

UNIVERSIDADE FEDERAL DO TRIÂNGULO MINEIRO

BRENO TEIXEIRA LUCAS

**PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA CÁLCULO DA
MICRODRENAGEM URBANA A PARTIR DE ANÁLISE
DISCRETIZADA DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL DA
ÁGUA DE CHUVA**

PROF. ORIENTADOR:

DR. LUIZ FERNANDO RESENDE DOS SANTOS ANJO

UBERABA – MG

2019

BRENO TEIXEIRA LUCAS

**PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA CÁLCULO DA
MICRODRENAGEM URBANA A PARTIR DE ANÁLISE
DISCRETIZADA DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL DA
ÁGUA DE CHUVA**

Dissertação apresentada à Universidade Federal do Triângulo Mineiro para obtenção do título de mestre no Programa de Mestrado Profissional em Inovação Tecnológica – PMPIT/UFTM.

PROF. ORIENTADOR:

DR. LUIZ FERNANDO RESENDE DOS SANTOS ANJO

UBERABA – MG

2019

**Catálogo na fonte: Biblioteca da Universidade Federal do
Triângulo Mineiro**

L966p	<p>Lucas, Breno Teixeira Proposta de metodologia para cálculo da microdrenagem urbana a partir de análise discretizada do escoamento superficial da água de chuva / Breno Teixeira Lucas. -- 2019. 86 f. : il., graf., tab.</p> <p>Dissertação (Mestrado Profissional em Inovação Tecnológica) -- Universidade Federal do Triângulo Mineiro, Uberaba, MG, 2019 Orientador: Prof. Dr. Luiz Fernando Resende dos Santos Anjo</p> <p>1. Escoamento urbano. 2. Drenagem. 3. Águas pluviais. I. Anjo, Luiz Fernando Resende dos Santos. II. Universidade Federal do Triângulo Mineiro. III. Título.</p>
	CDU 628.221

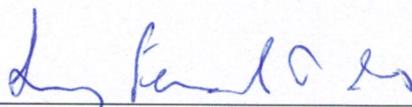
BRENO TEIXEIRA LUCAS

PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA CÁLCULO DA MICRODRENAGEM
URBANA A PARTIR DE ANÁLISE DISCRETIZADA DO ESCOAMENTO
SUPERFICIAL DA ÁGUA DE CHUVA

Trabalho de conclusão apresentado ao
Programa de Mestrado Profissional em
Inovação Tecnológica da Universidade Federal
do Triângulo Mineiro, como requisito para
obtenção do título de mestre.

Uberaba, 31 de maio de 2019

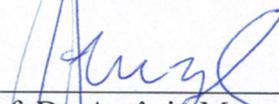
Banca Examinadora:



Prof. Dr. Luiz Fernando Resende dos Santos Anjo
Orientador – UFTM



Prof. Dr. Wagner Roberto Batista
Membro Titular – UFTM



Prof. Dr. Antônio Manuel Batista da Silva
Membro titular – UNIUBE

À memória de meu grande amigo e avô João Teixeira, exemplo de dedicação, perseverança, sabedoria e educação. Grande incentivador dos meus estudos e companheiro de todas as conquistas

AGRADECIMENTO

Primeiramente agradeço à Deus por todas oportunidades que me foram dadas. Aos meus pais, Isabel e Ézio, pela dedicação e esforço ao longo de toda a minha vida, assim como meus irmãos. Ao meu avô João pelo incentivo e interesse em meus estudos. À minha noiva Aline Batista Dias Santos pela força, carinho, compreensão e companheirismo de sempre. Aos meus colegas e amigos, principalmente, Bruno e Lourenço, que estiveram ao meu lado e me auxiliaram na obtenção dos resultados. Agradeço aos meus professores pelos ensinamentos passados em toda minha experiência acadêmica, em especial, ao meu orientador, professor Dr. Luiz Fernando Resende dos Santos Anjo, que contribuiu efetivamente para realização deste trabalho.

RESUMO

É crescente, por parte dos empreendedores, a busca por projetos de drenagem urbana mais eficientes e econômicos, sendo concebidos dentro dos padrões de qualidade e da boa técnica de engenharia. Observa-se que enquanto há uma enorme evolução na elaboração e fluxo de trabalho de projetos de edificações, os projetos de drenagem pluvial ainda não possuem uma normatização específica e verifica-se uma gama de metodologias adotadas por diversos autores. Diante disto, uma análise mais profunda sobre o cálculo torna-se necessária para a melhoria do sistema como um todo. A proposta de metodologia para cálculo da microdrenagem urbana a partir de análise discretizada do escoamento superficial da água de chuva demonstrou que é possível, através de um estudo mais detalhado e aprimorado, aumentar a eficiência dos dispositivos de drenagem e, conseqüentemente, reduzir os custos de implantação do sistema. Tais perspectivas, contribuem para a melhoria contínua dos processos de cálculos e dimensionamento, visando sempre trazer benefícios à sociedade e todos envolvidos.

Palavras-chave: Drenagem, escoamento superficial, projeto

ABSTRACT

It has been increasing within the entrepreneurs, the search for more efficient and economical urban drainage projects, being designed following standards of quality and outstanding engineering technique. It is noticeable that while there is a huge development on the construction projects procedure, the drainage projects did not yet have a suitable and a specific standardization and whereas in contradiction to that, a range of methodologies was adopted by several authors. Taking this into consideration, a deeper analysis of the calculation becomes necessary for the improvement of a system as a whole. The proposed methodology for calculating urban microdrainage from a detailed analysis of a rainwater runoff has shown that it is indeed possible, through a more detailed and improved study, to increase the efficiency of the drainage devices and, consequently, reduce the costs of implementation of the system. Such perspectives contribute to the continuous improvement of calculation and scaling processes, always aiming to bring benefits to society and to the enrolled professional staff.

Palavras-chave: Drainage, surface flow, project

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Impactos da urbanização na drenagem urbana.....	13
Figura 3.1 – Grandes enchentes ocorridas no ano de 2019 nas cidades de São Paulo (SP) e Rio de Janeiro (RJ).....	17
Figura 3.2 – Gradiente de vazão proposto para análise do escoamento superficial	24
Figura 3.3 – Discretização de seções ao longo da extensão da via analisada.....	24
Figura 3.4 – Esquema de alagamento na via de tráfego	26
Figura 3.5 - Esquema de seção composta de escoamento	27
Figura 3.6 - Variação de vazão na sarjeta em função do ângulo θ para diferentes alturas de lâmina d'água	29
Figura 3.7 – Gráfico do Fator de Redução em função da declividade	30
Figura 3.8 - Classificação dos tipos dos dispositivos de captação do tipo bocas-de-lobo	31
Figura 3.9 – Situações de locação bocas-de-lobo.....	35
Figura 3.10 – Esquema de distância entre bocas-de-lobo	37
Figura 3.11 – Divisão das microbacias de contribuição em modelo de estudo.....	40
Figura 3.12 - Caracterização do modelo de cálculo de drenagem pluvial e representação na forma de diagrama unifilar	41
Figura 3.13 – Características geométricas do conduto livre de seção circular.....	42
Figura 4.1 – Divisão do modelo de dimensionamento pluvial.....	44
Figura 4.2 – Traçado tradicional para obtenção das microbacias de contribuição considerando a rua como elemento de verificação	45
Figura 4.3 – Traçado tradicional para obtenção das microbacias de contribuição considerando uma maior discretização delas e a sarjeta como elemento de verificação.....	46
Figura 4.4 – Exemplo de verificação do escoamento superficial sobre a sarjeta	49
Figura 4.5 – Fator de redução do escoamento sobre a sarjeta proposto	50
Figura 5.1 – Planta de situação do Empreendimento 1 na cidade de Tatuí/SP	55
Figura 5.2 – Microbacias de contribuição para o Empreendimento 01	56
Figura 5.3 – Malha de escoamento para o Empreendimento 01	56

