areia ou brita. Enquanto que nos revestimentos porosos, a água infiltra no próprio revestimento, caso dos blocos de concreto porosos e do concreto asfáltico poroso, também conhecido no Brasil como CPA ou camada porosa de atrito (Pinto, 2011). O funcionamento dos revestimentos

permeáveis pode ser visualizado na Figura 8, onde são apresentadas estruturas com infiltração e de reservação.

Figura 8 – Esquema do funcionamento de revestimentos permeáveis
(Adaptado de Azzout et al., 1994)

Vantagens e limitações observadas na utilização dos pavimentos permeáveis estão listadas na Tabela 6, a seguir:

Tabela 6 – Vantagens e limitações associadas aos pavimentos permeáveis

Vantagens	Limitações
Detenção temporária das águas, propiciando um rearranjo temporal dos hidrogramas.	Possibilidade de colmatção do pavimento.
Possibilidade de recarga das águas subterrâneas, além da melhoria da qualidade das águas por ação de filtração no corpo do pavimento.	Risco de contaminação das águas subterrâneas, nas estruturas infiltrantes. Necessidade de mão-de-obra especializada para a construção do pavimento.
Melhoria na segurança e conforto pela redução da formação de poças de água e consequente melhoria da aderência no viário.	Necessidade de manutenção periódica para evitar o entupimento ou colmatção dos poros das camadas permeáveis.
Possibilidade de redução ou eliminação dos custos de implantação do sistema de drenagem tradicional.	Risco de colmatção prematura da estrutura porosa é alto.
Não requerem espaços específicos para implantação.	Quando ocorre a colmatção da estrutura os reparos apresentam custos elevados.

Fontes variadas

Embora pouco utilizada no Brasil, este tipo de medida de controle começa a ganhar espaço no meio técnico, e dois exemplos de aplicação podem ser mencionados.

O primeiro deles, localizado na Cidade de Barueri, região metropolitana de São Paulo, é o estacionamento de um shopping que utilizou o pavimento intertravado permeável como revestimento. A área deste estacionamento corresponde a aproximadamente 22.000 m², e é a maior área que utiliza este tipo de tecnologia no país. Uma imagem deste estacionamento é apresentada na Figura 9. Nesse caso, a infiltração se dá por meio das juntas que se formam entre os blocos de concreto. As juntas foram preenchidas com material granular grosseiro que permite maior infiltração do que a areia ou pó de areia, que são comumente utilizadas para o assentamento de pavimento intertravado comum.

O segundo caso não é uma aplicação física da medida, mas uma normatização para a utilização de asfalto permeável. Em 2012, a Comissão Permanente de Revisão de Normas Técnicas da Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras de São Paulo aprovou a especificação técnica ETS-03/2012, que trata dos Pavimentos Permeáveis com Revestimento de Asfalto Poroso. Esta especificação apresenta critérios técnicos de execução e dimensionamento deste tipo de pavimento em vias de tráfego leve.

Figura 9 – Exemplo de pavimento permeável, Barueri, SP

Além dessas aplicações práticas também foram implantados no Brasil alguns experimentos que tiveram como principal objetivo a avaliação do desempenho hidráulico hidrológico deste tipo de estrutura. É exemplo o experimento implantado no estacionamento do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), descrito por Acioli (2005), que estudou a implantação de dois tipos de revestimentos, os blocos vazados intertravados de concreto preenchidos com grama e o asfalto poroso. Outro caso de destaque é o modelo físico estudado por Virgiliis (2009) e Pinto (2011), construído no estacionamento do Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EP-USP), que também utilizou dois tipos de revestimentos: o pavimento asfáltico permeável e os blocos de concreto poroso (Figura 10).

A diferença entre os experimentos citados é que o experimento do IPH tem o fundo permeável, portanto toda a água que adentra a estrutura tende a infiltrar no solo, já o experimento do Laboratório de Hidráulica da EP-USP funciona como um reservatório de detenção, pois o fundo da estrutura é impermeável.

Figura 10 – Imagens do experimento com revestimentos permeáveis do Laboratório de Hidráulica da EP-USP (Virgiliis, 2009)

2.2.5 Telhados Armazenadores

Os telhados armazenadores contribuem para a redução dos efeitos causados pela impermeabilização no escoamento superficial, restituindo em partes as funções hidrológicas existentes anteriormente à implantação de edificações. Estas estruturas contribuem para a atenuação dos picos de cheia e redução dos volumes escoados, pois são capazes de reter temporariamente os volumes precipitados, que após o evento de chuva são liberados lentamente para o sistema de drenagem, e pode-se considerar uma pequena parcela que volta para a atmosfera pelo processo de evapotranspiração.

Esta técnica pode ser implantada isoladamente ou se estender ao planejamento de uma área, em especial em regiões densamente ocupadas. Podem ser utilizados telhados planos ou dotados de ligeira declividade, inferior a 5%, sendo o tamanho do telhado um limitante do volume armazenado (Baptista et al., 2005), conforme ilustrado na Figura 11.

Figura 11 – Esquema de telhado armazenador plano e inclinado
(Adaptado de STU, 1982 apud Baptista et al., 2005)

É usual a utilização de telhados armazenadores vegetados, também conhecidos como telhados verdes (*green roofs*). Este tipo de estrutura apresenta interesse adicional na forma de proteção térmica, contribuindo para o isolamento da edificação e o embelezamento da paisagem urbana (Figura 12).

Figura 12 – Exemplo de telhado verde da Academia de Ciências da Califórnia em
São Francisco, CA

O desempenho destas estruturas no controle de cheias está diretamente relacionado com as propriedades dos materiais empregados na construção dos telhados verdes, de suas dimensões e também com o regime de chuvas do local (Taylor, 2008). A Figura 13 apresenta as camadas que compõem um telhado verde típico e os principais processos físicos que envolvem seu funcionamento.

Figura 13 – Camadas de um telhado verde (Modificado de Portland, 2009)

Os telhados verdes podem ser classificados em dois tipos principais: intensivos e extensivos (FLL, 2002). Esta classificação se dá de acordo com a profundidade da camada de solo e consequentemente a carga sobre a estrutura, o tipo de vegetação e a maior ou menor necessidade de manutenção. Nos tipos tidos como intensivos, a camada de substrato (solo com baixa densidade e elevada porosidade) é de no mínimo 12 cm até 2 m de profundidades, podendo suportar qualquer tipo de plantio, requerem manutenção regular e baixas declividades (de até 2° ou 3,5%). Os telhados verdes extensivos apresentam camadas de substratos entre 2 e 12 cm, normalmente o custo de implantação e a necessidade de manutenção são menores do que nos tipos intensivos. Nos tipos extensivos as declividades podem variar de 2 até 30° (58%), embora existam sistemas com declividades superiores a 30° ou até paredes vegetadas, nestes casos outros tipos de suporte para a vegetação devem ser adotados.

A implantação de telhados verdes em novos empreendimentos é facilitada, já para estruturas existentes é indicado a implantação de telhados do tipo extensivos, pela facilidade de instalação deste tipo de estrutura. Em ambos os casos o projeto deverá levar em consideração o excesso de tensões gerado pelo acúmulo da água, cargas geradas pela camada de substrato e vegetação, além do projeto do próprio telhado verde.

Taylor (2008), que analisou cinco estruturas de telhados verdes na cidade de Seattle, nos EUA, com diferentes configurações e tipos de materiais, observou que os processos de retenção e retardo do escoamento, bem como o amortecimento do pico de cheia, variam de acordo com a configuração dos componentes e dos materiais adotados na construção destas medidas, podendo sofrer ainda influências do clima local. E concluiu que a composição da camada de drenagem das estruturas tem grande importância para o desempenho hidráulico e hidrológico dos telhados verdes.

A seguir, na Tabela 7, estão relacionadas as vantagens e limitações da utilização desta técnica.

Tabela 7 – Vantagens e limitações associadas aos telhados armazenadores

Vantagens	Limitações
Detenção temporária das águas, propiciando um rearranjo temporal dos hidrogramas.	Necessidade de verificação da estabilidade estrutural, quando da implantação em telhados já existentes.
Redução dos volumes do escoamento superficial pelo processo de evapotranspiração.	Dificuldade de utilização em telhados de elevada declividade.
Proporciona uma proteção térmica para as edificações, diminuindo desta forma o consumo de energia gasta para o aquecimento ou refrigeração de ambientes.	Aumento da manutenção dos telhados, se comparado aos telhados tradicionais. Baixa eficiência para chuvas intensas e prolongadas.
Apresenta ótima integração com projetos paisagísticos contribuindo para a melhora do aspecto de ambientes urbanos pela presença de áreas verdes.	O volume armazenado é limitado pelo tamanho (área) do telhado.
Possibilidade de implantação em edificações já existentes, desde que sejam avaliadas as condições estruturais e de impermeabilização.	Na maior parte dos casos a implantação da estrutura é dependente de iniciativa privada.

Fontes variadas

2.2.6 Jardins de Chuva

Os jardins de chuva ou estruturas de biorretenção se encaixam na categoria de filtros que utilizam da atividade biológica (plantas e microrganismos) para limpar as águas do escoamento superficial (Figura 14), além de contribuir para a atenuação dos picos de cheia ou, no caso das estruturas infiltrantes, para a diminuição dos volumes escoados.

Figura 14 – Esquema de um jardim de chuva de retenção em área de estacionamento (MDE, 2000)

São estruturas pouco profundas que podem ser implantadas em locais adjacentes a estacionamentos, vias públicas, áreas residenciais ou comerciais, em geral, áreas densamente urbanizadas e pequenas (áreas de contribuição de até 2 ha). A utilização em áreas maiores aumentam as chances de colmatção da estrutura.

Seu funcionamento implica no armazenamento temporário das águas do escoamento superficial que afluem para a estrutura e na filtração deste volume. Os poluentes são removidos por processos de adsorção, filtração, volatilização, troca de íons e decomposição. As águas filtradas podem ser infiltradas diretamente no solo ou direcionadas para o sistema de águas pluviais por meio de drenagem comum (Metropolitan Council, 2001).

A Figura 15 apresenta a imagem de um jardim de chuva implantado entre o passeio e a via pública, esta estrutura faz parte de um dos inúmeros projetos de revitalização de ruas da Cidade de Portland, nos EUA. Este projeto em especial venceu, em 2006, o

prêmio de arquitetura ASLA (American Society of Landscape Architects) uma associação americana de arquitetos paisagistas.

Figura 15 – Exemplo de jardim de chuva implantado entre o passeio e a via
(Fonte: Portland Bureau of Environmental Services)

As vantagens e as limitações associadas a estes dispositivos estão apresentadas na Tabela 8, a seguir.

Tabela 8 – Vantagens e limitações associadas aos jardins de chuva

Vantagens	Limitações
Valorização do espaço pela incorporação de plantas ao ambiente urbano.	Impossibilidade de utilização para grandes áreas de contribuição.
Detenção temporária das águas, propiciando um rearranjo temporal dos hidrogramas.	Necessidade de um espaço para implantação, geralmente, 5% da área de contribuição.
Melhoria da qualidade das águas pluviais pela retenção de sedimentos finos e poluentes associados.	Suscetível a colmatção, necessitando de pré-tratamento em casos onde o aporte de sedimentos é grande.
Possibilidade de recarga das águas subterrâneas.	
Possibilidade de aplicação em áreas densamente impermeabilizadas, como estacionamentos e calçadas.	O custo de construção é comumente maior que outras medidas de controle.

Fonte: Metropolitan Council (2001)

2.2.7 Microrreservatórios ou Cisternas

Estas estruturas compreendem pequenos reservatórios, que usualmente podem ser implantados no próprio lote, cuja função principal é o armazenamento de volumes de chuva, contribuindo para o amortecimento do pico de cheia. Outra característica de grande importância é a possibilidade de utilização do volume de água armazenado para outros fins, como: irrigação de jardins e lavagens de superfícies.

A implantação destes reservatórios é obrigatória para empreendimentos que tenham área impermeabilizada superior a 500 m² no Município de São Paulo, na forma da Lei Municipal nº 13.276, de 4 de janeiro de 2002, também conhecida como “Lei das Piscininhas” (São Paulo, 2002a). No dia 02 de janeiro de 2007 uma regulamentação muito semelhante foi estabelecida para o Estado de São Paulo, por meio da Lei Estadual nº 12.526 (São Paulo, 2007).

Existem inúmeras configurações para este tipo de reservatório, um exemplo característico de um microrreservatório enterrado é apresentado na Figura 16. Tipos mais simples de reservatórios podem ser adotados em residências, como o recipiente mostrado na Figura 17, também conhecido como barril de chuva.

Figura 16 – Esquema de microrreservatório fechado

Figura 17 – Exemplo de microrreservatório residencial (Fonte: www.uri.edu)

Os reservatórios de empreendimentos que se enquadram na Lei nº 13.276/02 (São Paulo, 2002a) devem ser necessariamente fechados, cobertos e atender às normas sanitárias vigentes, de acordo com o Decreto nº 41.814, de 15 de março de 2002 (São Paulo, 2002b), que regulamenta a referida Lei. Neste caso devem ser previstas aberturas para a limpeza. Nos demais casos, outras configurações podem ser adotadas, como por exemplo, os reservatórios abertos, recomendados para integração com projetos paisagísticos. Em geral, os dispositivos abertos são mais baratos, além de facilitar o acesso para a limpeza.

Vantagens e limitações observadas na utilização dos microrreservatórios estão listadas na Tabela 9, a seguir:

Tabela 9 – Vantagens e limitações associadas aos microrreservatórios

Vantagens	Limitações
Possibilidade de utilização do volume de água armazenado para outros fins, como: proteção contra fogo, irrigação de jardins, processos industriais, refrigeração, entre outros.	Necessidade de manutenção, no caso de reservatórios fechados deve-se atentar para a restrição do acesso.
Armazenamento do escoamento superficial direto, o que contribui para o amortecimento do pico de cheia, aliviando o sistema de drenagem a jusante.	Custos relativamente altos de instalação no caso de reservatórios enterrados. O custo pode ser restritivo, se o reservatório receber água de grandes áreas de drenagem.
Ocupação de áreas mínimas no caso de reservatórios enterrados, por outro lado ocorre a redução do espaço disponível do subsolo para outros usos.	

Fontes variadas

2.2.8 Custos e Benefícios Envolvidos na Implantação de Medidas de Controle na Fonte

Medidas de controle na fonte devem fazer parte do planejamento integrado de sistemas de drenagem, tanto em novos loteamentos como em áreas já ocupadas. No caso de sistemas de drenagem de áreas com ocupação consolidada estas medidas devem ser implantadas para aumentar a eficácia dos sistemas existentes.

Um estudo desenvolvido em uma área com ocupação bastante desenvolvida na Cidade de Burien, Washington – EUA, mostrou que a retenção na fonte contribuiu para a redução significativa da frequência e duração dos transbordamentos de um reservatório de amortecimento de cheias projetado para cheias com período de retorno até 2 anos. Este reservatório passou a comportar cheias de até 10 anos de período de retorno (Atchison, 2008).

Além dos efeitos positivos que proporcionam no controle de cheias, estas medidas vêm sendo adotadas com sucesso no controle da poluição hídrica, principalmente para auxiliar no alcance de metas de programas como o TMDL (Total Maximum Daily Load) nos EUA, que determina a quantidade máxima de cargas poluentes que um corpo d'água pode receber. As medidas de controle na fonte são adotadas principalmente para o tratamento da poluição difusa, que se caracteriza por ser um tipo de poluição gerada principalmente na ocorrência de fenômenos meteorológicos e o seu controle se dá por meio de práticas de gerenciamento do uso do solo e do escoamento superficial (Novotny, 2008).

A seguir apresenta-se uma compilação dos efeitos positivos que a implantação de medidas de controle na fonte pode proporcionar no controle de cheias, bem como são apresentados alguns dados de eficiência na remoção de poluentes. Para cada uma das medidas descritas neste Capítulo também é apresentada uma estimativa de custos de implantação e manutenção, baseada em algumas referências nacionais e internacionais.

O efeito no controle de cheias e a eficiência na remoção de sólidos suspensos totais (SST), fósforo (P), nitrogênio (N) e metais, poluentes presentes nas águas do escoamento superficial, são apresentados na Tabela 10. Estes poluentes são característicos da carga de lavagem gerada pelo escoamento superficial proveniente da deposição de poluentes sobre a superfície da bacia.

Tabela 10 – Efeito no controle de cheias e eficiência na remoção de poluentes das medidas de controle na fonte

Medida de Controle na fonte	Efeito no controle de cheias ¹	Eficiência na remoção de poluentes ²		
		SST	P e N	Metais
Trincheiras de Infiltração e Detenção	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado em área adjacente	Alta	Alta	Alta
Poços de Infiltração	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado na área contribuinte ao poço	-	-	-
Valas Vegetadas	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado em área vizinha	Alta	Média	Alta
Pavimento Asfáltico Permeável com reservatório	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado pelo pavimento e por eventuais áreas externas	Alta ³	Alta ³	Alta ³
Telhados Verdes (Biorretenção)	Retardo do escoamento pluvial da própria edificação	Alta	Alta	Alta
Jardins de Chuva	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado em área vizinha	Alta	Alta	Alta
Microrreservatórios ou Cisternas	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial de áreas impermeabilizadas	-	-	-

Adaptado de SUDERHSA (2002)¹, Metropolitan Council, (2001)² e CWP (1998) apud Hilten e Lawrence (2007)³

A Tabela 11 apresenta uma compilação da estimativa de custos para a implantação e manutenção das principais medidas de controle na fonte descritas neste Capítulo. Todos os valores foram corrigidos e têm como referência o mês de maio de 2013.

