

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E  
SANEAMENTO AMBIENTAL

ANA LUIZA HELFER

**INVESTIGAÇÃO SOBRE A EFICÁCIA E O ARRANJO  
ESPACIAL DE MICRORRESERVATÓRIOS EM UMA BACIA  
URBANA: APLICAÇÃO EM ÁREA URBANA DE  
TUBARÃO/SC**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

PORTO ALEGRE

2019

ANA LUIZA HELFER

**INVESTIGAÇÃO SOBRE A EFICÁCIA E O ARRANJO  
ESPACIAL DE MICRORRESERVATÓRIOS EM UMA BACIA  
URBANA: APLICAÇÃO EM ÁREA URBANA DE  
TUBARÃO/SC**

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

**Orientador:** Prof. Dr. Fernando Dornelles

PORTO ALEGRE

2019

### CIP - Catalogação na Publicação

Helper, Ana Luiza

Investigação sobre a eficácia e o arranjo espacial de microrreservatórios em uma bacia urbana: Aplicação em área urbana de Tubarão/SC / Ana Luiza Helper. -- 2019.

97 f.

Orientador: Fernando Dornelles.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2019.

1. Drenagem Urbana. 2. Controle na Fonte. 3. Microrreservatórios. 4. SWMM. I. Dornelles, Fernando, orient. II. Título.

ANA LUIZA HELFER

INVESTIGAÇÃO SOBRE A EFICÁCIA E O ARRANJO ESPACIAL DE  
MICRORRESERVATÓRIOS EM UMA BACIA URBANA: APLICAÇÃO EM  
ÁREA URBANA DE TUBARÃO/SC

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

Aprovada em: Porto Alegre, 17 de julho de 2019

---

Prof. Dr. Fernando Dornelles – UFRGS  
Orientador

---

Prof. Dr. Joel Avruch Goldenfum – UFRGS  
Examinador

---

Prof. Dr. André Luiz Lopes da Silveira – UFRGS  
Examinador

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Rutinéia Tassi – UFSM  
Examinadora

*Dedico esse trabalho aos meus pais, Ilci Maria Helfer e Francisco Helfer, pelo incentivo e preocupação, não somente ao longo deste trabalho, mas em vários momentos da minha vida.*

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, Ilci Maria Helfer e Francisco Helfer, por toda paciência, amor, confiança e incentivo a seguir em frente, principalmente, nas horas de desânimo. Obrigada por todos os esforços que fizeram a fim de me proporcionar uma boa educação.

Aos meus irmãos, Fernanda e Tales, por toda a preocupação e carinho demonstrado por mim, pelos conselhos e por representarem um exemplo de vida a ser seguido.

Ao meu orientador Professor Dr. Fernando Dornelles, pela experiência e pelos ensinamentos repassados. Muito obrigada pelo apoio, confiança e paciência.

À minha amiga e colega da pós-graduação, Franciele Zanandrea, pela força, incentivo e cuja ajuda e conhecimento foram essenciais para a conclusão desse trabalho, além da forte amizade que vou levar para o resto da vida.

A todos os professores que me proporcionaram o conhecimento e contribuíram para a minha formação profissional, em especial ao Prof. Dr. Joel Avruch Goldenfum, pela oportunidade de trabalhar no Plano de Macrodrenagem do município de Tubarão e pelas experiências e ensinamentos repassados.

Aos colegas de pós-graduação, pela convivência agradável e pelos momentos de descontração ao longo do mestrado. Obrigada por todo apoio e pelos inúmeros momentos de alegria.

Aos colegas da Profill Engenharia, por compartilharem das minhas vitórias e dificuldades e pelo incentivo à conclusão do mestrado.

Às amigas de Santa Cruz do Sul pela forte amizade e apoio moral.

À turma do Marinha, pelos momentos de descontração.

À Ana Paula Rassier, por todos os conselhos.

À CAPES pela bolsa de mestrado concedida e pela oportunidade de aperfeiçoamento.

Ao MMA, pelas imagens RapidEye fornecidas.

A todos que, de forma direta ou indireta, contribuíram para a elaboração e conclusão deste trabalho.

## RESUMO

O presente trabalho buscou avaliar a eficácia da implantação de microrreservatórios sobre o sistema de drenagem de uma bacia urbana do município de Tubarão, Santa Catarina/Brasil. Além disso, buscou-se avaliar o efeito dos microrreservatórios sobre a rede de drenagem, variando-se a sua distribuição espacial na bacia. As zonas nas quais os microrreservatórios foram distribuídos foram definidas em função da altimetria da bacia, sendo definidas três zonas: Alta, Média e Baixa. Foi simulada uma chuva com tempo de retorno de 10 anos e duração de 24 horas. As simulações foram realizadas com o SWMM (*Storm Water Management Model*). Os resultados demonstraram que a distribuição dos microrreservatórios por toda a bacia mostrou-se eficiente em reduzir os alagamentos e a vazão de pico no exutório. A utilização de microrreservatórios implantados em todos os lotes da bacia possibilitou a atenuação do volume alagado em 38% e da vazão de pico no exutório em 47%. Pôde-se verificar que os microrreservatórios geram diferentes efeitos sobre a macrodrenagem em função da sua distribuição espacial na bacia. Os resultados demonstraram que implantando-se microrreservatórios nas zonas Média e Baixa, obtém-se resultados sobre a macrodrenagem semelhantes aos do cenário em que se implantam microrreservatórios por toda a bacia. A metodologia proposta, portanto, pode ser utilizada para indicar as zonas mais apropriadas para a implantação de medidas de controle na fonte na bacia, considerando os aspectos hidrológicos e hidráulicos, evitando-se assim custos desnecessários na sua implantação.

**Palavras-chave:** drenagem urbana, controle na fonte, microrreservatórios, SWMM

## ABSTRACT

This research aims to evaluate the efficiency of source control measures on the macrodrainage system of an urban catchment located in the city of Tubarão, Santa Catarina/Brazil. Storage tanks were selected as source control. In addition, this research aims to evaluate the effect of storage tanks on the macrodrainage system, when they were distributed in the catchment by zones. A 24-hour rainfall event was considered with return period of 10 years. The simulations were performed using the SWMM (*Storm Water Management Model*). The results showed that the storage tanks distributed throughout the catchment proved to be efficient in reducing flooding and peak flow in the outlet. For the simulated rainfall event, the use of those devices implanted in all subcatchment allowed to attenuate the flooded volume by 38% and the peak flow in the outlet by 47%. The distribution of storage tanks shows that the source control has different effects on the macrodrainage due to its position in the catchment. The results showed that by implanting storage tanks in middle and lower zones, the results over the macrodrainage were similar to the scenario in which storage tanks are implanted in all zones. The proposed methodology, therefore, can be used to indicate the most appropriate zones for the implementation of source control measures, considering the hydrological and hydraulic aspects, avoiding unnecessary costs in their implementation.

**Keywords:** Urban drainage, source control, storage tanks, SWMM

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Medidas de controle da drenagem urbana.....	7
Figura 3.2 – Exemplos de medidas de controle do escoamento superficial na fonte.....	10
Figura 3.3 – Exemplos de medidas de controle do escoamento superficial centralizadas .....	10
Figura 3.4 – Princípio do armazenamento.....	13
Figura 3.5 – Microrreservatório de retenção.....	14
Figura 3.6 – Microrreservatório de retenção com infiltração. ....	15
Figura 3.7 – Microrreservatório com dispositivo para retenção de sedimentos.....	17
Figura 4.1 – Etapas metodológicas.....	29
Figura 4.2 – Mapa de localização da área de estudo. ....	30
Figura 4.3 – Mapa de altimetria da área de estudo.....	31
Figura 4.4 – Mapa de declividade da área de estudo.....	31
Figura 4.5 – Mapa pedológico da área de estudo. ....	33
Figura 4.6 – Mapa de uso e ocupação do solo da área de estudo. ....	34
Figura 4.7 – Precipitação média mensal na estação automática de Urussanga. ....	35
Figura 4.8 –Pontos de alagamentos observados na área de estudo. ....	36
Figura 4.9 – Zoneamento do uso e ocupação do solo na área de estudo conforme Lei Complementar nº 87/2013 de Tubarão. ....	38
Figura 4.10 – Discretização da bacia urbana de estudo.....	40
Figura 4.11 – Localização e identificação dos nós (conexões) utilizados nas simulações da área de estudo. ....	45
Figura 4.12 – Localização do posto fluviométrico Rio do Pouso (02849000).....	46
Figura 4.13 – Evento de precipitação simulado. ....	48
Figura 4.14 – Zonas de controle do escoamento superficial definidas para a área de estudo. .	53
Figura 5.1 – Comparação entre os alagamentos observados e calculados no SWMM. ....	57
Figura 5.2 – Hidrogramas de escoamento gerados na sub-bacia SA1 para as situações analisadas (MR-PMM e MR-SWMM). ....	61
Figura 5.3 – Representação esquemática do MR dimensionado.....	62
Figura 5.4 – Hidrogramas de escoamento no exutório (Nó E4) nos cenários simulados.....	68
Figura 5.5 – Número de nós com alagamento observados nos cenários simulados.....	73

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Taxa de permeabilidade mínima (%) por zona conforme Lei Complementar nº 87/2013 de Tubarão. ....	38
Tabela 4.2 – Dados de entrada fixos das sub-bacias. ....	41
Tabela 4.3 – Dados de entrada variáveis das sub-bacias. ....	42
Tabela 4.4 – Dados de entrada dos trechos de drenagem. ....	44
Tabela 4.5 - Parâmetros e faixa de aplicação da equação IDF de Back (2013). ....	46
Tabela 4.6 – Relação das zonas de controle do escoamento superficial com as sub-bacias ....	54
Tabela 5.1 – Comparação entre os alagamentos observados e calculados no SWMM. ....	56
Tabela 5.2 – Comparação entre a vazão de pré-urbanização do PMM com as obtidas pelo SWMM. ....	59
Tabela 5.3 – Análise do funcionamento dos MRs na sub-bacia SA1. ....	61
Tabela 5.4 – Distribuição dos MRs nas sub-bacias ....	63
Tabela 5.5 – Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s) nos nós da rede de drenagem, nos cenários simulados. ....	65
Tabela 5.6 – Comparação entre a vazão de pico dos cenários com MRs em relação ao cenário sem MR. ....	67
Tabela 5.7 – Volume alagado (10 <sup>6</sup> litros) nos nós, nos cenários simulados. ....	70
Tabela 5.8 - Comparação entre o volume alagado dos cenários com MRs em relação ao cenário sem MR. ....	72

## SUMÁRIO

<b>RESUMO.....</b>	<b>i</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>ii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>iii</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>iv</b>
<b>SUMÁRIO.....</b>	<b>v</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2 OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
2.1 Objetivo Geral.....	3
2.2 Objetivos Específicos .....	3
2.3 Premissas .....	3
2.4 Limitações.....	3
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>4</b>
3.1 Urbanização e planejamento da drenagem urbana .....	4
3.2 Medidas de controle da drenagem urbana .....	6
3.2.1 Medidas não-estruturais.....	7
3.2.2 Medidas estruturais.....	9
3.2.2.1 <i>Infiltração e percolação</i> .....	11
3.2.2.2 <i>Armazenamento ou retenção</i> .....	12
3.3 Microrreservatórios.....	14
3.4 Modelo SWMM.....	20
<b>4 METODOLOGIA.....</b>	<b>29</b>
4.1 Área de estudo .....	29
4.2 SWMM .....	39
4.2.1 Dados de entrada .....	39
4.2.1.1 <i>Variáveis das sub-bacias</i> .....	40
4.2.1.2 <i>Variáveis da rede de drenagem</i> .....	43

4.2.1.3	<i>Variáveis dos nós</i> .....	45
4.2.1.4	<i>Precipitação</i> .....	46
4.2.2	Métodos computacionais .....	48
4.2.3	Validação do modelo .....	49
4.3	Dimensionamento dos MRs .....	50
4.4	Cenários simulados .....	52
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>56</b>
5.1	Validação do modelo .....	56
5.2	Dimensionamento dos MRs .....	58
5.3	Resultados das simulações .....	64
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b> .....	<b>75</b>
<b>7</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>78</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A urbanização produz alterações significativas no meio ambiente e nos processos hidrológicos, quando o planejamento urbano é inadequado ou inexistente. Com a supressão da cobertura vegetal e a impermeabilização do solo, a parcela da água da chuva, que na situação natural infiltrava, passa a contribuir com o escoamento superficial (TUCCI, 1995). Como consequência, ocorre sobrecarga nos sistemas de drenagem e aumento na frequência e na magnitude dos eventos de inundações, enxurradas e alagamentos.

Como alternativa para amenizar os problemas de alagamentos e sobrecarga dos sistemas de drenagem surgiram conceitos relacionados a um planejamento da drenagem urbana sustentável e integrado. Dentre as principais ideias relacionadas a essa nova abordagem, tem-se o controle do escoamento superficial situado o mais próximo do local em que é gerado, denominado de controle na fonte.

Com o controle da drenagem na fonte, espera-se um comportamento do escoamento aproximadamente análogo às condições hidrológicas de pré-urbanização, imitando-se assim o balanço hidrológico natural. A aplicação dessas técnicas resulta em menos eventos de alagamentos e menores níveis de erosão e de poluição das águas e, conseqüentemente, menores investimentos públicos na ampliação da infraestrutura de drenagem urbana.

Existem diversos tipos de dispositivos de controle na fonte e sua utilização é indicada em função das condições do local onde serão implantados. Eles podem ser classificados de acordo com o seu princípio de funcionamento como sendo de armazenamento ou de infiltração, sendo os de armazenamento indicados para locais com solos pouco permeáveis (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005) como é o caso do municípios de Tubarão.

O município de Tubarão sofre frequentemente com problemas de alagamentos, que afetam o comércio, causam transtornos e trazem risco à saúde da população. O município se encontra em uma região plana da bacia hidrográfica do rio Tubarão, e a baixa declividade dificulta o escoamento das águas pluviais. Além disso, devido à proximidade com o oceano, os rios e canais naturais retificados, que atravessam o município em direção às lagoas litorâneas, são influenciados pelo remanso das marés. Como resultado, as águas da chuva ficam retidas no próprio sistema de drenagem do município.

Dentre as diretrizes do Plano Municipal de Macrodrenagem de Tubarão (PMM) está a utilização de medidas de controle na fonte para controle das águas pluviais. Segundo o PMM, o dispositivo de controle do escoamento deve enviar para a rede de drenagem somente a vazão admitida, determinada como sendo a vazão de pré-urbanização. Outro instrumento de planejamento que dita diretrizes importantes para a drenagem urbana do município é o Zoneamento de Uso e Ocupação do Solo (Lei nº 87/2013). Nele, são indicadas as zonas cujas edificações devem possuir medidas de controle na fonte e se estabelecem os índices de permeabilidade a serem mantidos nos lotes, de acordo com cada zona.

Em vista ao exposto, esse trabalho buscou avaliar a eficácia da implantação de microrreservatórios sobre a macrodrenagem e do seu arranjo espacial em uma bacia urbana do município de Tubarão, pois tem-se como hipótese que o controle na fonte pode ter diferentes efeitos na macrodrenagem em função da sua posição na bacia hidrográfica.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo Geral**

Identificar o arranjo espacial ótimo pra a implantação de microrreservatórios em uma bacia urbana do município de Tubarão evitando-se redimensionar a rede de drenagem existente.

### **2.2 Objetivos Específicos**

Como objetivos específicos têm-se:

- Analisar a equivalência entre a vazão de pré-urbanização definida no PMM com aquela obtida no SWMM.
- Pré-dimensionar os microrreservatórios a partir da vazão de pré-urbanização do PMM e verificar seu funcionamento no SWMM.
- Compreender as simulações com microrreservatórios no SWMM.

### **2.3 Premissas**

Foram adotadas as seguintes premissas:

- Microrreservatórios e lotes de mesmo tamanho.
- Declividade da rede igual à declividade do terreno.
- A rede está em condições normais de funcionamento sem obstruções e/ou rupturas.
- A precipitação é considerada uniforme em toda a bacia.

### **2.4 Limitações**

O trabalho apresenta as seguintes limitações:

- Os resultados são válidos apenas para a bacia utilizada na aplicação metodológica.
- O escoamento pluvial foi considerado apenas através de tubulações e valas, não sendo representado o escoamento pelas superfícies (ruas e passeios), uma vez que o modelo utilizado é unidimensional.
- Não foram consideradas nas simulações tubulações menores do que 60 mm de diâmetro.
- A incerteza do Modelo Numérico de Terreno (MNT) utilizado pode causar diferenças na representação do escoamento, em especial nas declividades das tubulações.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 Urbanização e planejamento da drenagem urbana

A urbanização sem o devido planejamento implica em alterações significativas no ambiente, e em particular nos processos hidrológicos (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). De acordo com Tucci e Collischonn (1998), à medida que a cidade se urbaniza, ocorre o aumento do escoamento superficial devido à impermeabilização do solo, aumentando a frequência e a magnitude das inundações e alagamentos. Outros impactos citados pelos autores são o aumento da produção de sedimentos devido à retirada da cobertura vegetal, a produção de resíduos sólidos e a deterioração da qualidade da água, relacionada à lavagem das ruas, ao transporte de material sólido e às ligações irregulares de esgoto cloacal e pluvial.

Como agravante ao processo de urbanização, no Brasil, com raras exceções, a grande maioria das obras de drenagem urbana foi concebida seguindo a abordagem clássica, higienista ou tradicional do século XIX (SILVEIRA, 2000). A abordagem clássica é centrada na lógica do rápido escoamento da água precipitada, utilizando-se de canalizações e retificações dos cursos d'água. Posteriormente, verificou-se que o resultado dessas medidas quase sempre era a simples transferência dos impactos para jusante, transferindo-se o problema para outra área da cidade e da bacia hidrográfica.

Devido à necessidade de medidas de controle alternativas aos sistemas de drenagem tradicionais, tornou-se essencial a busca por soluções ambientalmente sustentáveis e que fossem aplicadas de forma integrada, considerando a bacia hidrográfica como unidade básica de planejamento.

Uma abordagem pioneira que considera a drenagem de forma integrada ficou conhecida como “*Best Managements Practices*” (BMPs) – Melhores Práticas de Gestão. Desenvolvidas nos Estados Unidos, as BMPs são definidas por Fletcher *et al.* (2014) como um conjunto planejado de ações implementadas na bacia, com o objetivo de atenuar os impactos da urbanização, considerando, principalmente, aspectos de qualidade.

As BMPs evoluíram para um conjunto de ações integradas e mais abrangentes que recebeu o jargão de LID, “*Low Impact Development*” (LID), que na atualidade fazem parte da concepção dos projetos de drenagem urbana nos Estados Unidos. O LID adota um conjunto de

procedimentos que buscam restaurar o comportamento hidrológico do local para níveis anteriores à urbanização. Para tal, a utilização de paisagens funcionais aparece como um elemento útil na malha urbana, permitindo a recuperação das características de infiltração e de retenção da bacia natural associadas ao projeto (BAHIENSE, 2013).

O LID foi adaptado e particularizado para as realidades diferenciadas de outros países. Como exemplo, tem-se o SUDS (“*Sustainable Urban Development System*”) no Reino Unido, WSUD (“*Water Sensitive Urban Design*”) na Austrália, e LIUDD (“*Low Impact Urban Design and Development*”) na Nova Zelândia.

Em resumo, os princípios do planejamento sustentável e integrado da drenagem urbana, são:

- A bacia hidrográfica deve ser o domínio físico de avaliação dos impactos resultantes de novos empreendimentos, visto que a água não respeita limites políticos;
- O aumento de vazão devido à urbanização não deve ser transferido para jusante, ou seja, deve ser contido o mais próximo possível da fonte;
- Deve-se priorizar a recuperação da infiltração natural da bacia, buscando a conservação da vegetação e solos nativos, respeitando-se o ciclo hidrológico natural nas áreas urbanas;
- Deve-se minimizar as taxas de impermeabilização, utilizando pavimentos porosos, jardins de chuva, dentre outros, direcionando-se o escoamento superficial para as áreas permeáveis;
- Deve-se prevenir e controlar a erosão e a produção de sedimentos;
- Em projetos de drenagem, o cenário de avaliação e planejamento deve contemplar futuras ocupações urbanas;
- As áreas ribeirinhas somente poderão ser ocupadas a partir de um zoneamento que contemple as condições de cheias e/ou a partir do estabelecimento de programas de convivência com as cheias para as áreas de menor risco.
- As medidas de controle devem ser preferencialmente não-estruturais.

O planejamento sustentável e integrado da drenagem urbana pode ser estabelecido através de um Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDrU. O PDDrU é um instrumento de planejamento que tem como objetivo criar os mecanismos de gestão da infraestrutura urbana relacionados com o escoamento das águas pluviais e dos cursos d’água na área urbana, tendo em vista a

melhoria das condições de saúde da população, evitando perdas econômicas e visando melhorias no ambiente urbano (TUCCI, 1997).

O PDDrU parte de um diagnóstico do comportamento da drenagem urbana em cada bacia hidrográfica, sujeita a cenários de ocupação atual e futuros e propõe diretrizes que auxiliam na regulamentação da implantação de novos empreendimentos, utilizando-se de uma série de medidas, tanto de ordem estrutural como não estrutural, de forma a mitigar os efeitos das inundações e alagamentos no meio urbano.

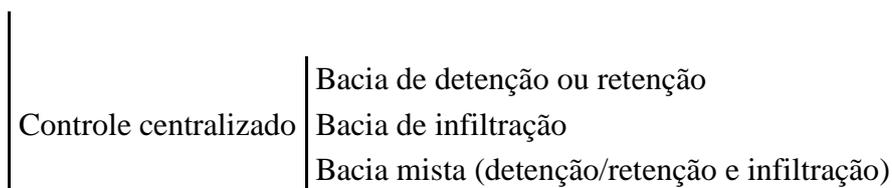
### 3.2 Medidas de controle da drenagem urbana

Conforme exposto, as medidas de controle da drenagem urbana podem ser classificadas em estruturais e não-estruturais (Figura 3.1).

As principais medidas não-estruturais envolvem regulamentação sobre o uso e ocupação do solo, regulamentação sobre o aumento da vazão devido à urbanização e zoneamento de áreas de risco em regiões ribeirinhas, além da gestão dos serviços urbanos relacionados com as águas pluviais.

Já, as medidas estruturais consistem em soluções físicas e diretas de engenharia e buscam minimizar os impactos nas bacias que se encontram em um estágio avançado de desenvolvimento. São aplicadas nos locais onde a drenagem não tem capacidade de escoamento e produz inundações e alagamentos para o cenário e risco de projeto adotado.

Medidas não-estruturais	Regulação do uso e ocupação do solo Educação ambiental Sistema de previsão e alerta Proteção e conservação		
Medidas estruturais	Controlado na fonte	Localizado	Poço de infiltração Plano de infiltração Microrreservatório Biorretenção
		Linear	Trincheira de infiltração Valas de retenção e/ou infiltração Pavimento permeável



**Figura 3.1 – Medidas de controle da drenagem urbana.**  
**Fonte: adaptado de Baptista, Nascimento e Barraud (2005) e Righetto (2009)**

### 3.2.1 Medidas não-estruturais

Medidas não-estruturais são aquelas em que se procura reduzir os impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos, não por intervenções constituídas por obras de engenharia, mas fundamentalmente pela introdução dos princípios básicos da drenagem urbana sustentável e integrada (filosofia), de estabelecimento de como estes princípios devem ser respeitados (legislação, normas e manuais técnicos) e de preparação da sociedade para que eles venham a ser implantados e obedecidos na atualidade e no futuro (SUDERHSA, 2002).

Dentre alguns exemplos de medidas de controle não-estruturais pode-se citar a regulação do uso e ocupação do solo; a implementação de sistemas de previsão e alerta; a conscientização da população quanto ao sistema de drenagem (educação ambiental); a proteção e conservação de cursos d'água, entre outros.

A regulação do uso e ocupação do solo nos municípios pode estabelecer restrições em relação à taxa de impermeabilização dos lotes e estabelecer recomendações para a criação de áreas verdes e de áreas destinadas à infiltração de águas pluviais (RIGHETTO, 2009). Além disso, se um princípio a ser obedecido é não transferir o escoamento para jusante, a regulação do uso e ocupação do solo pode atuar no sentido de restringir a vazão na saída dos lotes e recomendar a construção de medidas de controle das águas pluviais no lote.

Os principais instrumentos de regulação do uso e ocupação do solo, que repercutem diretamente sobre o controle da drenagem urbana a nível municipal, são: o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano – PDDU; o Código de Obras; a lei de parcelamento do uso e ocupação do solo; o zoneamento; e os planos, programas e projetos setoriais, dentre eles o Plano Diretor de Drenagem Urbana – PDDrU e o Manual de Drenagem.

O zoneamento urbanístico é um dos instrumentos de regulação do uso e ocupação do solo mais importante para a drenagem urbana, pois ele divide a cidade em áreas sobre as quais incidem

diretrizes diferenciadas para o uso e a ocupação do solo, especialmente os índices urbanísticos. No que tange a drenagem urbana, ao regular o uso e a ocupação do solo, o zoneamento permite: controlar o crescimento urbano; restringir a ocupação de áreas de risco de inundação; proteger áreas ambientalmente sensíveis; e restringir a ocupação em áreas de interesse para gestão das águas pluviais (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

Conforme Baptista, Nascimento e Barraud (2005), a regulação do uso e ocupação do solo tem maiores possibilidades de sucesso quando as razões para o estabelecimento das restrições de uso encontram-se claramente definidas e contam com o apoio da população. Nesse contexto, destaca-se a importância fundamental das campanhas de conscientização e de educação ambiental sendo tão importantes quanto os próprios instrumentos de regulação e o correto dimensionamento do sistema de drenagem.

As campanhas de educação ambiental visam conscientizar a população sobre os efeitos negativos da impermeabilização do solo, sobre os problemas causados no sistema de drenagem pelo lançamento de resíduos sólidos nos córregos e vias públicas, visam apresentar para a população as estruturas de controle do escoamento superficial existentes no município, o seu funcionamento, assim como a necessidade de sua manutenção, visam divulgar o zoneamento das áreas de risco de inundação e os programas de convivência com as cheias nas áreas já ocupadas e de menor risco, dentre outras iniciativas.

No âmbito dos programas de convivência com as cheias, apresenta-se uma outra medida de controle não-estrutural que tem dado bons resultados: os sistemas de previsão e alerta. Conforme Righetto (2009), os sistemas de previsão e alerta contra inundações tem a finalidade de antecipar o conhecimento das magnitudes das cheias, em particular nos locais em que as inundações podem provocar danos e prejuízos, e assim, alertar a população e executar sua retirada do local. É de extrema importância, portanto, que o sistema de alerta esteja integrado com instituições voltadas à defesa civil e com um plano de alerta e evacuação.

Finalmente, a criação de parques lineares ao longo de cursos d'água e, quando possível, a recuperação das matas ciliares são medidas alternativas à canalização tradicional. Essas ações geralmente visam à manutenção dos cursos d'água urbanos o mais próximo possível de seu estado original. São observadas também ações de revitalização de cursos d'água, recompondo-se os leitos canalizados por meio de medidas que os assemelham aos leitos naturais. Essas medidas contemplam a reserva de áreas para comportar inundações e requerem esforços de

controle de poluição na bacia hidrográfica, com a eliminação de conexões cruzadas entre os sistemas pluviais e de esgotamento sanitário e o controle da poluição difusa de origem pluvial (RIGHETTO, 2009).

### 3.2.2 Medidas estruturais

As medidas de controle estruturais podem ser definidas como obras de engenharia construídas para minimizar ou compensar o aumento de escoamento superficial produzido com a urbanização e a impermeabilização do solo. Dentre as medidas estruturais mais frequentemente adotadas, destacam-se aquelas que visam incrementar o processo de infiltração, reter os escoamentos em reservatórios, ou retardar o fluxo nas calhas dos córregos e rios (CANHOLI, 2005).