Figura 5.4 – Dispositivo de lançamento do tipo ‘Bacia de Dissipação por impacto’	57
Figura 5.5 – Comparativo de custos das tubulações dos projetos do Empreendimento 01.....	59
Figura 5.6 – Comparativo de custos dos dispositivos complementares dos projetos do Empreendimento 01.....	60
Figura 5.7 – Composição da economia gerada para o Empreendimento 01	61
Figura 5.8 – Traçado urbanístico do loteamento do Empreendimento 02.....	62
Figura 5.9 – Microbacias e malha de escoamento para o Empreendimento 02.	63
Figura 5.10 - Comparativo de custos das tubulações dos projetos do Empreendimento 02. ...	66
Figura 5.11 - Comparativo de custos dos dispositivos complementares dos projetos do Empreendimento 02.....	66
Figura 5.12 – Composição da economia gerada para o Empreendimento 02	67
Figura 5.13 – Projeto urbanístico do Empreendimento 03	68
Figura 5.14 – Microbacias de contribuição para o Empreendimento 03	69
Figura 5.15 - Comparativo de custos das tubulações dos projetos do Empreendimento 02. ...	71
Figura 5.16 - Comparativo de custos dos dispositivos complementares dos projetos do Empreendimento 03.....	72
Figura 5.17 – Composição da economia gerada para o Empreendimento 03	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores de Coeficiente de Escoamento para superfícies livres	19
Tabela 3.2 – Coeficiente de Escoamento Superficial para $T_r = 10$ anos.....	20
Tabela 3.3 - Coeficientes de escoamento superficial (C) em função da ocupação	20
Tabela 3.4 - Períodos de retorno propostos para projetos de drenagem urbana.....	22
Tabela 3.5 – Risco em função da vida útil e do período de retorno	23
Tabela 3.6 - Classificação das ruas em relação à inundação máxima permitida.....	27
Tabela 3.7 - Valores do coeficiente de rugosidade da superfície, segundo Manning	28
Tabela 3.8 – Comparação de capacidade de condução – Manning x Izzard.....	28
Tabela 3.9 – Fatores de Redução de Escoamento das Sarjetas	30
Tabela 3.10 – Estudo da bibliografia acerca da capacidade e operação dos diversos tipos de bocas-de-lobo.....	32
Tabela 3.11 – Entidades gráficas utilizadas no algoritmo do EPASWMM	38
Tabela 3.12 – Parâmetros utilizados em canais e/ou seção circular das galerias de águas pluviais	43
Tabela 4.1 – Base de custos para materiais e mão de obra considerada em construtora de Uberaba/MG.....	54
Tabela 5.1 – Previsão de máximas intensidades de chuva para Tatuí/SP	57
Tabela 5.2 – Parâmetros iniciais de projeto para o Empreendimento 01	58
Tabela 5.3 – Comparativo do quantitativo de tubulações para o Empreendimento 01	58
Tabela 5.4 – Comparativo do quantitativo de bocas-de-lobo para o Empreendimento 01	58
Tabela 5.5 – Comparativo do quantitativo de poços de visita e terminais de lançamento para o Empreendimento 01.....	59
Tabela 5.6 – Economia prevista para o Empreendimento 01	60
Tabela 5.7 - Constantes para Equação de Chuva da cidade de Sorocaba/SP	64
Tabela 5.8 – Parâmetros iniciais de projeto para o Empreendimento 02	64
Tabela 5.9 – Comparativo do quantitativo de tubulações para o Empreendimento 02	65

Tabela 5.10 –Comparativo do quantitativo de bocas-de-lobo para o Empreendimento 02	65
Tabela 5.11 –Comparativo do quantitativo de poços de visita e terminais de lançamento para o Empreendimento 02.....	66
Tabela 5.12 – Economia prevista para o Empreendimento 02	67
Tabela 5.13 – Parâmetros iniciais de projeto para o Empreendimento 03	70
Tabela 5.14– Comparativo do quantitativo de tubulações para o Empreendimento 03	70
Tabela 5.15 – Comparativo do quantitativo de bocas-de-lobo para o Empreendimento 03	70
Tabela 5.16 – Comparativo do quantitativo de bocas-de-lobo para o Empreendimento 03	71
Tabela 5.17 – Economia prevista para o Empreendimento 01	72

SUMÁRIO

RESUMO

ABSTRACT

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

1 INTRODUÇÃO	13
2 OBJETIVO DO TRABALHO.....	15
2.1 OBJETIVO GERAL.....	15
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
3.1 DRENAGEM URBANA.....	15
3.2 DIMENSIONAMENTO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL NO ÂMBITO DA MICRODRENAGEM	17
3.2.1 Estimativa de Vazão	18
3.2.1.1 Coeficiente de escoamento (C).....	19
3.2.1.2 Precipitação Máxima de Projeto.....	21
3.2.2 Análise do Escoamento Superficial.....	23
3.2.2.1 Escoamento sobre a Sarjeta	25
3.2.2.2 Bocas de lobo	31
3.3 ESTUDOS DE MODELAGEM DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA MICRODRENAGEM	37
3.4 ESCOAMENTO SUBTERRÂNEO NAS GALERIAS	41
4 MODELO PROPOSTO	44
4.1 DETERMINAÇÃO DAS MICROBACIAS DE CONTRIBUIÇÃO.....	45
4.2 ANÁLISE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL POR MEIO DE MALHA DE ESCOAMENTO.....	47
4.2.1. Escoamento Superficial.....	48

4.2.1.1. Escoamento superficial sobre as sarjetas.....	48
4.3 VERIFICAÇÃO DA ECONOMIA DO MODELO	53
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	55
5.1 EMPREENDIMENTO 1 – LOTEAMENTO URBANO NA CIDADE DE TATUÍ/SP ...	55
5.2 EMPREENDIMENTO 2 – LOTEAMENTO URBANO NA CIDADE DE MAIRINQUE/SP.....	61
5.3 EMPREENDIMENTO 3 – LOTEAMENTO URBANO NA CIDADE DE NOVA ANDRADINA/MS	68
6 CONCLUSÕES.....	74
REFERÊNCIAS	76

ANEXO A

A.1 - FLUXOGRAMA DE UM PROJETO DE MICRODRENAGEM (FUCHS, 2011)

ANEXO B

B.1 - MODELO DE PLANILHA UTILIZADA PARA CÁLCULO DO ESCOAMENTO
SUPERFICIAL

ANEXO C

C.1 – PROJETO ORIGINAL – EMPREENDIMENTO 01

C.2 – PROJETO PROPOSTO – EMPREENDIMENTO 01

ANEXO D

D.1 – PROJETO ORIGINAL – EMPREENDIMENTO 02

D.2 – PROJETO PROPOSTO – EMPREENDIMENTO 02

ANEXO E

E.1 – PROJETO ORIGINAL – EMPREENDIMENTO 03

E.2 – PROJETO PROPOSTO – EMPREENDIMENTO 03

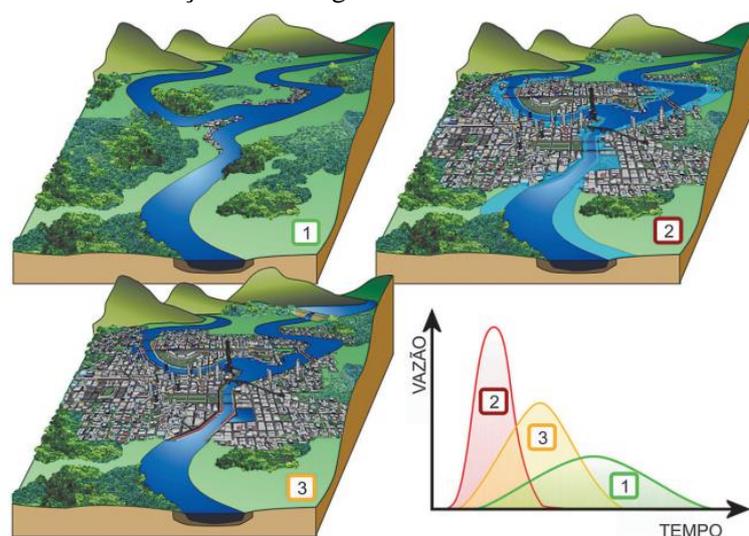
1 INTRODUÇÃO

A água tem um importante fator social e histórico, uma vez que foi primordial para o surgimento das primeiras cidades, quando as civilizações passaram a viver de forma sedentária, buscando ocupar regiões próximas aos rios, de terras férteis e com disponibilidade de água para a população, animais e agricultura. Uma vez estabelecidas, de forma permanente nestas regiões próximas aos cursos d'água, estas civilizações passaram a se preocupar com as inundações decorrentes do aumento do volume dos rios em épocas de chuva.