Os valores apresentados por Moura (2004) foram atualizados através do Índice Geral de Preços-Disponibilidade Interna (IGP-DI) da Fundação Getúlio Vargas para maio de 2013. Este autor realizou composições de custos para as condições brasileiras baseadas nas tabelas de preços da Prefeitura de Belo Horizonte, com data base em janeiro de 2000.

Segundo apontado pelo CWP (1998) apud Hilten e Lawrence (2007) os custos de implantação de pavimentos permeáveis são da ordem de R\$ 44,00 a R\$ 64,00 por metro quadrado, sendo que a manutenção deste tipo de estrutura apresenta custos elevados.

Tabela 11 – Custos estimados para a manutenção e implantação de medidas de controle na fonte

Medida de Controle na fonte	Custo Estimado (R\$)		Referência
	Manutenção	Implantação	
Trincheiras de Infiltração e Detenção	46,00/m ano	152,70/m	Moura (2004)
Poços de Infiltração	35,35/m ³ ano	334,00/m ³	Moura (2004)
Valas Vegetadas	29,80/m ano	151,55 a 198,70/m	Moura (2004)
Pavimento Permeável	Alto	44,00 a 64,00/m ²	CWP (1998) apud Hilten e Lawrence (2007)*
Telhados Verdes	Mínimo	320,00/m ²	Hilten e Lawrence (2007)*
Jardins de Chuva (Biorretenção)	Moderado	516,00/m ³ (de volume tratado)	Brown and Shueler, (1997) apud Hilten e Lawrence (2007)*
Microrreservatórios ou Cisternas	14,60/m ³ ano	363,25/m ³	Moura (2004)

* valores consultados em dólares, que foram convertidos segundo a cotação média mensal do dólar para abril de 2013, igual a R\$ 2,00.

Moura (2004) também descreve valores para os pavimentos permeáveis, fazendo distinção entre alguns tipos de revestimentos. Para estruturas com revestimento em concreto permeável estes autores apontaram custos de R\$ 94,74 a R\$ 117,18 por metro quadrado, considerando estruturas com infiltração e sem infiltração, respectivamente. Os custos de manutenção por metro quadrado de concreto permeável ao ano correspondem, em média, a 5,5% do valor de instalação, que prevê recomposição de 10% do revestimento ao ano. Já para estruturas com revestimento em asfalto permeável este autor indica valores da ordem de R\$ 74,53 a R\$ 96,92 por metro quadrado, considerando estruturas com infiltração e sem infiltração, respectivamente, sendo que os custos de manutenção é, em média 5,0% destes valores, também considerando recomposição de 10% do revestimento ao ano.

Para estruturas de biorretenção, como é o caso dos jardins de chuva, Brown e Shueler (1997) apud Hilten e Lawrence (2007) indicam que o custo de implantação é da ordem de R\$ 516,00 considerando o metro cúbico de volume tratado pela medida. Jaber et al.

(2012) calcularam, com base na mão-de-obra e materiais necessários para a implantação destas estruturas, um custo de R\$ 424,00 por metro cúbico construído. Já a manutenção das estruturas deve ser da ordem de 5 a 7% do custo da construção por ano (EPA, 1999).

Hilten e Lawrence (2007) indicaram que o custo de implantação de telhados verdes é da ordem de R\$ 320,00 por metro quadrado e que a manutenção deste tipo de estrutura é mínima. MacMullan et al. (2008) também sugerem um valor semelhante para a implantação dos telhados verdes, da ordem de R\$ 339,00 o metro quadrado, esses autores indicam que a manutenção dessas estruturas apresenta realmente custos reduzidos, da ordem de R\$ 0,54 por metro quadrado ao ano. Cabe ressaltar aqui que a implantação de telhados armazenadores sem cobertura vegetal usualmente não apresentam custos adicionais quando comparado a uma cobertura convencional (Baptista et al., 2005).

2.2.9 Legislações e Incentivos para o Controle do Escoamento na Fonte

O aumento do escoamento superficial decorrente da impermeabilização do solo gera um impacto ambiental para áreas de jusante, tanto em termos de quantidade como de qualidade.

A resolução CONAMA nº 001/86 (Brasil, 1986) considera que impacto ambiental é “qualquer alteração das propriedades físicas, químicas e biológicas do meio ambiente”, que resulte de atividades e ações humanas, e que afetem: “a saúde, a segurança e o bem-estar da população; as atividades sociais e econômicas; a biota; as condições estéticas e sanitárias do meio ambiente; a qualidade dos recursos ambientais”. Desta forma entende-se que o controle do escoamento na fonte deve ser adotado com o objetivo de minimizar os impactos causados pela excessiva impermeabilização do solo.

Existem algumas normas e regulamentações que tratam especificamente do controle do escoamento na fonte vigentes no Brasil. São exemplos as legislações de São Paulo e Porto Alegre.

No caso do Município de São Paulo a Lei Municipal nº 13.276 de 2002 (São Paulo, 2002a) obriga os empreendimentos com área impermeabilizada superior a 500 m² a implantar reservatórios para acumulação das águas pluviais. Canholi (2013) avaliou por meio da modelagem matemática o desempenho da implantação destes reservatórios em

lotes urbanos e concluiu que esta legislação atende apenas parcialmente seu objetivo no controle de cheias.

Uma proposta de alteração da lei das piscininhas foi incluída no Plano Municipal de Gestão do Sistema de Águas Pluviais (FCTH/SMDU, 2012), na qual se recomenda que lotes edificadas ou não que tenham área superior a 500 m² (quinhentos metros quadrados), devem adotar medidas de controle do escoamento superficial com o objetivo de não agravar a ocorrência de alagamentos e inundações. A inovação desta proposta está no fato de não ser especificado o tipo de medida de controle a ser adotada, mas sim a restrição de vazão proveniente do lote a ser descarregada na rede pública de drenagem, cujo valor sugerido foi de 25 L/s.ha, correspondente às condições de pré-desenvolvimento. O método adotado é semelhante àquele empregado no Município de Porto Alegre, e regulamentado pelo Decreto nº 15.371, de 17 de novembro de 2006 (Porto Alegre, 2006), no qual a vazão máxima específica de saída para a rede pública de drenagem deve ser igual a 20,8 L/s.ha.

As regulamentações citadas são consideradas instrumentos de comando e controle, que determinam padrões com o intuito de regular as atividades impactantes ao meio ambiente e são aplicáveis aos novos empreendimentos. No entanto, existem outros meios para incentivar a adoção de tecnologias de controle na fonte por parte da população e do setor privado, podendo se dar pela promoção de certificações e incentivos fiscais e financeiros.

Os incentivos fiscais usualmente estão ligados à descontos em taxas ou impostos cobrados, já as certificações têm caráter de premiações a serem conferidas por iniciativas voluntárias (FCTH/SMDU, 2012).

O Município de Guarulhos, na Região Metropolitana de São Paulo, adotou a forma de incentivo fiscal para beneficiar os proprietários que implantam medidas sustentáveis em seus lotes. De acordo com a Lei Municipal nº 6.793, de 28 de dezembro de 2010 (Guarulhos, 2010) será concedido desconto de até dois por cento no valor do IPTU (Imposto Predial Territorial Urbano) para imóveis edificados horizontais que possuírem em sua frente “uma ou mais árvores”, “observando-se a manutenção de área suficiente para sua irrigação”. Também está previsto nesta Lei desconto de até 20% para aqueles imóveis que adotarem medidas sustentáveis, no que tange ao manejo das águas pluviais duas medidas se destacam: a implantação de sistema de captação e armazenamento da água da chuva para utilização no próprio lote e a instalação de telhado verde que proporcione melhorias paisagísticas, termo acústicas e redução da

poluição ambiental. Não está citado na Lei, mas a implantação de telhados verdes contribui ainda para o amortecimento dos picos de cheia pela retenção temporária dos volumes escoados.

Ainda com relação ao IPTU, Kawatoko e Mediondo (2011) e Kawatoko (2012) estudaram a aplicação do “IPTU hidrológico” em lotes urbanos, que é a proposta de um instrumento que inclui no cálculo tradicional do IPTU as variáveis hidráulicas e hidrológicas de maneira que se possam diminuir os impactos negativos da impermeabilização nos sistemas de drenagem urbana.

2.3 MODELOS MATEMÁTICOS

É usual a utilização de modelos matemáticos para auxiliar na resolução dos problemas existentes nos sistemas de drenagem urbana. Os modelos hidrológicos e hidráulicos são ferramentas essenciais para a gestão de bacias hidrográficas e no planejamento de ações para minimizar os impactos das inundações. Por meio destas ferramentas é possível prever e estimar a capacidade de escoamento de bacias hidrográficas e antever os impactos decorrentes de inúmeros cenários hipotéticos que irão fundamentar a tomada de decisões e o planejamento da drenagem em uma bacia (Silva, 2007).

A função dos modelos hidrológicos é gerar os hidrogramas de cheia, escoamento resultante de uma precipitação, alguns destes modelos também são conhecidos como chuva-vazão. Os hidrogramas de cheias gerados pelos modelos hidrológicos são utilizados como dados de entrada em modelos hidrodinâmicos, que por sua vez são capazes de calcular níveis e vazões dos cursos d'água. Os modelos atuais, por sua vez, integram os processos dos modelos hidrológicos e hidráulicos em apenas uma ferramenta e muitas vezes estão também associados à Sistemas de Informação Geográfica (SIG).

Ressalta-se que a utilização de modelos matemáticos não é simples e exige bom senso, experiência e senso crítico para analisar os resultados gerados. Também é importante destacar que a capacidade do modelo em representar os eventos reais depende grandemente da qualidade e disponibilidade dos dados de entrada que são utilizados.

Na sequência é feita uma breve exposição de modelos utilizados para análises de bacias hidrográficas com foco nos problemas de inundação.

2.3.1 HEC-HMS e HEC-HAS

Os modelos HEC-HMS (Hydrologic Engineering Centers Hydrologic Modeling System) e HEC-HAS (Hydrologic Engineering Centers River Analysis System) são, respectivamente, modelos de transformação chuva-vazão e de análise unidimensional de cursos d'água. Estes modelos foram desenvolvidos pelo Centro de Engenharia Hidrológica (HEC) do U.S. Army Corps of Engineers.

O HEC-HMS foi desenvolvido para simular os processos hidrológicos de bacias dendríticas ou ramificadas e pode ser aplicado em grandes bacias hidrográficas até pequenas bacias urbanas ou rurais, sendo capaz de simular bacias complexas. Este modelo gera hidrogramas de cheias que podem ser aplicados em diversos tipos de estudos, incluindo a previsão de cheias, análises de impacto de cenários futuros de uso e ocupação do solo, projetos de vertedouro de reservatórios, alternativas de redução de danos causados pelas inundações e delimitação da planície de inundação (FCTH/SMDU, 2012).

Desenvolvido para executar cálculos hidráulicos unidimensionais em corpos hídricos o modelo HEC-HAS apresenta quatro componentes capazes de analisar os seguintes processos: regimes permanente e variável, o transporte de sedimento e a qualidade de água.

Ambos os modelos são amplamente utilizados para cálculos hidrológicos e hidráulicos em projetos de drenagem urbana no Brasil.

2.3.2 SUSTAIN

A EPA, Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos, visando auxiliar nos estudos de aplicação de tecnologias avançadas no manejo de águas pluviais urbanas, desenvolveu o modelo SUSTAIN (***S**ystem for **U**rban **S**tormwater **T**reatment and **A**nalysis **I**ntegration*).

Este modelo realiza simulações de diversos tipos de medidas de controle na fonte, sendo capaz de suportar escalas regionais (áreas > 100 mi² ou 259 km²) ou locais (áreas < 1 mi² ou 2,59 km²) e possui uma interface amigável em plataforma SIG.

O conjunto de medidas de controle que o modelo é capaz de simular compreende estruturas como: cisterna, valas gramadas, telhados verdes, trincheiras de infiltração, pavimentos porosos entre outras. Dentre as estruturas listadas é possível identificar três tipos de controle: técnicas para controle centralizado, técnicas lineares e técnicas para controle na fonte.

A interface SIG adotada pelo SUSTAIN não é aberta, se trata do pacote de programas ArcGIS 9.3, comercializado pela empresa ESRI. O ArcGIS é largamente utilizado por profissionais da área de geoprocessamento e também foi adotado como interface SIG de outro modelo utilizado em modelagens hidráulico-hidrológicas, como é o caso do HEC-GeoRAS, que processa informações geoespaciais preparando-as para a utilização no HEC-RAS, ambos da US Army Corps of Engineers (USACE).

Com relação aos dados de entrada do modelo, são necessários os seguintes tipos de informações: Modelo Digital de Terreno, hidrografia, localização das medidas de controle, dados de uso e ocupação da bacia, dados de monitoramento para calibração e validação do modelo e outras fontes de informações relevantes.

Apesar de ser capaz de modelar os processos envolvidos na utilização das medidas de controle na fonte o modelo SUSTAIN foi desenvolvido para utilizar informações das bases de dados dos Estados Unidos da América, e a utilização no Brasil implica no desenvolvimento de bases de dados nos modelos americanos.

2.3.3 SWMM

O SWMM (Storm Water Management Model) é um modelo dinâmico de transformação chuva-vazão capaz de simular séries de precipitação de longa duração (contínuos) ou eventos isolados (discretos) e os processos hidrodinâmicos na rede hidrográfica.

Este modelo é um software livre de distribuição gratuita e vem sendo largamente aplicado em estudos hidrológicos e hidráulicos em bacias urbanas, tanto em termos de quantidade como da qualidade das águas precipitadas. Na versão mais atual deste modelo, o SWMM5, algoritmos específicos foram incorporados para simular os processos envolvidos no funcionamento das medidas de controle na fonte ou LIDs (Low Impact Developments), dispositivos de baixo impacto, conforme denominação adotada pelos desenvolvedores.

O modelo SWMM5 é capaz de modelar os processos de cinco tipos de medidas de controle na fonte, a saber: células de biorretenção (jardins de chuva, telhados verdes, etc), trincheiras de infiltração, pavimentos porosos, barris de chuva (cisternas ou microrreservatórios) e valas vegetadas. Além das medidas de controle na fonte o SWMM5 possui os seguintes recursos de modelagem (FCTH/SMDU, 2012):

- Chuva variável no tempo;
- Evaporação da água de superfície;
- Interceptação de chuva a partir de armazenamento em depressão;
- Infiltração de chuvas em camadas de solo não saturados;
- Percolação de água infiltrada em camadas subterrâneas;
- Interação entre as águas subterrâneas e o sistema de drenagem;
- Amortecimento não linear em reservatório.

Pode-se dizer que este modelo é bastante completo e apresenta todas as características necessárias para o desenvolvimento deste trabalho, sendo capaz de modelar os processos hidrológicos e hidráulicos de bacias urbanas, além de avaliar a implantação das medidas de controle na fonte. Outro ponto a ser destacado é o fato de que este é o modelo, em sua versão aprimorada desenvolvida pela CHI (Computational Hydraulics International) denominada PCSWMM, vem sendo adotado para a realização de modelagens nas complexas bacias hidrográficas do Município de São Paulo.

3. METODOLOGIA

Visando avaliar o desempenho de medidas de controle na fonte, especialmente as medidas tidas como estruturais, propõe-se a utilização da modelagem matemática dos processos envolvidos. Desta forma, pretendeu-se estudar o efeito dessas estruturas no amortecimento dos picos de cheia pela detenção temporária do escoamento superficial, bem como na diminuição dos volumes escoados por processos de infiltração, quando for possível.

A seleção da área de estudo teve por objetivo a escolha de uma região que representasse bem a ocupação densa de grandes centros urbanos. Além desta característica, a área selecionada no centro da cidade de São Paulo apresenta-se bastante degradada. Sobre esta localidade já houve diversas discussões sobre projetos de renovação urbana que envolveu interesses sociais e políticos.

Tendo em vista as características de uso e ocupação do solo na área de estudo, onde a disponibilidade de espaço para implantação de medidas de controle é escasso, optou-se por utilizar estruturas que possam se adequar ao meio ambiente urbano como é o caso dos pavimentos permeáveis, que podem ser implantados em substituição aos pavimentos comuns utilizados nas ruas e estacionamentos, telhados verdes em substituição aos telhados tradicionais impermeáveis, e jardins de chuva implantados nas calçadas. Estas medidas, juntamente com o plantio de árvores, são indicadas para reduzir as áreas impermeáveis de bacias urbanas, onde a ocupação já se encontra consolidada (PORTLAND, 2008).

Para a estruturação da modelagem matemática são necessários:

- Modelo computacional de simulação hidrológica e hidráulica.
- Dados de entrada para a modelagem:
 - Dados de precipitação.
 - Informações do uso e ocupação do solo.
 - Modelo digital de terreno.
 - Rede hidrográfica e cadastro das galerias pluviais.
 - Dados específicos das medidas de controle na fonte.
- Construção dos cenários e análises dos resultados.

As análises consideraram a situação atual sem implantação de medidas de controle, a condição com implantação de medidas de controle, quando se buscou avaliar o desempenho das medidas individualmente e a implantação conjunta dos três tipos de medidas.

Também foram analisados cenários que tiveram como objetivo avaliar os resultados do modelo comparando-os com dados medidos no modelo físico com pavimento asfáltico permeável implantado no estacionamento do Laboratório de Hidráulica da EP-USP.