As medidas estruturais podem ser classificadas ainda, de acordo com a sua localização em controle na fonte ou linear e controle centralizado.

As medidas de controle na fonte são aquelas implantadas junto a parcela ou a pequenos conjuntos de parcelas, associadas, portanto, a pequenas superfícies de drenagem. Abrangem também as medidas de controle lineares que são aquelas implantadas junto aos sistemas viários, como arruamentos, pátios e estacionamentos.

Como exemplos de medidas de controle na fonte têm-se os poços de infiltração, microrreservatórios, valas de biorretenção, pavimentos permeáveis, valas de retenção e/ou infiltração, trincheiras de infiltração, etc. (Figura 3.2).



(a) Microrreservatório

(b) Vala de biorretenção



(c) Pavimento permeável

(d) Trincheira de infiltração

**Figura 3.2 – Exemplos de medidas de controle do escoamento superficial na fonte.**  
**Fonte: (a) Coccarelli (2018); (b) Soils Science (2018); (c) Rhinopisos (2018); e (d) Ashley (2010)**

Já as medidas de controle centralizadas são estruturas associadas a áreas de drenagem maiores. Neste grupo, incluem-se as bacias de detenção e retenção, que consistem em reservatórios previstos para a contenção, amortecimento ou retardamento do escoamento superficial. As bacias de retenção são dimensionadas para manterem uma lâmina permanente de água. Já, as bacias de detenção são dimensionadas para secarem após o seu uso durante uma chuva intensa e podem ser utilizados para outras finalidades (Figura 3.3).

Conforme DEP (2005), a vantagem da manutenção da lâmina de água e do conseqüente volume morto é que não haverá crescimento de vegetação indesejável no fundo, sendo o reservatório mais eficiente para controle da qualidade da água. A vantagem de utilização do dispositivo seco é que pode ser utilizado para outras finalidades (TUCCI, 2005).



(a) Bacia de detenção (Porto Alegre/RS)

(b) Bacia de retenção (Guimarães/MA)

**Figura 3.3 – Exemplos de medidas de controle do escoamento superficial centralizadas**  
**Fonte: (a) Prefeitura de Porto Alegre (2018); (b) Prefeitura de Guimarães (2015).**

Conforme Baptista, Nascimento e Barraud (2005), o processo de escolha da medida estrutural a ser utilizada se faz em duas etapas principais: a de eliminação e a de decisão ou escolha, propriamente dita. A fase de eliminação baseia-se na análise de suas características físicas e de suas implicações para a área de implantação. Os critérios de análise são fundados essencialmente no confronto entre a tipologia da técnica, seus princípios de funcionamento quanto à forma de entrada d'água, de armazenamento e de esvaziamento e em requisitos de restrições de uso e espaço.

Fundamentalmente, as medidas de controle são classificadas em função do seu princípio de atuação, que pode ser através da infiltração, do armazenamento, ou na combinação de ambos. A seguir será realizada uma breve análise sobre os princípios de atuação das medidas de controle e suas ações sobre o escoamento superficial e sobre a qualidade da água.

#### 3.2.2.1 *Infiltração e percolação*

Conforme Tassi (2002), o funcionamento das medidas de controle de infiltração depende das características do solo e do estado de umidade da zona não saturada. Em solos com baixa capacidade de infiltração ou com nível do lençol freático alto, este tipo de estrutura não tem um funcionamento eficiente. Para os solos com permeabilidade suficiente para que ocorra a infiltração, a água infiltrada retorna ao aquífero como fluxo subterrâneo.

Urbonas e Stahre (1993) não recomendam o emprego de dispositivos de infiltração em locais cujos solos superficiais e subsuperficiais são classificados, segundo o *Natural Resources Conservation Service – NRCS*, como pertencentes aos grupos hidrológicos C e D, ou que a taxa de infiltração saturada seja menor que 7,60 mm/h.

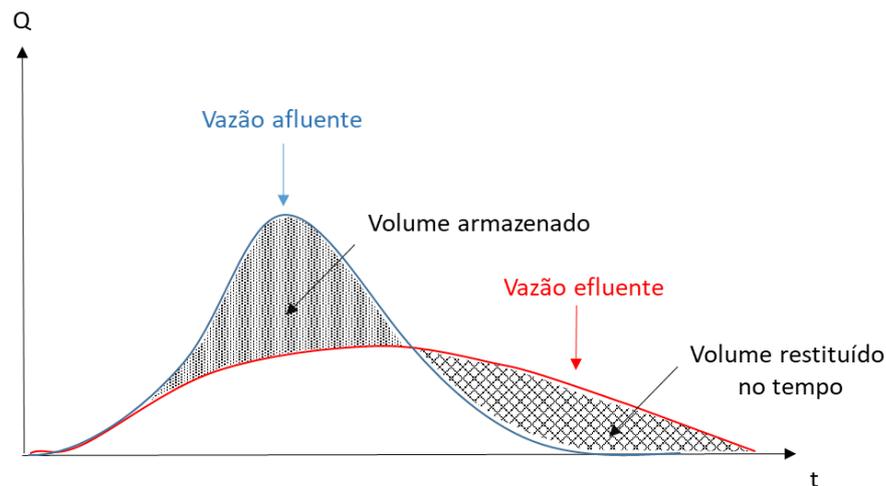
Em relação ao nível do lençol freático, Baptista, Nascimento e Barraud (2005) comentam que um lençol freático pouco profundo pode reduzir os volumes de armazenamento quando este se eleva. Urbonas e Stahre (1993) não recomendam a utilização de dispositivos de infiltração em locais cuja profundidade do lençol freático seja menor que 1,20 metro. Do ponto de vista ambiental, um lençol freático pouco profundo corre o risco de ser contaminado muito facilmente. Dessa forma, este tipo de estrutura não deve ser usado em locais onde haja postos de combustíveis, áreas de armazenamento de produtos químicos ou outros contaminantes químicos provenientes do uso urbano do solo (URBONAS e STAHRÉ, 1993).

No que se refere à qualidade da água, nas estruturas de infiltração, a retenção dos principais poluentes contidos nas águas pluviais ocorre nas camadas superiores do solo. O solo desempenha, portanto, um importante papel de filtro, o que é válido tanto para solos finos, com baixas taxas de infiltração (WIGINGTON *et al.*, 1983; MIKKELSEN *et al.*, 1993 *apud* BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005) quanto para solos de granulometria mais elevada (APPLEYARD, 1993; DECHESNE, 2002 *apud* BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005). Os poluentes que apresentam maior risco de migrar para as camadas mais profundas do solo parecem ser os poluentes orgânicos e o zinco, que apresenta maior mobilidade (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

Dentre as desvantagens das medidas de infiltração está a colmatção ou o depósito de partículas de solo e desenvolvimento bacteriano nos vazios do meio poroso. A colmatção provoca uma diminuição da porosidade e da condutividade hidráulica, que por um lado aumenta a filtração da água pluvial e a retenção de poluentes, mas por outro diminui a capacidade de infiltração das estruturas. A colmatção acaba por diminuir a vida útil da estrutura e, a longo prazo, a infiltração das águas pluviais via estrutura pode tornar-se nula (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

### 3.2.2.2 *Armazenamento ou detenção*

As medidas de controle com armazenamento ou detenção são estruturas que se propõe a restituir à bacia o armazenamento natural perdido após o processo de impermeabilização do solo (AGRA, 2001). Sua função é reservar temporariamente o escoamento superficial, retardar a velocidade e proporcionar o amortecimento dos picos de vazão, de maneira que a vazão máxima de saída seja próxima a das condições naturais, anteriores à impermeabilização do solo (DRUMOND, 2012). Na Figura 3.4 é apresentado um gráfico com os hidrogramas de entrada e saída (afluente e efluente) de um dispositivo de armazenamento.



**Figura 3.4 – Princípio do armazenamento.**  
**Fonte: adaptado de Baptista, Nascimento e Barraud (2005).**

O armazenamento pode ser realizado através de reservatórios, que podem ser de tamanho adequado para o uso em uma residência (microrreservatórios), até de maior porte para a macrodrenagem urbana (bacias de detenção e retenção). Em alguns casos, esses reservatórios podem, além de restituir a capacidade de armazenamento, também facilitar a infiltração das águas de escoamento no solo, funcionando como estruturas mistas. Por se tratar do objetivo de estudo deste trabalho, os microrreservatórios serão apresentados com maior detalhe na sequência.

Em relação à qualidade da água, os dispositivos de armazenamento exercem pequeno efeito na remoção de poluentes transportados pela chuva, sendo esse efeito ligado mais aos sólidos em suspensão (MASCARENHAS *et al.*, 2005). A remoção dos sólidos em suspensão é realizada a partir do processo de decantação, pelo qual as partículas sólidas depositam-se no fundo das estruturas sob o efeito da gravidade ou devido ao movimento da água.

Devido à deposição das partículas sólidas no fundo das estruturas, os reservatórios, qualquer que seja sua finalidade, tamanho e características de operação estão fadados a ter a sua capacidade de armazenamento parcial ou totalmente comprometida pelo processo de assoreamento (CABRAL, 2005). Dessa forma, uma das desvantagens do uso de reservatórios de armazenamento é a constante manutenção, necessária para o bom funcionamento dos equipamentos.

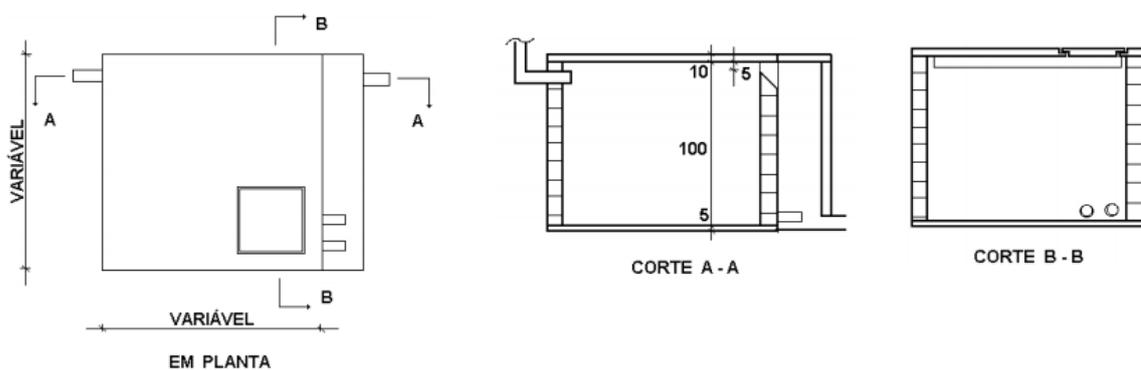
Conforme Baptista, Nascimento e Barraud (2005), antes de efetuar projetos incorporando estruturas de armazenamento e/ou infiltração ao sistema de drenagem, é necessário realizar um

diagnóstico sobre o sistema existente. O diagnóstico do sistema existente permite obter as informações e os dados relevantes para orientar a escolha das soluções mais adequadas passíveis de serem adotadas, e para fornecer indicações sobre a sua implantação.

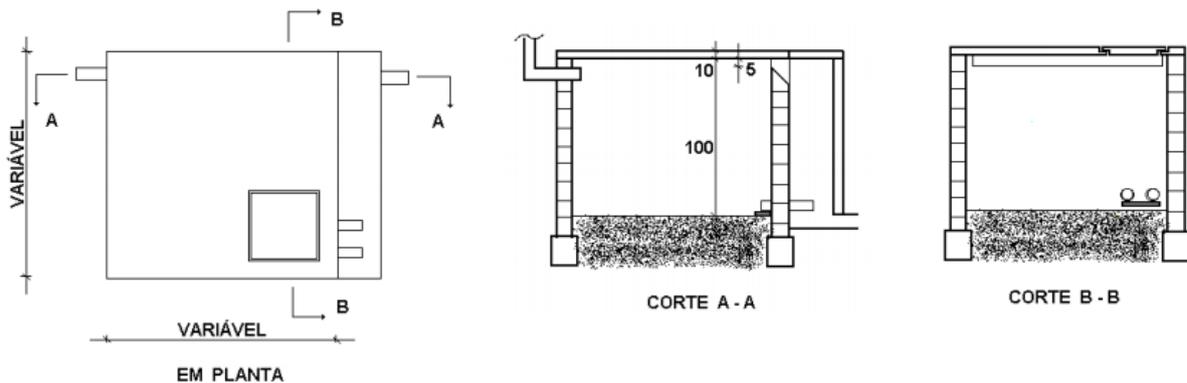
### 3.3 Microrreservatórios

Os microrreservatórios são pequenas estruturas para detenção do escoamento superficial que atuam no próprio local onde o escoamento é gerado. O princípio de funcionamento do microrreservatório é receber o escoamento gerado nas áreas impermeabilizadas do lote, promovendo o seu armazenamento temporário, para então direcioná-lo à rede pública de drenagem, atenuando o pico dos hidrogramas de saída, possibilitando a recuperação da capacidade de amortecimento perdida pela bacia devido à impermeabilização do solo.

Os microrreservatório são estruturas simples, quase sempre em forma de paralelepípedo, podendo ser de concreto, alvenaria, fibrocimento, acrílico ou outro material. Podem ser de detenção (Figura 3.5) ou de infiltração no solo (Figura 3.6). Os microrreservatórios de detenção possuem um dispositivo de saída (dreno) que permite o escoamento de uma vazão limite pré-determinada para a rede pública de drenagem (SUDERHSA, 2002). Em ambos, são necessários dispositivos de emergência para evacuação do excesso à vazão de projeto, que pode extravasar para a superfície do lote ou diretamente para a rede pluvial.



**Figura 3.5 – Microrreservatório de detenção.**  
**Fonte: Cruz; Tucci e Silveira (1998)**



**Figura 3.6 – Microrreservatório de detenção com infiltração.**  
**Fonte: Cruz; Tucci e Silveira (1998)**

Os microrreservatórios podem ser abertos, fechados, alocados na superfície do terreno, enterrados ou até mesmo localizados no telhado da edificação. Conforme Tassi (2002), a adaptação da estrutura em local conveniente dentro do próprio lote, fazem com que os microrreservatórios sejam uma das estruturas de armazenamento mais populares. Tucci e Genz (1995) salientam que, ao utilizar o reservatório no telhado, deve-se considerar reforços nas obras estruturais para suportar o peso da água armazenada. Em relação aos reservatórios subterrâneos, DEP (2005) ressalta que a cota da rede pluvial limita a profundidade da escavação e a cota onde o dispositivo de saída deve se posicionar. O ideal é o favorecimento do escoamento por gravidade até a rede pluvial.

De acordo com DEP (2005), os dispositivos abertos, quando possível, são os mais recomendados, pois podem integrar-se ao paisagismo da área com custo menor que as detenções enterradas, além de facilitar a limpeza das folhagens que a drenagem transporta.

A grande vantagem da utilização de microrreservatórios são os pequenos volumes necessários para o amortecimento dos hidrogramas e a alta eficiência do sistema (GENZ, 1994; CRUZ, 1998). O'Loughlin *et al.* (1995) citam a flexibilidade de construção e a diversidade de materiais com que podem ser construídos. Para Viola (2008), uma vantagem do uso de reservatórios de detenção é que eles podem ser implantados independente da permeabilidade do solo e do nível do lençol freático.

Conforme Agra (2001), vários autores citam a vantagem de transferir a responsabilidade sobre o controle da drenagem urbana para o usuário, desonerando o poder público, porém este comportamento pode gerar obrigações financeiras diretas muito pesadas para o usuário. Nesses casos, podem ser previstos, por parte do governo municipal, incentivos fiscais e econômicos

(redução de IPTU, por exemplo) às unidades que implementarem melhorias como a adoção das medidas de controle na fonte.

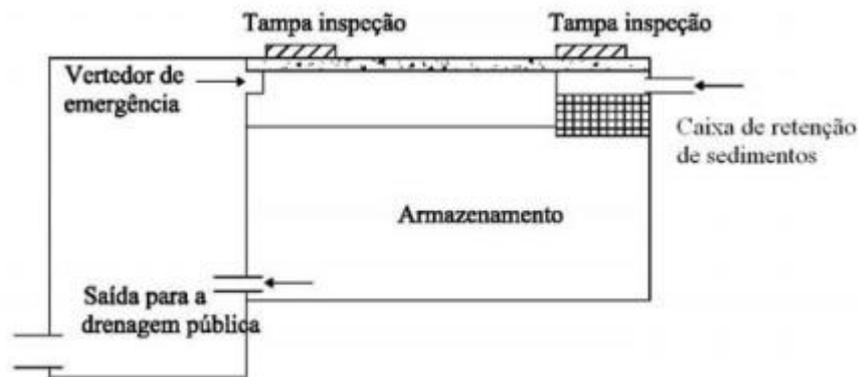
Forgiarini (2010) avaliou a disposição a pagar e a receber de proprietários de lotes em uma bacia urbana no municípios de Porto Alegre para resolver os problemas de drenagem. Os resultados mostraram que incentivos econômicos positivos, como a redução de impostos, por exemplo, são melhor aceitos pela população e os custos envolvidos para controle do escoamento no lote são inferiores aos normalmente obtidos com medidas de controle centralizadas na macrodrenagem. Segundo Forgiarini (2010) a maioria dos proprietários faria o controle do escoamento pluvial no lote se tivesse um incentivo positivo.

Dentre as desvantagens, O'Loughlin *et al.* (1995) citam que sob algumas condições hidrológicas, armazenamento localizado nas áreas mais baixas da bacia podem incrementar as vazões devido ao retardo do pico dos hidrogramas que entra em fase com o pico de vazão de montante. SUDERHSA (2002) sugere que as medidas devem ser avaliadas em conjunto, no contexto da bacia, para que as vazões de cada local, quando trasladadas até o exutório, não violem o limite para ela estabelecida. Percebe-se, portanto, que é muito importante considerar o funcionamento integrado de todo o sistema, permitindo a avaliação dos efeitos da combinação espacial das intervenções.

Rezende (2010) cita como desvantagem a difícil fiscalização pelas autoridades governamentais, uma vez que as intervenções são extensivamente distribuídas pela bacia e em propriedades privadas; e a difícil sensibilização e aceitação dos proprietários de lotes nas partes altas da bacia a instalar as estruturas, uma vez que não costumam sofrer os efeitos diretos das deficiências do sistema de drenagem.

Cruz (1998) simulou diferentes tipos de estrutura de reservação, para lotes com taxas de impermeabilização diversas. Os reservatórios para amortecimento foram dimensionados para os lotes buscando reduções nas vazões de pico às condições de pré-urbanização. Verificou-se que para uma situação considerada como a mais desfavorável, ou seja, o maior lote (600 m<sup>2</sup>), com o máximo de impermeabilização (100%), a introdução de um reservatório de 2,5 m<sup>3</sup> a 3 m<sup>3</sup> possibilita a manutenção da vazão de pico desejado, ocupando cerca de apenas 1% da área total em planta. O estudo também indica que o custo geral da implantação de um microrreservatório subterrâneo é cerca de 3 a 4 vezes superior ao de uma estrutura aberta gramada.

Agra (2001) realizou um estudo experimental com microrreservatórios com o objetivo de verificar sua eficiência no controle da geração do escoamento superficial bem como estudar a real necessidade de manutenção da estrutura. O estudo concluiu que o sistema é eficiente no controle da vazão de pico, porém devido ao pequeno volume ( $1 \text{ m}^3$ ), o reservatório não permitiu um aumento no tempo de resposta da bacia. O estudo recomenda que não se utilize descarregadores de fundo com diâmetro menor do que 50 mm, pois são mais suscetíveis a entupimentos e recomenda ainda o uso de dispositivos para retenção e coleta dos sedimentos e folhagens. Um exemplo de microrreservatório com dispositivo de retenção de sedimentos pode ser observado na Figura 3.7. Ainda, segundo o autor, a manutenção é fator imprescindível e o mesmo propõe que ela seja realizada sempre após os eventos, constituindo-se em uma limpeza e remoção dos sedimentos, principalmente folhagens.



**Figura 3.7 – Microrreservatório com dispositivo para retenção de sedimentos.**  
**Fonte: DEP (2005).**

Drumond (2012) simulou a implantação de microrreservatórios em lotes da sub-bacia do córrego da Av. Francisco Sá, localizada em Belo Horizonte, que apresenta problemas com alagamentos e elevado grau de urbanização. Na situação da bacia com os microrreservatórios nos lotes houve uma redução de 50% da vazão de pico em comparação ao cenário sem microrreservatórios. O resultado de redução do pico de vazão em 50%, foi o mesmo verificado por Tassi (2002) em seu estudo que simulou a implantação de microrreservatórios em uma bacia hidrográfica de Porto Alegre.

Amaral (2014) simulou dois cenários com medidas de controle na bacia do rio Morto, no Rio de Janeiro: o primeiro, envolvendo implantação de um reservatório de detenção e, o segundo, considerando a implantação de microrreservatórios nos lotes. O estudo concluiu que o melhor custo-benefício foi o cenário com reservatórios nos lotes. Para este cenário, foi observado

maiores amortecimento e retardo da vazão de pico do hidrograma. Observou-se uma redução de 21,51% em relação à vazão simulada para as condições atuais da bacia. Conforme a autora, os custos de implantação orçados para os reservatórios de lote ficaram 52% menores do que o do reservatório de detenção, contrariando o argumento de O'Loughlin *et al.* (1995) sobre a baixa eficiência dos microrreservatórios do ponto de vista econômico.

Silva (2016) avaliou o impacto de microrreservatórios em escala de lote e loteamento. Através da modelagem hidráulico-hidrológica concluiu que a utilização de microrreservatórios na fonte é eficiente na redução da vazão de pico gerada no lote para vazão de pico em nível de pré-urbanização. Na escala de loteamento, o uso dos dispositivos possibilitou a atenuação da vazão de pico de descarga em, pelo menos, 44%.

Observa-se que nos estudos citados, analisa-se o efeito dos microrreservatórios em escala de lote, loteamento ou bacia inteira. Por isso, a proposta desse trabalho de se avaliar os efeitos dos microrreservatórios na macrodrenagem quando alocados por zonas da bacia.

Em relação ao dimensionamento dos microrreservatórios, dois parâmetros são importantes: o tempo de retorno da chuva de projeto e a vazão de saída do dispositivo.

O tempo de retorno adotado para a chuva de projeto define o grau de segurança da obra. A escolha do tempo de retorno e do risco hidrológico que se quer assumir nem sempre é de fácil quantificação, pois altos níveis desejáveis de segurança estão associados a elevados custos inerentes às soluções a serem adotadas (PORTO, 1995).

Segundo Villela e Matos (1975), Chow, Maidment e Mays (1988) e Pinto (1987), em princípio, a fixação do tempo de retorno deveria ser feita por critérios econômicos, procurando-se o mínimo entre o custo de construção da obra e o custo esperado dos prejuízos causados pelas falhas ao longo da sua vida útil. Entretanto, devido à dificuldade em se avaliar o custo das falhas, usualmente adotam-se valores aceitos no meio técnico, disponíveis na literatura em tabelas, para diversos tipos de obra de drenagem.

Cruz; Tucci e Silveira (1998) sugerem que para o dimensionamento de microrreservatórios deva ser utilizada uma precipitação com tempo de retorno de 5 anos. Para Tominaga (2013), a microdrenagem é projetada para atender à drenagem de precipitações com risco hidrológico moderado, ou seja, para vazões de 2 a 10 anos de período de retorno. Conforme Baptista, Nascimento e Barraud (2005), a microdrenagem deixa de operar convenientemente para

eventos com tempos de retorno maiores que 10 anos. Tucci (2005), menciona que medidas de controle estruturais dimensionadas para risco superiores à 10 anos de tempo de retorno, não são economicamente viáveis.

Percebe-se, portanto, que o tempo de retorno aceito na literatura técnica-científica para dimensionamento de obras de microdrenagem, dentre as quais inclui-se os microrreservatórios, varia entre 2 e 10 anos.

A vazão de saída do dispositivo é a vazão máxima permitida a entrar no sistema público de drenagem, por unidade de área. Sua definição é de grande importância para o dimensionamento das medidas de controle, principalmente microrreservatório e bacias de retenção, pois ela condiciona o volume a ser armazenado e o tempo de retenção e, conseqüentemente, a eficiência do dispositivo em termos quantitativos e qualitativos.

A vazão de saída normalmente é estimada de forma a representar as condições mais próximas da condição natural do terreno, ou seja, um novo empreendimento não deve gerar vazão maior que a vazão produzida na área antes da implantação do empreendimento. A essa vazão, dá-se o nome de vazão de pré-desenvolvimento ou vazão de pré-urbanização.

Geralmente essa vazão é estabelecida por uma regulamentação da administração municipal e obriga o usuário a implantar medidas de controle do escoamento superficial na fonte, de forma que o dispositivo controle o escoamento e envie para a rede de drenagem somente a vazão admitida.

Em Porto Alegre, o Decreto Municipal nº 15.371/2006, estabelece em seu artigo 1º que toda ocupação que resulte em impermeabilização de superfície, deverá gerar para a rede pública de águas pluviais uma vazão máxima específica igual a 20,8 l/s/ha (DEP, 2005).

Em São Paulo, no Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais (SMDU, 2012), a vazão de pré-urbanização ficou definida como sendo de 25 l/s.ha.

Em Curitiba, a vazão de pré-urbanização para a Região Metropolitana de Curitiba é de 27 l/s/ha (SUDERHSA, 2002).

Em Tubarão, a vazão de pré-urbanização foi definida no Plano Municipal de Macrodrenagem como sendo de 20,6 l/s.ha (PMT, 2018).

Tassi e Villanueva (2004) analisaram os efeitos hidrológicos e econômicos da implantação de microrreservatórios quando dimensionados para liberarem múltiplos da vazão de pré-urbanização (1, 2, 3 e 5 vezes) em uma bacia hipotética. Verificou-se que fixando a vazão de restrição em duas vezes a vazão de pré-urbanização, foram obtidos resultados muito próximos aos resultados para o controle da vazão de pré-urbanização em si. Segundo os autores, a adoção de uma vazão de restrição um pouco maior na saída do lote representa um menor custo de implantação do microrreservatório, uma vez que é possível trabalhar com volumes menores. Além do aspecto econômico, o tempo de esvaziamento e o descarregador de fundo dimensionados para vazões maiores fazem com que os dispositivos sejam operacionalmente mais eficientes.

No entanto, o usual e indicado nos Planos de Drenagem para o dimensionamento das medidas de controle na fonte ainda é trabalhar com o valor da vazão de pré-urbanização.

### **3.4 Modelo SWMM**

Conforme comentado no início dessa revisão bibliográfica, o planejamento da drenagem urbana deve ser realizado de forma integrada, considerando a bacia hidrográfica como unidade de estudo. De forma a auxiliar no planejamento urbano integrado das águas pluviais, foram criados os modelos computacionais de simulação hidrológica e hidráulica.

Até recentemente os modelos de simulação hidrológica e hidráulica eram distintos um do outro, sendo os primeiros destinados ao cálculo das descargas máximas e os segundos à verificação do funcionamento hidráulico do sistema de drenagem e ao dimensionamento das intervenções. Atualmente estão disponíveis modelos mais complexos, desenvolvidos por entidades de pesquisa tradicionais, que permitem obter com um mesmo pacote todas as necessidades acima referidas (SMDU, 2012).

O objetivo principal de um modelo que contempla as componentes hidrológica e hidráulica é a representação da precipitação, do escoamento pela superfície da bacia, da interceptação, da infiltração, da evapotranspiração e da propagação do escoamento na rede de drenagem pluvial (ROSSMAN, 2015).