Segundo Paula (2013), ao observar os registros de obras de infraestrutura na Antiguidade, conclui-se que os povos que pontificaram na Terra nos anos antes de Cristo, ou pelo menos alguns deles, já tinham preocupações com a drenagem. Relatos históricos a respeito da civilização da Mesopotâmia, talvez a de maior destaque neste período da História, apresentam a construção de uma espécie de sarjetas e sumidouros para a coleta de águas de superfície e encaminhamento para os coletores.

A consolidação das aglomerações urbanas e formação das grandes cidades, principalmente de forma intensa e desordenada, causa um aumento considerável na impermeabilização do solo, alterando-se, então, as condições naturais de escoamento, o que resulta em picos de vazões e inundações da várzea do curso d'água, agora já ocupada pela população.

Figura 1.1 – Impactos da urbanização na drenagem urbana.



Fonte: SMDU (2012)

- (1) Várzeas de inundações desocupadas.
- (2) Inundações causadas pelo aumento da impermeabilização do solo.
- (3) Controle das inundações por meio de sistemas de drenagem pluvial.

Como pode ser visto na Figura 1.01, no primeiro cenário, em várzeas de inundação desocupadas, tem-se um escoamento superficial com um pico de vazão menor que se dispersa durante um espaço de tempo maior, enquanto que no cenário 02, com o aumento da impermeabilização, o pico de vazão torna-se maior e um escoamento com maior velocidade. Por meio de dispositivos de drenagem (cenário 03), é possível amenizar o pico de vazão e menor velocidade.

Neste histórico, as obras de drenagem, até então destinadas apenas a proteger a população ribeirinha e as plantações, passaram a desempenhar, de forma geral, um papel importantíssimo nas condições de habitabilidade, mobilidade e promoção da saúde pública.

Ao longo do tempo, metodologias foram propostas e aperfeiçoadas no desenvolvimento de dispositivos com a função de otimizar o manejo das águas pluviais de forma eficaz e sustentável. No entanto, apesar do custo oneroso de implantação destas obras, é rotineiro os eventos de enchentes, inundações e ineficácia dos sistemas de drenagem nos centros urbanos, causando diversos prejuízos à sociedade e aos órgãos governamentais. Tal divergência, atribuída constantemente à falta de políticas públicas, também pode ser atribuída à uma falta de padronização, normatização e melhoria no desenvolvimento dos projetos.

Atualmente, com o desenvolvimento de programas computacionais cada vez mais elaborados, observa-se um enorme avanço da tecnologia no apoio ao projetista e aos demais envolvidos na concepção dos mais diversos projetos de engenharia, mitigando eventuais incompatibilidades e otimizando os resultados, com o máximo de eficiência e um custo adequado. Enquanto vimos, por exemplo, a ascensão do conceito BIM (tradução de Modelagem da Informação da Construção) no auxílio às principais disciplinas prediais, observamos um avanço bem ameno nas otimizações de projeto de infraestrutura.

Com base no exposto, a proposta de otimização através de um modelo mais discretizado para o dimensionamento de sistemas de microdrenagem urbana, busca, através de um estudo mais minucioso das condições de escoamento, desenvolver um roteiro de cálculo mais preciso e que aproveite com maior eficiência os elementos, concebendo um sistema que alie de melhor forma a eficácia e os custos envolvidos de implantação, bem como, servir de base para a elaboração de um modelo computacional.

Tais perspectivas, contribuem para a melhoria contínua dos processos de cálculos e dimensionamento de projeto, promovendo o conceito de boa prática de engenharia, e visando sempre trazer benefícios à sociedade e todos envolvidos.

2 OBJETIVO DO TRABALHO

2.1 OBJETIVO GERAL

Propor uma metodologia de cálculo de sistemas de drenagem pluvial, com melhoria na análise do escoamento superficial, através de uma maior discretização das bacias de contribuição e locação mais eficiente dos elementos que compõem o sistema, identificando as principais diferenças com os modelos mais tradicionais e os impactos gerados, visando conceber um sistema mais eficaz e capaz de gerar economia aos envolvidos.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Propor metodologia de cálculo com a função de otimizar a observação do escoamento superficial, e conseqüentemente, a locação mais eficiente dos dispositivos de captação (bocas-de-lobo);
- Comparar as divergências do roteiro, parâmetros e resultados obtidos entre o modelo proposto e os métodos mais tradicionais, observando os custos envolvidos;
- Conceber uma rotina de raciocínio para futura elaboração de programa computacional, visando a otimização e automação do modelo proposto;

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 DRENAGEM URBANA

No âmbito da Lei Federal Nº 11.445, de 05 de janeiro de 2007, que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico no Brasil, a drenagem e manejo de águas pluviais são constituídos pelas atividades, pela infraestrutura e pelas instalações operacionais de drenagem de águas pluviais, de transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas, contempladas a limpeza e a fiscalização preventiva das redes. (BRASIL, 2007)

De forma mais resumida, Porto *et al.* (1993) definem a drenagem urbana como um conjunto de medidas com o objetivo de minimizar os riscos e diminuir os prejuízos causados pelas inundações, possibilitando, desta forma, um desenvolvimento urbano harmônico, articulado e sustentável.

Tominaga (2013) ressalta que diferentemente de outras disciplinas sanitárias, o escoamento das águas pluviais acontece existindo ou não um sistema de drenagem adequado, com isso, a inexistência ou até mesmo a má concepção deste, fará com que as águas da chuva se acumulem ou escoem pelas superfícies urbanas, ocasionando as inundações, alagamentos e enxurradas.

É lógico, segundo Fátima (2013), que um sistema de drenagem urbana adequado não significa que tenha condições de absorver enchentes extraordinárias, fora da normalidade, mas se as obras são feitas dentro das técnicas, levando em consideração o tempo de retorno, dimensionamento dos elementos que compõem o sistema, elementos compatíveis com os grandes eventos, as consequências seriam em menor proporção.

Os mecanismos estruturais componentes da drenagem urbana tradicional são subdivididos em duas grandes categorias, a **microdrenagem** e a **macrodrenagem**. A primeira é a responsável pelo escoamento superficial, pela coleta e concentração dos escoamentos nas vias públicas, em sarjetas e em condutos até atingirem as redes de macrodrenagem. Estas, por sua vez, são responsáveis pelo transporte e lançamento dos escoamentos pluviais nos corpos d'água, ou são intervenções nos próprios corpos hídricos. (CHRISTOFIDIS, 2010)

Para Filho e Costa (2012), a importância de tais sistemas talvez não se apresente de forma clara, contudo são peças fundamentais no planejamento urbano e são responsáveis diretamente pela sustentabilidade do ambiente urbano frente às adversidades da natureza como as tormentas.