Foram estudados dezoito eventos de precipitação intensa calculados para períodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 50 e 100 anos, com durações de 30, 60 e 120 minutos e um evento extremo observado na região em estudo. Com isso, buscou-se verificar o amortecimento no pico de cheia em cada uma dessas condições de precipitação e avaliar os benefícios da implantação de medidas de controle na fonte em áreas densamente ocupadas.

3.1 DESCRIÇÃO DO MODELO SWMM

As análises foram feitas com o PCSWMM, que é um sistema de suporte a decisão espacial desenvolvido para o SWMM5 (Storm Water Management Model) da EPA (US Environmental Protection Agency), pela CHI (Computational Hydraulics International).

A descrição do modelo SWMM5 se baseou no Manual do Usuário elaborado por Rossman (2010). A seguir apresenta-se uma descrição do modelo com foco nas características da bacia hidrográfica e das medidas de controle na fonte.

3.1.1 Propriedades das Bacias Hidrográficas

Os parâmetros físicos e informações gerais da bacia hidrográfica utilizados pelo modelo SWMM5 para as simulações são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Propriedades físicas das bacias e informações gerais considerados pelo SWMM5

Parâmetro	Descrição
Name	Nome da bacia
X Y Coordinates	Coordenadas X e Y do centroide da bacia no mapa da área de estudo
Description	Campo opcional para descrições adicionais
Tag	Campo opcional para inserção de categorias ou classificações das bacias
Rain Gage	Nome do pluviômetro ou da série de dados de precipitação
Outlet	Nome do nó que receberá a contribuição da bacia
Area	Área da bacia (acres ou hectares)
Width	Largura característica do escoamento superficial (pés ou metros). Esta largura pode ser estimada dividindo-se a área da bacia pelo valor médio do comprimento máximo do escoamento, que vai do ponto mais longe da sub-bacia até o ponto onde o escoamento é canalizado
% Slope	Declividade média da bacia (%)
% Imperv	Porcentagem da área impermeável da bacia (%)
N-Imperv	Número de Manning da área impermeável
N-Perv	Número de Manning da área permeável
Dstore-Imperv	Armazenamento em depressões na área impermeável da bacia (pol ou mm)
Dstore-Perv	Armazenamento em depressões na área permeável da bacia (pol ou mm)
% Zero-Imperv	Porcentagem da área impermeável sem armazenamento em depressões (%)

continua

conclusão

Parâmetro	Descrição
Subarea Routing	Escolha do método de propagação da entre as áreas permeáveis e impermeáveis: IMPERV: os escoamentos das áreas permeáveis escoam para as áreas impermeáveis PERV: os escoamentos das áreas impermeáveis escoam para as áreas permeáveis OUTLET: os escoamentos das áreas permeáveis e impermeáveis escoam diretamente para o exutório
Percent Routed	Porcentagem do escoamento que propaga entre as subáreas
Infiltration	Edição dos parâmetros de infiltração da bacia
LID controls	Edição dos parâmetros das medidas de controle na bacia
Groundwater	Edição dos parâmetros de escoamento subterrâneo da bacia
Snow Pack	Parâmetros que consideram a precipitação de neve
Land Uses	Atribuição dos usos do solo na bacia
Initial Buildup	Especificação de quantidades iniciais de poluentes na bacia. Parâmetro utilizado para simulações de poluentes
Curb Length	Comprimento total de meio-fio na bacia. Parâmetro utilizado para simulações de poluentes

Fonte: Rossman (2010)

3.1.2 Representação das Medidas de Controle na Fonte

Os processos que envolvem a utilização das medidas de controle na fonte no modelo SWMM5 é representado pela movimentação da água pelas diversas camadas e tipo de saída que compõem uma estrutura de controle. As camadas verticais que são consideradas pelo modelo são:

- Camada superficial: é a camada que recebe diretamente as águas precipitadas e a parcela que escoam de áreas a montante. Nesta camada é possível considerar o armazenamento em depressões, e todo o excedente irá escoar para o sistema de drenagem, se este não existir, o excedente deve escoar para áreas adjacentes mais baixas.

- Camada de pavimento: camada específica dos pavimentos permeáveis, que considera a infiltração no concreto ou asfalto poroso, quando estas camadas são contínuas, ou em uma camada de blocos com preenchimento granular, em sistemas modulares.
- Camada de solo: é a camada específica para as estruturas de biorretenção, que contém a mistura de solo de medidas, como: jardins de chuva e telhados verdes.
- Camada de armazenamento: é a camada, cujo preenchimento com materiais granulares grosseiros, proporciona o armazenamento temporário das águas pluviais nas estruturas de biorretenção, pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração. Também é a camada que representa o armazenamento em microrreservatórios.
- Sistema de drenos: nesta opção o modelo considera a existência ou não de drenos, que conduzirão as águas que saem da estrutura para o sistema de drenagem mais próximo.

A configuração das camadas descritas acima varia dependendo da medida de controle na fonte, a Tabela 13 apresenta as camadas que são consideradas em cada tipo de estrutura.

Tabela 13 – Camadas consideradas pelo modelo para representar as medidas de controle na fonte

Medida de Controle	Camada				
	Superficial	Pavimento	Solo	Armazenamento	Sistema de drenos
Biorretenção					Opcional
Pavimento Permeável					Opcional
Trincheira de Infiltração					Opcional
Microrreservatório					
Vala vegetada

Camada considerada pelo modelo para a medida de controle na fonte

Fonte: Rossman (2010)

Os dados de entrada necessários para as simulações que utilizem as medidas de controle para armazenar, infiltrar e evaporar as águas do escoamento superficial estão listados na Tabela 14. Nesta tabela os dados de entrada estão agrupados de acordo com as camadas verticais das estruturas.

Tabela 14 – Dados de entrada das medidas de controle na fonte

Camada	Dado de Entrada	Observação
Superficial	Altura do armazenamento (mm)	Profundidade máxima de água acumulada na superfície
	Fração da cobertura vegetal (fração)	Fração da camada coberta por vegetação
	Rugosidade superficial	Coeficiente de rugosidade n de Manning para pavimentos permeáveis e valas vegetadas, adotar zero para outras medidas
	Declividade superficial (%)	Porcentagem da declividade de superficial dos pavimentos permeáveis e valas vegetadas, adotar zero para outras medidas
Pavimento	Espessura (mm)	Espessura da camada
	Índice de vazios	Valor que indica a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos da camada porosa
	Fração da superfície impermeável	Parâmetro aplicável aos sistemas modulares que representa a relação do material impermeável sobre a área total
	Permeabilidade (mm/h)	Permeabilidade da camada
	Fator de colmatção	Fator de colmatção da camada
Solo	Espessura (mm)	Espessura da camada
	Porosidade (fração)	Fração do volume de poros em relação ao volume total de solo
	Capacidade de campo (fração)	Valor que indica a capacidade máxima de retenção da água, depois de ultrapassado este limite inicia-se a drenagem vertical pela camada de substrato em direção à camada de drenagem
	Ponto de murcha (fração)	Teor de umidade mínimo do solo para suportar a vida vegetal, valores abaixo deste limite impossibilitam que as plantas retirem água do solo
	Condutividade (mm/h)	Condutividade hidráulica do solo saturado
	Declividade da condutividade hidráulica (adimensional)	Declividade da curva da condutividade versus o teor de umidade do solo. Valores típicos sugeridos variam de 5 para areia e 15 para siltes e argilas
	Potencial matricial do substrato (mm)	Valor médio do potencial matricial do solo ao longo da frente de umedecimento

continua

conclusão

Camada	Dado de Entrada	Observação
Armazenamento	Altura (mm)	Altura da camada de armazenamento
	Índice de vazios	Valor que indica a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos da camada porosa
	Taxa de filtração (mm/h)	Taxa máxima de filtração com que a água é capaz de fluir pelo fundo para fora da estrutura
	Fator de colmatação	Fator de colmatação da camada
Sistema de drenos		Expoente n e coeficiente C de drenagem: parâmetros utilizados para o cálculo da densidade de fluxo através do dreno de saída, segundo a eq. (2):
		$q = C(h - H_d)^n \quad (2)$
		em que:
	Coeficiente de drenagem e expoente de drenagem	<p>q: descarga de saída, em mm/hr</p> <p>C: coeficiente de drenagem, em mm/hr, considera a relação entre a altura da água armazenada h e o tempo necessário para drenar este volume T, pela eq. (3):</p> $C = 2 \cdot D^{0,5} / T \quad (3)$ <p>h: altura da água armazenada, em mm</p> <p>H_d: altura do dreno acima do fundo da camada de armazenamento, em mm</p> <p>n: expoente de drenagem, adimensional, adotar 0,5 como valor típico para que o dreno funcione como um orifício</p>
	Altura do dreno (mm)	Altura do dreno acima do fundo da camada de armazenamento

Fonte: Rossman (2010)

A introdução da medida de controle no modelo pode se dar de duas formas: criando uma bacia especialmente para representar uma medida de controle ou inserindo as medidas em uma bacia já existente. Quando as medidas de controle são inseridas em uma bacia pré-existente há a necessidade de se fazer um ajuste no valor da área impermeável e na largura do escoamento, para compensar a introdução da área permeável da medida de controle. Desta forma, a porcentagem impermeável da bacia após a implantação da medida de controle será igual a porcentagem da área impermeável restante dividida pela porcentagem da área total sem medidas de controle.

4. ESTUDO DE CASO: BACIA DA LUZ

Os problemas de drenagem urbana estão relacionados, em sua grande maioria, à ocupação intensa do espaço urbano, seja pela impermeabilização do solo ou na ocupação das áreas de várzeas inundáveis dos rios. Em se tratando de grandes centros urbanos que sofreram um processo de ocupação com pouco planejamento, muitas vezes somados a um rápido crescimento populacional, como é o caso da Cidade de São Paulo, os problemas se tornam ainda maiores.

Em novos loteamentos, visando minimizar estes problemas mencionados, deve-se realizar um planejamento integrado de ocupação aliado à adoção de legislação de uso e ocupação do solo restringindo a impermeabilização, de tal forma que se possa atingir a sustentabilidade do sistema de drenagem projetado. Contudo, quando consideramos um cenário onde a ocupação já está de certa forma consolidada, sem ter havido um planejamento prévio adequado, a solução dos problemas devem ser voltados para o controle dos impactos negativos existentes.

Desta forma, optou-se em selecionar para este estudo uma área que representasse o cenário de ocupação intensa e consolidada, onde se pudessem implantar medidas de controle na fonte com o objetivo de minimizar os problemas de drenagem urbana. A área de estudo selecionada corresponde à área da bacia de drenagem do córrego da Luz, uma região totalmente ocupada e com altas taxas de impermeabilização do solo. Além disso, esta bacia abriga uma área de grande interesse social e político devido ao intenso grau de degradação ambiental e social. Um dos projetos de destaque que foi desenvolvido para esta área é o Projeto Nova Luz, desenvolvido pela CONCREMAT ENGENHARIA E TECNOLOGIA S/A para a Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano da Prefeitura de São Paulo.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO DE ESTUDO

A área da bacia de drenagem do córrego da Luz, também conhecido como córrego Estação da Luz, localiza-se na margem esquerda do rio Tietê. A bacia do córrego da Luz se encontra na região central da cidade de São Paulo, mais precisamente na subprefeitura da Sé, e faz parte da bacia hidrográfica do Alto Tietê (Figura 18).

Figura 18 – Localização da bacia do córrego da Luz

Esta região, entre as coordenadas 23°31'05"S/46°38'32"W e 23°32'52"S/46°38'31"W, encontra-se em uma altitude de aproximadamente 740 m em relação ao nível do mar, distando cerca de 80 km do litoral paulista. As temperaturas máximas anuais variam de 22 a 28 °C e as mínimas entre 12 e 19 °C, enquanto as médias anuais variam de 16 a 22,5 °C¹. Os totais anuais precipitados, segundo as medições do Posto da Estação da Luz², variaram de 836 mm a 2.271 mm no período entre 1888 e 2003, a média neste período foi de, aproximadamente, 1.400 mm (Figura 19).

Com relação à geologia da área da bacia do córrego da Luz, esta é correspondente à Formação São Paulo que é caracterizada por depósitos de sistemas fluviais meandrantess com planícies de inundação bem desenvolvidas. Na região próxima à foz

¹ Normais climatológicas do Instituto Nacional de Meteorologia – INMET. Referem-se às médias do período de 1961 a 1990 para a Cidade de São Paulo.

² Base de dados da Agência Nacional de Águas (ANA), dados disponíveis no portal HidroWeb <http://hidroweb.ana.gov.br/>, acesso em: 13 de julho de 2013.

são encontrados os depósitos aluviais do quaternário, enquanto que na maior parte da bacia predominam os sedimentos cenozoicos do rift continental do sudeste do Brasil. Sondagens realizadas na parte sudeste da bacia encontraram litologias correspondentes à Formação São Paulo, foram identificadas argilas arenosas, argilas siltosas de cor amarela e variadas (Concremat, 2011).

Figura 19 – Precipitação anual, dados do Posto da Estação da Luz

Os desníveis da bacia são relativamente pequenos se comparado com outras bacias da região, variando da cota 752 m, na área de cabeceira, até 720 m, na foz, o que corresponde a uma declividade da ordem de 1%.

O córrego da Luz se apresenta canalizado em toda a sua extensão, excetuando-se um curto trecho de aproximadamente 160 m próximo da foz, dentro da área do Estádio Municipal de Beisebol Mie Nishi, localizado no bairro do Bom Retiro. O desemboque do córrego no rio Tietê está localizado a poucos metros a jusante da foz do rio Tamanduateí.

A Figura 18 apresenta uma imagem recente do Google Earth (março de 2013) do trecho final do córrego da Luz, com as indicações dos locais comentados anteriormente, também é apresentada uma imagem do córrego dentro do Estádio. Como muitos outros corpos hídricos da cidade o córrego da Luz teve seu traçado natural modificado. Hoje, sua localização pode ser feita por meio do cadastro da rede de águas pluviais existente na região.

Figura 20 – Imagem do trecho final do córrego da Luz (Fonte: Google Earth, imagem de 09/03/2013) e imagem do trecho aberto, no detalhe

4.2 HISTÓRICO DA OCUPAÇÃO

A formação do primeiro aglomerado populacional na região onde hoje se encontra a Cidade de São Paulo não foge a regra das ocupações próximas às margens de corpos hídricos. Os primeiros assentamentos, que formaram a primeira vila na região, se fixaram às margens do rio Tamanduateí e de seu afluente direito o córrego do Anhangabaú. Na planta de 1890 da cidade (Figura 21) é possível verificar que a urbanização concentra-se nas várzeas destes dois corpos hídricos.

A construção da ferrovia São Paulo Railway, que inicialmente ligava Santos a Jundiaí, concluída em 1867 e executada pela empresa *The São Paulo Railway Co. Ltd.*, foi o que marcou de fato o crescimento urbano e econômico da região. Esta passa a ser uma parada obrigatória para os fazendeiros de café do interior do estado que desciam a Santos para comercializar a produção (Concremat, 2011).

Figura 21 – Planta de 1890 da Cidade de São Paulo (publicada por Jules Martin)

Com o desenvolvimento da economia cafeeira e da expansão do sistema de transporte ferroviário, com a inauguração de outra ferrovia em 1875, a Sorocabana que ligava Sorocaba a São Paulo, as antigas chácaras foram gradativamente sendo substituídas por loteamentos, residências de fazendeiros de café, fábricas, alfaiatarias, e o comércio de variedades, bem como de hotéis e de pensões que surgem para suprir a demanda crescente de visitantes que chegavam das estações ferroviárias. Este desenvolvimento atraiu também os imigrantes europeus e asiáticos que vieram para trabalhar nas

fazendas, devido à oferta de empregos nos armazéns e fábricas que se instalaram ao longo das ferrovias.

A demanda por espaço começa a pressionar a ocupação do leito maior dos principais rios que cortam a cidade. Somado a isso a problemática do descarte de esgotos começam a trazer sérios problemas para a saúde pública. Deste modo dá-se início às primeiras obras de canalização e rebaixamento da calha natural, cujos objetivos principais eram conter as cheias e escoar rapidamente as águas das chuvas e os esgotos.

A partir da década de 1970 a intensificação e a diversificação de atividades exigiram a construção de novos polos de serviços fora da área central da cidade. Isso incentivou num processo de esvaziamento do centro da cidade, que resultou na degradação desta área.

Em uma das tentativas de reverter este quadro, o poder público editou a Lei nº 12.349/97 (São Paulo, 1997) da Operação Urbana Centro que “estabelece programa de melhorias para a área central da cidade, cria incentivos e formas para sua implantação”. A partir do qual surgiram iniciativas por parte do poder público, como a concepção de um projeto de revitalização denominado Projeto Nova Luz (Concremat, 2011).

4.3 DADOS DE ENTRADA DO MODELO

Para a realização das análises propostas neste estudo são necessários diversos dados e informações, dentre os quais fazem parte: os dados de entrada do modelo SWMM e os dados e informações que auxiliaram no levantamento das áreas permeáveis e impermeáveis e áreas com potencial de implantação de medidas de controle na fonte na bacia em estudo.

A seguir apresenta-se um detalhamento de todos os dados de entrada utilizados na modelagem, que compreendem dados de precipitação, base cartográfica, cadastro da galeria de águas pluviais, dados específicos da bacia em estudo e das medidas de controle adotadas.

4.3.1 Dados de precipitação

Foram analisados dados de um evento observado na região em estudo e de precipitações intensas, conforme segue:

- Evento extremo de precipitação observada na Cidade de São Paulo. O evento selecionado ocorreu durante o período chuvoso de 2010 e 2011, mais precisamente no dia 16 de fevereiro de 2011, quando em cerca de 1 hora o total precipitado foi de aproximadamente 60 mm, no posto “CGE – R. Bela Cintra”, como mostra a série de precipitação acumulada apresentada na Figura 22.