Os modelos computacionais vêm sendo utilizados, principalmente, nos casos em que existe a necessidade de tomada de decisões, como na manutenção corretiva em que é necessário realizar

obras complementares, e também quando se deseja simular cenários sobre o comportamento de um sistema de drenagem submetido a determinadas condições (RIGHETTO, 2009).

No presente estudo será utilizado o modelo computacional *Storm Water Management Model* (SWMM), versão 5.1. O SWMM foi escolhido pelo fato de ser um modelo de fácil manipulação para simulações, possibilita representar os cenários de planejamento pré-determinados neste estudo, é de domínio público, gratuito e tem seu código de programação aberto.

O SWMM foi desenvolvido pela *Environmental Protection Agency* – EPA e, ao longo das últimas décadas, foram incorporados diversos melhoramentos (RIGHETTO, 2009). É um modelo distribuído, que constitui um dos mais completos e robustos modelos para tratar de problemas de drenagem urbana. Desde a sua criação, na década de 70, o SWMM vem sendo amplamente utilizado nos Estados Unidos e em inúmeros outros países.

O SWMM permite simular a quantidade e qualidade do escoamento superficial, especialmente em áreas urbanas. Pode ser utilizado para a simulação de um único evento chuvoso, bem como para uma simulação contínua de longo prazo. O componente relativo ao escoamento superficial do SWMM opera sobre um conjunto de sub-bacias hidrográficas que recebem a precipitação e geram escoamentos e cargas poluidoras. O módulo de transporte hidráulico do SWMM simula o percurso destas águas através de um sistema composto por tubulações, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, bombas e elementos de regulação. O SWMM acompanha a evolução da quantidade e da qualidade do escoamento dentro de cada sub-bacia, assim como a vazão, a altura de escoamento e a qualidade da água em cada tubulação e canal, durante um período de simulação composto por múltiplos intervalos de tempo (ROSSMAN, 2015).

O modelo possui nove blocos, sendo quatro módulos computacionais (*Runoff, Transport, Extran e Storage/Treatment*) e cinco módulos de serviço (*Statistics, Graph, Combine, Rain, Temperature*), além do módulo *Executive*.

O módulo *Runoff* refere-se à transformação da precipitação em escoamento. O modelo processa suas rotinas com base em dados de precipitação ou neve, simulando degelo, infiltração em áreas permeáveis, detenção na superfície, escoamento na superfície e em canais (AMARAL, 2014).

A área de cada sub-bacia é dividida em áreas permeáveis e impermeáveis, nas quais pode-se ou não armazenar uma certa quantidade de água. A quantidade de água a ser armazenada ou retida

em cada sub-bacia é definida utilizando-se o parâmetro denominado “altura de armazenamento em depressão”.

As áreas impermeáveis devem ser especificadas utilizando-se o parâmetro denominado “percentual impermeável”. Pressupõe-se que a porção impermeável da sub-bacia se converte totalmente em escoamento superficial, menos qualquer retenção inicial devida à altura de armazenamento em depressão especificada para a área impermeável (AMARAL, 2014).

Para as áreas permeáveis, o SWMM permite ao usuário selecionar o método de cálculo da infiltração a ser utilizado: Curva Número (CN) do NRCS, Horton ou Green-Ampt. Somente um método de cálculo pode ser selecionado para simulação. Os cálculos de infiltração aplicam-se apenas à porção permeável das sub-bacias, portanto, todos os parâmetros de infiltração, assim como o valor de CN, devem ser especificados para a parte permeável da sub-bacia apenas. Segundo AUTODESK (2013), definindo um valor de CN que inclui a área impermeável, e também definindo o percentual impermeável da sub-bacia, o modelo irá considerar duplamente o efeito da área impermeável.

No SWMM, cada sub-bacia é tratada como um reservatório não linear, no qual o escoamento superficial ocorre pela combinação das equações de Manning e da continuidade, conforme Eq. 3.1. A equação é resolvida pelo método numérico de Newton-Raphson.

$$\frac{dh}{dt} = i - \frac{W}{A.n} (h - d_p)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Sendo:  $h$  a profundidade da água no reservatório;  $t$  o tempo;  $i$  a intensidade da precipitação;  $W$  a largura representativa da sub-bacia;  $A$  a área da sub-bacia;  $n$  o coeficiente de rugosidade de Manning;  $d_p$  a altura do armazenamento por depressão; e  $S$  a declividade da sub-bacia.

O fluxo de água sobre a superfície ocorre quando a profundidade de água da sub-bacia excede o armazenamento máximo de depressão. A profundidade da água é calculada equilibrando os fluxos de entrada e saída da sub-bacia, sendo desprezada a evapotranspiração. O resultado é a quantidade de água escoada superficialmente na sub-bacia e a propagação desta até os elementos da rede de drenagem.

Os módulos *Transport* e *Extran (Extended Transport)* referem-se ao transporte do escoamento na rede de drenagem. Para seu funcionamento, a representação da rede de drenagem é baseada no conceito de condutos (*links*) e nós (*junction*). Os nós são os pontos iniciais de um trecho de

rede ou ponto de confluência de dois ou mais trechos ou ponto final (exutório). Os condutos são exatamente os trechos da rede. Assim, de acordo com Meller (2004), o modelo não fica limitado somente à redes de drenagem dendríticas.

A partir dos módulos *Transport* e *Extran*, o SWMM permite modelar a propagação do escoamento na rede de drenagem através dos seguintes modelos hidráulicos: Regime Uniforme, Onda Cinemática e Onda Dinâmica. O fluxo em Regime Uniforme e o modelo da Onda Cinemática resolvem as equações de Saint Venant (Eq. 3.2) de maneira simplificada, enquanto o modelo da Onda Dinâmica (hidrodinâmico) resolve as equações de Saint Venant completas, gerando resultados mais precisos. No SWMM, as equações de Saint Venant são resolvidas pelo método numérico de Euler modificado.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (\beta \cdot Q \cdot V)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f - g \cdot A \cdot S_0 = 0 \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Sendo:  $x$  a distância ao longo do rio;  $Q$  a vazão;  $t$  o tempo;  $\beta$  um coeficiente de correção do momento linear que depende da variabilidade da velocidade na seção transversal;  $V$  a velocidade da água;  $g$  a aceleração da gravidade;  $A$  a área molhada da seção transversal;  $y$  a profundidade;  $S_0$  a declividade do fundo do rio; e  $S_f$  a declividade de atrito (força do atrito dividida pelo peso da água).

O modelo da Onda Dinâmica, mais completo, pode levar em conta o armazenamento nos trechos, o ressalto hidráulico, as perdas nas entradas e saídas dos trechos, o remanso e o fluxo pressurizado (ROSSMAN, 2015).

Conforme Roesner *et al* (1988 *apud* MELLER, 2004) o tempo de simulação (passo de tempo) é uma variável importante no uso do modelo da Onda Dinâmica. O autor recomenda intervalos de tempo da ordem de 5 a 60 segundos. AUTODESK (2013) recomenda valores entre 1 a 60 segundos. Bertoni (1998) comenta que o passo de tempo não deve superar o tempo de viagem que uma onda dinâmica precisa para percorrer o menor trecho do sistema, sendo a estabilidade numérica dada pela condição de Courant.

Roesner *et al.* (1988 *apud* MELLER, 2004) cita que o modelo da Onda Dinâmica possui algumas limitações que podem ocasionar erros no cálculo das vazões e profundidades do escoamento por causa de efeitos de mudanças bruscas no escoamento, comuns em variações de seções transversais e nas transições de escoamento livre para pressão.

O módulo *Storage/Treatment* fornece uma estrutura para simular o armazenamento hidráulico e tratamento de até três poluentes diferentes. O módulo foi originalmente concebido para simular o escoamento de poluentes para uma unidade de armazenamento ou estação de tratamento em condições de clima seco ou úmido.

Em relação a sensibilidade dos parâmetros de entrada do SWMM, Zaghoul (1983 *apud* GARCIA e PAIVA, 2006), em trabalho com o modelo SWMM, realizou uma análise de sensibilidade para os parâmetros dos blocos *Runoff* e *Transport*. Para a análise de sensibilidade do bloco *Runoff*, Zaghoul (1983 *apud* GARCIA e PAIVA, 2006) encontrou que o parâmetro mais sensível é a porcentagem de área impermeável, onde um aumento nesta porcentagem tende a um acréscimo linear no pico e no volume do hidrograma. O segundo parâmetro com maior sensibilidade é a largura do escoamento superficial, devendo-se ter cuidado na estimação desta largura. Para o bloco *Transport*, Zaghoul (1983 *apud* GARCIA e PAIVA, 2006) verificou que os parâmetros com maior sensibilidade foram: o comprimento do conduto ou canal e o coeficiente de rugosidade de Manning.

Segundo Garcia e Paiva (2006), no módulo *Runoff*, a porcentagem de área impermeável foi o parâmetro que apresentou maior sensibilidade, quanto à vazão de pico, seguido da largura do escoamento das sub-bacias e do coeficiente de rugosidade de Manning para as sub-bacias. Quanto ao volume escoado os parâmetros mais sensíveis foram: os parâmetros de infiltração da equação de Horton e porcentagem de área impermeável. No módulo *Transport* o parâmetro que apresentou maior sensibilidade à vazão de pico foi o coeficiente de rugosidade de Manning, tendo maior sensibilidade para valores baixos desse coeficiente.

Amaral (2014), durante o processo de calibração do SWMM para a bacia hidrográfica do Rio Morto, no Rio de Janeiro, realizou a análise de sensibilidade dos parâmetros, resultando como parâmetros mais sensíveis os relativos às áreas impermeáveis, especialmente o percentual de área impermeável da bacia.

No estudo realizado por Rosa, Clausen e Dietz (2015), o modelo SWMM demonstrou maior sensibilidade aos parâmetros de infiltração, principalmente pelo déficit de umidade do solo inicial, e pelo coeficiente de rugosidade de Manning.

Em relação à simulação de medidas LID no SWMM, o usuário tem a opção de simular oito tipos diferentes de medidas: células de biorretenção, trincheiras de infiltração, pavimentos

permeáveis, cisternas/microrreservatórios, valas de infiltração, telhado verde, áreas vegetadas (*swale*) e jardins de chuva.

O SWMM simula os controles LID através de sua representação pela combinação de camadas verticais cujas propriedades são definidas por unidades de área. Durante essa simulação, o modelo realiza o balanço hídrico, determinando o que escoar de uma camada para outra e o que é armazenado em uma camada. Os dispositivos LID são projetados para subtrair parte do escoamento superficial por meio de processos combinados de armazenamento, infiltração e evapotranspiração. Esses dispositivos são inseridos nas sub-bacias do modelo, e suas quantidades são definidas pelo usuário. Após a inserção das medidas LID na sub-bacia, é necessário o ajuste das propriedades referentes ao percentual de áreas impermeáveis e à largura do escoamento (ROSSMAN, 2015).

Estudos anteriores, mostraram que medidas LID são eficientes na redução do risco de alagamento. Por exemplo, James e Dymond (2012), Zahmatkesh *et al.* (2015) e Ahiablame e Shakya (2016) realizaram estudos de caso sobre a eficácia de medidas LID, tais como células de bioretenção, pavimentos permeáveis e microrreservatórios, na redução do escoamento superficial e vazão de pico em exutórios de bacias. Seus resultados demonstraram a eficácia das medidas LID sob uma variedade de condições de chuva. Ahiablame e Shakya (2016) também mostraram que a combinação de vários tipos de LID é preferível a focar em um único tipo de solução.

Bai *et al.* (2019) avaliaram o desempenho de medidas LID no SWMM aplicadas em um distrito da cidade de Suqian, na China. Foram simulados quatro cenários: 1) sem LID; 2) com LID baseada em infiltração; 3) com LID baseada em armazenamento; e 4) com LID combinando infiltração e armazenamento; para diferentes condições de precipitação (chuvas com duração de 120 e 180 minutos e tempo de retorno de 1, 3 e 5 anos). Os resultados observados para área de estudo mostraram que o modelo combinado (infiltração + armazenamento) funciona melhor na redução da vazão de pico e do volume escoado, assim como foi verificado em Ahiablame e Shakya (2016). Com essa combinação, a máxima redução na vazão de pico observada foi de 32,5% e a máxima redução do volume escoado foi de 31,8% para uma chuva com duração de 180 minutos e tempo de retorno de 1 ano. Para o mesmo evento de chuva, em um cenário apenas com medidas de armazenamento, a redução da vazão de pico e do volume escoado foi de 1,46% e 1,45%, respectivamente.

Kim *et al.* (2018) avaliaram o desempenho de sete medidas LID no SWMM aplicadas em um complexo industrial da Coreia do Sul. Foram simulados quatro eventos de chuvas de curta duração. As medidas de infiltração foram as que demonstraram melhor resultado na redução da vazão de pico. Com a utilização de células de biorretenção e valas de infiltração, por exemplo, não houve geração de escoamento superficial. Os microrreservatórios reduziram o escoamento em média 33,9%, sendo que em um dos eventos a redução do escoamento superficial foi de 50%. Os autores ainda simularam o desempenho das medidas LID para uma série de chuva de longo períodos (2005 a 2015). Novamente, os microrreservatórios demonstraram o pior desempenho, com uma redução média anual de 11,5% do escoamento superficial. O melhor desempenho foi obtido com as células de biorretenção (redução média anual de 73% do escoamento superficial). O estudo concluiu que o comportamento das medidas LID é fortemente influenciado pelas características dos eventos simulados. Os autores verificaram que a redução do escoamento foi maior, no ano em que as precipitações foram menores.

Li *et al.* (2019) avaliaram os benefícios ambientais, sociais e econômico da implantação de cinco medidas LID combinadas em um projeto de centro esportivo em Guangxi, China. Foram simulados cinco cenários no SWMM no qual variou-se a localização e o tamanho das medidas LID. Os benefícios ambientais avaliados foram: redução do escoamento superficial, redução e retardo da vazão de pico e redução de poluentes. A redução do escoamento superficial e da vazão de pico não variou muito entre os cenários, uma vez que em todos os cenários são combinadas medidas de infiltração e armazenamento e seu tamanho é pouco variável. A combinação que resultou no maior benefício ambiental foi do cenário 4 composto, principalmente, por células de biorretenção e áreas vegetadas (*swale*). Nesse cenário, a redução da vazão de pico foi de 21,8% e a redução do volume escoado foi de 19,6%. Esse cenário também foi o que resultou no melhor benefício abrangente (ambiental, social e econômico). O cenário onde os microrreservatórios eram as medidas LID preponderantes (cenário 3) foi o que resultou no menor benefício ambiental. Nesse cenário verificou-se uma redução da vazão de pico de 18,3% e uma redução do volume escoado de 17,8%. Esse resultado vai ao encontro do que já observaram outros autores, ou seja, medidas de infiltração são mais eficientes do que medidas de armazenamento, quando simuladas no SWMM.

O local mais adequado para a implantação de medidas LID e o seu efeito sobre o escoamento superficial foi avaliado em Cano e Barkdoll (2017). Os autores utilizaram um algoritmo de otimização para facilitar a seleção de medidas LID com o objetivo de restaurar o escoamento

para valores naturais e minimizar os custos. Os autores compararam 20 cenários envolvendo a implantação de medidas LID de jusante para montante e de montante para jusante. Seus resultados revelaram que a implementação de LID em áreas mais íngremes, a montante, foi a abordagem mais eficiente em termos da relação custo-benefício.

Huang *et al.* (2018) utilizaram o SWMM em conjunto com um algoritmo de otimização para investigar o custo-benefício e o melhor local para implantação de medidas LID na comunidade de Min-Sheng em Taipei (Taiwan). Em relação ao melhor local para a implantação das medidas LID, os resultados mostram que as sub-bacias de montante são as mais adequadas.

Liang, You e Lee (2019) analisaram a eficácia de medidas LID (células de biorretenção e pavimentos permeáveis) em reduzir a vazão de pico em uma sub-bacia em Taiwan e analisaram o efeito da distribuição espacial dessas medidas na sub-bacia, utilizando o SWMM. Os resultados mostram que a eficácia das medidas LID depende da capacidade de armazenamento para retardar e atenuar a vazão antes do início do pico. Com armazenamento suficiente, o LID controla a descarga no início, antes de iniciar o pico do hidrograma. Quando o espaço de armazenamento é baixo, uma reversão do efeito da redução de pico é observada. Na escala da bacia hidrográfica, os resultados da otimização revelaram uma maior eficácia das medidas LID quando instaladas nas porções intermediárias da bacia do que nas áreas de montante e jusante. Nas áreas de jusante, as medidas LID tendem a se encher mais rapidamente (ou seja, perder a funcionalidade principal) antes do início do pico da vazão. Os autores sugerem que a instalação de medidas LID fique concentrada nas áreas intermediárias da bacia de estudo.

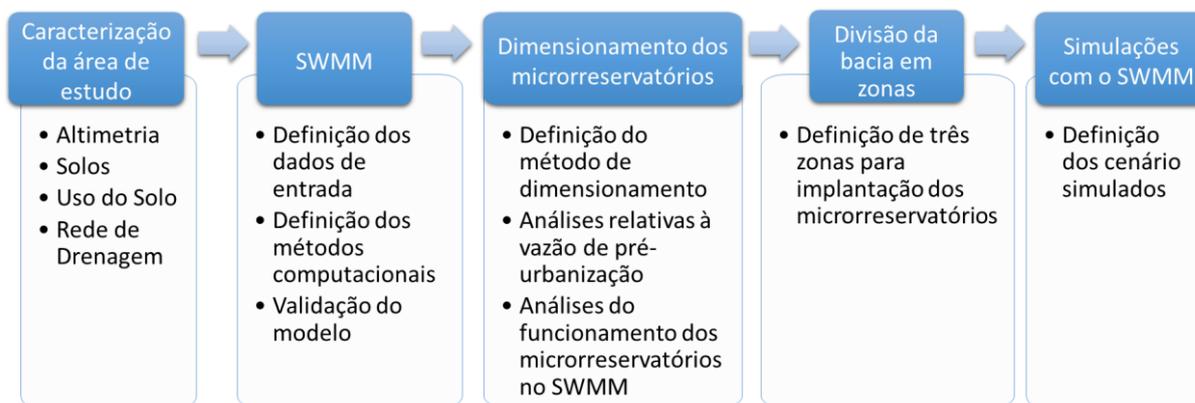
Na literatura científica existem muitos estudos que analisaram a eficácia das medidas LID em reduzir a vazão de pico e o volume do escoamento superficial. Os estudos referenciados mostraram que medidas LID são eficientes e que as medidas de infiltração são mais eficientes que as medidas de armazenamento. Alguns estudos sugerem a combinação dos dois tipos de medidas como forma mais eficiente de se reduzir o escoamento superficial.

Os estudos mostraram que a capacidade do LID em armazenar o escoamento superficial é o principal fator que influencia sua eficácia. Palla e Gnecco (2015) apontaram que a redução do escoamento depende da capacidade de retenção do LID. Contudo, nos estudos analisados, o dimensionamento das medidas LID não foi bem elucidado, o que pode vir a restringir a utilização dos resultados para fins de comparação.

Pouco estudos sobre o arranjo espacial ou o local mais adequado para a implantação de medidas LID foram encontrados, fato que estimulou a elaboração do presente estudo.

## 4 METODOLOGIA

Para o alcance dos objetivos desse trabalho, foram desenvolvidas as etapas metodológicas apresentadas na Figura 4.1.



**Figura 4.1 – Etapas metodológicas.**

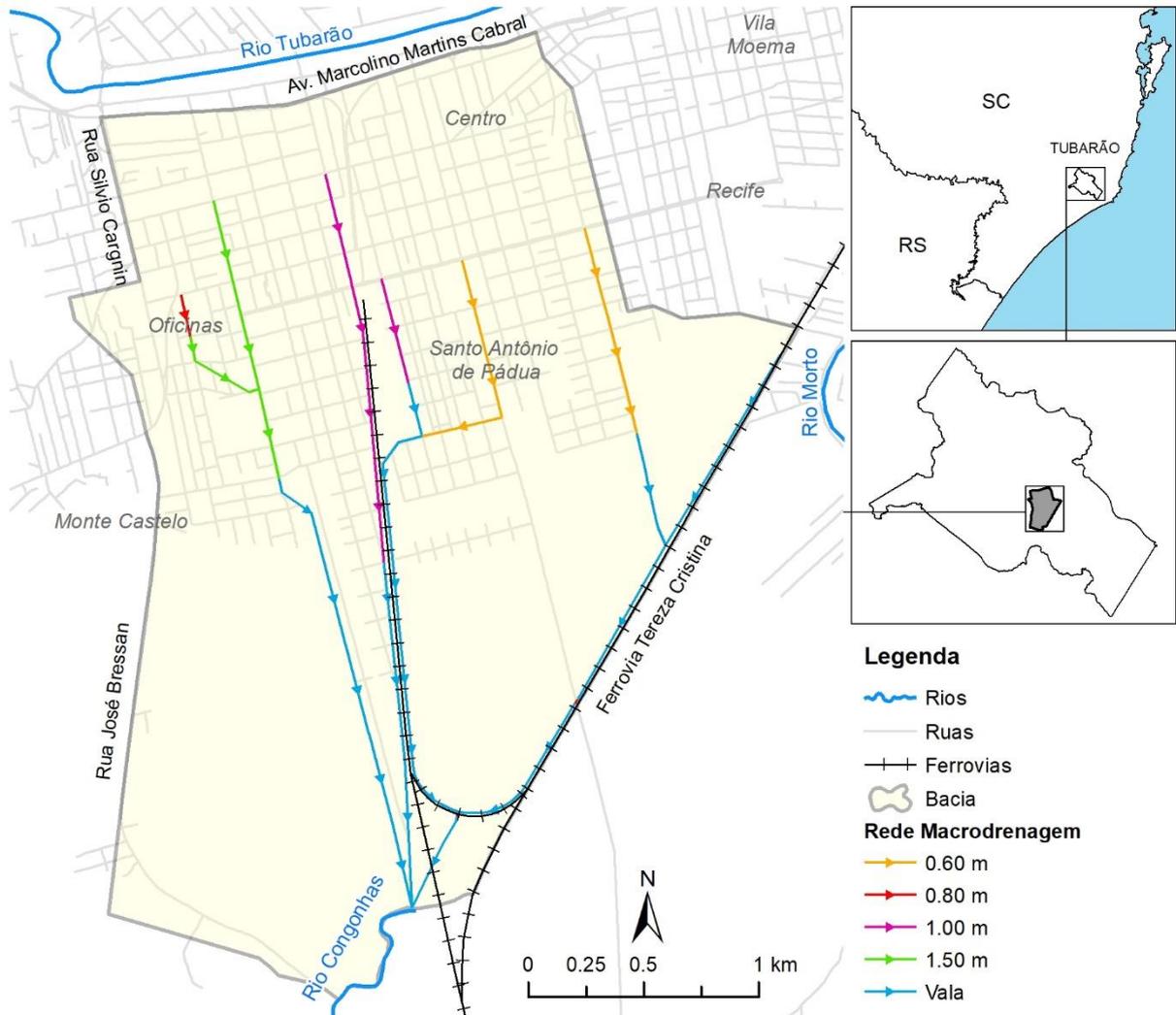
As análises foram realizadas utilizando-se o modelo SWMM, pois ele permite distribuir os microrreservatórios (MRs) pelas sub-bacias e avaliar a influência deles sobre a vazão e sobre os alagamentos em cada conexão da rede de drenagem.

Justifica-se a utilização do SWMM pelo fato de ser um modelo de fácil manipulação para simulações, que possibilita representar os cenários definidos neste estudo, é de domínio público, gratuito e tem seu código de programação aberto.

### 4.1 Área de estudo

A área de estudo compreende uma bacia hidrográfica urbana localizada no município de Tubarão, Santa Catarina, cuja localização é apresentada na Figura 4.2. A bacia possui uma área aproximada de 8 km<sup>2</sup> e engloba total ou parcialmente os bairros Oficinas, Centro, Santo Antônio de Pádua e Monte Castelo nos quais estima-se que residam 21.538 pessoas em 7.430 domicílios (IBGE, 2010).

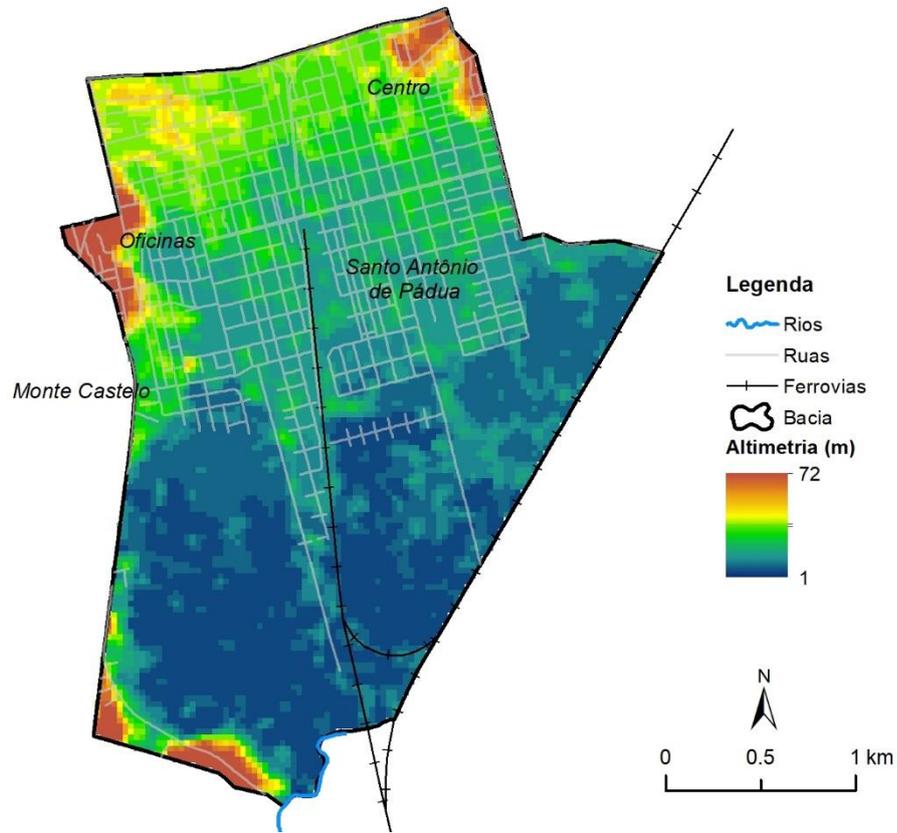
A bacia é limitada a oeste pelas ruas Silvio Cargnin e José Bressan; a leste pela ferrovia Tereza Cristina, que encontra ao sul outra linha proveniente do centro da cidade; e ao norte pelo dique da Avenida Marcolino Martins Cabral, construído com o intuito de proteger o município em eventos de cheia do rio Tubarão.