Para SMDU (2012), a microdrenagem pode ser entendida como a entrada do sistema de drenagem das bacias urbanas. Sendo tal, constituída por estruturas de captação e condução de águas pluviais que chegam aos elementos viários como ruas, praças e avenidas, e provenientes não apenas da precipitação direta sobre eles, mas também das captações existentes nas edificações e lotes lindeiros.

Conforme a análise realizada por Chrisofidis (2010), os métodos de cálculo e dimensionamentos de redes urbanas de drenagem tradicional são limitados, porém continuam a serem adotados em diversos locais do país. As premissas utilizadas passam a acarretar impactos de elevada intensidade no meio ambiente e nos ecossistemas.

Essa limitação pode ser notada em diversos eventos de enchentes urbanas que vêm sendo recorrentes nas grandes metrópoles do país, como demonstrado na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Grandes enchentes ocorridas no ano de 2019 nas cidades de São Paulo (SP) e Rio de Janeiro (RJ)



Fonte: Adaptado de Folha de São Paulo (2019a, 2019b)

Ainda segundo o autor, a falta de pessoal técnico especializado, a existência de estruturas político administrativas inadequadas, o desconhecimento da dinâmica das enchentes, e as falhas dos programas de educação ambiental no trato de tais aspectos junto a população, são os principais fatores que influenciam significativamente as decisões que persistem e que levam à implantação da drenagem urbana sob o modelo tradicional.

3.2 DIMENSIONAMENTO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL NO ÂMBITO DA MICRODRENAGEM

O dimensionamento da microdrenagem pode ser definido em duas fases complementares, sendo a primeira a estimativa da vazão de cálculo com base na precipitação através do Método Racional, e posteriormente, a verificação hidráulica dos demais componentes do sistema através da equação de Manning. De forma resumida no **Anexo A**, Fuchs (2011) demonstra através de um fluxograma o roteiro de cálculo de cálculo tradicional da microdrenagem.

3.2.1 Estimativa de Vazão

A vazão máxima pode ser estimada com base na precipitação por métodos que representam os principais processos de transformação da precipitação em vazão. No caso de bacias que não apresentam complexidade e com pequena área de drenagem, a vazão é usualmente determinada pelo Método Racional (VIEIRA, 2015).

A literatura, em sua maioria, como Tucci (2000), Linsley & Franzini (1964), Pinto *et al.* (1973) e Guimarães (2009), define a aplicabilidade do método racional em bacias de até 2 km² e, eventualmente, 5 km². Aplicados adequadamente em regiões dentro desta faixa de operação, o método fornece resultados satisfatórios, pois assim é possível garantir o atendimento às premissas definidas em diversos estudos e manuais de drenagem, como Tucci e Genz (1995), Christofidis, (2010), SMDU (2012) e SUDERHSA (2002).

- a) A duração da precipitação máxima de projeto é igual ao tempo de concentração da bacia. Admite-se que a bacia é pequena para que essa condição aconteça, pois, a duração é inversamente proporcional à intensidade.
- b) Adota-se um coeficiente único de perdas, denominado C, estimado com base nas características da bacia.
- c) Não avalia o volume da cheia e a distribuição temporal das vazões.

Com base no exposto, o Método Racional é expresso pela Equação 3.1.

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \quad (3.1)$$

onde

Q – vazão máxima (m³/s)

C – Coeficiente C (Runnoff)

i – intensidade pluviométrica (mm/h)

A – Área de contribuição (ha)

“A obtenção da vazão de projeto passa pela análise criteriosa do escoamento superficial, que inclui a determinação da vazão de pico, o volume, e a forma do hidrograma bem como o período de retorno associado a estes valores. Este problema constitui um dos mais importantes fatores de sucesso de um projeto de drenagem urbana. Erros cometidos nessa fase poderão introduzir incoerências graves no planejamento das intervenções na bacia e acarretarão obras sub ou superdimensionadas.”

(SMDU, 2012)

3.2.1.1 Coeficiente de escoamento (C)

Segundo Christofidis (2010), o coeficiente de escoamento determina uma relação entre a quantidade de água que precipita e a que escoar em uma área com um determinado tipo de cobertura de solo. Quanto mais impermeável for a cobertura do solo, maior será esse coeficiente.

O coeficiente de escoamento superficial considera vários fatores físicos da bacia hidrográfica, como o grau de impermeabilização da região, o tipo de solo e sua ocupação, a intensidade da chuva incidente na bacia, entre outros. Para maior facilidade de uso, este coeficiente foi convencionado de acordo com o tipo de utilização do solo (PORTO, 1995).

No entanto, ainda existe uma pluralidade no conceito de escolha do coeficiente mais adequado para o dimensionamento das obras do sistema de drenagem pluvial. SUDERHSA (2002) define valores e faixa de variação para o coeficiente com base no material da superfície (TABELA 3.1).

Tabela 3.1 – Valores de Coeficiente de Escoamento para superfícies livres

Tipo de Superfície	Valor Recomendado	Faixa de Variação
Concreto, asfalto e telhado	0,95	0,90 - 0,95
Paralelepípedo	0,70	0,58 - 0,81
Bloquetes	0,78	0,70 - 0,89
Concreto e asfalto poroso	0,03	0,02 - 0,05
Solo compactado	0,66	0,59 - 0,79
Matos, parques e campos de esporte	0,10	0,05 - 0,20
Gramma solo arenoso	0,10	0,08 - 0,18
Gramma solo Argiloso	0,20	0,15 - 0,30

Fonte: SUDERHSA (2002)

Considerando a aplicação em obras urbanas e a heterogeneidade de materiais presentes, torna-se dispendioso a definição adequada de um valor do coeficiente de escoamento. Com isso, Porto (1995) propõe os valores de C com base no tipo de ocupação do solo, conforme Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Coeficiente de Escoamento Superficial para $T_r = 10$ anos

Ocupação do Solo	C
EDIFICAÇÃO MUITO DENSA: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSA: Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70
EDIFICAÇÃO COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
EDIFICAÇÃO COM MUITAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas, mas com muitas áreas verdes	0,25 a 0,50
SUBÚRBIOS COM ALGUMA EDIFICAÇÃO: Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

Fonte: Porto (1995)

Seguindo a mesma linha, ASCE (1969) apresenta também algumas faixas de valores para o coeficiente C (TABELA 3.3).

Tabela 3.3 - Coeficientes de escoamento superficial (C) em função da ocupação

Ocupação	C	Ocupação	C
Área Comercial		Área Industrial	
Central	0,70 a 0,90	Indústrias leves	0,50 a 0,80
Bairros	0,50 a 0,70	Indústrias pesadas	0,60 a 0,90
Área Residencial		Parques e cemitérios	0,10 a 0,25
Residências isoladas	0,30 a 0,50	Praças	0,20 a 0,35
Unid. múltiplas, separadas	0,40 a 0,60	Pátios Ferroviários	0,20 a 0,40
Unidades múltiplas, conjugadas	0,60 a 0,75	Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30
Lotes com área maior que 2.000 m ²	0,30 a 0,45		
Áreas com apartamentos	0,50 a 0,70		

Fonte: ASCE (1969)

Os autores atentam para que a adoção de um valor de C constante em todo o cálculo é uma hipótese pouco realista e deve ser feita com cuidado.

3.2.1.2 Precipitação Máxima de Projeto

As precipitações de projeto são normalmente determinadas a partir de relações intensidade-duração-frequência (curvas IDF) das precipitações sobre a bacia contribuinte, estas podem ser expressas sob forma de tabelas ou equações, fornecendo a intensidade da precipitação para qualquer duração e período de retorno.

Para Abreu (2018), as chuvas intensas são caracterizadas a partir de três das grandezas fundamentais da chuva: intensidade, duração e frequência. A intensidade média da chuva é inversamente proporcional a sua duração, ou seja, esperam-se chuvas mais intensas quando a sua duração é menor. Para uma mesma duração de chuva, quanto maior a sua intensidade, menor será a sua frequência de ocorrência, logo, o seu período de retorno (TR) será maior.