Figura 22 – Precipitação acumulada medida no posto ‘CGE – R. Bela Cintra’ no dia 16 de fevereiro de 2011 (Fonte: SAISP)

O período chuvoso de 2010 e 2011 foi especialmente importante, pois aconteceram inundações de grandes proporções resultando em inúmeros transtornos para a cidade de São Paulo. O evento do dia 16 de fevereiro de 2011 é um exemplo, como pode ser visto na Figura 23, a imagem da esquerda mostra o alagamento da Rua Doutor Frederico Steidel, que está localizada a aproximadamente 300 m a sudoeste da bacia de estudo. Enquanto a imagem da direita mostra o transbordamento do córrego Ipiranga na Zona Sul da Cidade de São Paulo.

Neste dia o Jornal Folha de São Paulo³, relatou que o CGE (Centro de Gerenciamento de Emergências) colocou em estado de atenção toda a Cidade de

³ Portal do Jornal A Folha de São Paulo. Disponível em: <http://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/876611-chuva-em-sp-fecha-aeroporto-e-provoca-mais-de-60-alagamentos.shtml>. Acesso em: 3 de Abril de 2013.

São Paulo, e que após duas horas do início do evento a CET (Companhia de Engenharia de Tráfego) registrava 65 pontos de alagamento por toda a cidade.

Figura 23 – Imagens de inundações decorrentes do evento ocorrido em 16 de fevereiro de 2011 (Fonte: Portal de Notícias UOL⁴)

- Estimativa da precipitação de projeto com base nas análises de chuvas intensas (IDF) para períodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 50 e 100 anos, com durações de 30, 60 e 120 minutos e intervalo de tempo de 5 minutos. Para o cálculo das chuvas intensas foi utilizada a eq. (4) publicada pelo DAEE (1999) com base em 65 anos de medições (1933-1997) no posto do IAG⁵ na cidade de São Paulo:

$$i_{t,T} = 39,3015 \cdot (t + 20)^{-0,9228} + 10,1767 \cdot (t + 20)^{-0,8764} \cdot \left\{ -0,4653 - 0,8407 \cdot \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \quad (4)$$

para $10 < t < 1440$, com:

I : intensidade da chuva, correspondente à duração t e período de retorno T , em mm/min.

t : duração da chuva em minutos.

T : período de retorno em anos.

As precipitações calculadas e seus respectivos hietogramas estão apresentados no Anexo I deste trabalho.

Apesar da restrição de 10 minutos para a duração da chuva, optou-se por adotar um tempo menor de 5 minutos nos cálculos das precipitações intensas neste estudo.

⁴ Portal de notícias UOL. Disponível em: http://noticias.uol.com.br/album/110216chuva_album.jhtm#fotoNav=9. Acesso em: 3 de abril de 2013.

⁵ Posto Observatório do IAG (Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas). Código da Estação no sistema Hidroweb: 2346059. Código da Estação no sistema Sigrh: E3-035.

Isso porque a área da bacia é bastante reduzida e altamente impermeabilizada, o que resulta em tempos de concentração também reduzidos. Cinco minutos é o tempo de concentração mínimo indicado para áreas urbanizadas no Manual de Drenagem de Denver (UDFCD, 2001). A menor duração adotada resulta em maiores intensidades de chuva calculadas, o que gera cenários mais conservadores em se tratando dos riscos hidrológicos.

Calculadas as precipitações de projeto é importante avaliar qual é a precipitação que pode ser considerada a mais crítica para a bacia em estudo. Esta precipitação, também conhecida como chuva crítica, é aquela cuja combinação de sua intensidade e duração gera o máximo de vazão numa determinada seção do curso d'água, ou seja, o momento em que toda a bacia contribui para o escoamento superficial.

O cálculo da chuva crítica pode se dar pela estimativa do tempo de concentração (t_c) da bacia, que é o tempo de percurso da água desde o ponto mais distante da bacia hidrográfica até a seção de interesse. Para bacias menores que 3 km², é válida a seguinte constatação: durações maiores do que o tempo de concentração a intensidade da chuva tende a decrescer e para durações menores não haveria tempo para que toda a área da bacia contribuísse para o exutório da bacia (FCTH/SMDU, 2012). O tempo de concentração foi então calculado pelo método cinemático do Soil Conservation Service (SCS), método indicado pelo Manual de Drenagem de São Paulo, conforme eq. (5):

$$t_c = \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i} \quad (5)$$

sendo,

t_c : tempo de concentração em segundos

L_i : comprimento de um trecho i do talvegue principal em metros

V_i : velocidade do escoamento no trecho i de comprimento L_i , em m/s

Nesse caso, o talvegue principal é dividido em n trechos homogêneos para os quais devem ser calculadas as velocidades do escoamento.

Na parte superior da bacia, em que predomina o escoamento em superfícies, o tempo de concentração inicial (t_i) foi determinado por meio da eq. (6), a seguir:

$$t_i = \frac{0,65 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (6)$$

onde:

t_i : tempo inicial ou tempo de escoamento em superfície ("overland flow"), em minutos

C: coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 5 a 10 anos

L: comprimento do escoamento em metros

S: declividade média da bacia, em porcentagem

Nos trechos de galerias adotou-se a equação de Manning (eq. 7) em regime de escoamento uniforme para a estimativa da velocidade.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot j^{1/2} \quad (7)$$

em que:

V: velocidade de escoamento (m/s)

n: coeficiente de rugosidade de Manning

R_h : raio hidráulico (m); sendo que $R_h = A / P$

A: área da seção molhada (m^2)

P: perímetro molhado

J: declividade da linha de energia (m/m)

Para a bacia em estudo obteve-se um tempo de concentração da ordem de 30 minutos, correspondente à soma do tempo inicial que corresponde a 11 minutos mais o tempo de concentração no trecho de galerias que é de 19 minutos. Deste modo é possível dizer que a chuva crítica da bacia é aquela com duração igual a 30 minutos.

4.3.2 Base Cartográfica

A base cartográfica adotada neste estudo é parte integrante do Mapa Digital da Cidade (MDC), disponível no portal da Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano⁶ (SMDU) da Prefeitura de São Paulo. Esta base foi gerada por meio de técnicas de aerolevanteamento de voos efetuados no ano de 2004, que resultou em mapas de escala 1:1000, na zona urbana, e de 1:5000, na zona rural do município.

A base cartográfica foi disponibilizada em folhas digitais no formato de arquivos DXF, um tipo de arquivo de dados do programa AutoCAD da Autodesk. Estes arquivos são capazes de armazenar informações em camadas, ou *layers*. As camadas de informações de interesse para este estudo são: sistema viário, hidrografia, curvas de nível, pontos cotados, praças, parques, canteiros e edificações. Vale ressaltar que as informações de hidrografia disponíveis no MDC são referentes à porção da hidrografia natural ou canalizada que se encontra a céu aberto, ou seja, não estão disponíveis os traçados das galerias de águas pluviais fechadas, estas informações por sua vez foram retiradas de plantas cadastrais disponibilizadas pela PMSP, como será apresentado no item a seguir.

4.3.3 Galerias de águas pluviais

O traçado das galerias de águas pluviais se baseou no cadastro da rede de drenagem da região de estudo. Este cadastro foi disponibilizado pela Secretaria de Infraestrutura Urbana e Obras (SIURB) da PMSP, por meio de plantas cadastrais.

As plantas cadastrais que foram consultadas estão relacionadas a seguir:

- Planta da Bacia Hidrográfica; local: Estação da Luz; trecho: Rua José Paulino; desenvolvido por: ENGECORPS; data do documento: 08/05/96– PMSP/SIURB Nº 274.400; data de arquivo: 22/08/03.
- Planta e Perfil do Poço de Interligação da Galeria da Praça Júlio Prestes; local e trecho: Estação da Luz – 148-SVP-LUZ-A1-B010.B; desenvolvido por: ENGECORPS; data do documento: 25/05/96; sem informação de arquivamento.

⁶ Mapa Digital da Cidade disponível para download no Portal da SMDU/PMSP (http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/desenvolvimento_urbano/dados_estatisticos/). Acesso em 21 de janeiro de 2013.

- Execução de Obra de Drenagem de Pequeno e Médio Porte nas Diversas Bacias Hidrográficas dos Seguintes Córregos: Itaquera, Afluente “J”, Machados, Oratório, Tapera, Pinheirinhos, Água Fria e Estação da Luz; local e trecho: Estação da Luz; desenvolvido por: SIURB - OBRAS 1 – PMSP/SIURB CLAS. C-2, Nº 140.861; data de arquivo: 17/12/01. Documento que mostra em detalhe do traçado das galerias sob a linha férrea da CPTM (Figura 24).

Figura 24 – Detalhe do traçado das galerias sob a linha férrea da CPTM (Adaptado de PMSP/SIURB CLAS. C-2 - Nº 140.861)

Segundo informações de técnicos da SIURB o trecho antigo, em alvenaria (Figura 25), foi interditado quando o túnel com seção em arco retangular foi concluído no ano de 2002. A construção do túnel teve por objetivo minimizar os alagamentos que ocorriam na região, como mostra o evento ocorrido na década de 80, apresentado na Figura 26.

Figura 25 – Imagem da galeria em alvenaria, década de 80 (Fonte: Estaka Engenharia)

Figura 26 – Imagem de um evento de alagamento na linha férrea da CPTM, década de 80 (Fonte: CPTM)

- Construção das Galerias Subterrâneas de Acesso para a Estação da Luz (trecho da Rua Mauá); desenvolvido por: Augusto Velloso / TELAR / INTERSOLO; data do documento: 08/2002 – CPTM AK2906-5003.

- Projeto Básico de Drenagem (Planta) - Elaboração do Projeto da Galeria; local: Rua Mauá - Luz; trecho: Rua Brigadeiro Tobias e Avenida do Estado; desenvolvido por: SYSTEM ENGENHARIA LTDA.; data do documento: 24/04/08 – PMSP/SIURB/PROJ.04, Nº 281.335; data de arquivo: 10/10/ano ilegível.
- Cadastramento e Diagnóstico de Galerias de Águas Pluviais; local: Estação da Luz / R. José Paulino; VIDEOSAN Saneamento Ambiental LTDA.; documento sem data; sem informação de arquivamento.

Adicionalmente, também foi consultado o traçado indicado no EIA-RIMA do Projeto Nova Luz (Concremat, 2011). A Figura 27 exhibe o traçado disponível nas plantas cadastrais disponibilizadas pela SIURB e as informações do EIA-RIMA. Cabe ressaltar que no EIA-RIMA apenas o traçado das galerias pôde ser consultado, as informações de diâmetros e de profundidade das galerias foram consultadas nas plantas cadastrais.

Base cartográfica: MDC, EIA-RIMA do Projeto Nova Luz e cadastros da SIURB

Figura 27 – Rede de drenagem da bacia do córrego da Luz

4.3.4 Dados Específicos da Bacia em Estudo

A área total da bacia do córrego da Luz é de aproximadamente 1,6 km², destes foram analisados na modelagem 0,9 km², que é a parcela da área de drenagem que contribui para o túnel que atravessa a linha férrea. Nesta parcela da bacia localiza-se a área abrangida pelo Projeto Nova Luz. A área de contribuição analisada, por sua vez, foi subdividida em seis sub-bacias, de acordo com a rede de drenagem existente, como ilustrado na Figura 28.

Os dados que caracterizam as sub-bacias em estudo e são utilizados pelo modelo como dados de entrada para as simulações estão descritos a seguir:

- Nome da sub-bacia

As sub-bacias foram nomeadas de 01 a 06, precedidas da letra S.

Base cartográfica: MDC

Figura 28 – Sub-bacias e rede de drenagem da área em estudo

- Dados pluviométricos

Os dados pluviométricos consistiram de hietogramas de três eventos observados e hietogramas de precipitações intensas calculadas para períodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 50 e 100 anos, com durações de 30, 60 e 120 minutos.

- Exutório da sub-bacia

A contribuição de cada sub-bacia é direcionada para os nós representados na rede de drenagem. A Figura 29 mostra o desenho esquemático das concepções dos trechos das galerias de águas pluviais e dos nós.

Figura 29 – Trechos e nós da rede de drenagem representada no modelo

É possível observar na Figura 29 que foi considerado apenas o trecho principal do sistema de drenagem que recebe as contribuições de cada sub-bacia, e o novo trecho em túnel localizado sob a linha férrea. Esta figura também indica os nós e respectivas contribuições das sub-bacias.

Os demais parâmetros, como área, largura (calculada em função do comprimento do talvegue), declividade, porcentagem de área impermeável, coeficiente de rugosidade de Manning das áreas permeáveis e impermeáveis, profundidade de armazenamento para as áreas permeáveis e impermeáveis e o CN das áreas permeáveis estão listados na Tabela 15.

A porcentagem média da área impermeável da bacia foi estimada com base nas camadas do sistema viário, praças, parques, canteiros e edificações existentes no MDC.

Para o coeficiente de rugosidade de Manning da área permeável foi adotado o valor sugerido pelo USDA (1986) para superfícies com cobertura natural, já para as áreas impermeáveis adotou-se o valor sugerido por Mc Cuen et al. (1996), correspondente ao valor médio entre uma superfície coberta por asfalto liso e uma superfícies coberta por revestimento de concreto comum.

Foram adotados os valores sugeridos pela ASCE (1992) para a profundidade de armazenamento superficial das camadas de armazenamento. Para as áreas permeáveis adotou-se o valor recomendado para áreas gramadas, enquanto que para as áreas impermeáveis foi utilizado o valor sugerido para superfícies impermeáveis.

Tabela 15 – Parâmetros e valores adotados para as sub-bacias

Sub-bacia	Área (ha)	Largura (m)	Comprimento Talvegue (m)	Declividade (%)	% da Área Impermeável	CN da área permeável (Kutner, 2001)	n Manning		Profundidade de Armazenamento Superficial (mm)	
							Área Permeável (USDA, 1986)	Área Impermeável (Mc Cuen et al, 1996)	Área Permeável (ASCE, 1992)	Área Impermeável (ASCE, 1992)
S01	37,68	285	1.320	0,79	90	68	0,13	0,012	2,54	1,90
S02	8,88	112	790	0,62	90	68	0,13	0,012	2,54	1,90
S03	1,22	93	130	0,22	90	68	0,13	0,012	2,54	1,90
S04	8,55	95	900	0,58	90	68	0,13	0,012	2,54	1,90
S05	5,05	120	420	0,24	90	68	0,13	0,012	2,54	1,90
S06	32,97	347	950	0,59	90	68	0,13	0,012	2,54	1,90

Por fim, o CN da área permeável foi baseado nas análises realizadas por Kutner et al. (2001) para a bacia do Alto Tietê, por meio da constituição geológica obtida nas Cartas Geológicas disponíveis. Adotou-se então para a bacia da Luz o valor de CN indicado para áreas de baldios, campos e parques da sub-bacia 13.2 – Mandaqui, como sendo representativo da área permeável. A sub-bacia 13.2 – Mandaqui compreende tanto a área da bacia do córrego Mandaqui na margem direita do rio Tietê, como uma área de contribuição da margem esquerda onde se insere a bacia do córrego da Luz, conforme mostra a Figura 30.

Figura 30 – Divisão de sub-bacias adotada por Kutner et al. (2001) e localização da bacia do córrego da Luz

Com relação à rede de drenagem construída no modelo, tanto o caminamento das galerias como a profundidade dos trechos foram retirados das plantas cadastrais disponibilizadas pela SIURB, contudo como se trata de uma bacia pequena, que conta basicamente com redes de microdrenagem, os diâmetros das galerias existentes não comportariam os cenários com chuvas intensas para períodos de retorno de 50 ou 100 anos. Desta forma os diâmetros das galerias considerados são maiores do que os existentes no local. O coeficiente de rugosidade adotado para os condutos foi o valor de $n = 0,018$, valor proposto para o cálculo da capacidade de vazão em canais ou galerias de concreto pela PMSP (1999b).

4.3.5 Dados Específicos das Medidas de Controle na Fonte

Os dados das medidas de controle são inseridos no modelo de acordo com as camadas verticais e a estrutura de saída da água que compõem cada medida. Conforme descrito no item 3.1.2, são necessários diversos parâmetros para que o modelo represente os processos que interferem no fluxo da água, desde que adentra na estrutura até o momento em que sai, ou por um dreno de saída ou infiltrando no solo local. Para este estudo foi feita uma extensa pesquisa sobre trabalhos e experimentos que estudaram ou que pelo menos mencionassem tais parâmetros, foram consultados trabalhos brasileiros (Acioli, 2005; Pinto, 2011; PMSP, 1999c; PMSP, 2012 e Virgiliis, 2009) e estrangeiros (ASCE, 1992; Ferguson, 2005; FLL, 2002; Rawls et al., 1983; Urbonas e Stahre, 1993), e alguns manuais e guias estrangeiros (Metropolitan Council, 2001; Portland, 2008 e Portland, 2009), bem como o próprio Manual do SWMM (Rossman, 2010).

Foi dada prioridade para os dados brasileiros seguidos de dados estrangeiros, quando não foi possível completar todos os parâmetros com estas duas fontes, foram então utilizados os dados sugeridos pelo Manual do SWMM (Rossman, 2010).

A seguir é feita uma descrição sobre os dados de entrada adotados para a modelagem de cada medida de controle na fonte selecionada para este estudo: pavimento asfáltico permeável com reservação, telhados verdes e jardins de chuva.