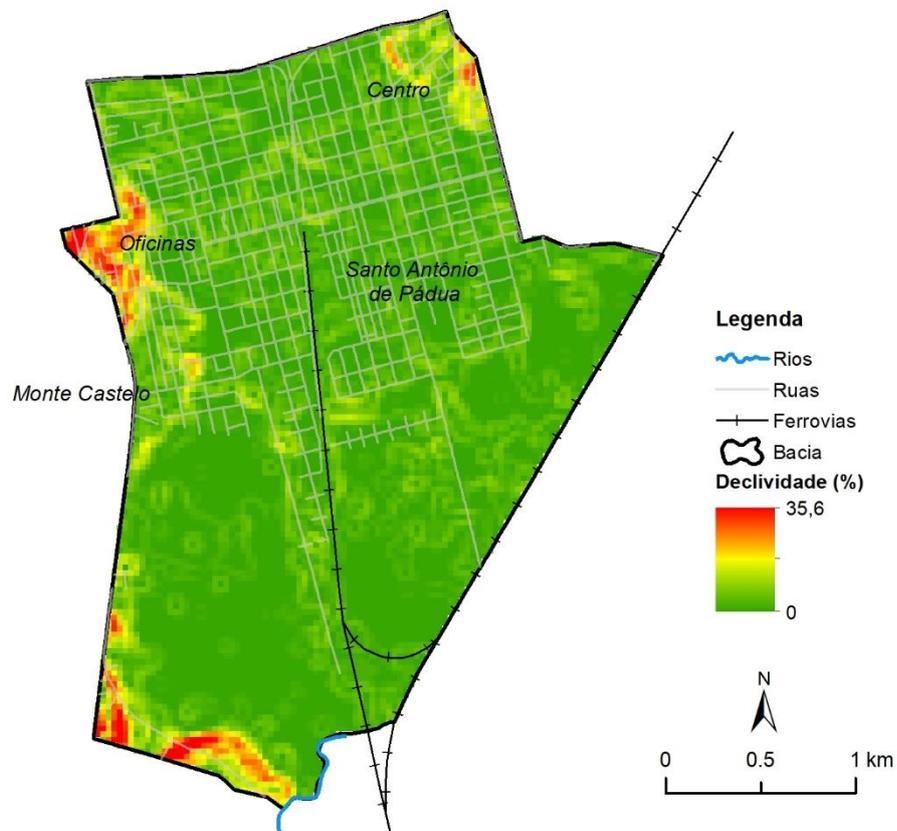
**Figura 4.2 – Mapa de localização da área de estudo.**

Conforme pode-se observar na Figura 4.2, a rede de macrodrenagem é composta basicamente por condutos e valas, por onde o escoamento das águas pluviais ocorre majoritariamente no sentido Norte-Sul, seguindo às valas laterais da ferrovia. Ao sul, as valas se unem e passam por bueiros sob a ferrovia em dois pontos, desaguando, por fim, no rio Congonhas.

O complexo sistema de drenagem da bacia está associado ainda com as baixas declividade da planície, o que dificulta o escoamento das águas pluviais. Além disso, o rio Congonhas, que escoar em direção à Lagoa do Camacho, é fortemente influenciado pelo comportamento das marés. O remanso, causado pelas marés, diminui a velocidade de escoamento das águas pluviais que eleva o nível d'água nos condutos e valas da área urbana, causando alagamentos. A Figura 4.3 apresenta a altimetria da área de estudo a partir do Modelo Numérico de Terreno (MNT) SRTM (resolução espacial de 30 metros) e a Figura 4.4 apresenta as declividades calculadas a partir do MNT.



**Figura 4.3 – Mapa de altimetria da área de estudo.**



**Figura 4.4 – Mapa de declividade da área de estudo.**

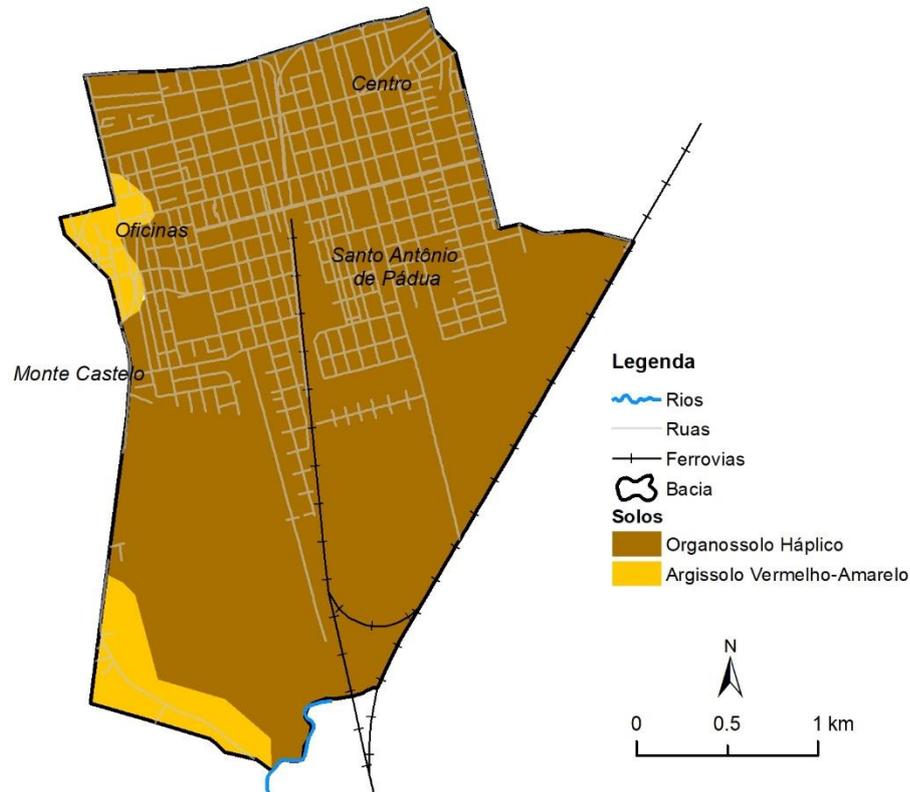
O tempo de concentração da bacia foi calculado pela fórmula de Carter (Eq. 4.1), resultando em 40 min. A fórmula de Carter foi desenvolvida para bacias de até 11 km<sup>2</sup> e baixas declividades (menores do que 0,5%), sendo aplicável à bacia de estudo. Além disso, segundo Silveira (2005), a fórmula de Carter é a mais representativa do tempo de concentração de bacias urbanas.

$$tc = 0,0977 * L^{0,6} * S^{-0,3} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Sendo:  $tc$  o tempo de concentração (horas);  $L$  o comprimento do coletor pluvial ou canal principal (km) e  $S$  a declividade média (m/m).

Em relação aos solos da bacia, nas áreas de planície verifica-se a predominância de Organossolo Háplico (Figura 4.5). Segundo o Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (EMBRAPA, 2006), esses solos são identificados em várzeas e depressões (ambientes mal drenados) e em locais úmidos de altitudes elevadas, que ficam saturados com água por poucos dias no período chuvoso. São solos pouco evoluídos, com predominância de material orgânico, resultantes de acumulações de restos vegetais em graus variáveis de decomposição.

Além do Organossolo Háplico, verifica-se nas áreas mais elevadas da bacia, a ocorrência de Argissolo Vermelho-Amarelo. Conforme Embrapa (2006), esses solos ocorrem em áreas de relevos mais acidentados e dissecados, com superfícies menos suaves. São solos profundos a muito profundos, bem estruturados e bem drenados. Apresentam principalmente a textura média/argilosa, podendo apresentar em menor frequência a textura média/média e média/muito argilosa. Apresentam também baixa a muito baixa fertilidade natural, com reação fortemente ácida e argilas de atividade baixa.

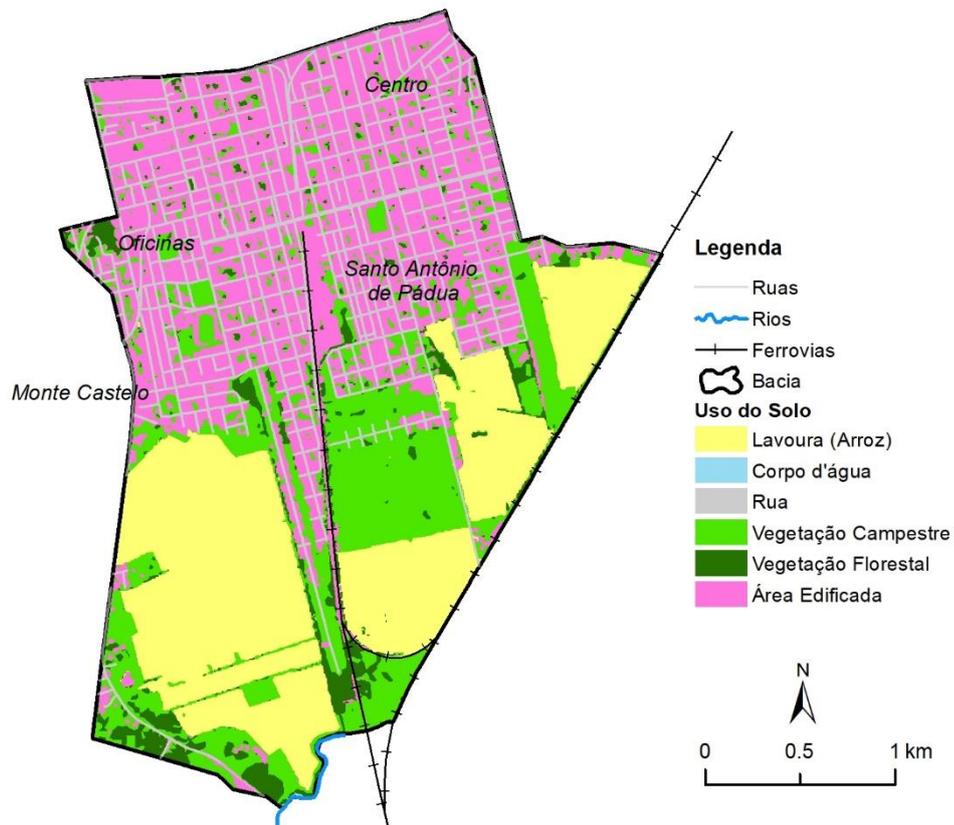


**Figura 4.5 – Mapa pedológico da área de estudo.**

Para a caracterização do uso e ocupação do solo foi utilizada uma imagem dos satélites *RapidEye*, do ano de 2014, com resolução espacial de 5 metros devido à necessidade em se obter dados mais exatos da espacialização da urbanização e das porcentagens de áreas impermeáveis. As imagens foram obtidas a partir do Catálogo de Imagens de Satélite *RapidEye* (GeoCatálogo) do Ministério do Meio Ambiente (MMA), cujo o acesso está disponível a todos os órgãos públicos, inclusive instituições de ensino e pesquisa.

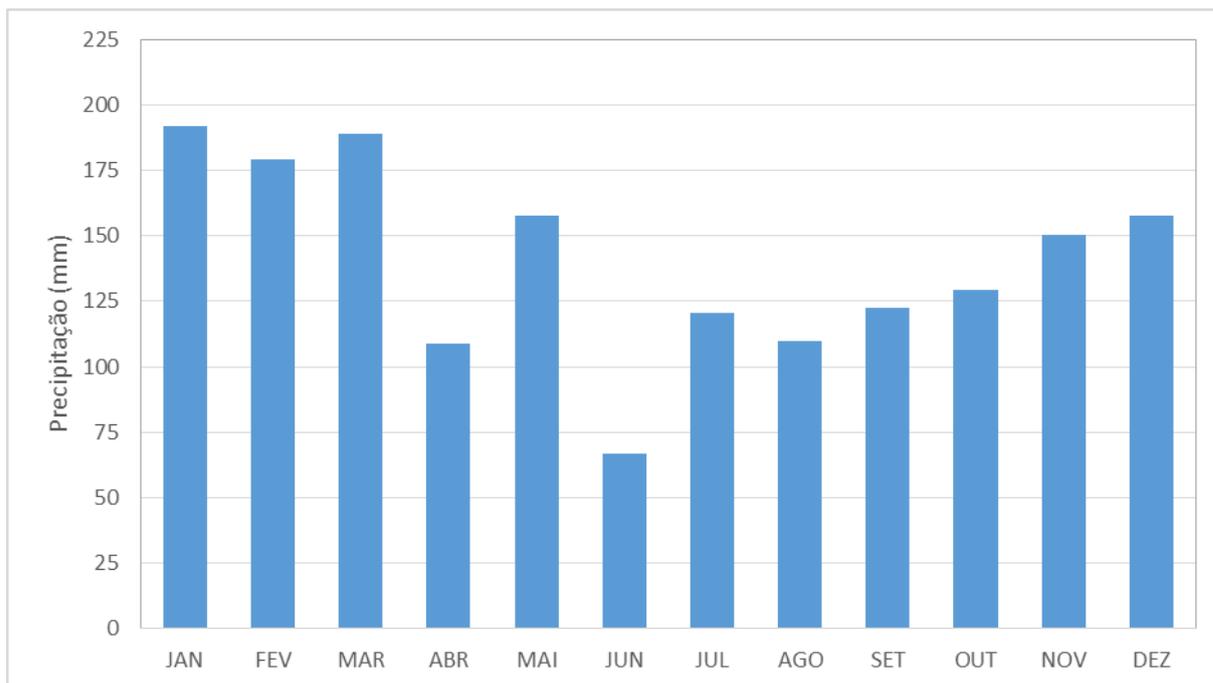
Para a classificação das imagens foram definidas cinco classes: Áreas Edificadas, Vegetação Campestre, Vegetação Florestal, Lavoura e Corpos d'água. A classificação das imagens foi realizada pixel a pixel com o software ArcGis, utilizando o método da Máxima Verossimilhança, com amostras de treinamento obtidas de forma supervisionada.

A partir da classificação realizada, observa-se que o uso do solo da bacia é composto majoritariamente por área edificada (3,5 km<sup>2</sup>) e por área de lavouras, sendo o principal cultivo o arroz (2,2 km<sup>2</sup>). Nas áreas mais elevadas da bacia verifica-se a ocorrência de remanescentes de vegetação florestal. Conforme MMA (2002), a vegetação nativa da área de estudo era composta, principalmente, por Floresta Ombrófila Densa. Na área urbana, a alta resolução da imagem *RapidEye* permitiu identificar a ocorrências de áreas com vegetação campestre e florestal.



**Figura 4.6 – Mapa de uso e ocupação do solo da área de estudo.**

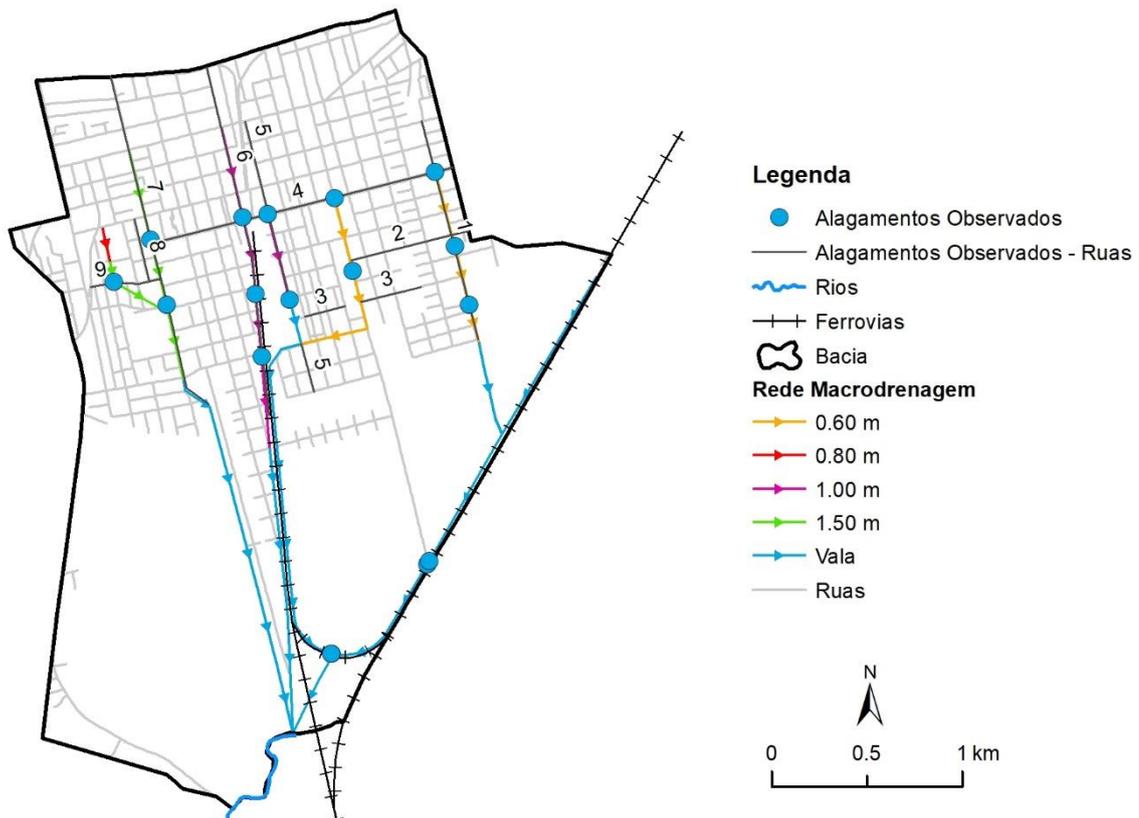
A caracterização do regime de chuvas na área de estudo foi realizada com base nos dados da estação automática de Urussanga (Código 83923) operada pelo Instituto Nacional de Meteorologia – INMET. Foram utilizados os dados da Normal Climatológica dos anos 1981-2010. Analisando a variação sazonal das chuvas (Figura 4.7) verificou-se que a precipitação, em períodos chuvosos, distribui-se entre os meses de janeiro e março e em meses mais secos, entre abril e agosto. Nos meses chuvosos, a precipitação mensal média supera 150 mm. A precipitação média anual observada na estação pluviométrica é de 1.638 mm.



**Figura 4.7 – Precipitação média mensal na estação automática de Urussanga.**

O município de Tubarão sofre com alagamentos frequentemente, que se caracterizam pela acumulação momentânea de água em determinados locais devido a deficiências do sistema de drenagem do município. O relevo do município também é um fator influenciador dos alagamentos, pois a baixa declividade dificulta o escoamento da água da chuva.

Conforme relatos da Defesa Civil do município de Tubarão, na área de estudo, as ruas onde os alagamentos são mais frequentes são: Rua Bernardino Antunes Teixeira (1), Rua Júlio Broppé (2), Rua Eng. Aníbal Torres Costa (3), Avenida Pedro Zapellini (4), Rua José Genovez (5), Rua Princesa Isabel (6), Ruas dos Ferroviários (7), Rua Raul Zobot (8) e Rua Exp. Luiz Antônio Tereza (9). As ruas e os principais pontos de alagamentos observados na bacia são apresentados na Figura 4.8.



**Figura 4.8 –Pontos de alagamentos observados na área de estudo.**

Em Tubarão, o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano (Lei Complementar nº 84/2013), o Código de Obras (Lei Complementar nº 85/2013), a lei de parcelamento do solo (Lei Complementar nº 86/2013) e o zoneamento do uso e ocupação do solo (Lei Complementar nº 87/2013) são os instrumentos reguladores do uso e ocupação do solo e ditam diretrizes para a drenagem urbana do município.

O Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano (Lei Complementar nº 84/2013), em seu Art. 40, estabelece as estratégias de qualificação ambiental para o município, dentre elas, a Política de gerenciamento da drenagem urbana. A política de gerenciamento da drenagem urbana tem por objetivo elaborar e implantar um plano de macrodrenagem, no intuito de controlar os alagamentos e inundações e disciplinar a ocupação e o uso do solo (Art. 42).

O Código de Obras (Lei Complementar nº 85/2013) define normas e regula a atividade edílica no município. Em relação ao controle das águas pluviais nas edificações, destacam-se os seguintes artigos:

*Art. 93 As condições naturais de absorção das águas pluviais no lote deverão ser garantidas pela execução de um ou mais dos seguintes dispositivos:*

*I - Atender a porcentagem mínima de permeabilidade estabelecida na Lei de Uso e Ocupação do Solo Urbano e Municipal;*

*II - Construção de reservatório ligado a sistema de drenagem, em casos especiais.*

*Art. 118 Os terrenos, ao receberem edificações, deverão ser convenientemente preparados para escoamento das águas pluviais e de infiltração com adoção de medidas de controle da erosão.*

*Art. 119 Não será permitido o despejo de águas pluviais ou servidas, inclusive daquelas provenientes do funcionamento de equipamentos, sobre as calçadas e os imóveis vizinhos, devendo as mesmas ser conduzidas por canalização sob o passeio à rede coletora própria, de acordo com as normas emanadas do órgão competente.*

A lei de parcelamento do solo (Lei Complementar nº 86/2013) tem como objetivo orientar e controlar todo o parcelamento e unificação do solo na área urbana do município, estabelecendo as normas para os projetos e a execução de qualquer empreendimento e as atividades relacionadas com a drenagem pluvial.

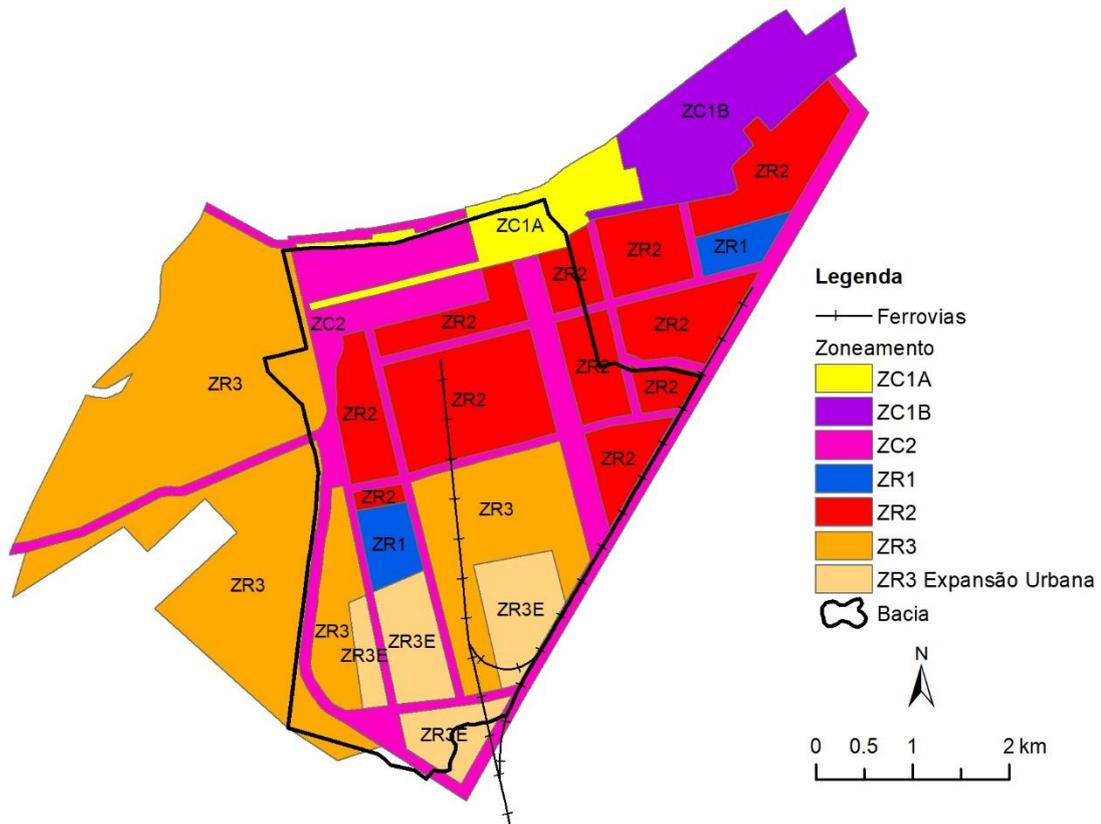
O zoneamento do uso e ocupação do solo (Lei Complementar nº 87/2013) define os índices urbanísticos a serem seguidos quando da ocupação do solo, dentre eles a taxa de permeabilidade mínima a ser mantida. Além disso, no zoneamento de Tubarão ficam definidas as zonas em que é obrigatório que a edificação possua dispositivo para retardo das águas pluviais. Em algumas zonas de Tubarão é obrigatório que se mantenha no mínimo 20% de área permeável. Em outras é facultativo a manutenção de 10% de área permeável ou a implantação de dispositivo de detenção. Em outras não é necessário a manutenção de áreas permeáveis, mas é obrigatório o uso de dispositivo de detenção.

O Art. 18 da Lei Complementar nº 87/2013 estabelece o seguinte:

*Art. 18 Todos os terrenos deverão apresentar área de permeabilidade de no mínimo estabelecida pela zona, podendo a mesma ser tratada com pavimento ecológico, grama, ou outros que permitam a percolação da água no solo.*

*Parágrafo Único - Em edifícios residenciais verticais, será obrigatória a implantação de dispositivos para a contenção e retardo de águas pluviais.*

A Figura 4.9 apresenta o zoneamento de uso e ocupação do solo incidente na área de estudo conforme a Lei Complementar nº 87/2013 de Tubarão e a Tabela 4.1 apresenta a taxa de permeabilidade mínima a ser mantida no lote e a obrigatoriedade do uso de medidas de controle do escoamento pluvial, de acordo com cada zona.



**Figura 4.9 – Zoneamento do uso e ocupação do solo na área de estudo conforme Lei Complementar nº 87/2013 de Tubarão.**

**Tabela 4.1 – Taxa de permeabilidade mínima (%) por zona conforme Lei Complementar nº 87/2013 de Tubarão.**

Zonas	Descrição	Taxa de Permeabilidade Mínima – TP (%)
ZR1	Zona Residencial 1	20%
ZR2	Zona Residencial 2	Obrigatório que a edificação possua dispositivo para retenção e retardo de águas pluviais.
ZR3	Zona Residencial 3	10% ou dispositivo para retenção e retardo de águas pluviais.
ZR3E	Zona Residencial 3 – Expansão Urbana	Não definido.
ZC1 A/B	Zona Comercial 1 (A e B)	Obrigatório que a edificação possua dispositivo para retenção e retardo de águas pluviais.
ZC2	Zona Comercial 2	Obrigatório que a edificação possua dispositivo para retenção e retardo de águas pluviais.

Outro instrumento de cunho setorial que repercute diretamente sobre a regulação do uso e ocupação do solo e sobre o controle da drenagem urbana, aprovado recentemente no município

de Tubarão, é o Plano Municipal de Macrodrenagem (PMM) (PMT, 2018). O Manual de Drenagem, parte integrante do PMM, fornece critérios para estudos de concepção e projetos de sistemas de drenagem e manejo pluvial integrado de áreas urbanas públicas e privadas, obedecendo a princípios de sustentabilidade, priorizando o controle pluvial na fonte para evitar alagamentos e agravar inundações.

Dentre as principais orientações do Manual de Drenagem de Tubarão estão: a definição da vazão máxima de saída das medidas de controle do escoamento pluvial; a indicação de metodologia de cálculo para o seu pré-dimensionamento; e o detalhamento sobre a manutenção e limpeza dessas estruturas.

Conforme o Manual, o valor da vazão máxima de saída das estruturas de controle deve ser igual à vazão que ocorreria na área em uma condição de pré-urbanização, ou seja, sem impermeabilização do solo. Essa vazão foi definida como sendo igual a 20,6 L/(s.ha) para o município de Tubarão. Ainda segundo o Manual, o pré-dimensionamento do volume de reservação das estruturas deve ser calculado em função da vazão de saída do dispositivo utilizando-se a metodologia proposta em Silveira e Goldenfum (2007).