Ainda segundo o autor, para a obtenção da equação de chuvas intensas são necessárias informações de precipitações máximas de diferentes durações. Essas precipitações irão constituir séries de dados que podem ser séries anuais ou parciais.

Referência no assunto, ainda na década de 50, Pfafstetter (1957) apresentou as curvas IDF para 98 localidades. Com o avanço da tecnologia, postos pluviométricos e melhoria na coleta de dados, inúmeros estudos foram desenvolvidos afim de caracterizar as equações de chuva das mais diversas localidades. A caracterização, de forma geral, busca encontrar os parâmetros locais de modo a obter modelos conforme Equação 3.2.

$$i_{m\acute{a}s} = \frac{k \cdot T^a}{(t + b)^c} \quad (3.2)$$

Onde:

$i_{m\acute{a}s}$ – intensidade máxima pluviométrica (mm/h)

t – tempo de duração (min)

T – Período de Retorno (anos)

k, a, b, c – Parâmetros relativos à cada localidade

Segundo SMDU (2012), é bastante disseminada no meio técnico a orientação de adotar a duração da chuva crítica igual ou próxima do tempo de concentração da bacia, porque desta forma ficaria garantido que o hidrograma atingiria o seu pico. Para durações maiores do que o tempo de concentração a intensidade da chuva tenderia a decrescer e para durações menores não haveria tempo para que toda a área da bacia contribuísse para o exutório da bacia.

SUDERHSA (2002) sugere que o tempo de duração da chuva para aplicação do método racional seja limitado a um valor mínimo de 10 min.

A escolha do período de retorno da tormenta de projeto, demonstrada na Tabela 3.4, significa a escolha de um risco aceitável para a obra desejada. Essa escolha também está associada ao custo da obra, pois um nível de segurança alto para a obra exige um custo elevado. As dificuldades existentes na escolha do período de retorno levam a escolher valores normalmente aceitos pelo meio técnico.

Tabela 3.4 - Períodos de retorno propostos para projetos de drenagem urbana

Características do sistema	Tr (anos)
Microdrenagem	2 a 10
Macrodrenagem	25 a 50
Grandes corredores de tráfegos e áreas vitais para a cidade	100
Áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícias, centros de controle de emergência, etc.	500
Quando há risco de perdas de vidas humanas	100 (mínimo)

Fonte: SUDERHSA (2002)

Essa escolha juntamente com a escolha da vazão de projeto depende dos custos relativos à suas implantações comparados com os prejuízos resultantes em caso de superação da enchente estimada no período de retorno.

A escolha do tempo de recorrência da enchente de projeto de uma obra de engenharia, conseqüentemente, a vazão a ser adotada no projeto de uma determinada obra, depende da comparação do custo para sua implantação e da perspectiva dos prejuízos resultantes da ocorrência de descargas maiores do que a de projeto, levando-se em conta que quanto maior o tempo de recorrência mais onerosa será a obra, porém os prejuízos decorrentes da insuficiência a esta vazão serão menores, resultando menores despesas de reposição ou reparos. (DNIT, 2005)

Apesar de Brito (2006) definir o Tempo de Recorrência como um parâmetro hidráulico, o mesmo o descreve em consonância com os demais autores, ao associar o aumento do tempo de retorno a um menor risco e aumento do custo da obra.

O risco adotado para um projeto define a dimensão dos investimentos envolvidos e a segurança quanto a enchentes. A análise adequada envolve um estudo de avaliação econômica e social dos impactos das enchentes para a definição dos riscos.

Conforme demonstrado na Tabela 3.5, SMDU (2012) associa o risco em função da vida útil esperada da obra e o tempo de retorno, ressaltando que, o objetivo principal das obras de microdrenagem é esgotar as vazões oriundas das chuvas mais frequentes e implicitamente se admite a ocorrência de alagamentos com frequência alta.

Tabela 3.5 – Risco em função da vida útil e do período de retorno

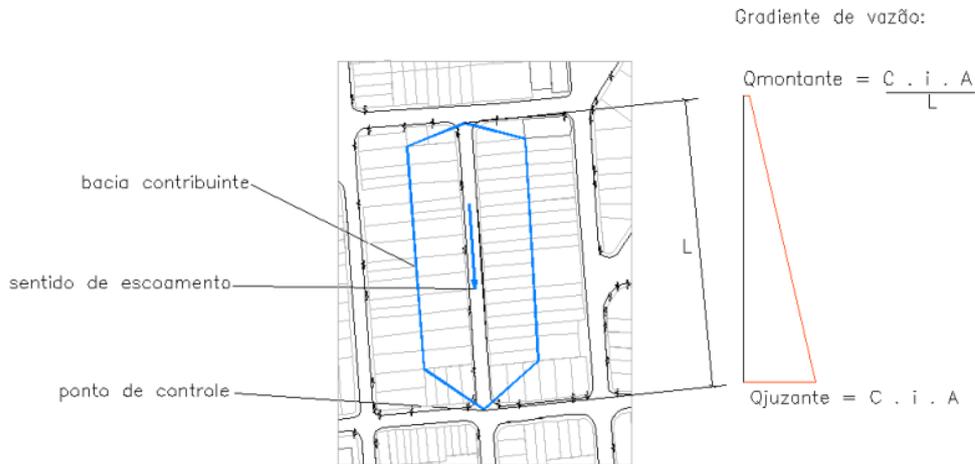
T (anos)	Vida útil da obra (anos)				
	2	5	25	50	100
2	75	97	99,9	99,9	99,9
5	36	67	99,9	99,9	99,9
10	19	41	93	99	99,9
25	25	18	64	87	98
50	40	10	40	64	87
100	2	5	22	39	63
500	0,4	1	5	9	18

Fonte: SMDU (2012)

3.2.2 Análise do Escoamento Superficial

Csobi (2011) avaliou quantitativamente os efeitos das declividades abaixo de 0,5% no escoamento superficial em vias urbanas, utilizando o leito carroçável como local para amortecimento dos picos de vazão. No modelo proposto, o estudo da propagação da onda de cheia no leito da via seguia a premissa de que a vazão de pico do método racional seria aplicada na seção típica da via, e sim, um gradiente de vazão, ou uma vazão linearmente distribuída, conforme Figura 3.2.

Figura 3.2 – Gradiente de vazão proposto para análise do escoamento superficial

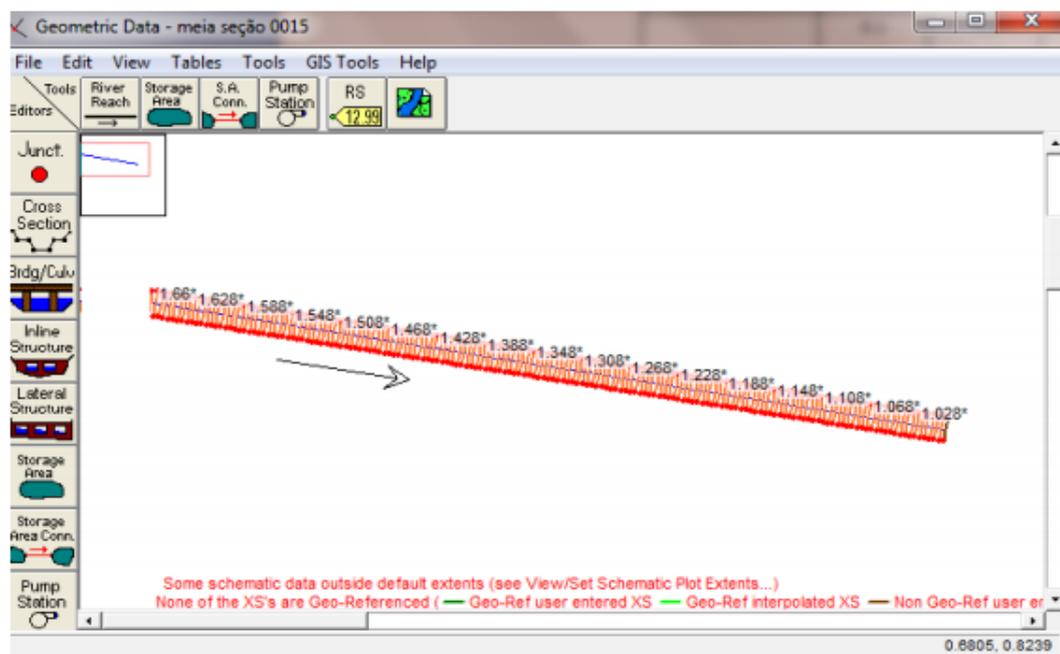


Fonte: Csobi (2011)

A autora procurou criar uma seção de estudo que abrangesse uma maior possibilidade de combinação possível entre esses elementos, com isso, adotou-se o estudo de meia seção da via, o que, deixa a largura da via como variável independente.