4.3.5.1 *Pavimento asfáltico permeável*

O tipo de pavimento asfáltico permeável considerado neste trabalho se assemelha ao modelo físico estudado por Virgiliis (2009) e Pinto (2011), que funciona como um reservatório, construído no estacionamento do Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EP-USP). A estrutura do tipo reservatório foi selecionada por não depender das taxas de infiltração do solo local e também porque, baseada nos resultados do experimento da EP-USP, foi desenvolvida a especificação técnica ETS-03/2012 da PMSP (2012) para pavimentos asfálticos porosos em vigor no Município de São Paulo.

A única diferença é que foi considerada para este estudo uma camada de reservação menor, observando que o experimento implantado no Laboratório de Hidráulica da EP-USP possui uma camada de reservação de 300 mm. Neste estudo foi adotada uma

camada de reservação de 150 mm, que condiz com a especificação da Prefeitura do Município de São Paulo DP-P06 (PMSP, 1999c) para as camadas de base composta por macadame betuminoso e macadame hidráulico para pavimentos que comportam tráfego leve a médio. As camadas de base têm a função de resistir e distribuir as cargas do tráfego. No caso da camada de base dos pavimentos permeáveis, além de suporte do tráfego, também funciona como uma camada de reservatório por apresentar altos valores de porosidade, ou seja, espaços vazios que a água pode ocupar.

Adiante estão listados e comentados os valores adotados para os dados de entrada dos cenários que consideram a implantação de pavimentos permeáveis. Nem todos os parâmetros requeridos pelo modelo foram analisados no experimento da EP-USP, deste modo, foram adotados dados de outras referências quando necessário (ASCE, 1992; Ferguson, 2005 e Urbonas e Stahre, 1993).

○ Camada Superficial

- Altura do armazenamento superficial: valor adotado = 2,54 mm, valor máximo para superfícies impermeáveis e valor mínimo para gramados (ASCE, 1992).
- Fração da cobertura vegetal: valor adotado = 0, neste caso foi considerado a inexistência de vegetação na área do pavimento.
- Rugosidade superficial: coeficiente de rugosidade n de Manning, valor adotado = 0,03, valor sugerido por Ferguson (2005) para variadas superfícies com pavimentos permeáveis.
- Declividade superficial: valor adotado = 0,5 %, valor médio da declividade na bacia da Luz.

○ Camada do Pavimento

- Profundidade da camada de pavimento: valor adotado = 50 mm, altura da camada de pavimento asfáltico poroso (Pinto, 2011).
- Índice de vazios: valor que indica a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos da camada porosa, valor adotado = 0,25, correspondente à porosidade de 20,1% (Virgiliis, 2009).

- Fração da superfície impermeável: parâmetro aplicável aos sistemas modulares que representa a relação do material impermeável sobre a área total, valor adotado = 0, uma vez que o sistema de pavimento asfáltico é contínuo.
 - Permeabilidade do pavimento asfáltico: valor adotado = 5.655,6 mm/h, considerando as condições de um pavimento novo (Pinto, 2011).
 - Fator de colmatção: valor adotado = 0, que ignora o processo de colmatção.
- Camada de Armazenamento
- Altura da camada de armazenamento: valor adotado = 150 mm, altura das camadas de macadame betuminoso e hidráulico (Virgiliis, 2009).
 - Índice de vazios: valor adotado = 0,67, correspondente à porosidade de 40% (Pinto, 2011).
 - Taxa de filtração da camada de armazenamento: valor adotado = 0, este valor deve ser zero quando a estrutura apresenta uma camada de fundo impermeável, como é o caso do pavimento da EP-USP.
 - Fator de colmatção: valor adotado = 0, que ignora o processo de colmatção.
- Sistema de Drenos de Saída
- Expoente n e coeficiente C de drenagem: valor de n adotado = 0,5, desta forma o dreno deve atuar como um orifício. Enquanto que o valor adotado para C foi de 2,72 mm/h, considerando a relação entre a altura da água armazenada $h = 150$ mm, correspondente a altura das camadas de base, e o tempo necessário para drenar este volume $T = 9$ h, que corresponde ao tempo médio de esvaziamento sugerido por Urbonas e Stahre (1993).
 - Altura do dreno acima do fundo da camada de armazenamento: no caso do experimento considerado o dreno foi posicionado no fundo da camada de armazenamento, desta forma o valor adotado = 0.

4.3.5.2 Telhados verdes (biorretenção)

Nas análises foram considerados telhados verdes planos do tipo extensivo que apresentam facilidade na instalação e baixos custos de manutenção. Os valores

adotados para os dados de entrada do modelo se basearam principalmente nos manuais da FLL e do SWMM. A FLL (Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau) é uma Sociedade de Pesquisa e Desenvolvimento da Paisagem e do Paisagismo alemã, cujo manual é utilizado como referência de trabalhos acadêmicos e como padrão para testes de materiais utilizados na construção de telhados verdes, como é o caso do Roofmeadow®. A escolha de se adotar também os valores sugeridos pelo Manual do SWMM se deu pelo fato de que os parâmetros, principalmente aqueles relacionados à camada de solo (substrato) da medida, variavam muito dentro da bibliografia consultada, não sendo possível encontrar todos os parâmetros para um tipo de solo como consta no Manual do SWMM.

○ Camada Superficial

- Altura do armazenamento superficial: valor adotado = 3,8 mm, considerando o valor médio sugerido pela ASCE (1992) para superfícies gramadas.
- Fração da cobertura vegetal: valor adotado = 0,9, neste caso foi considerado que praticamente toda a extensão do telhado será ocupada por vegetação.
- Rugosidade superficial: parâmetro válido apenas para pavimentos permeáveis e valas vegetadas, deste modo o valor adotado = 0.
- Declividade superficial: valor adotado = 0 %, parâmetro válido apenas para pavimentos permeáveis e valas vegetadas.

○ Solo

Substratos com altos valores de condutividade hidráulica são os tipos comumente adotados para camada de solos de medidas de controle como o telhado verde, desta forma optou-se por utilizar os parâmetros de um solo arenoso que apresenta o maior valor de condutividade dentre os tipos listados por Rawls et al. (1983).

- Profundidade da camada de substrato: valor adotado = 120 mm, valor médio sugerido pela FLL (2002) para telhados verdes do tipo extensivo.
- Os valores dos parâmetros a seguir correspondem aos valores típicos sugeridos por Rawls et al. (1983) para solos arenosos:
 - Porosidade da camada de substrato = 0,437.
 - Capacidade de campo = 0,062.

- Ponto de murcha = 0,024.
- Condutividade hidráulica do solo saturado (k_s) = 120,4 mm/h.
- Potencial matricial do substrato = 49,0 mm.
- Declividade da condutividade hidráulica: valor adotado = 5 (adimensional), valor médio sugerido por Rossman (2010) para solos arenosos.
- Camada de Armazenamento
 - Altura da camada de armazenamento: valor adotado = 38,0 mm, espessura média sugerida pelo fabricante americano Roofmeadow® para a camada de drenagem das estruturas com profundidade média de substrato igual a 120 mm.
 - Índice de vazios: valor adotado = 0,25, valor mínimo sugerido pelo fabricante americano Roofmeadow® para a camada de drenagem.
 - Taxa de filtração da camada de armazenamento: valor adotado = 0, este valor deve ser zero quando a estrutura apresenta uma camada de fundo impermeável.
 - Fator de colmatção: valor adotado = 0, que ignora o processo de colmatção.
- Sistema de Drenos de Saída
 - Expoente n e coeficiente C de drenagem: valor de n adotado = 0,5 para que o dreno deve atuar como um orifício. Enquanto que o valor adotado para C foi de 1,37 mm/h, considerando a relação entre a altura da água armazenada $h = 38$ mm, correspondente à altura da camada de armazenamento, e o tempo necessário para drenar este volume $T = 9$ h, mesmo valor para pavimento permeável.
 - Altura do dreno acima do fundo da camada de armazenamento: foi considerado que os drenos dos telhados são posicionados no fundo da camada de armazenamento, desta forma o valor adotado = 0.

4.3.5.3 Jardins de chuva (biorretenção)

As estruturas consideradas neste estudo são do tipo infiltrante, desta forma não são previstos drenos de saída nos jardins de chuva. Os dados apresentados a seguir se

basearam em estruturas existentes nas cidades de Portland⁷, nos EUA, e Kingston⁸ na região metropolitana de Melbourne na Austrália. Foram também utilizados valores padrões contidos no Manual de Drenagem de Portland (Portland, 2008) e no Manual do SWMM (Rossman, 2010). Da mesma forma que nos telhados verdes, optou-se por adotar os valores contidos no Manual do SWMM para os parâmetros relacionados à camada de solo da medida, pela dificuldade de se encontrar todos os dados necessários.

○ Camada Superficial

- Altura do armazenamento superficial: valor adotado = 300 mm, valor máximo sugerido no Manual de Portland para os jardins implantados nas calçadas.
- Fração da cobertura vegetal: valor adotado = 0,9, neste caso foi considerado que praticamente toda a extensão do telhado será ocupada por vegetação.
- Rugosidade superficial: parâmetro válido apenas para pavimentos permeáveis e valas vegetadas, deste modo o valor adotado = 0.
- Declividade superficial: valor adotado = 0 %, parâmetro válido apenas para pavimentos permeáveis e valas vegetadas.

○ Solo

Igualmente à camada de solos de telhados verdes, nos jardins de chuva é usual a aplicação de substratos com altos valores de condutividade hidráulica, desta forma optou-se por utilizar os parâmetros de um solo arenoso que apresenta o maior valor de condutividade dentre os tipos listados por Rawls et al. (1983).

- Profundidade da camada de solo: valor adotado = 600 mm, valor adotado no projeto de Portland.
- Os valores dos parâmetros a seguir correspondem aos valores típicos sugeridos por Rawls et al. (1983) para solos arenosos:
 - Porosidade da camada de substrato = 0,437.

⁷ Projeto de revitalização da 12ª Avenida SW, em Portland - EUA, que utiliza as estruturas de jardins de chuva do tipo infiltrante, disponível em: <http://www.portlandoregon.gov/bes/article/167503>, acesso em: 13 de fevereiro de 2013.

⁸ Projetos de jardins de chuva implantados na região de Kingston, Melbourne - Austrália, para estruturas de retenção, disponível em: http://www.kingston.vic.gov.au/Page/page.asp?Page_Id=1429, acesso em: 15 de fevereiro de 2013.

- Capacidade de campo = 0,062.
- Ponto de murcha = 0,024.
- Condutividade hidráulica do solo saturado (k_s) = 120,4 mm/h.
- Potencial matricial do substrato = 49,0 mm.
- Declividade da condutividade hidráulica: valor adotado = 5 (adimensional), valor médio sugerido por Rossman (2010) para solos arenosos.
- Camada de Armazenamento
 - Altura da camada de armazenamento: valor adotado = 300,0 mm de brita graduada, comumente utilizada nas camadas de base para a pavimentação.
 - Índice de vazios: valor adotado = 0,67, correspondente à porosidade de 40% (Pinto, 2011).
 - Taxa de filtração da camada de armazenamento: o valor correspondente à taxa de permeabilidade da camada de brita é equivalente à 7 cm/s, contudo a taxa de filtração desta camada é limitada pela taxa de filtração da camada de solo abaixo da estrutura. Desta forma a taxa de filtração da camada de armazenamento é limitada pelo CN igual a 68 adotado para a bacia em estudo.
 - Fator de colmatção: valor adotado = 0, que ignora o processo de colmatção.
- Sistema de Drenos
 - Coeficiente de drenagem: valor adotado = 0, uma vez que para estruturas que não possuem drenos de saída este coeficiente deve ser zero.

4.3.5.4 *Resumo dos parâmetros das medidas de controle*

Um resumo dos parâmetros e valores adotados para as medidas de controle na fonte é apresentado na Tabela 16.

Tabela 16 – Resumo dos parâmetros e valores adotados para as medidas de controle na fonte

Camada	Parâmetro	Valor adotado para a medida de controle			Unidade
		Pavimento Permeável	Telhado Verde	Jardim de Chuva	
Superficial	Altura do armazenamento superficial	2,54	3,80	300,00	mm
	Fração da cobertura vegetal	0	0,9	0,90	-
	Rugosidade superficial	0,03	0*	0*	-
	Declividade superficial	0,50	0*	0*	%
Pavimento	Profundidade da camada	50,00	N.A.	N.A.	mm
	Índice de vazios	0,25	N.A.	N.A.	-
	Fração da superfície impermeável	0	N.A.	N.A.	-
	Permeabilidade da camada	5.655,60	N.A.	N.A.	mm/hr
	Fator de colmatação	0	N.A.	N.A.	-
Solo	Profundidade da camada	N.A.	120,00	600,00	mm
	Porosidade	N.A.	0,437	0,437	-
	Capacidade de campo	N.A.	0,062	0,062	-
	Ponto de murcha	N.A.	0,024	0,024	-
	Condutividade hidráulica do solo saturado	N.A.	120,40	120,40	mm/hr
	Declividade da condutividade hidráulica	N.A.	5,00	5,00	-
	Potencial matricial do substrato	N.A.	49,00	49,00	mm
Armazenamento	Altura da camada	150,00	38,00	300,00	mm
	Índice de vazios	0,67	0,25	0,67	-
	Taxa de filtração da camada	0**	0**	252.000,00	mm/hr
	Fator de colmatação	0	0	0	-
Sistema de Drenos	Expoente de drenagem	2,72	1,37	0***	mm/hr
	Coeficiente de drenagem	0,50	0,50	0***	-
	Altura do dreno acima do fundo da camada	0	0	0***	mm

* este valor deve ser 0 (zero) para estruturas de biorretenção como telhados verdes.

** este valor deve ser 0 (zero) para estruturas sem infiltração.

*** este valor deve ser 0 (zero) para estruturas com infiltração.

N.A.: Não aplicável

4.3.6 Levantamento das Áreas Passíveis de Implantação de Medidas de Controle na Fonte

Para a composição dos cenários que analisaram o desempenho das estruturas de controle na fonte foi necessário fazer um levantamento das áreas passíveis de implantação para cada medida. Para os pavimentos permeáveis foram levantadas as áreas de arruamento e estacionamentos dentro da porção da bacia em análise, para os telhados verdes as áreas cobertas por telhados e para os jardins de chuva a extensão de calçadas que podem comportar estas estruturas.

É importante ressaltar que a base cartográfica utilizada no levantamento destas áreas é produto de um sobrevoo realizado no ano de 2004, desta forma os cenários apresentados a seguir que consideram, por exemplo, as áreas cobertas por estacionamentos e telhados, representam a condição existente no ano do sobrevoo.

4.3.6.1 *Pavimentos Permeáveis*

Para construir os cenários que consideram a utilização de pavimentos permeáveis foram identificadas áreas ocupadas por arruamento e estacionamentos através dos layers que contêm o viário e os limites dos lotes e das ortofotos do MDC. Não foram consideradas as áreas ocupadas pelos canteiros centrais nem as faixas ocupadas por calçadas. Os estacionamentos cobertos também não foram considerados e devem ser avaliados nos cenários dos telhados verdes. O resultado deste levantamento é apresentado na Figura 31.

A área ocupada por arruamento representa 20,0% da área da bacia, enquanto os estacionamentos representam 4,4%. No total, o arruamento e estacionamentos ocupam, cerca de 25% da área da bacia. Como a área de estudo foi dividida em sub-bacias foi necessário levantar as áreas de arruamento e estacionamentos por sub-bacia, este levantamento é apresentado na Tabela 17.

Figura 31 – Áreas ocupadas por arruamento e estacionamentos na bacia do córrego da Luz

Tabela 17 – Áreas ocupadas por arruamento e estacionamentos nas sub-bacias em estudo

Sub-bacia	Área total ocupada por arruamento		Área total ocupada por estacionamento	
	em m ²	% em relação à área da sub-bacia	em m ²	% em relação à área da sub-bacia
S01	79.714	21,16	13.937	3,70
S02	16.140	18,17	8.120	9,14
S03	1.705	13,96	0	0,00
S04	14.977	17,52	7.467	8,74
S05	8.107	16,06	524	1,04
S06	67.914	20,60	11.228	3,41

4.3.6.2 Telhados Verdes

Para os cenários que consideraram a implantação de telhados verdes, foi feito um levantamento utilizando os arquivos da base cartográfica do MDC, mais precisamente o contorno dos lotes e as ortofotos, e identificando as áreas cobertas por telhado existente em cada lote da bacia. Deste levantamento foi possível constatar que 51% da área da bacia é coberta por telhados que apresentam diversas formas e tamanhos. Neste estudo foi considerado que cada telhado possui uma área média de 300 m², valor calculado em função da área dos telhados existentes na bacia em estudo. A localização dos telhados é apresentada na Figura 32 e a áreas ocupadas por telhados em cada uma das sub-bacias são apresentadas na Tabela 18.

Base cartográfica: MDC

Figura 32 – Áreas ocupadas por telhados na bacia do córrego da Luz

Tabela 18 – Áreas ocupadas por telhados nas sub-bacias em estudo

Sub-bacia	Área total coberta por telhados	
	em m ²	% em relação à área da sub-bacia
S01	175.064	46,46
S02	49.225	55,42
S03	8.928	73,11
S04	51.010	59,68
S05	34.518	68,37
S06	165.833	50,31

4.3.6.3 *Jardins de Chuva*

Para a composição dos cenários com os jardins de chuva foi necessário levantar a localização das calçadas que podem comportar estas estruturas, para tanto foi feito um levantamento de normas que regulamentem este tipo de estrutura pública na Cidade de São Paulo.