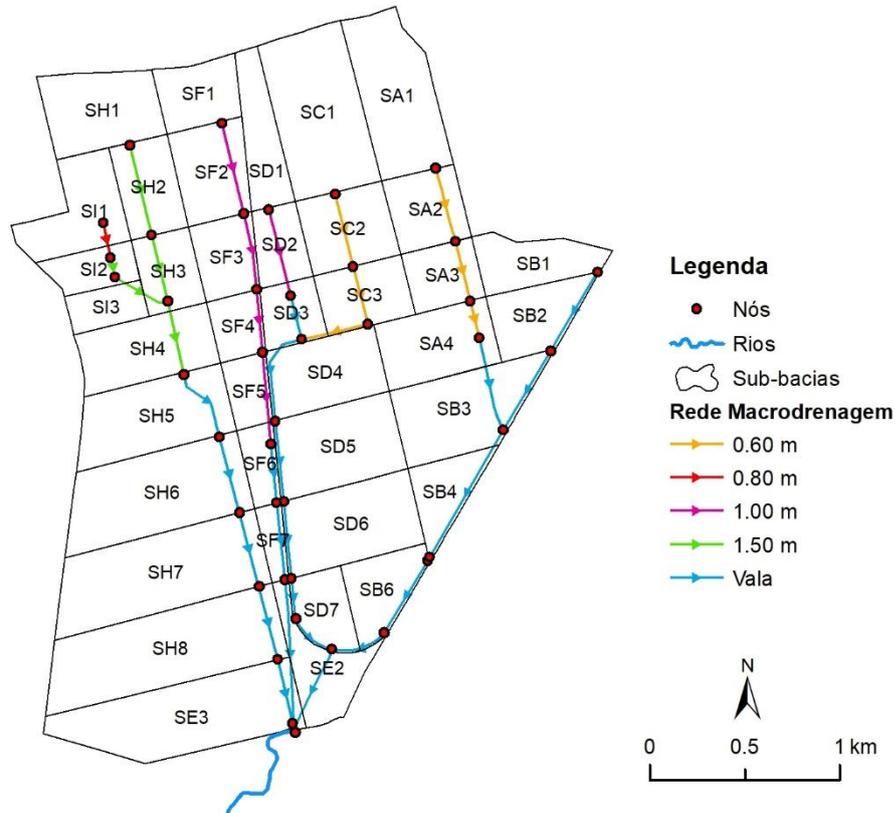
Percebe-se, portanto, que o tempo de retorno aceito na literatura técnica-científica para dimensionamento de obras de microdrenagem, dentre as quais inclui-se os microrreservatórios, varia entre 2 e 10 anos. Em Tubarão, no PMM é definido que para controle de escoamento de pequenas áreas o tempo de retorno adotado deve estar entre 5 e 10 anos.

## **4.2 SWMM**

### *4.2.1 Dados de entrada*

Para uma modelagem com uma adequada representatividade dos processos hidrológicos e hidráulicos, a bacia foi discretizada em sub-bacias. Na discretização foi considerada a rede de macrodrenagem existente, as variações da topografia, a homogeneidade das características urbanas e de uso e ocupação do solo, além dos divisores de água artificiais presentes na área urbana (elevações de aterros de ruas, ferrovias, etc.). Devido às incertezas na discretização, foi realizada reunião com os técnicos que atuam nos serviços de drenagem urbana e da Defesa Civil do município de Tubarão para que fossem retificadas as delimitações incorretas.

Na Figura 4.10 estão apresentadas as 39 sub-bacias discretizadas, os 42 nós definidos como as conexões que ligam os trechos e que recebem a contribuição das sub-bacias, e os 41 trechos da rede de drenagem.



**Figura 4.10 – Discretização da bacia urbana de estudo.**

#### 4.2.1.1 Variáveis das sub-bacias

No SWMM, os dados de entrada necessários para cada sub-bacia são: área, perímetro, largura característica, declividade, percentual de área impermeável, coeficiente de rugosidade de Manning para as áreas permeáveis e impermeáveis, altura do armazenamento em depressões e parâmetros de infiltração.

Os parâmetros área, perímetro e declividade foram obtidos por geoprocessamento, considerando as informações levantadas para a área de estudo e apresentadas anteriormente.

A largura representativa da sub-bacia foi estimada através da largura do retângulo equivalente (ROCHE, 1998), que relaciona o perímetro e a área da bacia através das Equações 4.2 e 4.3.

$$Le = \frac{K_C \sqrt{A}}{1,12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right] \quad (\text{Eq. 4.2})$$

$$K_c = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Sendo:  $L_e$  é a largura equivalente (m);  $A$  é a área da sub-bacia ( $\text{m}^2$ );  $P$  é o perímetro da sub-bacia (m); e  $K_c$  é o coeficiente de compacidade (-).

O coeficiente de Manning para as áreas permeáveis (n-Perv) foi extraído da tabela do Manual do SWMM (ROSSMAN, 2015), definido como 0,24 que corresponde a um valor para gramado denso. O coeficiente de Manning para as áreas impermeáveis (n-Imperv) foi definido como sendo 0,04 o que corresponde à um valor para superfícies urbanas. Ocorre que as áreas impermeáveis na bacia são compostas por ruas asfaltadas, prédios, casas, calçadas, ou seja, é uma mistura de superfícies, por isso decidiu-se não utilizar o valor de rugosidade indicado para concreto apenas, que seria de 0,013 e sim, optou-se por utilizar um valor maior devido à diversidade de superfícies impermeáveis existentes.

A altura do armazenamento em depressões das áreas permeáveis (D-Perv) e impermeáveis (D-Imperv) foi extraído do Manual do SWMM (ROSSMAN, 2015), sendo utilizado valores médio em relação àqueles tabelados.

O percentual de área impermeável foi calculado para um cenário futuro de urbanização consolidada em toda a bacia, cuja ocupação seguiu os índices de permeabilidade definidos no Zoneamento de Uso e Ocupação do Solo de Tubarão (Art. 9 da Lei Complementar nº 87/2013). Dessa forma, para as áreas já ocupadas atualmente o percentual de área impermeável foi calculado a partir da classificação do uso do solo. Já, para as áreas que ainda deverão ser ocupadas considerou-se um percentual de área impermeável de 80%, uma vez que cada lote deve manter 20% da área permeável segundo o Zoneamento de Uso e Ocupação do Solo de Tubarão.

A Tabela 4.2 e a Tabela 4.3 apresentam os dados de entrada utilizados no SWMM para cada sub-bacias.

**Tabela 4.2 – Dados de entrada fixos das sub-bacias.**

Variável	Valor	Unidade
n-Perv	0,24	
n-Imperv	0,04	
D-Perm	4	mm
D-Imperv	2	mm

Tabela 4.3 – Dados de entrada variáveis das sub-bacias.

Sub-bacia	Área (ha)	Largura do Escoamento (m)	Declividade (%)	Área Impermeável (%)	Exutório
SA1	32,50	370	4,9	92	A1
SA2	15,50	329	2,0	86	A2
SA3	12,50	306	1,4	80	A3
SA4	21,90	350	1,8	80	A4
SB1	15,70	225	2,1	80	B1
SB2	15,80	258	1,0	80	B2
SB3	29,40	334	1,6	80	B3
SB4	12,60	186	1,9	80	B4
SB6	15,00	267	1,0	80	B6
SC1	40,00	452	2,3	93	C1
SC2	18,90	378	1,7	87	C2
SC3	15,50	315	1,4	84	C3
SD1	15,00	175	2,1	90	D1
SD2	10,70	252	1,7	91	D2
SD3	10,30	279	1,6	80	D3
SD4	22,20	352	2,3	80	D4
SD5	28,00	406	2,0	80	D5
SD6	29,00	391	1,4	80	D6
SD7	12,00	308	1,0	80	D7
SE2	16,10	151	1,9	80	E2
SE3	43,30	335	5,2	80	E3
SF1	14,10	288	1,6	89	F1
SF2	18,70	353	2,3	93	F2
SF3	12,90	296	2,2	91	F3
SF4	8,80	248	1,4	95	F4
SF5	8,20	212	1,6	80	F5
SF6	7,20	165	1,8	80	F6
SF7	4,70	113	2,7	80	F7
SH1	24,00	381	2,7	93	H1
SH2	15,80	305	2,0	94	H2
SH3	12,90	298	1,9	81	H3
SH4	23,70	313	2,9	82	H4
SH5	30,00	354	2,5	80	H5
SH6	40,40	404	1,4	80	H6
SH7	45,00	391	1,9	80	H7
SH8	48,90	379	2,0	80	H8
SI1	20,70	249	9,7	80	I1
SI2	9,60	190	7,2	84	I2
SI3	8,30	199	6,1	83	I3

#### 4.2.1.2 Variáveis da rede de drenagem

Em relação aos trechos de drenagem, os dados de entrada necessários para o modelo são: comprimento, seção transversal, rugosidade e *offset* de entrada e saída (altura ou cota do conduto acima do fundo do nó de montante e jusante, respectivamente).

O comprimento e a seção transversal dos condutos foram retirados do cadastro do sistema de drenagem. O cadastro do sistema de drenagem foi obtido junto à prefeitura municipal de Tubarão. As informações cedidas pela prefeitura continham dados sobre o diâmetro e o comprimento dos condutos. Para as simulações no SWMM foram considerados todos os trechos da rede com diâmetro igual ou superior a 60 cm e todos os trechos onde a drenagem é realizada em canais abertos (valas).

Para a seção transversal das valas, admitiu-se uma geometria parabólica, cujos parâmetros de entrada no SWMM são altura máxima e largura do topo. A largura do topo foi estimada por imagens de satélite no *software Google Earth* e a altura máxima foi verificada em campo para alguns trechos representativos. Posteriormente, em reunião com os técnicos da drenagem do município, os dados foram consistidos.

Admitiu-se que o *offset* de entrada e saída é zero. O coeficiente de rugosidade dos condutos e valas foi definido de acordo com faixas de valores sugeridas em ROSSMAN (2015), observadas as características de campo. A Tabela 4.4 apresenta os dados de entrada utilizados no SWMM para cada trecho da rede de drenagem.

Tabela 4.4 – Dados de entrada dos trechos de drenagem.

Conduto	Formato	Comprimento (m)	Declividade (%)	n - Manning	Profundidade (m)	Largura (m)	Área da Seção Transversal (m <sup>2</sup> )
A1	CIRCULAR	404	0,1485	0,013	0,80	0,80	0,50
A2	CIRCULAR	322	0,1460	0,013	0,80	0,80	0,50
A3	CIRCULAR	202	0,1485	0,013	0,80	0,80	0,50
A4	PARABOLIC	505	0,1485	0,030	2,00	6,00	8,00
B1	PARABOLIC	484	0,1157	0,030	2,00	5,00	6,67
B2	PARABOLIC	487	0,1150	0,030	2,00	5,00	6,67
B3	PARABOLIC	776	0,1147	0,030	2,00	5,00	6,67
B4	RECT_CLOSED	20	0,1000	0,013	2,00	3,00	6,00
B5	PARABOLIC	449	0,1158	0,030	2,50	6,00	10,00
B6	PARABOLIC	304	0,1151	0,030	2,50	7,00	11,67
C1	CIRCULAR	395	0,1013	0,013	0,80	0,80	0,50
C2	CIRCULAR	314	0,1019	0,013	0,80	0,80	0,50
C3	CIRCULAR	357	0,1008	0,013	0,80	0,80	0,50
D1	CIRCULAR	470	0,1532	0,013	1,00	1,00	0,79
D2	PARABOLIC	239	0,1506	0,030	2,00	6,00	8,00
D3	PARABOLIC	533	0,1520	0,030	2,50	6,00	10,00
D4	PARABOLIC	429	0,1538	0,030	2,50	6,00	10,00
D5	PARABOLIC	410	0,1512	0,030	2,50	6,00	10,00
D6	PARABOLIC	214	0,1542	0,030	2,50	6,00	10,00
D7	PARABOLIC	261	0,1533	0,030	2,50	7,00	11,67
E1	RECT_CLOSED	20	0,1000	0,013	2,50	10,00	25,00
E2	PARABOLIC	576	0,0990	0,030	2,50	11,00	18,33
E3	PARABOLIC	5	0,2000	0,030	4,00	50,00	133,33
F1	CIRCULAR	492	0,1850	0,013	1,00	1,00	0,79
F2	CIRCULAR	411	0,1849	0,013	1,00	1,00	0,79
F3	CIRCULAR	333	0,1862	0,013	1,00	1,00	0,79
F4	CIRCULAR	488	0,1844	0,013	1,00	1,00	0,79
F5	PARABOLIC	314	0,1847	0,030	2,50	6,00	10,00
F6	PARABOLIC	408	0,1863	0,030	2,50	7,00	11,67
F7	PARABOLIC	790	0,1848	0,030	2,50	8,00	13,33
H1	CIRCULAR	491	0,2464	0,013	1,50	1,50	1,77
H2	CIRCULAR	357	0,2437	0,013	1,50	1,50	1,77
H3	CIRCULAR	400	0,2475	0,013	1,50	1,50	1,77
H4	PARABOLIC	405	0,2444	0,030	2,50	10,00	16,67
H5	PARABOLIC	414	0,2464	0,030	2,50	10,00	16,67
H6	PARABOLIC	405	0,2444	0,030	2,50	10,00	16,67
H7	PARABOLIC	400	0,2475	0,030	2,50	11,00	18,33
H8	PARABOLIC	379	0,2454	0,030	2,50	11,00	18,33
I1	CIRCULAR	186	0,3280	0,013	0,80	0,80	0,50
I2	CIRCULAR	232	0,3319	0,013	1,50	1,50	1,77
I3	CIRCULAR	215	0,3256	0,013	1,50	1,50	1,77

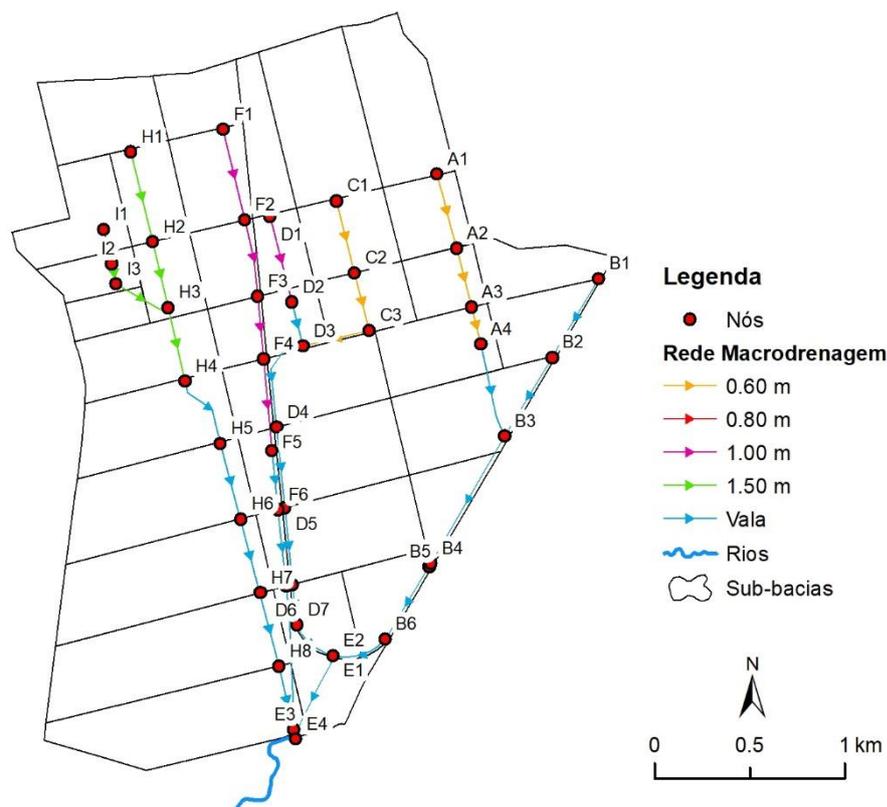
#### 4.2.1.3 Variáveis dos nós

Os nós (conexões) são pontos de controle necessários à simulação no SWMM. São os nós que recebem o escoamento superficial das sub-bacias.

A cota nos nós foi obtida através do MNT sendo realizados alguns ajustes manuais, de forma a se encontrar declividades adequadas para os condutos.

O SWMM apresenta a opção de armazenar o excesso de volume em um nó, na forma de um alagamento de água, de forma que ela retorne ao sistema quando sua capacidade permitir. Isso ocorre quando a vazão em um nó do sistema excede a capacidade máxima a jusante. Essa opção foi ativada, pois a ocorrência de alagamento nos nós será um dos critérios da avaliação dos cenários. Adotou-se uma área de alagamento máxima de 10.000 m<sup>2</sup> para todos os nós.

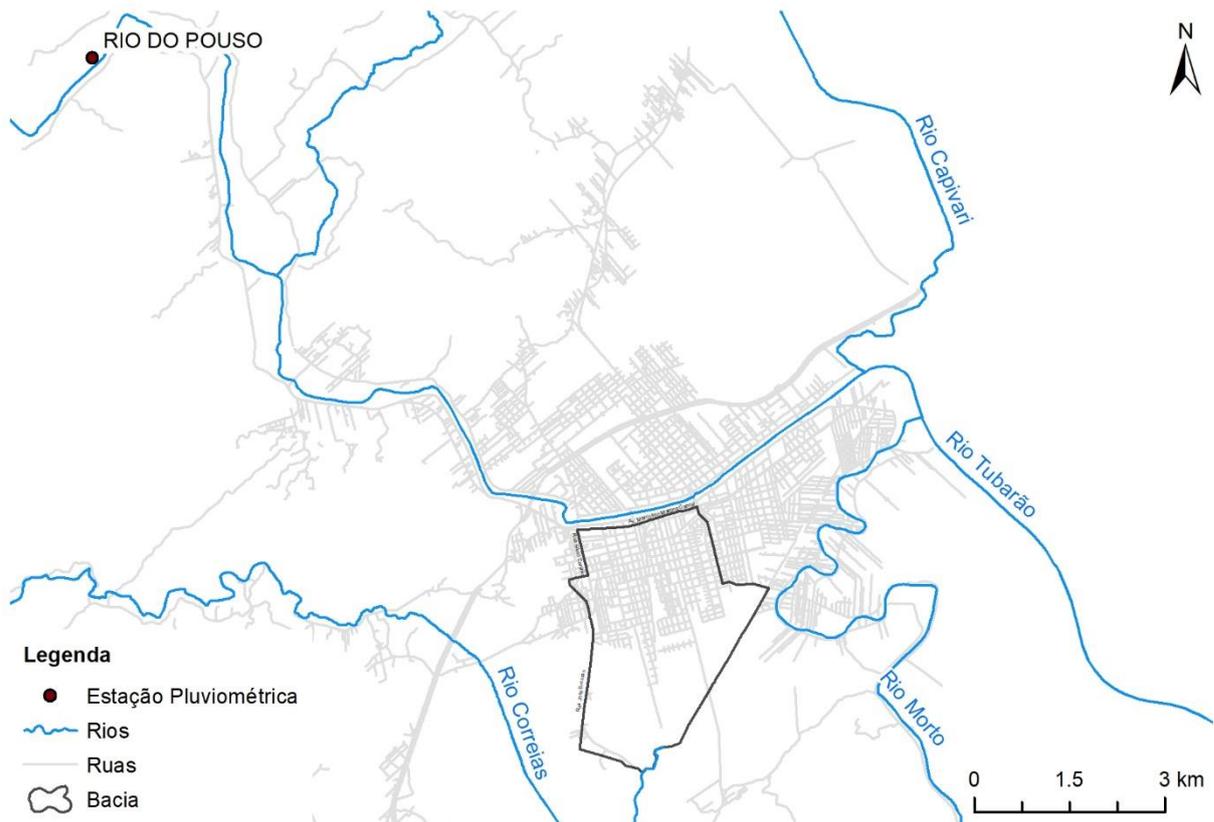
A Figura 4.11 apresenta a identificação e localização dos nós utilizados nas simulações no SWMM, uma vez que eles serão as unidades de análise dos resultados.



**Figura 4.11 – Localização e identificação dos nós (conexões) utilizados nas simulações da área de estudo.**

#### 4.2.1.4 Precipitação

O evento de precipitação simulado é um evento hipotético, criado a partir da relação de intensidade, duração e frequência (IDF) definida por Back (2013) para o posto de monitoramento pluviométrico Rio do Pouso (02849000) cuja localização é apresentada na Figura 4.12.



**Figura 4.12 – Localização do posto fluviométrico Rio do Pouso (02849000).**

A equação IDF proposta por Back é representada por duas equações distintas, válidas para determinadas faixas de duração de chuva, conforme pode-se observar na Tabela 4.5 e na Equação 4.4.

**Tabela 4.5 - Parâmetros e faixa de aplicação da equação IDF de Back (2013).**

	$5 \text{ min} \leq t < 2 \text{ horas}$	$2 \text{ horas} \leq t \leq 24 \text{ horas}$
k=	696,470	1384,660
m=	0,194	0,194
b=	8,970	25,790
n=	0,700	0,821

$$i = \frac{kT^m}{(t+b)^n} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Sendo:  $k$ ,  $m$ ,  $b$  e  $n$  parâmetros da equação;  $i$  a intensidade da chuva (mm/h);  $T$  o tempo de retorno (anos); e  $t$  a duração da precipitação (minutos).

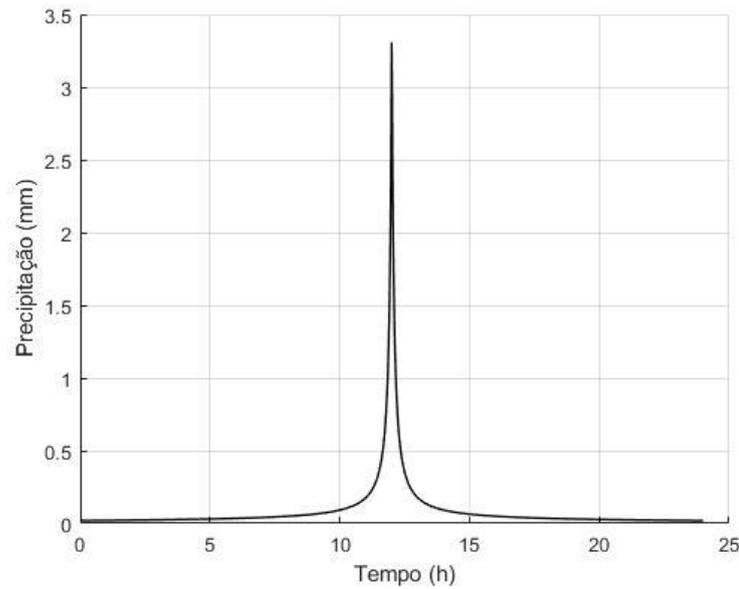
Conforme Helfer, Dornelles e Goldenfum (2017), a utilização de duas ou mais equações IDF, ajustadas para diferentes faixas de duração de chuva, podem implicar em anomalias nos hietogramas de projeto. Pelo fato da IDF ser representada por mais de uma equação, observa-se uma descontinuidade no ponto de transição entre as curvas. Devido à descontinuidade, os hietogramas tendem a apresentar um formato diferente do convencional consolidado na literatura técnico-científica, verificando-se dois picos de precipitação, quando utilizado o método dos Blocos Alternados.

Dessa forma, seguindo a metodologia proposta por Helfer, Dornelles e Goldenfum (2017), optou-se por ajustar uma única equação IDF à equação IDF de Back (2013), representada pela Equação 4.5.

$$i = \frac{1123,22 T^{0,194}}{(t + 14,685)^{0,792}} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Adotou-se ainda um evento com duração de 24 horas e tempo de retorno de 10 anos. A variabilidade temporal da precipitação foi determinada pelo método dos Blocos Alternados, com o pico de chuva posicionado no centro do hietograma. Foram adotados intervalos discretos e iguais de 1 minuto e precipitação uniforme na bacia.

O evento de chuva simulado pode ser visualizado na Figura 4.13. A precipitação acumulada em 24 horas foi de 131,75 mm.



**Figura 4.13 – Evento de precipitação simulado.**

#### 4.2.2 Métodos computacionais

A separação do escoamento superficial da infiltração foi realizada com base no método CN (Curva Número) do NRCS. No SWMM, o CN deve ser definido apenas para as áreas permeáveis das sub-bacias. Considerando os tipos de solo da bacia e os tipos de vegetação existentes nas áreas permeáveis, observando os valores tabelados em Tucci *et al.* (1993) adotou-se um CN = 68 para todas as sub-bacias. Na região predominam os Organossolos e conforme MMA (2002), a vegetação predominante antes da ocupação do solo era de Floresta Ombrófila Densa.

A propagação do escoamento superficial na sub-bacia é representada pela combinação das equações de Manning e da continuidade, tratando cada sub-bacia como um reservatório não-linear, que podem ser escritas na forma da Equação 4.6:

$$\frac{dh}{dt} = i - \frac{W}{A \cdot n} (h - d_p)^{\frac{5}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Eq. 4.6})$$

Sendo:  $h$  a profundidade da água no reservatório;  $t$  o tempo;  $i$  a intensidade da precipitação;  $W$  a largura representativa da sub-bacia;  $A$  a área da sub-bacia;  $n$  o coeficiente de rugosidade de Manning;  $d_p$  a altura do armazenamento por depressão;  $S$  a declividade da sub-bacia.

A propagação da vazão nos elementos da rede de drenagem no SWMM é regida pelas equações de conservação de massa e da quantidade de movimento, para fluxo gradualmente variado não permanente (equações de Saint Venant) conforme Equação 4.7.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\beta \cdot Q \cdot V) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f - g \cdot A \cdot S_0 = 0 \quad (\text{Eq. 4.7})$$

Sendo  $x$  a distância ao longo do rio;  $Q$  a vazão;  $t$  o tempo;  $\beta$  um coeficiente de correção do momento linear que depende da variabilidade da velocidade na seção transversal;  $V$  a velocidade da água;  $g$  a aceleração da gravidade;  $A$  a área molhada da seção transversal;  $y$  a profundidade;  $S_0$  a declividade do fundo do rio; e  $S_f$  a declividade de atrito (força do atrito dividida pelo peso da água).

As simulações foram realizadas utilizando-se o modelo Onda Dinâmica, que resolve as equações completas de Saint Venant, por levar em conta, principalmente, o armazenamento nos trechos e o fluxo pressurizado. O passo de tempo utilizado foi de 1 minuto para evitar instabilidades na simulação.

#### 4.2.3 Validação do modelo

Segundo Bressiani *et al.* (2015), a principal dificuldade para realizar a calibração e a validação de modelos computacionais é a ausência de séries de dados medidos. A bacia de estudo não possui dados de monitoramento, condição comum nas bacias urbanas brasileiras, impossibilitando a calibração do modelo.

Contudo, buscou-se avaliar qualitativamente se o modelo, os dados de entrada e os parâmetros adotados representam de forma adequada os alagamentos que ocorreram no evento de chuva do dia 02/02/2017. Escolheu-se esse evento por haver registro das ruas onde houve alagamento nesse dia.

O evento foi registrado pela estação Tubarão 02 (código 421870702A) do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais – CEMADEN que apresenta dados medidos a cada 10 minutos. O evento ocorreu entre 21h10min e 21h50min. A lâmina acumulada foi de aproximadamente 50 mm. O pico da intensidade de precipitação ocorreu às 21h20min, quando choveu cerca de 17 mm em 10 minutos. O tempo de retorno desse evento é calculado em 10 anos. Para essa validação a bacia foi simulada em seu estágio atual de urbanização e os resultados comparados com os pontos de alagamento observados.

### 4.3 Dimensionamento dos MRs

Dentre as medidas de controle na fonte existentes, neste estudo foram selecionados os Microrreservatório (MRs) devido, principalmente, à topografia do local e à baixa capacidade de infiltração do solo. Conforme caracterização da área de estudo, a declividade é muito baixa, o que condiciona a capacidade de retenção das obras. Além disso, predomina na área de estudo o Organossolo Háplico, com baixa permeabilidade, o que restringe o uso de medidas de controle com infiltração.

No SWMM, os MRs são representados pelo dispositivo de controle LID denominado “*Rain Barrel*” ou “Cisterna”. Esse dispositivo pode ser equipado com um dreno de fundo para o qual é possível atribuir uma vazão de restrição. Os campos de entrada para o dreno são: coeficiente e expoente de drenagem, para determinar a densidade de fluxo através do dreno em função da altura da água armazenada; cota de referência do dreno; e tempo de espera, ou seja, o número de horas que deve ser esperado após a chuva para que se abra o dreno da cisterna.

Utilizou-se 0,5 para o expoente de drenagem (tornando o dreno agindo como um orifício). Posicionou-se o dreno no fundo do microrreservatório, ou seja, a cota de referência foi tomada como zero. Não se estabeleceu um tempo de abertura do dreno, o mesmo foi mantido como zero. Estes parâmetros assim adotados condizem com as características hidráulicas dos microrreservatórios apresentados na maioria dos manuais de drenagem pluvial.