Todas as simulações efetuadas partiram de uma discretização do canal de escoamento através da análise de um trecho com extensão total de 500 metros, analisado por seções espaçadas a cada 2 metros (FIGURA 3.3).

Figura 3.3 – Discretização de seções ao longo da extensão da via analisada



Fonte: Csobi (2011)

Apesar da análise do escoamento superficial sobre o leito da via, a autora salienta que os componentes dos sistemas de drenagem podem ser analisados sob a perspectiva de seu funcionamento, se é adequado ou não, e da importância relativa do seu funcionamento, citando como exemplo prático as bocas-de-lobo distribuídas ao longo de uma rua, onde, de modo geral, estas são projetadas para captar toda a vazão produzida pela precipitação de projeto.

Os métodos de determinação da capacidade de engolimento dos diferentes tipos de boca-de-lobo, dependem de parâmetros relativos ao escoamento na sarjeta.

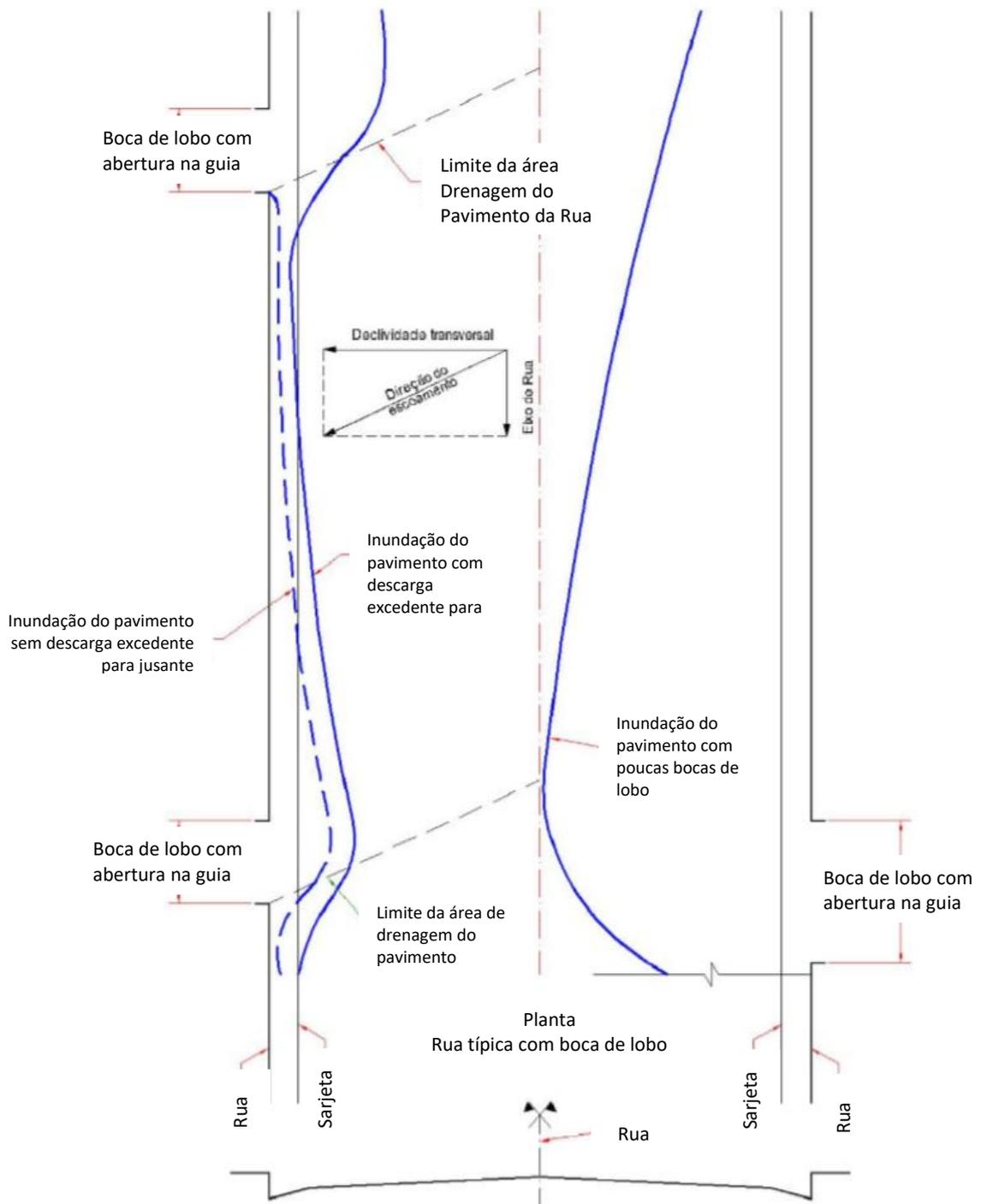
3.2.2.1 Escoamento sobre a Sarjeta

De acordo com a Norma DNIT 018 - ES (DNIT, 2006), as sarjetas são definidas como dispositivos de drenagem longitudinal construídos lateralmente às pistas de rolamento, destinados a interceptar os deflúvios dos terrenos marginais que possam comprometer a integridade dos pavimentos e segurança do tráfego, e geralmente, por razões de segurança, possuem forma triangular ou retangular.

Csobi (2011) também cita a contribuição pluvial sobre o próprio pavimento, onde a chuva que cai sobre o leito da pista escoar-se transversalmente até atingir as guias e sarjetas. Desta forma, o escoamento é zero na crista da pista, e aumenta à medida que se aproxima da guia.

A Figura 3.4 retrata o comportamento típico do escoamento superficial numa seção de via urbana, onde é possível visualizar que o comportamento do fluxo de água não ocorre apenas na sarjeta, e sim numa calha formada pela sarjeta e parte da via pavimentada.

Figura 3.4 – Esquema de alagamento na via de tráfego



Fonte: Csobi (2011)

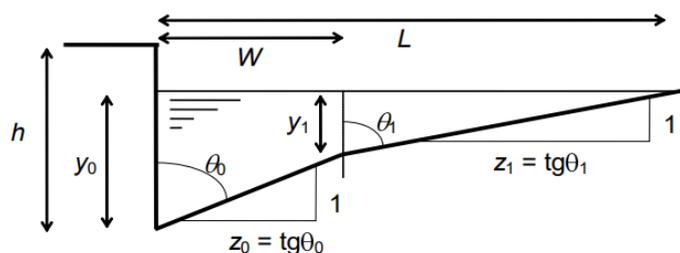
Guo (2000) traduz tal situação ao afirmar que a capacidade de escoamento das vias é dependente, em primeira instância, das características destas e limitadas pelas características de tráfego local. Usualmente, adota-se o conceito exposto na Tabela 3.6 para definição da faixa de inundação.