A Prefeitura do Município de São Paulo publicou recentemente no portal da Secretaria Municipal de Coordenação das Subprefeituras (SMSP) novas regras para as calçadas da cidade⁹. Como ainda não existem regras específicas para os jardins de chuva na Cidade de São Paulo ou no Brasil, serão adotadas as recomendações para implantação das “Calçadas Verdes”, que são os passeios públicos que contam com uma ou duas faixas ajardinadas. Segundo as novas regras, as calçadas poderão abrigar faixas ajardinadas desde que observem às seguintes recomendações:

- O tipo de vegetação a ser utilizada não deve prejudicar a visão nem a movimentação do pedestre.
- A largura da calçada deve ser de no mínimo 2 m para receber uma faixa ajardinada e de 2,5 m para receber duas faixas ajardinadas, sendo que a faixa livre para circulação de pedestres não deve apresentar nenhuma interferência devendo ser contínua e com largura mínima de 1,2 m.
- Por fim, a faixa não pode ser murada para facilitar o escoamento das águas da chuva.

⁹ Portal da Secretaria Municipal de Coordenação das Subprefeituras, que apresenta novas regras para as calçadas: <http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/subprefeituras/calçadas/>. Acesso em 22 de março de 2013.

Dentre as indicações listadas anteriormente aquela que faz referência ao escoamento das águas da chuva não se aplica ao funcionamento dos jardins de chuva, uma vez que o acúmulo de água na superfície destas estruturas aumenta sua eficiência. Desta forma, será preciso que a Prefeitura desenvolva normas específicas para o controle do escoamento ou altere as normas existentes, para que a implantação dos jardins de chuva seja regulamentada.

As estruturas dos jardins de chuva consideradas neste estudo possuem um comprimento de 5,5 m e uma largura de 1,2 m, e deve ser considerado um vão entre os jardins de 2,5 m. Estes valores se basearam nas estruturas implantadas nas calçadas de Portland, conforme apresentado no item 4.3.5.3.

Levando em consideração as larguras mínimas estabelecidas, foi feito um levantamento utilizando-se mais uma vez os arquivos do MDC, dentre os layers de arruamento, limite dos lotes e ortofotos, para selecionar a porção das calçadas com largura mínima de 2,5 m, conforme apresentado na Figura 33.

Figura 33 – Áreas passíveis de implantação de jardins de chuva na bacia do córrego da Luz

A largura mínima de 2,5 m deve comportar o jardim de chuva, cuja largura adotada é de 1,2 m, e a faixa livre de circulação de pedestres, com largura mínima de 1,2 m conforme estabelecido pela Prefeitura. Como resultado deste levantamento verificou-se que na área de estudo 20.440 m de extensão de calçamento público apresentam condições apropriadas para a implantação dos jardins de chuva com as dimensões propostas neste estudo.

Sabendo que o vão entre as estruturas deve ser igual a 2,5 m e que o comprimento do jardim é de 5,5 m seria possível implantar 2.555 jardins distribuídos nas calçadas com largura superior a 2,5 m na bacia em estudo. O número máximo de jardins por sub-bacia é apresentado na Tabela 19.

Tabela 19 – Número máximo de jardins de chuva por sub-bacia

Sub-bacia	Número máximo de jardins
S01	962
S02	272
S03	34
S04	205
S05	111
S06	970

Uma visita à área de estudo permitiu verificar que em alguns trechos onde a calçada é larga, já há um aproveitamento com plantio de vegetação, como mostra a imagem da esquerda na Figura 34, no cruzamento entre a Av. Duque de Caxias e a Rua Santa Efigênia. Nesses locais a implantação dos jardins de chuva pode incorporar a vegetação já existente. A imagem da direita apresenta um exemplo onde a implantação dos jardins é inviável, pois a largura das calçadas é menor que 2,5 m, no trecho da Rua dos Timbiras altura do número 143.

Figura 34 – Imagens das calçadas existentes na região em estudo

4.4 AVALIAÇÃO DO MODELO

Com o objetivo de avaliar o funcionamento do modelo realizou-se uma comparação dos resultados modelados com os dados medidos experimentalmente no modelo da EP-USP. Para tanto, foi selecionado o estudo realizado por Pinto (2011), que avaliou o desempenho hidrológico/hidráulico de dois tipos de pavimentos permeáveis de um modelo físico implantado no estacionamento do Laboratório de Hidráulica da EP-USP, sendo um dos tipos o pavimento asfáltico permeável, cujos parâmetros foram utilizados como dados de entrada para a modelagem deste estudo.

Nesta avaliação se deu prioridade ao pavimento permeável, pois dentre as três medidas analisadas é a única com dados medidos para as condições da Cidade de São Paulo. Também é possível dizer que esse tipo de estrutura está mais avançado no do que diz respeito às normas e parâmetros de projeto, tendo em vista a Especificação Técnica ETS-03/2012 aprovada pela Prefeitura de São Paulo, que define critérios de dimensionamento e execução de pavimento asfáltico permeável.

Para efeito de comparação dos resultados observados com os resultados calculados pelo modelo SWMM, foram utilizados dois eventos de precipitação analisados durante a avaliação feita por Pinto (2011). O primeiro evento, observado no dia 25 de fevereiro, teve duração de 2,8 horas e o total precipitado foi de 25,2 mm, já o segundo evento, medido no dia 6 de março, durou 6,8 horas e o total precipitado foi de 31,2 mm (Figura 35).

Figura 35 – Hietogramas dos eventos observados em 25 de fevereiro (esquerda) e 6 de março (direita) do ano de 2010 (Fonte dos dados: Pinto, 2011)

Foram analisados quatro cenários com o intuito de comparar os resultados do modelo e os valores medidos. Dois cenários para o evento observado no dia 25 de fevereiro de 2010 e dois cenários para o evento do dia 6 de março de 2010. Para cada evento foi considerado um cenário com a implantação de um pavimento comum impermeável e outro com a adoção do pavimento asfáltico permeável. Nos cenários com o pavimento comum impermeável, foi considerado que 100% da área da bacia, construída para representar a estrutura do pavimento, é impermeável, já nos cenários com o pavimento asfáltico permeável, toda a área da bacia foi considerada como permeável.

Os dados de entrada utilizados nestes cenários são os mesmos que foram utilizados nos cenários da bacia da Luz, excetuando-se os parâmetros descritos a seguir:

- Declividade superficial da bacia e altura da camada de armazenamento: cujos valores adotados se basearam nos trabalhos de Pinto (2011), sendo, respectivamente 0,5% e 300 mm.
- CN da área permeável: foi adotado o valor de 67, indicado para áreas de baldios, campos e parques na sub-bacia 14.1.1 – Itaim por Kutner (2001). A bacia do córrego Jaguaré, onde está localizada a área do Laboratório de Hidráulica da EP-USP, está inserida nos limites da sub-bacia 14.1.1 – Itaim.
- Coeficiente C de drenagem: valor adotado foi de 3,85 mm/h, considerando a relação entre a altura da água armazenada $h = 300$ mm, correspondente a altura das camadas de base, e o tempo necessário para drenar este volume $T = 9$ h, valor

adotado nos cenários com pavimento asfáltico permeável, e corresponde ao tempo médio de esvaziamento sugerido por Urbonas e Stahre (1993).

A rede construída no modelo e a bacia de drenagem representativa da área do estacionamento onde foi implantado o experimento com o pavimento asfáltico permeável podem ser visualizadas na Figura 36.

Figura 36 – Bacia e rede de drenagem do experimento do Laboratório de Hidráulica da EP-USP representadas no modelo SWMM (Imagem: ortofotos do MDC)

A seguir é apresentada a comparação entre os resultados do modelo SWMM e os dados medidos durante a avaliação do modelo físico implantado no estacionamento do Laboratório de Hidráulica da EP-USP descritos por Pinto (2011).

A Figura 37 e a Figura 38 apresentam, respectivamente, os resultados obtidos para os eventos medidos no dia 25 de fevereiro e 06 de março de 2010. Os gráficos à esquerda apresentam as vazões observada e modelada, enquanto os gráficos da direita apresentam a correlação entre estas vazões.

Estes resultados mostraram que o modelo representou bem o comportamento do pavimento permeável nos dois eventos analisados. As análises de correlação linear realizadas para os dois eventos indicaram uma forte correlação entre as séries de

vazões modeladas e observadas, resultando em 0,75 para o evento observado no dia 25 de fevereiro e 0,83 para o evento do dia 06 de março.

Figura 37 – Comparação entre as vazões modeladas e observadas no evento do dia 25 de fevereiro de 2010, no experimento da EP-USP

Figura 38 – Comparação entre as vazões modeladas e observadas no evento do dia 06 de março de 2010, no experimento da EP-USP

Os picos das vazões foram mais bem representados no evento do dia 06 de março de 2010. No evento observado no dia 25 de fevereiro nota-se um achatamento no pico do hidrograma observado o que não é percebido no hidrograma modelado.

4.5 CENÁRIOS ANALISADOS

Neste item é apresentada a descrição detalhada dos cenários que avaliaram a implantação de medidas de controle na fonte na bacia do córrego da Luz. Também são apresentados neste item os ajustes da área impermeável, conforme a configuração proposta para a ocupação das medidas de controle na bacia em estudo.

4.5.1 Descrição dos Cenários

Em face do grande número de cenários possíveis de serem analisados foi dado prioridade à avaliação dos eventos de precipitações, considerando diferentes períodos de retorno e durações de chuva, a porcentagem de área impermeável tratada pelas medidas de controle, ou seja, a área impermeável contribuinte para as medidas de controle, totalizando 209 cenários. Também, foi avaliada a implantação individual e combinada das medidas de controle na fonte, além do cenário inicial sem intervenções. A descrição detalhada dos cenários é apresentada na sequência.

4.5.1.1 *Cenários sem medidas de controle*

Estes cenários serviram para representar a situação anterior à implantação das medidas de controle na fonte. Foram analisados 19 cenários variando os eventos de precipitação intensa calculados, considerando diferentes períodos de retorno, $TR = 2, 5, 10, 15, 50$ e 100 anos, e durações de chuva, de 30, 60 e 120 minutos. Além do evento extremo ocorrido no dia 16 de fevereiro de 2011.

4.5.1.2 *Cenários com medidas de controle individuais*

Foram analisados 133 cenários variando o tipo de medida de controle, a porcentagem de área impermeável tratada e os eventos de precipitação intensa calculados.

Os tipos de medidas de controle variaram, entre pavimentos permeáveis, telhados verdes e jardins de chuva, individualmente, considerando a ocupação máxima possível de cada medida na bacia, por exemplo, nos cenários que analisaram a implantação de telhados verdes foi considerado que todos os telhados da bacia tivessem as características de um telhado verde. Enquanto a porcentagem de área impermeável tratada da bacia variou entre 20, 50 e 100%, nos cenários que consideraram as medidas individualmente. Com exceção dos telhados verdes que apenas tratam a água precipitada na própria superfície. Foram considerados diferentes eventos de precipitação intensa variando o período de retorno em $TR = 2, 5, 10, 15, 50$ a 100 anos, e a duração da chuva em 30, 60 a 120 minutos. Além do evento extremo ocorrido no dia 16 de fevereiro de 2011.

4.5.1.3 *Cenários com medidas de controle conjuntas*

Nestes cenários foi analisada a implantação conjunta das três medidas de controle na fonte selecionadas para este estudo. Para tanto foram feitas combinações de tal forma que a porcentagem da área impermeável tratada da bacia variasse, entre 20, 50 e 100%. No arranjo das combinações a contribuição dos pavimentos permeáveis é sempre maior, seguidos dos telhados verdes e jardins de chuva, de acordo com a capacidade de reservação da medida. Foram estudadas as seguintes configurações para os cenários com:

- 20% de área impermeável tratada, 10% são tratados pelos pavimentos permeáveis, 7% pelos telhados verdes e 3% pelos jardins de chuva.
- 50% de área impermeável tratada, 25% são tratados pelos pavimentos permeáveis, 20% pelos telhados verdes e 5% pelos jardins de chuva.
- 100% de área impermeável tratada, 50% são tratados pelos pavimentos permeáveis, 40% pelos telhados verdes e 10% pelos jardins de chuva.

Foram analisados 57 cenários com as medidas de controle conjuntas variando a porcentagem da área impermeável tratada, entre 20, 50 e 100%, os eventos de precipitação intensa calculados, considerando diferentes períodos de retorno, $TR = 2, 5, 10, 15, 50$ e 100 anos, e durações de chuva, de 30, 60 e 120 minutos. Além do evento extremo ocorrido no dia 16 de fevereiro de 2011.

4.5.2 Compensação da Área Impermeável

Conforme descrito no item 3.1.2, onde são explanadas as formas como o modelo representa a implantação da medida de controle na bacia, para toda medida que é adicionada à área de uma bacia, é necessário realizar um ajuste na sua área impermeável. No caso da bacia em estudo os cenários sem a implantação de medidas de controle considerou uma porcentagem de impermeabilização de 90%. A Tabela 20 apresenta os ajustes feitos para os cenários que consideraram a implantação das medidas individualmente e a Tabela 21 apresenta os ajustes para os cenários das medidas conjuntas, em ambos os cenários os ajustes foram feitos por sub-bacia.

Tabela 20 – Compensação da área impermeável, para as medidas de controle individuais

Bacia	Porcentagem da área impermeável inicial	Compensação da porcentagem de área impermeável após implantação da medida de controle		
		Pavimentos Permeáveis	Telhados Verdes	Jardins de Chuva
S01	90,0	86,7	81,3	89,8
S02	90,0	86,2	77,6	89,8
S03	90,0	88,4	62,8	89,8
S04	90,0	86,4	75,2	89,8
S05	90,0	87,9	68,4	89,9
S06	90,0	86,8	79,9	89,8

Tabela 21 – Compensação da área impermeável, para as medidas de controle conjuntas

Bacia	Porcentagem da área impermeável inicial	Compensação da porcentagem de área impermeável após implantação conjunta das medidas de controle		
		20%	50%	100%
S01	90,0	89,0	86,7	80,3
S02	90,0	89,0	86,6	79,8
S03	90,0	89,1	87,2	82,2
S04	90,0	89,0	86,7	80,0
S05	90,0	89,1	87,1	81,7
S06	90,0	89,0	86,8	80,5

Cabe ressaltar aqui que os valores ajustados representam a porcentagem de área permeável adquirida com a implantação das medidas de controle, e não a área impermeável da bacia que é tratada pelas medidas.

4.6 RESULTADOS PARA A BACIA DA LUZ

Os resultados apresentados se basearam nas vazões calculadas pelo modelo SWMM no nó N10, primeiro nó a montante do exutório da rede construída no modelo para representar a drenagem da bacia do córrego da Luz (ver Figura 29).

São descritos na sequência os resultados dos cenários com medidas de controle individuais, seguidos dos cenários com medidas de controle conjuntas e dos cenários para o evento extremo observado em 16 de fevereiro de 2011 na bacia em estudo.

4.6.1 Cenários com medidas de controle individuais

A Tabela 22 apresenta a porcentagem do amortecimento do pico de cheias, dos cenários que consideraram a implantação das medidas de controle na fonte individuais, ou seja, os cenários que consideraram a implantação de cada tipo de estrutura exclusivamente. São apresentados nesta tabela os cenários dos eventos de precipitação intensa calculados para este estudo. O amortecimento do pico de cheia foi calculado comparando os resultados destes cenários com os cenários sem as medidas de controle. Para facilitar a interpretação destes resultados, os mesmos são apresentados na forma de gráficos da Figura 39 à Figura 41, os valores indicados na legenda se referem às porcentagens de área impermeável tratada pela medida de controle. No Anexo II são apresentados todos os gráficos das vazões calculadas no nó N10 para os cenários com as medidas de controle individuais.

De um modo geral os resultados apresentados na Tabela 22 mostram que o amortecimento do pico de cheia foi verificado em todos os cenários analisados, entretanto, observam-se valores mais elevados para precipitações com período de retorno menor, excetuando-se alguns casos específicos que serão comentados na sequência. Com relação às durações das precipitações, ocorreu maior abatimento do pico de cheia para precipitações com durações de 30 minutos, correspondente à duração da chuva crítica na bacia.