Para o coeficiente de drenagem utilizou-se a vazão de pré-urbanização definida no Plano Municipal de Macrodrenagem de Tubarão (PMM). No PMM a vazão de pré-urbanização foi calculada seguindo a metodologia exposta nas publicações de Tucci (2000; 2001), que consiste em calcular uma vazão específica de pré-urbanização a partir do Método Racional (Equação 4.8), para uma bacia pequena, representativa da área de estudo.

$$q=Q/A = 2,778 C \cdot i \quad (\text{Eq. 4.8})$$

Sendo:  $q$  obtido em l/(s.ha);  $C$  o coeficiente de escoamento;  $i$  a intensidade da chuva (mm/h) para a duração igual ao tempo de concentração da bacia;  $A$  a área da bacia hidrográfica (ha).

O coeficiente de escoamento  $C$  representa a parcela do total de chuva precipitada que gera escoamento superficial. No PMM, o coeficiente  $C$  foi obtido a partir da relação Precipitação Efetiva sobre Precipitação Total, do método NRCS, para condições de uso e ocupação do solo anteriores à urbanização, o que possibilita sua definição em função do tempo de retorno.

Foram utilizados os seguintes critérios para o cálculo da Precipitação Total e Efetiva:

- Área da bacia igual a 1 km<sup>2</sup>;
- Tempo de concentração de 1 hora;
- CN = 68, estimado com base no tipo de solo e vegetação anterior à ocupação do solo.

A precipitação foi definida a partir da curva IDF do município de Tubarão, apresentada anteriormente, para um tempo de retorno de 10 anos e duração de 1 hora, igual ao tempo de concentração. O coeficiente C resultou em 0,13 e a vazão de pré-urbanização em 20,66 l/s.ha ou 7,45 mm/h.

A altura dos MRs foi pré-dimensionada utilizando-se as equações propostas em Silveira e Goldenfum (2007) desenvolvidas a partir da metodologia da Curva Envelope. Por esse método, a curva de massa, no tempo, dos volumes afluentes ao dispositivo é comparada com a curva de massa dos volumes dele efluentes, e a máxima diferença entre as duas curvas é o volume de dimensionamento (SILVEIRA E GOLDENFUM, 2007). As equações para o pré-dimensionamento do volume e altura de armazenamento de um MR estanque são apresentadas a seguir.

$$V_{max} = \left( \sqrt{\frac{a}{60}} \sqrt{\beta} T^b - \sqrt{\frac{c}{60}} \sqrt{\gamma} \sqrt{H} \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (\text{Eq. 4.9})$$

$$\beta = \frac{C.A}{B.L} \quad (\text{Eq. 4.10})$$

$$\gamma = \frac{2(L+B)}{L.B} \quad (\text{Eq. 4.11})$$

Para um MR estanque:

$$H = V_{max} e \sqrt{\gamma} \sqrt{H} = 1$$

Sendo:  $V_{max}$  o volume de dimensionamento (mm);  $H$  a profundidade média do volume de acumulação do dispositivo (mm);  $T$  o período de retorno (anos);  $a$ ,  $b$  e  $c$  os parâmetros da equação IDF de Talbot;  $q_s$  a vazão de saída do dispositivo (mm/h);  $A$  a área contribuinte ao dispositivo (m<sup>2</sup>);  $C$  o coeficiente de escoamento da área de contribuição;  $L$ ,  $B$  as dimensões do dispositivo (m);  $\gamma$  a razão entre área de percolação e o volume do dispositivo (mm<sup>-1</sup>); e  $\beta$  o produto do coeficiente de escoamento pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo.

Assim sendo, foi definido um MR de lote padrão com área de 25 m<sup>2</sup> (5 x 5 m de largura) para todas as sub-bacias. A área contribuinte ao dispositivo (A) foi considerada como sendo a área total de um lote. O valor médio dos lotes de Tubarão, estimado via geoprocessamento, foi de 500 m<sup>2</sup>. O coeficiente de escoamento (C) utilizado foi aquele gerado pelo SWMM para cada sub-bacia em um cenário urbanizado.

#### **4.4 Cenários simulados**

Para a definição do arranjo mais adequado para a implantação dos MRs e o seu efeito conjunto sobre o escoamento superficial, foram definidas três zonas, delimitadas em função da altimetria da bacia, a saber: Alta, Média e Baixa. Dessa forma, obteve-se a seguinte divisão para a bacia:

- Zona Alta: engloba as áreas acima de 6 m de altitude e corresponde a 30% da área total da bacia (233,2 ha).
- Área Média: engloba as áreas que possuem entre 4 e 6 m de altitude e corresponde a 29% da área total da bacia (228,2 ha).
- Área Baixa: engloba as áreas que possuem até 3 m de altitude, correspondendo a 41% da área total da bacia (324,4 ha).

A Figura 4.14 e a Tabela 4.6 apresentam as zonas e suas respectivas sub-bacias.

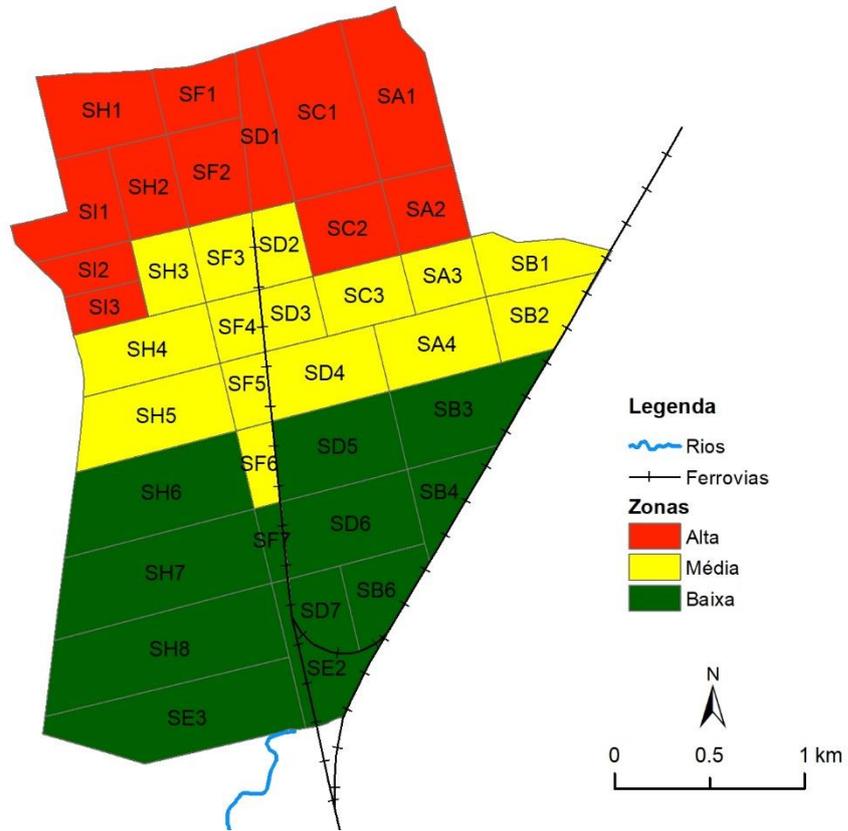


Figura 4.14 – Zonas de controle do escoamento superficial definidas para a área de estudo.

**Tabela 4.6 – Relação das zonas de controle do escoamento superficial com as sub-bacias**

Zona	Sub-bacia	Área (ha)
Alta	SA1	32,51
	SA2	15,46
	SC1	39,96
	SC2	18,94
	SD1	15,03
	SF1	14,08
	SF2	18,74
	SH1	24,03
	SH2	15,82
	SI1	20,69
	SI2	9,63
	SI3	8,29
	<b>Total</b>	<b>233,18</b>
Média	SA3	12,48
	SA4	21,91
	SB1	15,67
	SB2	15,85
	SC3	15,48
	SD2	10,70
	SD3	10,31
	SD4	22,24
	SF3	12,90
	SF4	8,76
	SF5	8,15
	SF6	7,17
	SH3	12,88
	SH4	23,68
	SH5	30,00
<b>Total</b>	<b>228,18</b>	
Baixa	SB3	29,43
	SB4	12,63
	SB6	14,99
	SD5	27,95
	SD6	28,98
	SD7	12,04
	SE2	16,05
	SE3	43,33
	SF7	4,66
	SH6	40,39
	SH7	44,98
	SH8	48,94
<b>Total</b>	<b>324,39</b>	
<b>Total Geral</b>		<b>785,76</b>

Foram simulados cenários considerando a implantação dos MRs em cada zona individualmente e também de forma combinada. Os cenários foram simulados considerando a bacia totalmente urbanizada, sendo utilizados os dados de entrada apresentados no item 4.2.1. O evento de chuva simulado é aquele apresentado no item 4.2.1.4, ou seja, uma chuva de 1440 min e tempo de retorno de 10 anos. A seguir, é apresentada breve descrição dos cenários simulados:

- **Cenário SEM-MR:** Cenário Urbanizado sem MRs. Esse cenário foi utilizado como referência para comparação com os resultados dos demais cenários.
- **Cenário MR-A:** Cenário Urbanizado com MRs na Zona Alta.
- **Cenário MR-M:** Cenário Urbanizado com MRs na Zona Média.
- **Cenário MR- B:** Cenário Urbanizado com MRs na Zona Baixa.
- **Cenário MR-AM:** Cenário Urbanizado com MRs na Zona Alta e Média
- **Cenário: MR-AB:** Cenário Urbanizado com MRs na Zona Alta e Baixa.
- **Cenário MR-MB:** Cenário Urbanizado com MRs na Zona Média e Baixa.
- **Cenário MR-AMB:** Cenário Urbanizado com MRs na Zona Alta, Média e Baixa.

O número de MRs a ser colocado em cada sub-bacia foi definido considerando-se o número de lotes existentes. Da área total das sub-bacias descontou-se as áreas relativas a vias, praças e passeio públicos. Estimou-se, via geoprocessamento, utilizando-se delimitações vetoriais (*shapefile*) de vias públicas disponibilizado pela Prefeitura de Tubarão, que essas áreas representam em média 20% da área das sub-bacias. O restante da área foi então dividido pela área de um lote individual (500 m<sup>2</sup>), chegando-se ao número de lotes de cada sub-bacia.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 Validação do modelo

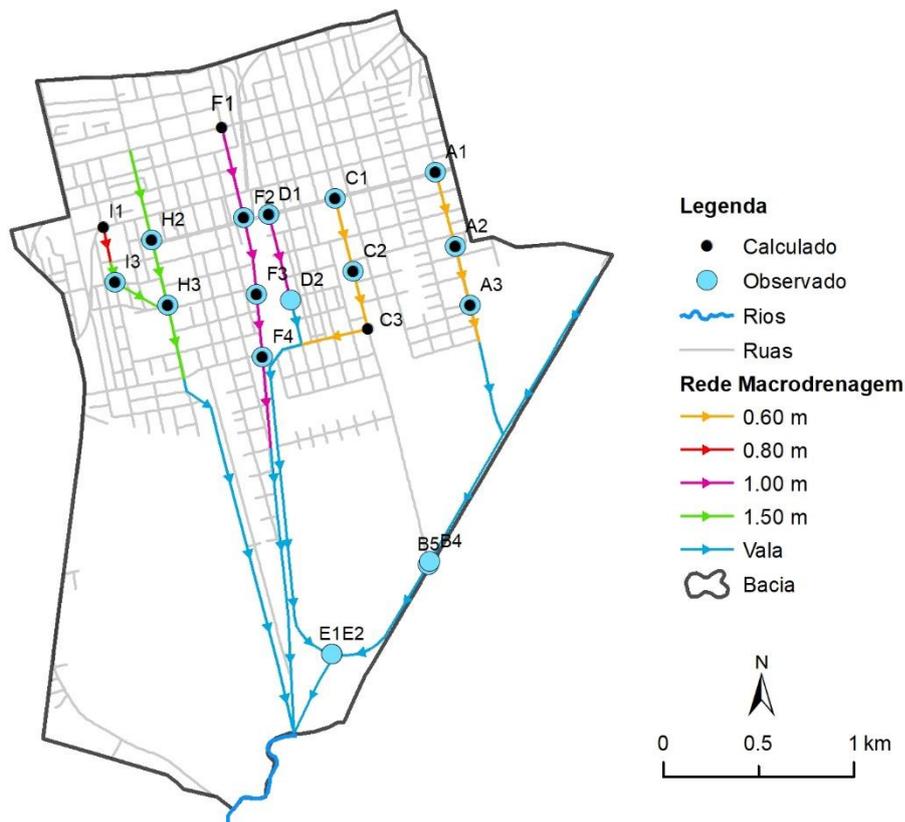
A validação do modelo foi realizada comparando-se qualitativamente os pontos de alagamento obtidos no SWMM com os pontos de alagamento verificados pela Defesa Civil no evento de precipitação do dia 02/02/2017.

Conforme pode-se observar na Tabela 5.1 e na Figura 5.1, de maneira geral, o modelo representou bem o evento simulado. Dos 17 pontos de alagamento observados em campo, o modelo conseguiu reproduzir 12. Observa-se que os pontos de alagamento verificados em campo estão localizados na transição das zonas Alta e Média, coincidindo com os resultados do SWMM.

**Tabela 5.1 – Comparação entre os alagamentos observados e calculados no SWMM.**

Nós	Alagamento Observado	Alagamento Calculado	Validação
A1	Sim	Sim	VERDADEIRO
A2	Sim	Sim	VERDADEIRO
A3	Sim	Sim	VERDADEIRO
A4	-	-	VERDADEIRO
B1	-	-	VERDADEIRO
B2	-	-	VERDADEIRO
B3	-	-	VERDADEIRO
B4	Sim	-	FALSO
B5	Sim	-	FALSO
B6	-	-	VERDADEIRO
C1	Sim	Sim	VERDADEIRO
C2	Sim	Sim	VERDADEIRO
C3	-	Sim	FALSO
D1	Sim	Sim	VERDADEIRO
D2	Sim	-	FALSO
D3	-	-	VERDADEIRO
D4	-	-	VERDADEIRO
D5	-	-	VERDADEIRO
D6	-	-	VERDADEIRO
D7	-	-	VERDADEIRO
E1	Sim	-	FALSO
E2	Sim	-	FALSO
E3	-	-	VERDADEIRO
E4	-	-	VERDADEIRO
F1	-	Sim	FALSO
F2	Sim	Sim	VERDADEIRO

Nós	Alagamento Observado	Alagamento Calculado	Validação
F3	Sim	Sim	VERDADEIRO
F4	Sim	Sim	VERDADEIRO
F5	-	-	VERDADEIRO
F6	-	-	VERDADEIRO
F7	-	-	VERDADEIRO
H1	-	-	VERDADEIRO
H2	Sim	Sim	VERDADEIRO
H3	Sim	Sim	VERDADEIRO
H4	-	-	VERDADEIRO
H5	-	-	VERDADEIRO
H6	-	-	VERDADEIRO
H7	-	-	VERDADEIRO
H8	-	-	VERDADEIRO
I1	-	Sim	FALSO
I2	-	-	VERDADEIRO
I3	Sim	Sim	VERDADEIRO



**Figura 5.1 – Comparação entre os alagamentos observados e calculados no SWMM.**

Os pontos F1 e I1 são pontos localizados na zona Alta da bacia. Entende-se que a água alagada nesses pontos, na realidade escoar pela superfície, alagando os pontos nas baixadas. Contudo, como o modelo é unidimensional, ele não consegue reproduzir esse movimento do escoamento na superfície, mantendo o volume alagado nos nós à montante até que a água consiga retornar para a rede de drenagem quando esta não estiver mais sobrecarregada.

Outro detalhe que cabe ressaltar é que, conforme relato dos técnicos da Prefeitura de Tubarão, nos nós B4, B5, E1 e E2 os alagamentos ocorrem devido à bueiros mal dimensionados que atravessam a rua e a ferrovia. No modelo, esses bueiros foram alterados com o propósito de se evitar os alagamentos nesses pontos, uma vez que se sabia o motivo dos alagamentos.

## **5.2 Dimensionamento dos MRs**

Uma das variáveis mais importante para o dimensionamento dos MRs é a vazão de saída do dispositivo. É o dreno que regula o escoamento superficial que deve sair do lote. Nesse trabalho, optou-se por utilizar como vazão de saída dos MRs a vazão de pré-urbanização definida no Plano Municipal de Macrodrenagem de Tubarão (PMM), qual seja: 20,66 L/s.ha ou 7,45 mm/h.

Contudo, para fins de verificação apenas, optou-se por simular um cenário de pré-urbanização no SWMM para comparar a vazão retornada pelo modelo com a vazão de pré-urbanização do PMM. No cenário de pré-urbanização simulado, a porcentagem de área impermeável das sub-bacias foi alterada para zero. Dessa forma, todas as sub-bacias ficaram com 100% de área permeável e CN igual a 68. Foi simulada uma chuva de 1 hora de duração e tempo de retorno de 10 anos, assim como no PMM.

Sabe-se que o método utilizado para o cálculo da vazão de pré-urbanização do SWMM é diferente daquele utilizado no PMM. No Plano foi utilizado o Método Racional, definindo-se um coeficiente C de escoamento superficial. Já no SWMM a separação do volume infiltrado e escoado é realizado a partir do parâmetro CN. Apesar dos métodos serem diferentes, essa comparação permite avaliar a diferença entre as vazões obtidas e a possibilidade de uso do SWMM para o cálculo dessa vazão. A comparação dos resultados é apresentada na Tabela 5.2.

**Tabela 5.2 – Comparação entre a vazão de pré-urbanização do PMM com as obtidas pelo SWMM.**

Sub-Bacia	Área (ha)	Vazão de Pré-Urb – PMM			Vazão Pré-Urb – SWMM		
		(L/s.ha)	(mm/h)	(m <sup>3</sup> /s)	(L/s.ha)	(mm/h)	(m <sup>3</sup> /s)
SA1	32,5	20,66	7,45	0,67	8,31	2,99	0,27
SA2	15,5	20,66	7,45	0,32	9,68	3,48	0,15
SA3	12,5	20,66	7,45	0,26	9,60	3,46	0,12
SA4	21,9	20,66	7,45	0,45	7,31	2,63	0,16
SB1	15,7	20,66	7,45	0,32	7,01	2,52	0,11
SB2	15,8	20,66	7,45	0,33	5,70	2,05	0,09
SB3	29,4	20,66	7,45	0,61	5,10	1,84	0,15
SB4	12,6	20,66	7,45	0,26	7,14	2,57	0,09
SB6	15,0	20,66	7,45	0,31	6,00	2,16	0,09
SC1	40,0	20,66	7,45	0,83	6,00	2,16	0,24
SC2	18,9	20,66	7,45	0,39	8,47	3,05	0,16
SC3	15,5	20,66	7,45	0,32	7,74	2,79	0,12
SD1	15,0	20,66	7,45	0,31	6,00	2,16	0,09
SD2	10,7	20,66	7,45	0,22	10,28	3,70	0,11
SD3	10,3	20,66	7,45	0,21	10,68	3,84	0,11
SD4	22,2	20,66	7,45	0,46	8,11	2,92	0,18
SD5	28,0	20,66	7,45	0,58	7,14	2,57	0,20
SD6	29,0	20,66	7,45	0,60	5,52	1,99	0,16
SD7	12,0	20,66	7,45	0,25	8,33	3,00	0,10
SE2	16,1	20,66	7,45	0,33	4,35	1,57	0,07
SE3	43,3	20,66	7,45	0,89	6,00	2,16	0,26
SF1	14,1	20,66	7,45	0,29	8,51	3,06	0,12
SF2	18,7	20,66	7,45	0,39	9,63	3,47	0,18
SF3	12,9	20,66	7,45	0,27	10,85	3,91	0,14
SF4	8,8	20,66	7,45	0,18	10,23	3,68	0,09
SF5	8,2	20,66	7,45	0,17	10,98	3,95	0,09
SF6	7,2	20,66	7,45	0,15	9,72	3,50	0,07
SF7	4,7	20,66	7,45	0,10	12,77	4,60	0,06
SH1	24,0	20,66	7,45	0,50	8,75	3,15	0,21
SH2	15,8	20,66	7,45	0,33	8,86	3,19	0,14
SH3	12,9	20,66	7,45	0,27	10,08	3,63	0,13
SH4	23,7	20,66	7,45	0,49	7,59	2,73	0,18
SH5	30,0	20,66	7,45	0,62	6,33	2,28	0,19
SH6	40,4	20,66	7,45	0,83	4,21	1,51	0,17
SH7	45,0	20,66	7,45	0,93	4,22	1,52	0,19
SH8	48,9	20,66	7,45	1,01	3,89	1,40	0,19
SI1	20,7	20,66	7,45	0,43	12,08	4,35	0,25
SI2	9,6	20,66	7,45	0,20	15,63	5,63	0,15
SI3	8,3	20,66	7,45	0,17	16,87	6,07	0,14

As vazões de pré-urbanização calculadas no SWMM são menores do que aquelas calculadas a partir do PMM. No SWMM, a separação da infiltração e do escoamento é feito através do parâmetro CN. Já, no PMM, essa separação foi feita através do coeficiente de escoamento C (Método Racional). É possível que o parâmetro CN utilizado para as áreas permeáveis no SWMM seja baixo e não corresponde ao coeficiente C utilizado no PMM. Dessa forma, no SWMM ocorre maior infiltração da água da chuva e menor geração de escoamento superficial, o que gera vazões de escoamento menores.

A vantagem em se calcular a vazão de pré-urbanização utilizando-se o SWMM é que a mesma é calculada de maneira individual para cada sub-bacia, levando-se em consideração as características físicas das mesmas. Já a vazão calculada pelo PMM, é uma única para todas as sub-bacias, calculada para uma bacia pequena, representativa da área de estudo.

Além disso, a utilização da vazão de pré-urbanização calculada pelo SWMM possibilita que as medidas LID sejam dimensionadas levando-se em consideração as particularidades do local onde serão alocados.

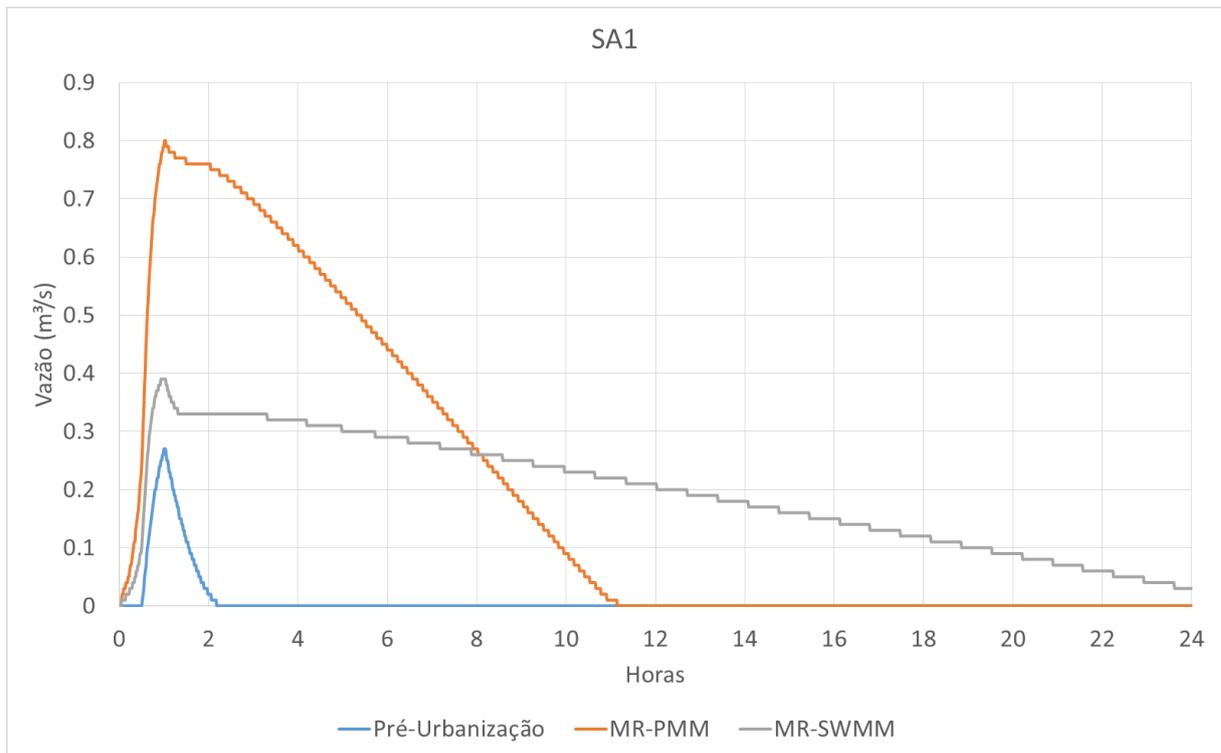
Salienta-se que uma atenção especial deve ser dada na hora da definição do valor do parâmetro CN para que o mesmo represente bem o processo de separação do escoamento em um cenário de pré-urbanização no SWMM.

Outra análise realizada, para fins de verificação do funcionamento dos MRs no SWMM, foi comparar os hidrogramas de escoamento gerados na sub-bacia SA1 pré e pós-urbanização. No cenário de pós urbanização foram implantados MRs controlando 100% das áreas impermeáveis, dimensionados a partir da vazão de pré-urbanização do PMM e da vazão de pré-urbanização obtida pelo SWMM.

O resultado esperado é que a vazão de pico dos hidrogramas gerados nas situações de pós urbanização com MRs controlando 100% das áreas impermeáveis fossem semelhantes à vazão de pico do hidrograma na situação de pré-urbanização. As análises foram realizadas para uma chuva de 1 hora de duração e TR de 10 anos. Os resultados da simulação são apresentados na Tabela 5.3 e Figura 5.2.

**Tabela 5.3 – Análise do funcionamento dos MRs na sub-bacia SA1.**

Análises	Sub-bacia	Total Precip (mm)	Total Infilt (mm)	Total Escoado (mm)	Total Escoado (10 <sup>6</sup> ltr)	Vazão de Pico (m <sup>3</sup> /s)	C
Pré-Urbanização	SA1	57.66	54.16	2.29	0.74	0.27	0.04
Pós-Urbanização - MR-PMM	SA1	57.66	3.63	52.14	16.94	0.80	0.90
Pós-Urbanização - MR-SWMM	SA1	57.66	3.63	51.74	16.82	0.39	0.90

**Figura 5.2 – Hidrogramas de escoamento gerados na sub-bacia SA1 para as situações analisadas (MR-PMM e MR-SWMM).**

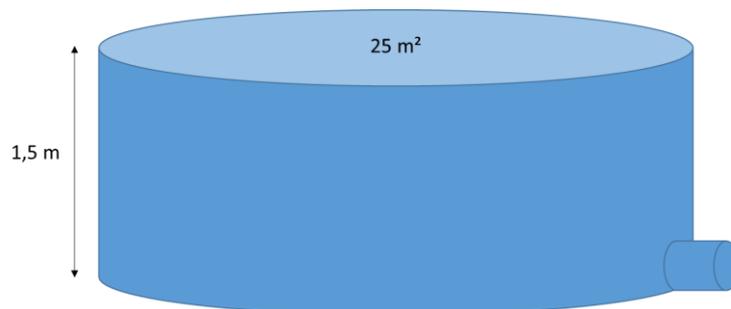
Percebe-se que um volume muito maior de água é gerado e escoado superficialmente nos cenários pós-urbanização, pois não ocorre mais a infiltração da água no solo. No cenário com MRs dimensionados para reproduzir a vazão de pré-urbanização do SWMM, a vazão de pico ficou muito próxima à vazão de pré-urbanização. Já, nos cenários com MRs dimensionados para reproduzir a vazão de pré-urbanização do PMM, a vazão de pico verificada é três vezes maior do que a vazão indicada pelo SWMM para um cenário de pré-urbanização. Essa questão foi discutida anteriormente tendo relação com o parâmetro CN utilizado no SWMM e o coeficiente de escoamento C utilizado no Método Racional.