Tabela 3.6 - Classificação das ruas em relação à inundação máxima permitida

Classificação das ruas	Inundação máxima
Secundária	Sem transbordamento sobre a guia. O escoamento pode atingir a crista da rua.
Principal	Sem transbordamento sobre a guia. O escoamento deve preservar pelo menos uma faixa de tráfego.
Avenida	Sem transbordamento sobre a guia. O escoamento deve preservar pelo menos uma faixa de tráfego, em cada direção.
Expressa	Nenhuma inundação é permitida em qualquer faixa de trânsito.

Fonte: CETESB (1986)

Figura 3.5 - Esquema de seção composta de escoamento



Fonte: Adaptado de Barreiro (1997)

Considerando-se um canal de escoamento livre, a verificação da vazão máxima da sarjeta, como a demonstrada na Figura 3.5, pode ser simplesmente calculada em pela Fórmula de Manning (EQ. 3.3).

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot A \cdot \sqrt{I} \quad (3.3)$$

Onde:

Q – vazão máxima escoada pela sarjeta (m³/s)

n – coeficiente de Manning, conforme Tabela 3.7 (adimensional)

R_H – Raio Hidráulico da seção de escoamento (m)

A – Área da seção de escoamento (m²)

I – Inclinação longitudinal da sarjeta (m/m)

No entanto, Izzard (1946) confirmou que a possibilidade de emprego desta relação na estimativa das vazões possui resultados satisfatórios desde que se despreze a parcela de

perímetro molhado correspondente a face da guia, desta forma, propôs uma modelagem baseada em uma seção simples (EQ. 3.4), possível de ser aplicada em seções compostas através de combinações de seções.

$$Q = 0,375 \cdot z \cdot \frac{\sqrt{I}}{n} \cdot y_o^{\frac{8}{3}} \quad (3.4)$$

Onde:

Z – inverso da declividade transversal

y_o – profundidade junto à linha de fundo (m)

Tabela 3.7 - Valores do coeficiente de rugosidade da superfície, segundo Manning

Tipo de Superfície	Coeficiente
Sarjeta de concreto, bom acabamento	0,012
Pavimento de asfalto	
- <i>Textura lisa</i>	0,013
- <i>Textura áspera</i>	0,016
Sarjeta de concreto com acabamento de asfalto	
- <i>Textura lisa</i>	0,013
- <i>Textura áspera</i>	0,014
Pavimento de Concreto	
- <i>Acabamento com desempenadeira</i>	0,014
- <i>Acabamento manual liso</i>	0,016
- <i>Acabamento manual áspero</i>	0,020

Fonte: Adaptado de Barreiro (1997)

Analisando as duas equações, Fattori e Benetti (2000) observaram que os valores das capacidades de escoamento calculadas pelas duas metodologias apresentam uma diferença de 31,5%, onde as diferenças absolutas aumentam com o incremento das declividades, conforme demonstrado na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Comparação de capacidade de condução – Manning x Izzard

Declividade (%)	Q (l/s)	Q - Izzard (l/s)	Diferença (l/s)	Diferença (%)
1	75,5	99,3	23,8	31,5
2	6,7	140,4	133,7	31,5
3	130,7	171,9	41,2	31,5
4	150,1	198,5	48,4	31,5
5	168,8	221,9	53,1	31,5
6	184,9	243,1	58,2	31,5
7	199,7	262,6	62,9	31,5
8	213,5	280,7	67,2	31,5
9	226,4	297,8	71,4	31,5

Tabela 3.8 – Comparação de capacidade de condução – Manning x Izzard (continuação)

Declividade (%)	Q (l/s)	Q - Izzard (l/s)	Diferença (l/s)	Diferença (%)
10	238,7	313,9	75,2	31,5
11	250,3	329,2	78,9	31,5
12	261,4	343,8	82,4	31,5
13	272,1	357,9	85,8	31,5
14	282,4	371,4	89	31,5
15	292,3	384,4	92,1	31,5

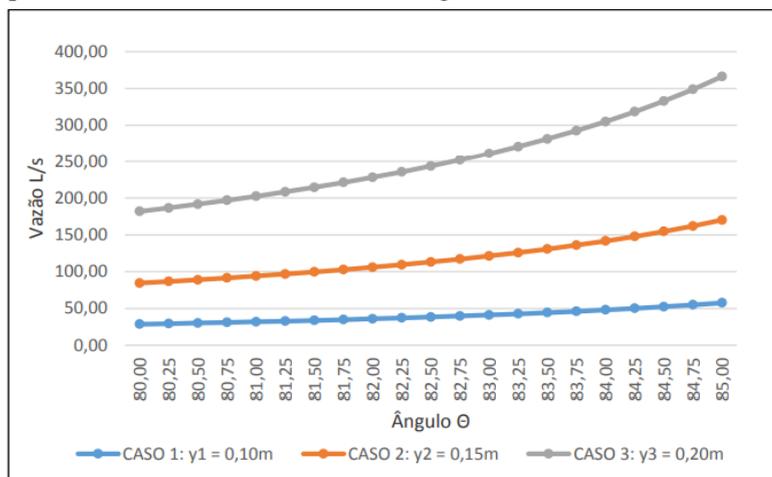
Fonte: Fattori *et al.* (2000)

Testes efetuados por Coelho e Lima (2011) sobre a eficiência hidráulica de bocas de lobo situadas em sarjetas de greide contínuo também indicaram que a equação de Manning produz melhores resultados que a de Izzard para determinação da vazão escoada na sarjeta.

Ainda sobre a seção das sarjetas, Pinto e Junior (2017) simularam o comportamento da variação de diversos fatores envolvidos no cálculo de microdrenagem. Em um destes casos, concluiu-se que o comportamento exponencial das curvas ($Q \times \theta$) varia segundo o formato tipo da seção da sarjeta, desta maneira quanto maior for o ângulo formado entre a declividade transversal e a linha de fundo, maior será a vazão suportada pela sarjeta.

Os autores recomendam a variação do ângulo θ foi limitada ao intervalo $80 \leq \theta \leq 89$ uma vez que, como pode ser observado no gráfico da Figura 3.6, para ângulos menores que 80° os valores são praticamente constantes, em contrapartida os valores para ângulos maiores que 89° tendem ao infinito

Figura 3.6 - Variação de vazão na sarjeta em função do ângulo θ para diferentes alturas de lâmina d'água



Fonte: Pinto e Junior (2017)

Segundo Wilken (1978), na estimativa da capacidade de vazão de uma sarjeta, devem ser consideradas as velocidades mínimas e máximas com que as águas pluviais escoam, uma vez que, velocidades próximas de 0,5 m/s podem ocasionar a formação de depósitos de material sólido e alterar a seção do canal, além de provocar mau cheiro por deterioração da matéria orgânica assoreada, enquanto que valores de velocidade próximos ou superiores de 4,5 m/s, podem ocasionar erosão e desgaste da superfície de pavimentos.

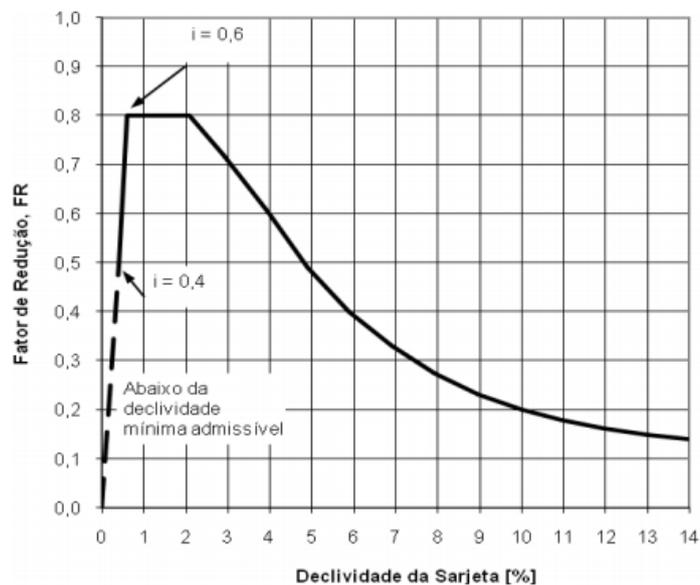
Em função da incerteza sobre as condições das sarjetas durante os eventos de precipitação e seu desgaste em declividades acentuadas, diversos manuais recomendam o uso de um fator de redução na vazão calculada pelo método de Izzard, a fim de aproximar o resultado teórico das limitações existentes nos casos reais, demonstrados na Tabela 3.9 e Figura 3.7.