Tabela 22 – Porcentagem do amortecimento dos picos de cheia para as medidas de controle individuais

Cenário	% de área impermeável tratada	Evento de precipitação intensa																	
		Duração 30 minutos						Duração 60 minutos						Duração 120 minutos					
		TR (anos)						TR (anos)						TR (anos)					
		2	5	10	15	50	100	2	5	10	15	50	100	2	5	10	15	50	100
Pavimento Permeável	20	14,51	19,18	21,21	22,23	24,38	25,09	17,73	21,89	23,54	23,96	24,28	24,60	19,82	22,67	23,47	23,77	24,90	21,85
	50	39,04	42,66	44,27	44,16	32,24	23,44	40,94	43,93	42,40	35,12	20,09	15,31	41,88	42,98	34,46	27,34	12,25	9,93
	100	72,19	57,46	37,70	31,99	16,54	12,37	55,20	30,06	21,89	15,92	8,55	4,18	45,54	23,94	12,96	10,27	0,21	2,70
Telhado Verde	57*	27,24	32,53	33,71	34,38	35,96	27,74	29,86	33,27	35,13	36,08	25,16	13,03	31,14	35,41	37,23	33,68	12,86	14,98
Jardim de Chuva	20	19,80	11,29	8,57	7,63	5,51	4,70	17,99	8,61	6,66	6,04	4,31	3,70	11,62	7,21	5,82	4,93	3,04	3,51
	50	16,39	10,12	7,78	6,92	5,12	4,32	12,25	7,67	5,93	5,34	3,92	3,72	9,97	6,31	5,05	4,71	2,99	4,71
	100	15,49	9,70	7,41	6,61	4,77	3,99	11,40	7,06	5,38	4,83	3,37	4,01	9,08	5,62	4,36	3,91	3,57	3,63

* % da área impermeável coberta por telhados dentro da bacia

Figura 39 – Amortecimento do pico de cheia para os cenários com medidas de controle individuais, para t = 30 minutos

Figura 40 – Amortecimento do pico de cheia para os cenários com medidas de controle individuais, para t = 60 minutos

Figura 41 – Amortecimento do pico de cheia para os cenários com medidas de controle individuais, para t = 120 minutos

A) ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS CENÁRIOS COM OS PAVIMENTOS PERMEÁVEIS

Nos resultados dos cenários com pavimentos permeáveis o que se nota é que para áreas de contribuição menores (20%), o que resulta consequentemente em volumes menores direcionados para as estruturas, o amortecimento do pico é maior quanto maior é a intensidade da precipitação. Isso se dá pelo fato de que os volumes gerados nestes cenários não atingem a capacidade máxima de reservação do pavimento, conforme mostra o gráfico da Figura 42, que apresenta a altura da linha d'água na camada de armazenamento para dois dos eventos analisados na sub-bacia S01. Pinto (2011) também constatou que este tipo de estrutura apresenta maior eficiência para precipitações com períodos de retorno de 10 e 200 anos, uma vez que nos eventos curtos o escoamento para o sistema de drenagem é mais rápido, conforme mostraram as medições realizadas no modelo físico. Lembrando que no experimento implantado na EP-USP a área do pavimento permeável é segregada, portanto não recebe escoamento de áreas adjacentes, ou seja, a área impermeável tratada é igual a zero.

Figura 42 – Altura da água armazenada na estrutura do pavimento permeável para dois cenários analisados na sub-bacia S01

É importante lembrar que a altura da camada de armazenamento do tipo de pavimento permeável em análise é de 150 mm, e que o escoamento na superfície da estrutura só se inicia quando esta altura é alcançada.

Conforme a contribuição da área impermeável aumenta, é possível notar que o amortecimento do pico de cheia começa a diminuir nos eventos com maior intensidade e

duração, chegando a valores em torno de 3% para precipitações com TR = 100 anos e 120 minutos de duração. Nestas condições o volume proveniente das áreas impermeáveis adjacente aumenta, e, conseqüentemente, o escoamento superficial sobre a estrutura do pavimento permeável também aumenta. Por outro lado, nos eventos menores o amortecimento do pico de cheia chegou a 72% para precipitações com TR = 2 anos e duração de 30 minutos.

B) ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS CENÁRIOS COM OS TELHADOS VERDES

Nos cenários que analisaram a implantação dos telhados verdes o amortecimento no pico de cheia foi maior nos eventos de precipitação compreendidos entre 5 e 15 anos de período de retorno, considerando as durações de 30, 60 e 120 minutos. Analogamente aos cenários com os pavimentos permeáveis, nos resultados com eventos de chuva menos intensos a formação do escoamento superficial é bastante reduzida, chegando a ser nulo para precipitações com TR = 2 anos e duração de 30 minutos.

Estes resultados podem ser comparados com o estudo apresentado por Hilten e Lawrence (2007), que analisaram uma estrutura de telhado verde implantado na Universidade da Geórgia, nos EUA, e apontaram que a intensidade das precipitações influencia grandemente na eficiência de retenção deste tipo de medida de controle. Estes autores concluíram que a capacidade de retenção destas medidas é extremamente alta para precipitações de baixa intensidade, mas auxiliam na detenção de volumes de precipitações mais intensas.

C) ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS CENÁRIOS COM OS JARDINS DE CHUVA

Os resultados dos cenários com os jardins de chuva mostraram que o amortecimento do pico de cheia é maior para precipitações com períodos de retorno e durações menores e áreas contribuintes menores. As porcentagens do amortecimento do pico de cheia variaram de 3 a 20% dentre os cenários analisados. Quando comparado com as demais estruturas analisadas os jardins de chuva tiveram um desempenho menor no amortecimento das cheias.

Por outro lado, uma vez que as estruturas adotadas neste estudo são infiltrantes, além do amortecimento do pico de cheia, os jardins de chuva também contribuíram para reduzir uma parcela dos volumes do escoamento superficial pelo processo de infiltração. Para demonstrar o desempenho dos jardins de chuva na infiltração dos volumes escoados, apresenta-se na Tabela 23 a porcentagem dos volumes infiltrados em relação aos volumes que afluem para as estruturas dos jardins de chuva da sub-bacia S01.

Tabela 23 – Porcentagem do volume infiltrado nos jardins de chuva implantados na sub-bacia S01 em 12 horas após o início da precipitação

Cenário	% de área impermeável tratada	Evento de precipitação intensa						
		Duração (minutos)	TR (anos)					
			2	5	10	15	50	100
Jardim de Chuva	20	30	92,72	79,50	71,52	67,65	57,94	53,64
	50		62,73	49,68	43,38	40,48	33,92	31,07
	100		40,68	31,28	27,14	25,30	21,10	19,26
	20	60	83,36	68,16	60,60	57,15	48,92	45,02
	50		51,55	39,93	34,82	32,42	27,13	24,83
	100		32,36	24,86	21,59	20,10	16,80	15,35
	20	120	79,03	63,84	56,71	53,28	45,33	41,85
	50		45,58	35,45	30,86	28,90	24,26	22,27
	100		28,41	21,89	19,03	17,76	14,81	13,55

Os resultados apresentados na Tabela 23 mostram que, analogamente aos resultados de amortecimento dos picos de cheia, os melhores desempenhos ocorrem nos cenários com precipitações mais recorrentes e durações menores e áreas contribuintes menores. O melhor desempenho se deu com uma precipitação de TR = 2 anos e duração de 30 minutos, com área de contribuição igual a 20% da área permeável, neste cenário a porcentagem infiltrada foi superior a 90%.

4.6.2 Cenários com medidas de controle conjuntas

A Tabela 24 apresenta a porcentagem do amortecimento do pico de cheias, dos cenários que consideraram a implantação das medidas de controle na fonte conjuntas. São apresentados nesta tabela os cenários com os eventos de precipitação intensa calculados para este estudo. O amortecimento do pico de cheia foi calculado comparando os resultados destes cenários com os cenários sem as medidas de controle. Para facilitar a interpretação destes resultados, os mesmos são apresentados na forma de gráfico na Figura 43, os valores indicados na legenda se referem às porcentagens de área impermeável tratada pelas medidas de controle. No Anexo III são apresentados todos os gráficos das vazões calculadas no nó N10 para os cenários com as medidas de controle conjuntas.

Tabela 24 – Porcentagem do amortecimento do pico de cheia para as medidas de controle conjuntas, considerando os eventos de precipitação intensa

Cenário	% de área impermeável tratada	Evento de precipitação intensa						
		Duração (minutos)	TR (anos)					
			2	5	10	15	50	100
Medidas de controle conjuntas	20	30	11,37	11,79	11,97	12,27	10,96	9,89
	50		24,07	25,70	25,98	26,43	25,22	18,83
	100		46,67	51,69	51,67	52,23	49,58	29,21
	20	60	12,02	12,49	12,17	11,15	4,74	2,68
	50		25,76	26,64	27,07	25,84	14,20	8,57
	100		49,72	52,24	51,67	51,26	28,33	15,46
	20	120	12,29	12,85	10,57	9,49	2,95	2,93
	50		26,34	26,47	25,06	22,67	7,97	9,20
	100		51,01	51,91	51,00	34,78	15,04	13,76

Figura 43 – Amortecimento do pico de cheia para os cenários com medidas de controle conjuntas

Nos cenários com a implantação das medidas de controle conjuntas o comportamento dos resultados para o amortecimento dos picos de cheias se assemelham aos resultados dos pavimentos permeáveis e dos telhados verdes, onde os melhores desempenhos foram registrados para os eventos de precipitação compreendidos entre 2 e 15 anos de período de retorno, considerando as durações de 30, 60 e 120 minutos. Isto pode estar relacionado ao fato de que foi considerada uma contribuição maior destas medidas nos cenários conjuntos, se comparada à contribuição dos jardins de chuva, conforme descrito no item 4.5.1.3. Os maiores desempenhos, em torno de 50% de amortecimento dos picos de cheia, são verificados nos cenários onde 100% da área impermeável é tratada.

4.6.3 Cenários do evento observado em 16 de fevereiro de 2011

Também foram analisados cenários com a implantação conjunta e individual de medidas de controle para o evento extremo observado na região da bacia em estudo no dia 16 de fevereiro de 2011. As porcentagens do amortecimento dos picos de cheias são apresentadas na Tabela 25 e os gráficos das vazões resultantes no nó N10 são apresentados na Figura 44 e na Figura 45.

Tabela 25 – Porcentagem do amortecimento do pico de cheia para as medidas de controle individuais e conjuntas no evento de precipitação observado em 16 de fevereiro de 2011

Cenário		% de área impermeável tratada	Porcentagem do amortecimento do pico de cheia
Medidas de controle individuais	Pavimento Permeável	20	24,43
		50	32,51
		100	7,71
	Telhado Verde	57*	43,32
	Jardim de Chuva	20	5,42
		50	5,29
		100	5,51
Medidas de controle conjuntas		20	9,71
		50	23,84
		100	51,45

* % da área impermeável coberta por telhados dentro da bacia

Figura 44 – Vazões calculadas com as medidas de controle individuais para o evento observado no dia 16 de fevereiro de 2011

Figura 45 – Vazões calculadas com as medidas de controle conjuntas para o evento observado no dia 16 de fevereiro de 2011

Os resultados obtidos para as medidas de controle conjuntas mostram que no evento observado em 16 de fevereiro de 2011, as porcentagens do amortecimento do pico de cheia se assemelham àsquelas encontradas para os eventos com períodos de retorno compreendidos entre 10 e 15 anos, com duração de 120 minutos. O comportamento desses resultados também demonstra maior influência dos pavimentos permeáveis e telhados verdes, que apresentaram melhores desempenhos para precipitações com períodos de retorno inferiores a 15 anos.

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho teve por objetivo avaliar, por meio de modelagem matemática, o efeito que a implantação de medidas de controle na fonte pode proporcionar no amortecimento dos picos de cheia em áreas urbanizadas. Para esta avaliação foi aplicado o modelo SWMM5 da EPA que é largamente utilizado para estudos hidrológicos e hidráulicos em bacias urbanas.

Para se atingir os objetivos propostos foi selecionada a bacia do córrego da Luz que representa o cenário de ocupação densa e consolidada, onde a implantação de medidas de controle na fonte pode ser adotada com vistas a minimizar os impactos negativos causados pela urbanização no sistema de drenagem.

A bacia do córrego da Luz está localizada na região central do Município de São Paulo e apresenta taxas de impermeabilização bastante elevadas, da ordem de 90%. Esta bacia abriga uma área de grande interesse social e político, devido ao intenso grau de degradação ambiental e social. Deste modo, a implantação de medidas de controle na fonte deverá proporcionar, além dos efeitos positivos sobre o sistema de drenagem, uma melhoria no aspecto do ambiente urbano com a introdução de áreas verdes.

As características de uso e ocupação do solo na área de estudo, onde a disponibilidade de espaço para implantação de medidas de controle é escasso, levaram à seleção de estruturas que não demandassem espaços específicos para sua implantação como é o caso dos pavimentos permeáveis, que podem ser implantados em substituição aos pavimentos comuns utilizados nas ruas e estacionamentos, telhados verdes em substituição aos telhados tradicionais, e a construção de jardins de chuva ou dispositivos de biorretenção lineares implantados nas calçadas.

Foram analisados 209 cenários com o objetivo de avaliar diferentes eventos de precipitações, considerando diferentes períodos de retorno e durações de chuva e distintas porcentagens de área impermeável da bacia tratada pelas medidas de controle, ou seja, a área impermeável contribuinte para as medidas de controle. Também, foi avaliada a implantação individual e combinada das medidas de controle na fonte, além do cenário inicial sem a implantação dessas medidas.

Por meio da avaliação dos resultados obtidos durante a elaboração da pesquisa e a modelagem aplicada na bacia do córrego da Luz, é possível apresentar as seguintes conclusões:

- Uma análise geral dos resultados com implantação de medidas de controle individuais permite apontar que o amortecimento do pico de cheia foi verificado em todos os cenários analisados, entretanto, observaram-se valores mais elevados para precipitações com período de retorno menor. Com relação às durações das precipitações, ocorreu maior abatimento do pico de cheia para precipitações com durações de 30 minutos, correspondente à duração da chuva crítica na bacia. Os maiores desempenhos no abatimento do pico de cheia foram verificados nos cenários que consideraram a implantação de pavimentos permeáveis seguidos dos telhados verdes e dos jardins de chuva.
- Jardins de chuva – cenários com implantação de medidas de controle individuais: analogamente aos resultados de amortecimento dos picos de cheia, os melhores desempenhos na infiltração dos volumes escoados ocorreram nos cenários com precipitações mais recorrentes e durações menores, e para áreas contribuintes menores. O melhor desempenho se deu com uma precipitação de TR = 2 anos e duração de 30 minutos, com área de contribuição igual a 20% da área permeável, neste cenário a porcentagem infiltrada foi superior a 90%.
- Nos cenários com implantação de medidas de controle conjuntas o comportamento dos resultados sugere uma maior influência dos pavimentos permeáveis e telhados verdes, que apresentaram melhores desempenhos para precipitações com períodos de retorno inferiores a 15 anos nos cenários com medidas de controle individuais.
- Com base nos custos apresentados no item 2.2.8 é possível dizer que, dentre as três medidas analisadas o pavimento permeável é o que apresenta menor custo de implantação. Contudo a manutenção deste tipo de medida apresenta custos elevados, uma vez que é necessária a realização de manutenção periódica para evitar o entupimento ou colmatação dos poros das camadas drenantes.
- Os resultados da modelagem e os baixos custos de implantação dos pavimentos permeáveis sugerem que esta medida, dentre as três analisadas, é a que apresenta melhor custo-benefício. Contudo sabe-se que a implantação de pavimento asfáltico permeável em 100% da área passível de implantação pode não ser viável. Logo a implantação conjunta com outras medidas de controle pode melhorar o desempenho no controle de cheias. Outra vantagem observada na implantação de telhados verdes e jardins de chuva é o melhoramento do meio ambiente pela introdução de áreas verdes o que contribui para a melhoria do aspecto e da qualidade de vida

urbana. Além de benefícios específicos de cada medida, como é o caso na regulação térmica proporcionada pelos telhados verdes.

- A implantação de telhados verdes pode ser dificultada em estruturas existentes, os projetos deverão considerar o excesso de tensões gerado pelo acúmulo da água e cargas geradas pela camada de substrato e vegetação. Outro ponto a ser lembrado é que a implantação de telhados verdes, na maior parte dos casos depende da iniciativa privada, diferentemente dos pavimentos permeáveis nas vias e dos jardins de chuva nas calçadas cujas áreas são do poder público. É importante ressaltar também que a implantação das medidas de controle deverá se dar de forma gradativa na bacia aumentando gradualmente o grau de segurança do sistema de drenagem existente.
- As medidas de controle na fonte devem fazer parte do planejamento integrado de sistemas de drenagem, tanto em novos loteamentos como em áreas já ocupadas. No caso de sistemas de drenagem de áreas com ocupação consolidada estas medidas devem ser implantadas para aumentar a eficácia dos sistemas existentes.
- Apesar de existirem algumas normas e regulamentações sobre o controle na fonte no Brasil, nota-se que estas iniciativas são esparsas, sendo adotadas por um ou outro município. Assim, destaca-se a necessidade de realização de estudos para a criação de normas e especificações técnicas que regulamentem a implantação das medidas de controle na fonte, nos municípios brasileiros. Estes estudos devem ser desenvolvidos junto a centros de pesquisas e universidades, pois devem ser elaborados com base em projetos piloto adaptados às condições locais de uso do solo e condições meteorológicas, como foi o caso do pavimento permeável implantado na EP-USP.
- A divulgação do funcionamento das técnicas de controle na fonte, bem como de seus benefícios devem ser realizados para sensibilização do poder público e da iniciativa privada. Igualmente, deve ser apontado o papel de cada um dentro da bacia hidrográfica, na tentativa de se fazer entender que as ações tomadas em cada lote resulta em consequências para áreas a jusante.

6. RECOMENDAÇÕES

Ressalta-se que neste estudo foi dada prioridade à avaliação dos eventos de precipitações, considerando diferentes períodos de retorno e durações de chuva, e a porcentagem de área impermeável tratada pelas medidas de controle. Outras composições de cenários podem ainda ser avaliadas, como:

- Considerar a colmatagem das camadas drenantes das estruturas de controle.
- Variações nos materiais e espessuras das camadas de armazenamento.
- Incorporação de outras intervenções na rede de microdrenagem, como a utilização de galerias com maiores dimensões e baixa declividade, que permitam uma retenção distribuída das águas pluviais.

A maior dificuldade encontrada durante a realização deste estudo foi na aquisição dos dados requeridos pelo modelo para as simulações de cenários com as medidas de controle. Dessa forma, a realização de estudos com experimentos, semelhantes ao implantado no Laboratório de Hidráulica da EP-USP, é de extrema importância para a avaliação dos resultados do modelo e ajuste de parâmetros específicos para as medidas de controle.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACIOLI, L.A.; Estudo Experimental de Pavimentos Permeáveis para o Controle do Escoamento Superficial na Fonte. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Porto Alegre, Março de 2005.