Em nenhum dos dois cenários os MRs conseguiram reproduzir exatamente a vazão de pico do cenário de pré-urbanização. Isso ocorre, pois, a bacia é dividida em áreas permeáveis, áreas impermeáveis e áreas LID. 100% das áreas impermeáveis estão sendo tratadas por MRs, mas o escoamento que sai dos MRs chega ao mesmo tempo no exutório que o escoamento gerado nas

áreas permeáveis. Ou seja, os hidrogramas das áreas permeáveis e das áreas impermeáveis, no caso LID, se sobrepõe no exutório. Isso faz com que a vazão de pico nesses cenários seja maior do que a vazão de pré-urbanização, onde a bacia é composta apenas por áreas permeáveis. Uma forma de contornar esse problema seria ativando a opção de enviar a vazão de saída dos MRs para as áreas permeáveis e não diretamente para o exutório.

Apesar do exposto, nesse trabalho, os MRs foram dimensionados considerando-se a vazão de pré-urbanização do PMM, pelo fato da mesma ter sido calculada a partir de uma metodologia já consolidada na literatura técnica-científica.

Os valores encontrados para a altura dos MRs utilizando-se a metodologia da Curva Envelope variaram de 1.198 mm a 1.311 mm, em função do coeficiente de escoamento simulado pelo SWMM para cada sub-bacia no Cenário Urbanizado. Assim, optou-se por utilizar um MR padrão de 1.500 mm de altura. Uma representação esquemática do MR que será distribuído nas zonas da bacia é apresentada na Figura 5.3.



**Figura 5.3 – Representação esquemática do MR dimensionado.**

A Tabela 5.4 apresenta o número de lotes e MRs que foram colocados em cada sub-bacia, assim como a área ocupada por eles. Percebe-se que a área ocupada pelos MRs em cada sub-bacia (4%) está dentro do recomendado nos Planos de Drenagem que indicam que as medidas LID não devem ocupar mais do que 5% da área do lote. Foi considerado que 100% da área do lote seria controlada por MR. Isso significa dizer que somente 80% da área impermeável das sub-bacias são tratadas. Os outros 20% da área, relativas às áreas públicas, ficam sem tratamento.

**Tabela 5.4 – Distribuição dos MRs nas sub-bacias**

Sub-bacia	Área Total (ha)	Área de Lotes (ha)	Número de Lotes	Área Ocupada por MR (ha)	Área Ocupada por MR (%)
SA1	32,5	26,0	520	1,3	4,0%
SA2	15,5	12,4	248	0,6	4,0%
SA3	12,5	10,0	200	0,5	4,0%
SA4	21,9	17,5	350	0,9	4,0%
SB1	15,7	12,6	251	0,6	4,0%
SB2	15,8	12,6	253	0,6	4,0%
SB3	29,4	23,5	470	1,2	4,0%
SB4	12,6	10,1	202	0,5	4,0%
SB6	15,0	12,0	240	0,6	4,0%
SC1	40,0	32,0	640	1,6	4,0%
SC2	18,9	15,1	302	0,8	4,0%
SC3	15,5	12,4	248	0,6	4,0%
SD1	15,0	12,0	240	0,6	4,0%
SD2	10,7	8,6	171	0,4	4,0%
SD3	10,3	8,2	165	0,4	4,0%
SD4	22,2	17,8	355	0,9	4,0%
SD5	28,0	22,4	448	1,1	4,0%
SD6	29,0	23,2	464	1,2	4,0%
SD7	12,0	9,6	192	0,5	4,0%
SE2	16,1	12,9	258	0,6	4,0%
SE3	43,3	34,6	693	1,7	4,0%
SF1	14,1	11,3	226	0,6	4,0%
SF2	18,7	15,0	299	0,7	4,0%
SF3	12,9	10,3	206	0,5	4,0%
SF4	8,8	7,0	141	0,4	4,0%
SF5	8,2	6,6	131	0,3	4,0%
SF6	7,2	5,8	115	0,3	4,0%
SF7	4,7	3,8	75	0,2	4,0%
SH1	24,0	19,2	384	1,0	4,0%
SH2	15,8	12,6	253	0,6	4,0%
SH3	12,9	10,3	206	0,5	4,0%
SH4	23,7	19,0	379	0,9	4,0%
SH5	30,0	24,0	480	1,2	4,0%
SH6	40,4	32,3	646	1,6	4,0%
SH7	45,0	36,0	720	1,8	4,0%
SH8	48,9	39,1	782	2,0	4,0%
SI1	20,7	16,6	331	0,8	4,0%
SI2	9,6	7,7	154	0,4	4,0%
SI3	8,3	6,6	133	0,3	4,0%

### **5.3 Resultados das simulações**

Para a identificação do arranjo espacial ótimo de MRs na bacia, foram analisados a vazão de pico e o volume alagado em todos os nós da bacia para cada cenário estudado. Além disso, no exutório (nó E4) foram analisados os hidrogramas de escoamento resultantes da propagação da vazão na rede.

A Tabela 5.5 apresenta a vazão de pico verificada nos nós em cada cenário simulado.

**Tabela 5.5 – Vazão de pico (m<sup>3</sup>/s) nos nós da rede de drenagem, nos cenários simulados.**

Zona	Nós	SEM-MR	MR-A	MR-M	MR-B	MR-AM	MR-AB	MR-MB	MR-AMB
Alta	A1	7,23	2,54	7,23	7,23	2,54	2,54	7,23	2,54
Alta	A2	4,16	1,79	4,16	4,16	1,80	1,79	4,16	1,80
Alta	C1	7,65	2,79	7,65	7,65	2,79	2,79	7,65	2,79
Alta	C2	4,68	1,93	4,68	4,68	1,94	1,93	4,68	1,94
Alta	D1	2,83	1,05	2,83	2,83	1,05	1,05	2,83	1,05
Alta	F1	3,13	1,12	3,13	3,13	1,12	1,12	3,13	1,12
Alta	F2	5,29	2,52	5,29	5,29	2,53	2,52	5,29	2,53
Alta	H1	5,42	1,88	5,42	5,42	1,88	1,88	5,42	1,88
Alta	H2	7,01	3,11	7,02	7,01	3,11	3,11	7,02	3,11
Alta	I1	5,01	1,83	5,01	5,01	1,83	1,83	5,01	1,83
Alta	I2	3,31	1,81	3,31	3,31	1,81	1,81	3,31	1,81
Alta	I3	5,65	2,63	5,66	5,65	2,63	2,63	5,66	2,63
Média	A3	3,34	3,24	1,68	3,34	1,57	3,24	1,68	1,57
Média	A4	4,51	4,49	2,09	4,60	2,08	4,58	2,16	2,15
Média	B1	3,06	3,06	1,16	3,06	1,16	3,06	1,16	1,16
Média	B2	5,37	5,37	2,02	5,49	2,02	5,49	2,19	2,19
Média	C3	3,77	3,63	1,82	3,77	1,68	3,63	1,82	1,68
Média	D2	3,39	3,36	1,99	3,39	1,88	3,36	1,99	1,88
Média	D3	5,80	5,74	3,16	5,80	3,04	5,74	3,16	3,04
Média	D4	9,60	9,43	4,74	9,68	4,56	9,52	4,74	4,56
Média	F3	4,24	4,12	2,26	4,24	2,12	4,12	2,26	2,12
Média	F4	3,29	3,26	1,81	3,29	1,79	3,26	1,81	1,79
Média	F5	2,97	2,97	1,90	2,97	1,89	2,97	1,90	1,89
Média	F6	4,53	4,53	2,48	4,53	2,48	4,53	2,48	2,48
Média	H3	9,42	8,16	7,90	9,42	6,50	8,16	7,90	6,50
Média	H4	9,42	9,09	6,42	9,42	6,06	9,09	6,42	6,06
Média	H5	14,90	14,57	8,49	14,90	8,16	14,57	8,49	8,16
Baixa	B3	13,11	13,06	7,63	10,52	7,62	10,49	5,63	5,61
Baixa	B4	10,13	10,13	8,53	8,83	8,52	8,83	6,16	6,15
Baixa	B5	9,33	9,34	8,11	8,51	8,11	8,51	6,10	6,08
Baixa	B6	10,21	10,22	9,35	9,33	9,40	9,32	6,93	6,91
Baixa	D5	13,62	13,41	8,96	11,11	8,68	10,93	6,50	6,30
Baixa	D6	17,89	17,66	13,18	12,67	12,84	12,48	8,25	8,02
Baixa	D7	18,09	17,96	14,97	13,24	14,62	13,04	8,91	8,68
Baixa	E1	27,12	27,10	24,12	21,38	23,79	21,21	15,40	15,19
Baixa	E2	27,48	27,47	25,35	22,30	25,20	22,13	16,29	16,07
Baixa	E3	70,16	69,72	60,99	50,97	60,40	50,46	37,46	36,84
<b>Baixa</b>	<b>E4</b>	<b>70,08</b>	<b>69,65</b>	<b>60,93</b>	<b>50,92</b>	<b>60,34</b>	<b>50,38</b>	<b>37,45</b>	<b>36,83</b>
Baixa	F7	5,43	5,42	3,41	4,83	3,41	4,82	2,82	2,83
Baixa	H6	20,71	20,37	14,31	17,06	13,96	16,73	10,92	10,58
Baixa	H7	27,09	26,73	20,79	19,70	20,36	19,39	13,61	13,26
Baixa	H8	33,71	33,32	27,51	22,40	27,01	22,06	16,45	16,09
Soma das Diferenças		0,00	532,86	4.559,28	6.791,01	5.124,43	7.295,03	11.146,33	11.612,12

A diferença entre a vazão de pico de cada cenário e a vazão de pico no cenário SEM-MR foi calculada através da seguinte equação:

$$Diferença = \frac{Q_x - Q_{SEM-MR}}{Q_{SEM-MR}} \quad (\text{Eq. 5.1})$$

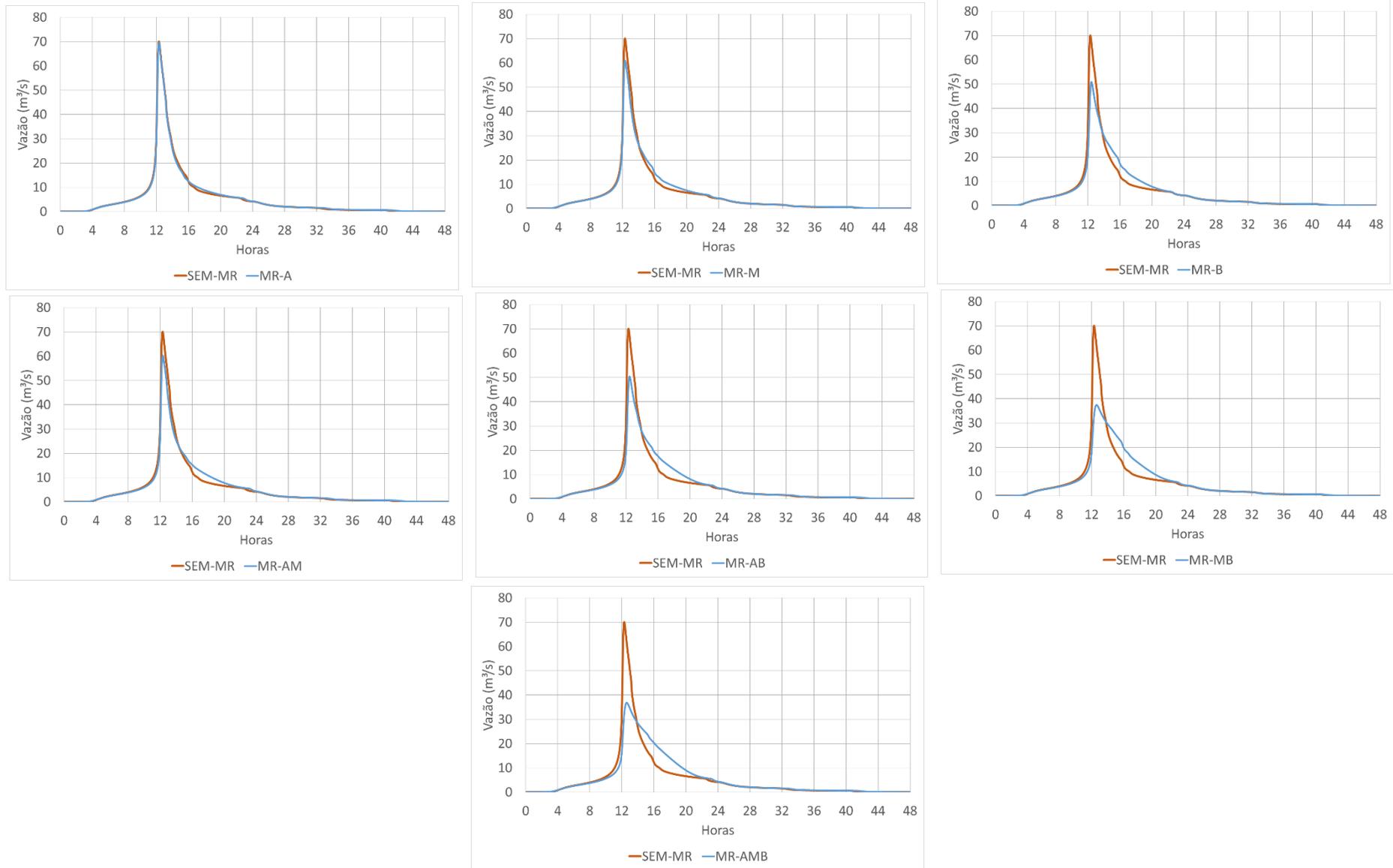
Onde  $Q_x$  é a vazão de pico dos cenários com MRs ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) e  $Q_{SEM-MR}$  é a vazão de pico do cenário urbanizado sem MR ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

Os resultados são apresentados na Tabela 5.6. Foi atribuída uma escala de cores de modo a facilitar a visualização dos resultados. A escala varia do vermelho ao verde, sendo vermelho os nós das sub-bacias onde se verificou pouca alteração da vazão de pico com a arranjo espacial de MRs daquele cenário; e verdes os nós das sub-bacias onde as maiores alterações na vazão de pico foram verificadas.

**Tabela 5.6 – Comparação entre a vazão de pico dos cenários com MRs em relação ao cenário sem MR.**

Zona	Nós	SEM-MR	MR-A	MR-M	MR-B	MR-AM	MR-AB	MR-MB	MR-AMB
Alta	A1	0,0%	-64,9%	0,0%	0,0%	-64,9%	-64,9%	0,0%	-64,9%
Alta	A2	0,0%	-56,9%	0,1%	0,0%	-56,8%	-56,8%	0,1%	-56,8%
Alta	C1	0,0%	-63,5%	0,0%	0,0%	-63,5%	-63,5%	0,0%	-63,5%
Alta	C2	0,0%	-58,8%	0,1%	0,0%	-58,6%	-58,8%	0,1%	-58,6%
Alta	D1	0,0%	-62,7%	0,0%	0,0%	-62,7%	-62,7%	0,0%	-62,7%
Alta	F1	0,0%	-64,3%	0,0%	0,0%	-64,3%	-64,3%	0,0%	-64,3%
Alta	F2	0,0%	-52,3%	0,1%	0,0%	-52,2%	-52,3%	0,1%	-52,2%
Alta	H1	0,0%	-65,3%	0,0%	0,0%	-65,3%	-65,3%	0,0%	-65,3%
Alta	H2	0,0%	-55,7%	0,1%	0,0%	-55,7%	-55,7%	0,1%	-55,7%
Alta	I1	0,0%	-63,6%	0,0%	0,0%	-63,6%	-63,6%	0,0%	-63,6%
Alta	I2	0,0%	-45,3%	0,1%	0,0%	-45,3%	-45,3%	0,1%	-45,3%
Alta	I3	0,0%	-53,5%	0,2%	0,0%	-53,5%	-53,5%	0,2%	-53,5%
Média	A3	0,0%	-3,0%	-49,7%	0,0%	-53,0%	-2,9%	-49,7%	-53,0%
Média	A4	0,0%	-0,4%	-53,8%	1,9%	-54,0%	1,6%	-52,2%	-52,4%
Média	B1	0,0%	0,0%	-62,1%	0,0%	-62,1%	0,0%	-62,1%	-62,1%
Média	B2	0,0%	0,0%	-62,4%	2,2%	-62,4%	2,3%	-59,2%	-59,2%
Média	C3	0,0%	-3,7%	-51,7%	0,0%	-55,4%	-3,7%	-51,7%	-55,4%
Média	D2	0,0%	-0,9%	-41,3%	0,0%	-44,4%	-0,9%	-41,3%	-44,4%
Média	D3	0,0%	-1,1%	-45,5%	0,0%	-47,6%	-1,0%	-45,5%	-47,6%
Média	D4	0,0%	-1,8%	-50,7%	0,9%	-52,5%	-0,8%	-50,7%	-52,5%
Média	F3	0,0%	-2,8%	-46,7%	0,0%	-50,0%	-2,8%	-46,7%	-50,0%
Média	F4	0,0%	-0,9%	-45,0%	0,0%	-45,7%	-0,9%	-45,0%	-45,7%
Média	F5	0,0%	-0,2%	-36,2%	0,0%	-36,3%	-0,2%	-36,2%	-36,3%
Média	F6	0,0%	-0,1%	-45,2%	0,0%	-45,4%	-0,1%	-45,3%	-45,4%
Média	H3	0,0%	-13,4%	-16,1%	0,0%	-31,0%	-13,4%	-16,1%	-31,0%
Média	H4	0,0%	-3,4%	-31,8%	0,0%	-35,6%	-3,5%	-31,8%	-35,6%
Média	H5	0,0%	-2,2%	-43,0%	0,0%	-45,2%	-2,2%	-43,0%	-45,2%
Baixa	B3	0,0%	-0,4%	-41,8%	-19,8%	-41,8%	-20,0%	-57,1%	-57,2%
Baixa	B4	0,0%	0,0%	-15,8%	-12,9%	-15,9%	-12,9%	-39,2%	-39,3%
Baixa	B5	0,0%	0,1%	-13,1%	-8,8%	-13,1%	-8,9%	-34,7%	-34,9%
Baixa	B6	0,0%	0,1%	-8,4%	-8,6%	-7,9%	-8,7%	-32,1%	-32,3%
Baixa	D5	0,0%	-1,5%	-34,2%	-18,4%	-36,3%	-19,8%	-52,3%	-53,8%
Baixa	D6	0,0%	-1,3%	-26,3%	-29,2%	-28,2%	-30,2%	-53,9%	-55,1%
Baixa	D7	0,0%	-0,7%	-17,2%	-26,8%	-19,2%	-27,9%	-50,7%	-52,0%
Baixa	E1	0,0%	-0,1%	-11,1%	-21,2%	-12,3%	-21,8%	-43,2%	-44,0%
Baixa	E2	0,0%	0,0%	-7,7%	-18,8%	-8,3%	-19,4%	-40,7%	-41,5%
Baixa	E3	0,0%	-0,6%	-13,1%	-27,3%	-13,9%	-28,1%	-46,6%	-47,5%
<b>Baixa</b>	<b>E4</b>	<b>0,0%</b>	<b>-0,6%</b>	<b>-13,1%</b>	<b>-27,3%</b>	<b>-13,9%</b>	<b>-28,1%</b>	<b>-46,6%</b>	<b>-47,5%</b>
Baixa	F7	0,0%	-0,2%	-37,2%	-11,0%	-37,2%	-11,2%	-48,0%	-47,9%
Baixa	H6	0,0%	-1,6%	-30,9%	-17,6%	-32,6%	-19,2%	-47,3%	-48,9%
Baixa	H7	0,0%	-1,3%	-23,3%	-27,3%	-24,8%	-28,4%	-49,8%	-51,1%
Baixa	H8	0,0%	-1,2%	-18,4%	-33,6%	-19,9%	-34,5%	-51,2%	-52,3%

Os hidrogramas resultantes da propagação da vazão na rede de drenagem foram analisados no exutório da bacia (Nó E4) e podem ser observados na Figura 5.4 para todos os cenários.



**Figura 5.4 – Hidrogramas de escoamento no exutório (Nó E4) nos cenários simulados.**

Os resultados demonstram que a implantação de MRs na bacia é eficiente em reduzir a vazão de pico nos nós e no exutório. Para o evento de chuva simulado, o uso dessas medidas implantadas em todos os lotes da bacia (Cenário MR-AMB) possibilitou a atenuação da vazão de pico no exutório em 47,5%. É nesse cenário que se verifica a maior redução da vazão de pico em todos os nós e no exutório. Kim *et al.* (2018), em estudo semelhante, verificaram uma redução média de 33,9% no escoamento superficial com a utilização de MRs em um complexo industrial da Coreia do Sul, sendo que a máxima redução foi de 50%.

A segunda maior redução da vazão de pico no exutório é verificada no Cenário MR-MB. Nesse cenário o hidrograma resultante no exutório é semelhante ao do MR-AMB. A vazão de pico no Cenário MR-AMB é de 36,8 m<sup>3</sup>/s e a vazão de pico no cenário MR-MB é de 37,4 m<sup>3</sup>/s. Entende-se, portanto, que o custo da implantação de MRs em toda a bacia não compensaria o ganho na redução da vazão de pico no exutório de apenas 0,9%. A terceira melhor configuração, em termos de redução da vazão de pico no exutório, seria colocar MRs nas zonas Alta e Baixa (Cenário MR-AB).

Na Tabela 5.6 percebe-se que quando controlada a zona Alta, a alteração na vazão de pico nos nós das zonas Média e Baixa é quase nula, ou seja, o controle com MRs na zona Alta não impacta os hidrogramas das zonas Média e Baixa e não altera o hidrograma do exutório. Quando os MRs são colocados na zona Média percebe-se que há um impacto maior nas vazões de pico da zona Baixa. Nesse cenário, o efeito dos MRs se estendem até a zona Baixa e até o exutório da bacia. Controlando somente a zona Baixa, os picos nos nós diminuem apenas na zona Baixa, como era de se esperar e o pico no exutório diminui mais do que controlando as demais zonas separadamente. Percebe-se, portanto que, quando controladas as zonas mais próximas do exutório, o efeito sobre a vazão de pico no exutório é maior.

A Tabela 5.7 apresenta o volume alagado em cada nó da rede de drenagem nos cenários simulados.

**Tabela 5.7 – Volume alagado (10<sup>6</sup> litros) nos nós, nos cenários simulados.**

Zona	Nós	SEM-MR	MR-A	MR-M	MR-B	MR-AM	MR-AB	MR-MB	MR-AMB
Alta	A1	18,0	14,9	17,9	18,0	14,4	14,7	17,9	14,4
Alta	A2	13,8	12,9	13,1	13,6	12,5	12,7	13,0	12,4
Alta	C1	24,4	22,2	24,3	24,4	21,7	22,2	24,3	21,7
Alta	C2	18,3	17,9	17,9	18,2	17,7	17,9	17,9	17,7
Alta	D1	3,4	0,3	2,8	3,4		0,3	2,8	
Alta	F1	4,0	0,1	3,9	4,0	0,1	0,1	3,9	0,1
Alta	F2	9,9	7,3	9,2	9,9	6,1	7,3	9,2	6,1
Alta	H1	2,0		2,0	2,0			2,0	
Alta	H2	7,4	0,1	6,8	7,4		0,1	6,8	
Alta	I1	7,1	1,7	7,0	7,1	1,7	1,7	7,0	1,7
Alta	I2								
Alta	I3	3,1		2,2	3,1			2,2	
Média	A3	9,3	8,3	7,9	8,6	6,7	7,5	7,7	6,6
Média	A4								
Média	B1								
Média	B2								
Média	C3	11,9	10,1	12,7	11,9	11,5	10,0	12,7	11,5
Média	D2								
Média	D3								
Média	D4								
Média	F3	8,7	7,1	8,1	8,7	6,9	7,1	8,1	6,9
Média	F4	5,3	4,8	5,0	5,3	4,3	4,8	5,0	4,3
Média	F5								
Média	F6								
Média	H3	9,2	5,5	8,4	9,2	3,5	5,5	8,4	3,5
Média	H4								
Média	H5								
Baixa	B3	5,6	5,6		2,3		2,3		
Baixa	B4	3,1	3,0	1,2	0,9	1,2	0,9		
Baixa	B5								
Baixa	B6								
Baixa	D5								
Baixa	D6	1,3	1,1						
Baixa	D7	1,1	1,0						
Baixa	E1	2,4	2,4	0,7		0,6			
Baixa	E2	2,7	2,6	0,9		0,8			
Baixa	E3								
<b>Baixa</b>	<b>E4</b>								
Baixa	F7								
Baixa	H6								
Baixa	H7								
Baixa	H8								
Soma dos Volumes		172,1	128,9	151,9	158,1	109,7	115,2	148,9	106,9
Soma das Diferenças		0,00	567,35	130,56	56,45	602,07	623,14	116,25	587,57

A diferença entre o volume alagado nos nós, no cenário com MRs e o volume alagado nos nós, no cenário SEM-MR foi calculada através da seguinte equação:

$$Diferença = \frac{V_x - V_{SEM-MR}}{V_{SEM-MR}} \quad (Eq. 5.2)$$

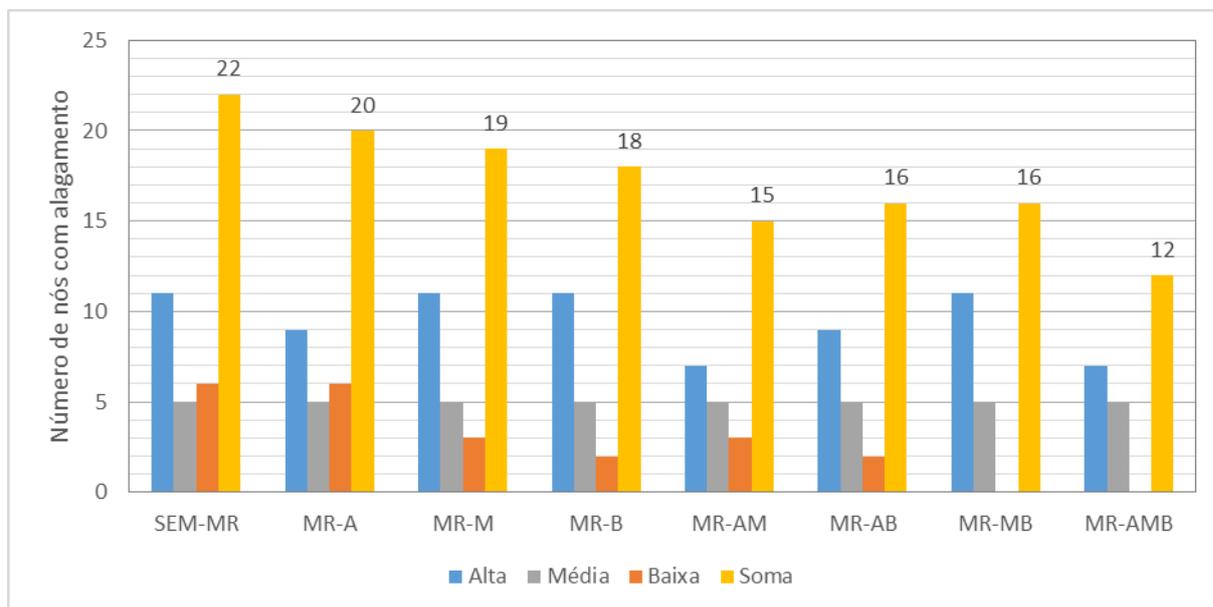
Onde  $V_x$  é o volume alagado nos nós, nos cenários com MRs ( $m^3/s$ ) e  $V_{SEM-MR}$  é o volume alagado nos nós, no cenário urbanizado sem MR ( $m^3/s$ ).