ASCE – American Society of Civil Engineers. Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems, New York, NY. 1992.

ATCHISON, D. Greening Stormwater Infrastructure: Integrating Low-Impact Development with Traditional Methods in Washington State. In: 2008 International Low Impact Development Conference (ASCE), Seattle Washington, 2008.

AZZOUT, Y.; BARRAUD, S.; CRES, F.N.; ALFAKIH, E. Techniques Alternatives en Assainissement Pluvial: Choix, Conception, Réalisation et Entretien, LCPC, INSA Lyon, Certu, Agences de l'Eau, Lavoisier Technique et Documentation. Paris, 1994.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 266 pág. Porto Alegre: ABRH. 2005.

BIDONE, F.R.A.; TUCCI, C.E.M. Microdrenagem. In: TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.; BARROS, M.T.L. (Org.). Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

BRASIL. Lei Federal nº 11.445 de janeiro 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico e dá outras providências. Brasília, 5 de janeiro de 2007.

BRASIL. Conselho Nacional Do Meio Ambiente – IBAMA. Dispõe sobre procedimentos relativos a Estudo de Impacto Ambiental. Resolução CONAMA nº001, de 23 de janeiro de 1986.

CANHOLI, J.F.; Medidas de Controle "in situ" do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas: Análise de Aspectos Técnicos e Legais. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 183p, 2013.

CERTU – Centre d'études sur les reseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques. Techniques alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial. Lyon: Collection CERTU, 156 p., 1998.

CONCREMAT ENGENHARIA E TECNOLOGIA S/A. Estudo de Impacto Ambiental do Projeto Nova Luz. Desenvolvido para a Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano (SMDU) da Prefeitura do Município de São Paulo. São Paulo, Julho de 2011.

DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica. Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo. Convênio DAEE e Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 125p., 1999.

EPA - Environmental Protection Agency. Preliminary Data Summary of Urban Stormwater Best Management Practices. EPA-821-R-99-012, August 1999. Washington, D.C.

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo. São Paulo, 1999.

FCTH/SMDU – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica / Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Plano Municipal de Gestão do Sistema de Águas Pluviais. São Paulo, 2012.

FERGUSON, B.K; Porous pavements – Integrative Studies in Water Management and Land Development, Taylor & Francis Group CRC Press, 577p, 2005.

FLL – Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau. Guideline for the Planning, Execution and Upkeep of Green-Roof Sites. English version, 2004. Bonn, Germany, 2002.

GUARULHOS. Lei Municipal nº 6.793, de 28 de dezembro de 2010. Dispõe sobre o lançamento, arrecadação e fiscalização do Imposto Sobre a Propriedade Predial e Territorial Urbana - IPTU e dá outras providências. Guarulhos, dezembro de 2010

GUITIERREZ, S.; U.S. EPA's Urban Watersheds Research Program in BMPs and Restoration for Water Quality Improvement. In: FIELD R. et al. (Org.). BPM Technology in Urban Watershed. Publicação da ASCE, 2006.

HILTEN, R.N; LAWRENCE, T.M. Using Green Roofs and Other BMPs to Reduce the Need for Stormwater Retention Capacity Requirements. In: 2nd National Low Impact Development Conference. Wilmington, North Carolina, March 12-14, 2007.

JABER, F.; WOODSON, D.; LACHANCE, C.; YORK, C. Stormwater Management: Rain Gardens. AgriLIFE Extension, Texas A&M System, 2012.

KAWATOKO, I. E. S. Estabelecimento de cenários de medidas estruturais e não-estruturais para gestão das águas urbanas em escala de lote. Dissertação de Mestrado.

Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP), 2012.

KAWATOKO, I. E. S; MEDIONDO, E. M. Aplicação de Metodologia para o Estabelecimento do IPTU Hidrológico em Escala de Lote Urbano. In: XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Maceió - AL, 27/11 - 01/12/2011, ABRH.

KUTNER, A. S.; CONTE, A. E.; NITTA, T. Análise Geológica e Caracterização dos Solos para avaliação do coeficiente de escoamento superficial na bacia do Alto Tietê. In: XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Aracajú - SE, 25 - 29/11/2001, ABRH.

MAC MULLAN, E.; REICH, S.; PUTTMAN, T.; RODGERS, K. Cost-Benefit Evaluation of Ecoroofs. In: 2008 International Low Impact Development Conference (ASCE), Seattle Washington, 2008.

MC CUEN, R.H.; JOHNSON, A.P; RAGAN, R.M. Highway Hydrology - Hydraulic Design Series No. 2. Report No. FHWA-SA-96-067. Federal Highway Administration. Washington, Junho de 1996.

MDE – Maryland Department of the Environment. Maryland Stormwater Design Manual. Volume 1. Baltimore, MD. 2000.

METROPOLITAN COUNCIL. Minnesota Urban Small Sites BMP Manual: Stormwater Best Management Practices for Cold Climates. St. Paul, MN. 2001.

MOURA, P.M.; Contribuição para a Avaliação Global de Sistemas de Drenagem Urbana. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004. 164p.

NOVOTNY, V. Diffuse Pollution Monitoring and Abatement in the Future Cities. (Keynote paper). In: International Workshop on TMDL Monitoring and Abatement Program presented at Konkuk University, Seoul (Korea), 16 de maio de 2008.

PINTO, L.L.C.A. O Desempenho de Pavimentos Permeáveis como Medida Mitigadora da Impermeabilização do Solo Urbano. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, 2011.

PMSP – Prefeitura do Município de São Paulo. DP-H01: Diretrizes de Projeto para Estudos Hidrológicos – Período de Retorno – Secretaria de Vias Públicas (1999a).

_____. DP-H13: Diretrizes de Projeto e Hidráulica e Drenagem, Diretrizes de Projeto para Coeficiente de Rugosidade – Secretaria de Vias Públicas (1999b).

_____. DP-P06: Diretrizes de Projeto para Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Tráfego Muito Leve, Leve e Médio – Secretaria de Vias Públicas (1999c).

_____. ETS-03/2012: Pavimentos Permeáveis com Revestimento Asfáltico Poroso – CPA. São Paulo, 2012. 23 p.

PORTLAND, ENVIRONMENTAL SERVICES. Ecoroof Handbook. Portland, Oregon, 28 p., abril de 2009.

_____. Portland Stormwater Management Manual. Portland, Oregon, agosto de 2008.

PORTO ALEGRE. Decreto Municipal nº 15.371, de 17 de novembro de 2006. Regulamenta o controle da drenagem urbana. Porto Alegre, 2006.

PORTO, R.L.; ZAHIEL FILHO, K.; TUCCI, C.E.M.; BIDONE, F.R.A. Drenagem Urbana. In: TUCCI, C.E.M. (Org.). Hidrologia: ciência e aplicação. 1ª Edição – Porto Alegre: Ed. Da Universidade: ABRH: EDUSP, 1993.

PORTO, R.L. Escoamento Superficial Direto. In: TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.; BARROS, M.T.L. (Org.). Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

RAWLS, W.J., BRAKENSIEK, D.L., MILLER, N. Green-Ampt infiltration parameters from soils data. ASCE - Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 109, No. 1, pág. 62-70, 1983.

ROSSMAN, L.A. Storm Water Management Model, Version 5.0: User's Manual. U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati, Ohio, 2010.

SÃO PAULO (MUNICÍPIO). Lei Municipal nº 12.349, de 6 de junho de 1997. Estabelece programa de melhorias para a área central da cidade, cria incentivos e formas para sua implantação, e dá outras providências. São Paulo, 1997.

_____. Lei Municipal nº 13.276, de 4 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, 2002a.

_____. Decreto Municipal nº 41.814, de 15 de março de 2002. Regulamenta a Lei nº 13.276, de 4 de janeiro de 2002, que 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, 2002b.

_____. SECRETARIA MUNICIPAL DE DESENVOLVIMENTO URBANO. Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais: gerenciamento do sistema de drenagem urbana. São Paulo: SMDU, 2012. 168p. v.1.

SÃO PAULO (ESTADO). Lei Estadual nº12.526, de 2 de janeiro de 2007. Estabelece normas para a contenção de enchentes e destinação de águas pluviais. Estado de São Paulo, 2007.

SCHUELER, T.R. Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs. Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.

SILVA, K. A. Análise da Eficiência de Métodos de Controle de Enchentes na Atenuação de Picos de Cheias Utilizando o Modelo Computacional SWMM. 2007. 126 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás. Goiânia. 2007.

SUDERHSA - Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Manual de Drenagem Urbana - Região Metropolitana de Curitiba- PR. Versão 1.0 – Dezembro, 2002.

TAYLOR, B.L. The Stormwater Control Potential of Green Roofs in Seattle. In: 2008 International Low Impact Development Conference (ASCE), Seattle Washington, 2008.

UDFCD - Urban Drainage and Flood Control District. Urban Storm Drainage - Criteria Manual. Volume 2. Versão revisada em abril de 2008. Urban Drainage and Flood Control District. Denver, Colorado. June, 2001.

URBONAS, B.; STAHR, P. Stormwater: best management practices and detention for water quality, drainage, and CSO management. Englewood Cliffs, New Jersey: PTR Prentice-Hall, 1993.

USDA - United States Department of Agriculture. Urban Hydrology for Small Watersheds. NRCS - Natural Resources Conservation Service. Technical Release 55. June, 1986.

VIRGILIIS, A.L.C. Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheias. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 185p, 2009.

ANEXOS

ANEXO I – CHUVAS INTENSAS CALCULADAS

Hietogramas para chuvas com duração de 30 minutos

Intervalo considerado (min)	Hietograma de projeto (mm)					
	TR 2 anos	TR 5 anos	TR 10 anos	TR 15 anos	TR 50 anos	TR 100 anos
0-5	3,01	3,98	4,63	4,99	6,05	6,65
5-10	4,88	6,40	7,42	7,99	9,64	10,58
10-15	9,60	12,49	14,40	15,48	18,61	20,39
15-20	6,62	8,66	10,00	10,76	12,97	14,22
20-25	3,76	4,96	5,76	6,21	7,51	8,25
25-30	2,47	3,28	3,82	4,12	5,00	5,50
TOTAL	30,34	39,77	46,02	49,55	59,77	65,58

Hietogramas para chuvas com duração de 60 minutos

Intervalo considerado (min)	Hietograma de projeto (mm)					
	TR 2 anos	TR 5 anos	TR 10 anos	TR 15 anos	TR 50 anos	TR 100 anos
0-5	1,18	1,60	1,87	2,03	2,48	2,74
5-10	1,53	2,05	2,40	2,59	3,16	3,48
10-15	2,07	2,76	3,22	3,47	4,22	4,65
15-20	3,01	3,98	4,63	4,99	6,05	6,65
20-25	4,88	6,40	7,42	7,99	9,64	10,58
25-30	9,60	12,49	14,40	15,48	18,61	20,39
30-35	6,62	8,66	10,00	10,76	12,97	14,22
35-40	3,76	4,96	5,76	6,21	7,51	8,25
40-45	2,47	3,28	3,82	4,12	5,00	5,50
45-50	1,76	2,36	2,76	2,98	3,63	3,99
50-55	1,34	1,80	2,11	2,28	2,78	3,07
55-60	1,06	1,43	1,68	1,82	2,23	2,46
TOTAL	39,28	51,78	60,06	64,73	78,27	85,97

Hietogramas para chuvas com duração de = 120 minutos

Intervalo considerado (min)	Hietograma de projeto (mm)					
	TR 2 anos	TR 5 anos	TR 10 anos	TR 15 anos	TR 50 anos	TR 100 anos
0-5	0,44	0,61	0,72	0,79	0,97	1,08
5-10	0,50	0,69	0,82	0,89	1,10	1,21
10-15	0,57	0,79	0,93	1,01	1,24	1,38
15-20	0,66	0,91	1,08	1,17	1,44	1,59
20-25	0,79	1,07	1,26	1,37	1,68	1,86
25-30	0,95	1,29	1,52	1,65	2,02	2,23
30-35	1,18	1,60	1,87	2,03	2,48	2,74
35-40	1,53	2,05	2,40	2,59	3,16	3,48
40-45	2,07	2,76	3,22	3,47	4,22	4,65
45-50	3,01	3,98	4,63	4,99	6,05	6,65
50-55	4,88	6,40	7,42	7,99	9,64	10,58
55-60	9,60	12,49	14,40	15,48	18,61	20,39
60-65	6,62	8,66	10,00	10,76	12,97	14,22
65-70	3,76	4,96	5,76	6,21	7,51	8,25
70-75	2,47	3,28	3,82	4,12	5,00	5,50
75-80	1,76	2,36	2,76	2,98	3,63	3,99
80-85	1,34	1,80	2,11	2,28	2,78	3,07
85-90	1,06	1,43	1,68	1,82	2,23	2,46
90-95	0,86	1,18	1,38	1,50	1,84	2,03
95-100	0,72	0,99	1,16	1,26	1,55	1,71
100-105	0,62	0,85	1,00	1,08	1,33	1,48
105-110	0,53	0,74	0,87	0,95	1,17	1,29
110-115	0,47	0,65	0,77	0,84	1,03	1,14
115-120	0,42	0,58	0,69	0,75	0,92	1,02
TOTAL	46,81	62,12	72,25	77,97	94,56	103,99

**ANEXO II – VAZÕES CALCULADAS PARA OS CENÁRIOS QUE
CONSIDERARAM A IMPLANTAÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE NA
FONTE INDIVIDUAIS**

**(para os diversos eventos de precipitação intensa calculados com períodos de
retorno de 2, 5, 10, 15, 50 e 100 anos, com durações de 30, 60 e 120 minutos)**

Picos de cheia, em m³, para os cenários com implantação das medidas de controle na fonte individuais e eventos de precipitação intensa

Cenário		% de área impermeável tratada	Evento de precipitação intensa																	
			Duração 30 minutos						Duração 60 minutos						Duração 120 minutos					
			TR (anos)						TR (anos)						TR (anos)					
			2	5	10	15	50	100	2	5	10	15	50	100	2	5	10	15	50	100
sem medida de controle		0	8,58	12,73	15,63	17,32	22,40	25,36	10,21	14,89	18,12	20,01	25,53	28,99	11,23	16,17	19,58	21,54	27,79	32,05
Individuais	Pavimento Permeável	20	7,34	10,29	12,31	13,47	16,94	19,00	8,40	11,63	13,86	15,22	19,33	21,86	9,01	12,51	14,98	16,42	20,87	25,05
		50	5,23	7,30	8,71	9,67	15,18	19,42	6,03	8,35	10,44	12,98	20,40	24,55	6,53	9,22	12,83	15,65	24,39	28,87
		100	2,39	5,42	9,74	11,78	18,70	22,23	4,58	10,42	14,16	16,83	23,35	27,78	6,12	12,30	17,04	19,33	27,73	31,18
	Telhado Verde	57*	6,24	8,59	10,36	11,37	14,35	18,33	7,16	9,94	11,76	12,79	19,11	25,21	7,73	10,45	12,29	14,28	24,22	27,25
	Jardim de Chuva	20	6,88	11,29	14,29	16,00	21,17	24,17	8,38	13,61	16,92	18,80	24,43	27,92	9,93	15,01	18,44	20,48	26,95	30,92
		50	7,17	11,44	14,41	16,12	21,26	24,27	8,96	13,75	17,05	18,94	24,53	27,91	10,11	15,15	18,59	20,52	26,96	30,54
		100	7,25	11,50	14,47	16,18	21,33	24,35	9,05	13,84	17,15	19,04	24,67	27,83	10,21	15,26	18,73	20,70	26,80	30,89

* % da área impermeável coberta por telhados dentro da bacia

A seguir estão apresentados os gráficos com as vazões calculadas no nó N10 para cada um dos cenários apresentados na tabela acima.

**ANEXO III – VAZÕES CALCULADAS PARA OS CENÁRIOS QUE
CONSIDERARAM A IMPLANTAÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE NA
FONTE CONJUNTAS**

**(para os diversos eventos de precipitação intensa calculados com períodos
de retorno de 2, 5, 10, 15, 50 e 100 anos, com durações de 30, 60 e 120 minutos)**

Picos de cheia, em m^3 , para os cenários com implantação das medidas de controle na fonte conjuntas e eventos de precipitação intensa

Cenário	% de área impermeável tratada	Evento de precipitação intensa																	
		Duração 30 minutos						Duração 60 minutos						Duração 120 minutos					
		TR (anos)						TR (anos)						TR (anos)					
		2	5	10	15	50	100	2	5	10	15	50	100	2	5	10	15	50	100
sem medida de controle	0	8,58	12,73	15,63	17,32	22,40	25,36	10,21	14,89	18,12	20,01	25,53	28,99	11,23	16,17	19,58	21,54	27,79	32,05
Conjuntas	20	7,61	11,23	13,76	15,20	19,95	22,86	8,99	13,03	15,92	17,78	24,32	28,21	9,85	14,09	17,51	19,49	26,97	31,11
	50	6,52	9,46	11,57	12,74	16,75	20,59	7,58	10,93	13,22	14,84	21,91	26,51	8,27	11,89	14,67	16,66	25,58	29,10
	100	4,58	6,15	7,55	8,27	11,29	17,95	5,14	7,11	8,76	9,75	18,30	24,51	5,50	7,78	9,59	14,05	23,61	27,64

A seguir estão apresentados os gráficos com as vazões calculadas no nó N10 para cada um dos cenários apresentados na tabela acima.