Os resultados são apresentados na Tabela 5.8. Novamente, foi atribuída uma escala de cores de modo a facilitar a visualização dos resultados. A escala varia do vermelho ao verde, sendo vermelho os nós das sub-bacias onde se verificou pouca alteração do volume alagado; e verdes os nós das sub-bacias onde foram verificadas as maiores alterações. Nos nós sem informação (na cor branca) não foram verificados alagamentos.

**Tabela 5.8 - Comparação entre o volume alagado dos cenários com MRs em relação ao cenário sem MR.**

Zona	Nós	SEM-MR	MR-A	MR-M	MR-B	MR-AM	MR-AB	MR-MB	MR-AMB
Alta	A1	0,0%	-17,5%	-0,6%	-0,1%	-19,9%	-18,1%	-0,6%	-20,1%
Alta	A2	0,0%	-6,3%	-5,2%	-1,5%	-9,3%	-8,0%	-6,0%	-10,0%
Alta	C1	0,0%	-9,2%	-0,7%	0,0%	-11,2%	-9,2%	-0,7%	-11,2%
Alta	C2	0,0%	-2,1%	-2,2%	-0,1%	-2,8%	-2,2%	-2,2%	-2,8%
Alta	D1	0,0%	-89,8%	-18,4%	-1,1%	-	-90,6%	-18,4%	-
Alta	F1	0,0%	-97,3%	-2,1%	0,0%	-97,7%	-97,3%	-2,0%	-97,7%
Alta	F2	0,0%	-26,9%	-7,3%	0,0%	-38,4%	-26,9%	-7,4%	-38,4%
Alta	H1	0,0%	-	-2,1%	0,0%	-	-	-2,3%	-
Alta	H2	0,0%	-98,0%	-7,5%	0,1%	-	-98,0%	-7,4%	-
Alta	I1	0,0%	-75,5%	-1,3%	0,0%	-75,8%	-75,6%	-1,3%	-75,9%
Alta	I2	-	-	-	-	-	-	-	-
Alta	I3	0,0%	-	-28,1%	-0,1%	-	-	-28,2%	-
Média	A3	0,0%	-11,2%	-15,3%	-8,2%	-28,2%	-19,7%	-17,1%	-29,7%
Média	A4	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	B1	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	B2	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	C3	0,0%	-15,7%	6,7%	-0,2%	-3,5%	-15,9%	6,7%	-3,5%
Média	D2	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	D3	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	D4	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	F3	0,0%	-18,5%	-6,8%	0,0%	-21,1%	-18,5%	-6,8%	-21,1%
Média	F4	0,0%	-9,0%	-6,0%	0,0%	-18,9%	-9,0%	-6,0%	-18,9%
Média	F5	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	F6	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	H3	0,0%	-40,4%	-8,4%	0,0%	-61,5%	-40,4%	-8,4%	-61,5%
Média	H4	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	H5	-	-	-	-	-	-	-	-
Baixa	B3	0,0%	-1,7%	-	-58,8%	-	-59,5%	-	-
Baixa	B4	0,0%	-1,3%	-60,6%	-69,1%	-62,2%	-70,0%	-	-
Baixa	B5	-	-	-	-	-	-	-	-
Baixa	B6	-	-	-	-	-	-	-	-
Baixa	D5	-	-	-	-	-	-	-	-
Baixa	D6	0,0%	-10,9%	-	-	-	-	-	-
Baixa	D7	0,0%	-7,9%	-	-	-	-	-	-
Baixa	E1	0,0%	-2,5%	-71,4%	-	-75,7%	-	-	-
Baixa	E2	0,0%	-2,3%	-67,9%	-	-72,0%	-	-	-
Baixa	E3	-	-	-	-	-	-	-	-
Baixa	E4	-	-	-	-	-	-	-	-
Baixa	F7	-	-	-	-	-	-	-	-
Baixa	H6	-	-	-	-	-	-	-	-
Baixa	H7	-	-	-	-	-	-	-	-
Baixa	H8	-	-	-	-	-	-	-	-
Volume Total		0,0%	-25,1%	-11,7%	-8,1%	-36,2%	-33,1%	-13,5%	-37,9%

A Figura 5.5 apresenta o número de nós que alagaram em cada zona para cada cenário simulado.



**Figura 5.5 – Número de nós com alagamento observados nos cenários simulados.**

Pela Figura 5.5 apresentada, percebe-se que os alagamentos se encontram localizados majoritariamente na zona Alta. Essa situação não é representativa de uma situação real, uma vez que a água tende a escoar pelas superfícies, principalmente ruas e passeios, das zonas altas para as zonas baixas, onde estão se acumulam. Percebe-se, portanto, uma limitação da utilização do modelo SWMM. Por ser um modelo unidimensional, o mesmo não consegue reproduzir esse comportamento e a água refugada pela rede de drenagem acaba ficando acumulada nos nós de montante até que consiga retornar para a rede drenagem.

O cenário onde se verificou a maior redução do volume alagado foi o cenário MR-AMB, com MRs espalhados por toda a bacia. Nesse Cenário, o volume alagado foi de  $106,9 \times 10^6$  litros (redução de 37,9% em relação ao Cenário SEM-MR). Contudo, o Cenário MR-AM também reduziu significativamente o volume alagado para  $109,7 \times 10^6$  litros (redução de 36,2% em relação ao Cenário SEM-MR). Implantando-se MRs em toda a bacia, o ganho na redução dos alagamentos seria de apenas 1,6% a mais que no Cenário MR-AM.

A maior redução da vazão de pico nos nós e no exutório, desconsiderando-se o Cenário MR-AMB, foi verificada no Cenário MR-MB. Já, a maior redução dos alagamentos foi verificada no Cenário MR-AM, isso porque os alagamentos estão localizados majoritariamente nessas zonas. Contudo, é preferível desconsiderar os resultados relativos aos alagamentos, devido a limitação do modelo em não reproduzir o escoamento da água pelas superfícies.

Dessa forma, o melhor arranjo espacial dos MRs na bacia para reduzir a vazão de pico seria implementar MRs nas zonas Média e Baixa. Com essa configuração, a vazão de pico no exutório da bacia diminuiu de 70,0 m<sup>3</sup>/s no cenário SEM-MR para 37,5 m<sup>3</sup>/s no Cenário MR-AB (redução de 46,6%). Esse resultado é diferente daquele encontrado por Cano e Barkdoll (2017) e Huang *et al.* (2018) que sugerem que a eficiência das medidas LID é maior quando implantadas nas bacias de montante.

Liang, You e Lee (2019), por sua vez, sugerem uma maior eficácia das medidas LID quando instaladas nas porções intermediárias da bacia. Quando analisados os cenários MR-A, MR-M e MR-B, a maior redução da vazão de pico no exutório foi verificada no cenário MR-B (27,3%). No presente estudo, portanto, verificou-se que a implantação de MRs nas zonas Baixas é mais eficiente do que nas zonas intermediárias. Uma situação combinada de medidas implantadas nas zonas intermediárias e baixas parece ser a melhor situação para a bacia de estudo. Ocorre que as medidas implantadas na zona Média, detém o escoamento que chegaria mais rápido na zona Baixa, o que faz com que as medidas da zona Baixa não encham tão rápido e não percam sua funcionalidade antes do início do pico da vazão.

Outra configuração que poderia ser adotada seria controlar o escoamento com MRs nas zonas Alta e Média para a redução dos alagamentos e na zona Baixa implantar um reservatório de detenção centralizado, para controlar a vazão de pico no exutório. A implantação de um reservatório de detenção na zona Alta não reduziria os alagamentos uma vez que eles estão espalhados por toda a rede.

## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho buscou avaliar a eficácia da implantação de microrreservatórios (MRs) sobre o sistema de drenagem de uma bacia urbana do município de Tubarão, Santa Catarina/Brasil, assim como o efeito dos MRs sobre a rede de drenagem, em função do seu arranjo espacial.

A bacia foi dividida em três zonas, delimitadas em função da altimetria, e oito diferentes arranjos de distribuição dos MRs foram testados, a saber: bacia sem MR (Cenário SEM-MR); MR apenas na zona Alta (Cenário MR-A), MR apenas na zona Média (Cenário MR-M), MR apenas na zona Baixa (Cenário MR-B), MRs nas zonas Alta e Média (Cenário MR-AM), MRs nas zonas Alta e Baixa (Cenário MR-AB), MRs nas zonas Média e Baixa (MR-MB) e MRs em toda a bacia (Cenário MR-AMB).

Foram utilizados MRs de tamanho padrão em todas as sub-bacias, dimensionados de forma a liberarem para a rede de drenagem apenas a vazão de pré-urbanização definida no Plano de Macrodrenagem do município.

As simulações foram realizadas com o modelo SWMM e a eficácia dos MRs e do seu arranjo espacial foi testado sobre a vazão de pico e sobre o volume alagado nos nós da rede de macrodrenagem e no exutório da bacia. Os resultados de cada cenário foram comparados com os resultados obtidos no cenário sem MR (Cenário SEM-MR).

Concluiu-se que a utilização de MRs na bacia é eficiente em reduzir a vazão de pico e o volume alagado nos nós, conforme já foi demonstrado por diversos autores. No cenário com MRs espalhados por toda a bacia, a redução da vazão de pico no exutório foi de 47%, chegando a 65% em alguns nós na rede de drenagem. Nesse mesmo cenário, o volume alagado nos nós reduziu 38%.

A avaliação da distribuição espacial dos MRs na bacia, permitiu concluir que o efeito da implantação de MRs apenas nas zonas Média e Baixa é semelhante àquele com MRs implantados por toda a bacia. Nesse cenário, a redução da vazão de pico no exutório foi de 46% e a redução do volume alagado foi de 13%.

Observou-se que a redução da vazão de pico no exutório é maior quando os MRs são colocados na zona Baixa, provavelmente devido à sua maior proximidade com o exutório.

O teste com os diversos arranjos espaciais de MRs na bacia, permitiu concluir que a implantação de MRs em apenas duas zonas possui efeitos semelhantes sobre a macrodrenagem aos efeitos do cenário em que se controla o escoamento em toda bacia. Com esses resultados pode-se evitar o custo da implantação de MRs por toda a bacia. Para o caso de estudo, o ganho na redução da vazão de pico no exutório no Cenário MR-AMB seria de apenas 0,9% em comparação com o Cenário MR-MB. Já, o ganho na redução do volume total alagado seria de 1,6% em comparação com o Cenário MR-AM.

Uma configuração alternativa que poderia ser estudada seria controlar o escoamento superficial das zonas Alta e Média com medidas de controle na fonte, visando diminuir os alagamentos; e implementar um reservatório de detenção na zona Baixa, visando a redução da vazão de pico no exutório, uma vez que na zona Baixa não são verificados alagamentos espalhados por toda área, como ocorre nas zonas Alta e Média.

O estudo possibilitou a avaliação dos efeitos dos MRs de forma conjunta e integrada na bacia e não apenas na escala de lote ou loteamento. Além disso, a metodologia se mostrou adequada para a indicação dos locais ou zonas mais apropriadas, considerando aspectos hidrológicos e hidráulicos, para a implantação de medidas de controle na fonte.

Deve-se atentar, contudo, que o SWMM é um modelo unidimensional e não consegue representar o escoamento pelas superfícies (ruas e passeios), sendo essa uma limitação do estudo. Recomenda-se, portanto, que em trabalhos futuros essas análises sejam realizadas com um modelo bidimensional.

Ainda, para trabalhos futuros, sugere-se simular outras medidas de controle na fonte, como telhados verdes, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis para comparação dos resultados. Outra possibilidade de estudo seria realizar as mesmas análises com eventos de chuvas distintos, buscando avaliar a influência da chuva sobre a eficiência dos MRs.

Caso seja utilizada a vazão de pré-urbanização para o dimensionamento das medidas LID, sugere-se que a mesma seja determinada com o modelo a ser utilizado no estudo, para que se possa comparar os resultados dos cenários com e sem as medidas LID, antes e após a urbanização.

Sabe-se que os sistemas de drenagem pluvial de cada município devem ser estudados caso a caso. Dessa forma, os resultados obtidos no presente trabalho não se aplicam a outras bacias. Entende-se, contudo, que a metodologia proposta no presente trabalho é de fácil aplicação e que novos estudos em bacias com características físicas diferentes possam ser elaborados.

A metodologia proposta no presente estudo, assim como seus resultados podem ser incorporados aos zoneamentos de uso e ocupação do solo dos municípios para orientar a expansão da urbanização compatibilizada com a drenagem urbana. Para o caso da bacia de estudo, as conclusões deste estudo podem ser útil para a formulação de diretrizes ou estratégias que fomentem a instalação de medidas descentralizadas de redução do escoamento superficial.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGRA, S. G. **Estudo Experimental de Microrreservatórios para o Controle do Escoamento Superficial**. Porto Alegre, Brasil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2001.

AHIABLAME, L., SHAKYA, R. Modeling flood reduction effects of low impact development at a watershed scale. **Journal of Environmental Management**. Volume 171, 15, p. 81-91, 2016.

AMARAL, D. P. B. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na gestão das águas pluviais urbanas: estudo de caso da bacia hidrográfica do Rio Morto, Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Centro de Tecnologia e Ciências, Faculdade de Engenharia, 2014.

ASHLEY, R. **Tips for installing a french drains**. Disponível em: <<http://www.homeownercare.com/tips-for-installing-a-french-drains/2010/09/>>. Publicado em: setembro de 2010. Acesso em: maio de 2018

AUTODESK. **Storm and Sanitary Analysis: User's Guide**: Autodesk, 2013.

BACK, A. J. **Chuvas intensas e chuva para dimensionamento de estruturas de drenagem superficial para o Estado de Santa Catarina**. Florianópolis: Epagri, 2013. 197 p.

BAHIENSE, J. M. **Avaliação de Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana Baseadas no Conceito de Desenvolvimento de Baixo Impacto, com o Apoio de Modelagem Matemática**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2013.

BAI, Y., ZHAO, N., ZHANG, R., ZENG, X. Storm Water Management of Low Impact Development in Urban Areas Based on SWMM. **Water**. Volume 11(1), 33, 2019.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2005. 318 p.

BERTONI, J. C. Simulação Matemática de uma Cheia Urbana sob Condições de Registros Escassos: Aplicação do modelo SWMM. In: **Drenagem Urbana: Gerenciamento Simulação Controle**. Porto Alegre: ABRH, 1998. p. 81-89.

BRESSIANI, D. A.; GASSMAN, P. W.; FERNANDES, J. G.; GARBOSSA, L.; SRINIVASAN, R.; BONUMA, N. B. et al. A review of Soil and Water Assessment Tool (SWAT) applications in Brazil: challenges and prospects. **International Journal of Agricultural and Biological Engineering**, v. 8, n. 3, p. 1-27, 2015.

CABRAL, J. B. P. Estudo do processo de assoreamento em reservatórios. **Caminhos da Geografia**, 2005, 6 (14). p. 62-69.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. Oficina de Textos, São Paulo, 2005. 304 p.

CANO, O. M., BARKDOLL, B. D., Multiobjective, Socioeconomic, Boundary-Emanating, Nearest Distance Algorithm for Stormwater Low-Impact BMP Selection and Placement. **Journal of Water Resources Planning and Management**. Volume 143 (1), 2017.

CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W. **Applied Hydrology**. New York: McGraw-Hill, 1988. 572 p.

COCCARELLI, J. **Tanques e Cisternas para Água da Chuva**. Disponível em: <<https://www.fazfacil.com.br/reforma-construcao/tanques-e-cisternas-agua-da-chuva/>> Acesso em: maio de 2018.

CRUZ, M. A. S. **Controle do Escoamento em Lotes Urbanos com Detenção**. Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, Brasil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 1998.

CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. Controle do Escoamento em Lotes Urbanos com Detenção. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 3, n. 4, p. 19-31, 1998.

DAEE/CETESB – DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA/ COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Drenagem Urbana: Manual de Projeto**. São Paulo, 1980. 468 p.

DEP – DEPARTAMENTO DE ESGOTOS PLUVIAIS DA PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE. **Plano Diretor de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana -**

**Volume VI.** Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2005.

DRUMOND, P. P. **Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes no município de Belo Horizonte, MG: Avaliação hidráulica e hidrológica.** Dissertação de Mestrado. Belo Horizonte, Brasil: Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, 2012.

EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Sistema brasileiro de classificação de solos.** 2. ed. Rio de Janeiro: Centro Nacional de Pesquisa de Solos, 2006. 306 p.

FLETCHER, T. D.; SHUSTER, W.; HUNT, W. F.; ASHLEY, R.; BUTLER, D.; ARTHUR, S.; TROWSDALE, S.; BARRAUD S, SEMADENI-DAVIES, A.; BERTRAND-KRAJEWSKI, J. L.; MIKKELSEN, P. S.; RIVARD, G.; UHL, M.; DAGENAIS, D.; VIKLANDER, M. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more — The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. **Urban Water Journal.** 12:7. 1–18., 2014.

FORGIARINI, F. R.; SILVEIRA, A. L. L.; SILVEIRA, G. L. Reflexões sobre a vazão limite para o controle do escoamento pluvial na fonte. In: Encontro Nacional de Águas Urbanas, 9., 2012, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABRH, 2012. 1 CD-ROM.

GARCIA, J. I. B; PAIVA, E. M. C. Monitoramento Hidrológico e Modelagem da Drenagem Urbana da Bacia do Arroio Cancela – RS. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos,** Porto Alegre, v. 11 n. 4. p. 99-108, 2006.

GENZ, F. **Parâmetros para Previsão e Controle de Cheias Urbanas.** Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, Brasil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 1994.

HELPER, A. L.; DORNELLES, F. GOLDENFUM, J. A. Implications of discontinuous IDF equations in generation of runoff hydrographs. Case study: IDF-Porto Alegre (8° DISME). **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos,** Porto Alegre, v. 22 ed. 52, 2017.

HUANG, C. L., HSU, N. S., LIU, H. J., HUANG, Y. H., Optimization of low impact development layout designs for megacity flood mitigation. **Journal of Hydrology.** Volume 564, p. 542-558, 2018.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Demográfico 2010**. Disponível em: <<https://sidra.ibge.gov.br/tabela/1288#resultado>>. Acesso em: março de 2017.

JAMES, M. B., DYMOND, R. L. Bioretention hydrologic performance in an urban stormwater network. **Journal of Hydrologic Engineering**. Volume 17 (3), p. 431–436, 2012.

KIM, J., LEE, J., SONG, Y., HAN, H., JOO, J. Modeling the Runoff Reduction Effect of Low Impact Development Installations in an Industrial Area, South Korea. **Water**. Volume 10 (8), 967, 2018.

Li, Q., WANG, F., YU, Y., HUANG, Z., LI, M., GUAN, Y. Comprehensive performance evaluation of LID practices for the sponge city construction: A case study in Guangxi, China. **Journal of Environmental Management**. Volume 231 (1), p. 10-20, 2019.

LIANG, C. Y., YOU, G. J. Y., LEE, H. Y. Investigating the effectiveness and optimal spatial arrangement of lowimpact development facilities. **Journal of Hydrology**. Volume 577, 124008, 2019.

MASCARENHAS, F. C. B.; MIGUEZ, M. G.; MAGALHÃES, L. P. C. D.; PRODANOFF, J. H. A. On-site stormwater detention as na alternative flood control measure in ultra-uban environments in developing countries. **IAHS-AISH Publications**, v. 293. p. 196-202, 2005.

MELLER, A. **Simulação hidrodinâmica integrada de sistema de drenagem em Santa Maria-RS**. Dissertação de Mestrado. Santa Maria, Brasil: Universidade Federal de Santa Maria. Centro de Tecnologia, 2004.

MILOGRANA, J., CAMPANA, N. A., 2001. Avaliação do Desempenho de Reservatórios de Detenção no Controle de Cheias em Áreas Urbanas. In: **XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Aracaju, 2001.

MMA – MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. Mapa de Vegetação do Brasil (2002). Disponível em: <<http://mapas.mma.gov.br/i3geo/datadownload.htm>>. Acesso em mar 2017.

NUNES, D. M. **Gestão das Águas Pluviais Urbanas e Elementos da Infraestrutura Verde: Estudo de Caso da Bacia Hidrográfica do Rio Morto, Rio de Janeiro**. Dissertação de

Mestrado. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Centro de Tecnologia e Ciências, Faculdade de Engenharia, 2017.

O'LOUGHLIN, G.; BEECHAM, S.; LEES, S.; ROSE, L.; NICHOLAS, D. On-site stormwater detention systems in Sydney. **Water Science and Technology**, 32 (1), p. 69-175, 1995.

PALLA, A., GNECCO, I. Hydrologic modeling of low impact development systems at the urban catchment scale. **Journal of Hydrology**. Volume 528, p. 361-368, 2015.

PINTO, N. L. S. **Hidráulica Aplicada**. Curitiba: CEHPAR, 1987, - p.

PMG – PREFEITURA MUNICIPAL DE GUIMARÃES. **Câmara de Guimarães inaugura bacias de retenção no Parque das Hortas e apresenta 2ª fase de obras**. Disponível em: <[http://www.cm-guimaraes.pt/frontoffice/pages/1123?news\\_id=2188](http://www.cm-guimaraes.pt/frontoffice/pages/1123?news_id=2188)>. Publicado em: junho de 2015. Acesso em: maio de 2018.

PMPA – PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE. **Detenção - as bacias que ficam secas**. Disponível em: <[http://www2.portoalegre.rs.gov.br/dep/default.php?p\\_secao=69](http://www2.portoalegre.rs.gov.br/dep/default.php?p_secao=69)>. Acesso em: maio de 2018.

PMT – PREFEITURA MUNICIPAL DE TUBARÃO. **Plano Municipal de Macrodrenagem. Volume V – Manual de Drenagem Urbana**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2018.

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

REZENDE, O. M. **Avaliação de Medidas de Controle de Inundações em um Plano de Manejo Sustentável de Águas Pluviais Aplicado à Baixada Fluminense**. Trabalho de Conclusão. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, 2010.

RHINOPISOS. **Rhino-verde: Bloco de concreto intertravado**. Disponível em: <[http://www.rhinopisos.com.br/site/produtos/3/rhino-verde\\_piso\\_grama\\_concregrama\\_pavimento\\_ecologico\\_permeavel\\_drenante\\_concreto](http://www.rhinopisos.com.br/site/produtos/3/rhino-verde_piso_grama_concregrama_pavimento_ecologico_permeavel_drenante_concreto)>. Acesso em: maio de 2018.

RIGHETTO, A. M. **Manejo de Águas Pluviais Urbanas**. Rio de Janeiro: ABES, 2009. 396 p.

ROCHE, J. J. **The Mathematics of Measurement: A Critical History**. Springer Science & Business Media, 1998. 330 p.

ROSA, D. J.; CLAUSEN, J. C.; DIETZ, M. E. Calibration and Verification of SWMM for Low Impact Development. **JAWRA – Journal of the American Water Resources Association**, Volume 51, Issue 3, p. 746-757, 2015.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model: User's Manual. Version 5.1**. Cincinnati, OH: U. S. Environmental Protection Agency, 2015. 353 p.

SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F.; GENOVEZ, A. M. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 10, n. 4, p. 05-18, 2005.

SILVA, D. F. **Análise da influência de microrreservatórios em um loteamento e seus efeitos em escala de bacia**. São Carlos, Brasil: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2016.

SILVEIRA, A. L. L. Aspectos históricos da drenagem urbana no Brasil. In: **Hidrologia Urbana na Bacia do Prata**. Porto Alegre: ABRH, 2000. p. 11-17.

SILVEIRA, A. L. L. Impactos Hidrológicos da Urbanização em Porto Alegre, In: **Avaliação e Controle da Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2000. p. 153-163.

SILVEIRA, A. L. L.; GOLDENFUM, J. A. Metodologia Generalizada para Pré-Dimensionamento de Dispositivos de Controle Pluvial na Fonte. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 12, n. 2, p. 157-168, 2007.

SILVEIRA, A. L. L. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 10, n. 1, p. 5-23, 2005.

SMDU – SECRETARIA MUNICIPAL DE DESENVOLVIMENTO URBANO DE SÃO PAULO. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: Gerenciamento do Sistema de Drenagem Urbana**. São Paulo: SMDU, 2012. 168 p. il. v.1.

SMDU – SECRETARIA MUNICIPAL DE DESENVOLVIMENTO URBANO DE SÃO PAULO. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: Aspectos Tecnológicos: Fundamentos.** São Paulo: SMDU, 2012. 220p. il. v.2.

SMDU – SECRETARIA MUNICIPAL DE DESENVOLVIMENTO URBANO DE SÃO PAULO. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: Aspectos Tecnológicos: Diretrizes para Projetos.** São Paulo: SMDU, 2012. 128 p. il. v.3.

SOIL SCIENCE SOCIETY OF AMERICA. **Rain Gardens and Bioswales.** Disponível em: <<https://www.soils.org/discover-soils/soils-in-the-city/green-infrastructure/important-terms/rain-gardens-bioswales>>. Acesso em: maio de 2018.

SUDERSHA – SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL DO ESTADO DO PARANÁ. **Plano Diretor de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba.** CH2MHILL Engenharia do Brasil Ltda, 2002.

TASSI, R. **Efeitos dos microreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana.** Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, Brasil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2002.

TASSI, R.; VILLANUEVA, A. O. N. Análise do impacto dos microrreservatórios nos custos de uma rede de drenagem urbana. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 9, n. 3. p. 89-98, 2004.

TOMINAGA, E. N. S. **Urbanização e cheias: medidas de controle na fonte.** Dissertação de Mestrado. São Paulo, Brasil: Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, 2013.

TUCCI, C. E. M. Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 5, n. 1, p. 61-68, 2000.

TUCCI, C. E. M. Elementos para o controle da drenagem urbana. In: **Avaliação e controle da drenagem urbana. Volume 2.** Porto Alegre: ABRH, 2001, p. 421-437.

TUCCI, C. E. M. Estimativa do volume para controle da drenagem no lote. In: **Drenagem urbana: Gerenciamento, Simulação e Controle.** Porto Alegre: ABRH, 1998. p. 155-163.

TUCCI, C. E. M. **Gestão das águas pluviais urbanas. Ministério das Cidades.** Global Water Partnership - Brasília: UNESCO, 2005. 269 p.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação.** Porto Alegre: ABRH, 1993. 943 p.

TUCCI, C. E. M. Plano Diretor de Drenagem Urbana: Princípios e Concepção. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 2, n. 2, p. 5-12, 1997.

TUCCI, C. E. M., GENZ, F. Controle do impacto da urbanização. In: **Drenagem Urbana.** Porto Alegre: ARBH, 1995, p. 277-347.

TUCCI, C.; COLLISCHONN, W. Drenagem Urbana e Controle de Erosão. In: Simpósio Nacional de Controle da Erosão, VI., 1998, Presidente Prudente. **Anais...** Presidente Prudente, 1998.

URBONAS, B.; STAHERE, P. **Stormwater: Best Management Practices and Detention for Water Quality.** Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1993. 450 p.

VILLELA, S. M.; MATTOS, A. **Hidrologia Aplicada.** São Paulo: McGraw-Hill, 1975. 245 p.

VIOLA, H. **Gestão de águas pluviais em áreas urbanas – O estudo de caso da cidade do samba.** Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, Brasil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2008.

ZAHMATKESH, Z., BURIAN, S. J., KARAMOUZ, M., TAVAKOL-DAVANI, H., GOHARIAN, E. Lowimpact development practices to mitigate climate change effects on urban stormwater runoff: case study of New York City. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering.** Volume 141 (1), 2015.

ZANANDREA, F. **Avaliação de técnicas de baixo impacto no controle de impactos hidrológicos em uma bacia urbana em consolidação.** Dissertação de Mestrado. Porto Alegre, Brasil: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, 2016.