Tabela 3.9 – Fatores de Redução de Escoamento das Sarjetas

Declividade da Sarjeta (%)	0,4	1-3	5	6	8	10
Fator de Redução	0,50	0,80	0,50	0,40	0,27	0,20

Fonte: DAEE (1980)

Figura 3.7 – Gráfico do Fator de Redução em função da declividade



Fonte: Adaptado de Fuchs (2011)

Uma vez conhecida as condições máximas do escoamento das sarjetas ao longo do empreendimento, sempre que estas forem superadas pelas vazões afluentes, é necessária a instalação de dispositivos para captação deste fluxo d'água.

3.2.2.2 Bocas de lobo

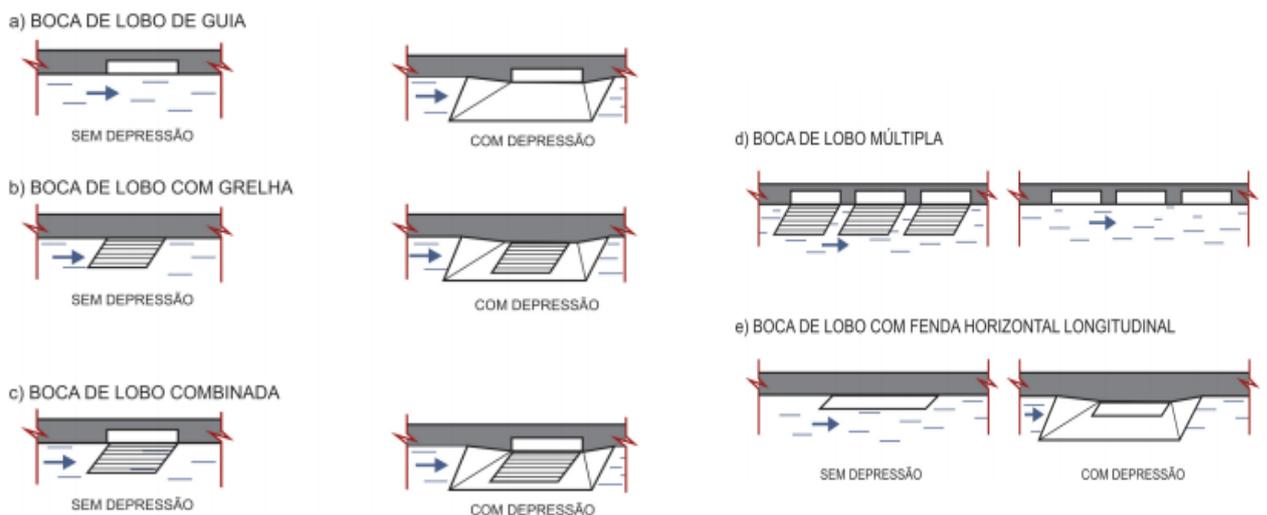
Segundo Lima & Coelho (2011), nos sistemas de drenagem urbana, as bocas de lobo são responsáveis pela captação das águas que escoam pelas sarjetas, conectando esses dispositivos de drenagem superficial à rede de galerias subterrâneas. Assim, para se ter um projeto adequado do sistema de drenagem é imprescindível o domínio teórico e prático das partes constituintes desse sistema.

Conforme apresentado por SMDU (2012) na Figura 3.8, basicamente existem quatro tipos de bocas de lobo

- 1) Boca de lobo simples;
- 2) Boca de lobo com grelha;
- 3) Boca de lobo combinada;
- 4) Boca de lobo múltipla.

Todos estes tipos podem ainda ser utilizados com ou sem depressão, no meio da sarjeta ou nos seus pontos baixos.

Figura 3.8 - Classificação dos tipos dos dispositivos de captação do tipo bocas-de-lobo



Fonte: SMDU (2012)

Segundo Coelho e Lima (2011), apesar da importância da boca de lobo na dinâmica do funcionamento da microdrenagem, os estudos e pesquisas realizados sobre o tema, ainda não contemplam satisfatoriamente todas as situações de operação dessa estrutura hidráulica. A Tabela 3.10 descreve alguns estudos desenvolvidos referentes à capacidade e operação das bocas de lobo, apresentado por estes autores, Barreiro (1997) e Montez (2015).

Tabela 3.10 – Estudo da bibliografia acerca da capacidade e operação dos diversos tipos de bocas-de-lobo

Autores	Estudo
Eastwood (1946)	Mais antigo trabalho sobre bocas-de-lobo. Avaliou o comportamento de orifícios durante a captação de água.
Johns Hopkins University (1956)	Publicou relatório “The Design of Storm-Water Inlets”, que contém dados relativos ao comportamento hidráulico de bocas-de-lobo com abertura na guia, com grade na sarjeta, e combinada com abertura na guia associada à grade na sarjeta, com e sem depressão nas sarjetas. Concebendo uma equação útil para médias declividades e pequenas vazões.
Forbes (1976)	Relatou resultados obtidos durante estudos teóricos sobre um método numérico para estimativa da eficiência da boca-de-lobo com abertura na guia.
CETESB (1979)	Manual de projeto que estabelece, de forma geral, critérios para elaboração de projetos de microdrenagem urbana. Útil para identificação e classificação de elementos componentes do processo de drenagem, e para a descrição de interferências geradas entre a drenagem das ruas e tráfegos de veículos e pedestres.
CETESB (1983)	Concluiu que as bocas-de-lobo com depressão captam mais água a medida em que aumenta a vazão na sarjeta. Deste modo, as bocas-de-lobo utilizadas com depressão na sarjeta são mais indicadas que as bocas-de-lobo sem depressão. Há ainda melhores resultados quando se trata de rua com declividade longitudinal acentuada ($I > 7\%$), com capacidade de captação aproximadamente 25% maior.
FHWA (1984)	Estudos sobre modelos em escalas reduzidas fundamentos em análise de protótipos reais simularam vazões através de bocas-de-lobo. Tais estudos possibilitaram verificar a segurança e a eficiência de diversos tipos de grades no esgotamento das águas superficiais.
Li, Geyer e Benton (1951)	Desenvolveram uma pesquisa em modelo reduzido de bocas-de-lobo com grelha na sarjeta sem depressão. A declividade longitudinal variou entre 0,5% e 6%, enquanto que a transversal variou de 8 a 50% e cada par de declividades longitudinal e transversal foi testado com diferentes valores de vazão e de comprimento da boca-de-lobo. A partir daí concebeu-se um modelo matemático para o cálculo desse tipo de aparelho.

Tabela 3.10 – Estudo da bibliografia acerca da capacidade e operação dos diversos tipos de bocas-de-lobo (Continuação)

Autores	Estudo
Li, Sorteberg e Geyer (1951)	Pesquisaram também sobre bocas-de-lobo com abertura na guia, com e sem depressão na sarjeta. Com o mesmo modelo de sarjeta construído para a pesquisa descrita acima. Na maioria dos casos observados verificou-se que o fluxo que passa direto pela boca-de-lobo é cerca de 20% do total para a sarjeta com depressão e 40% do fluxo total para as sarjetas sem depressão.
Li, Goodell e Geyer (1954)	Estudaram também em modelo reduzido de escala 1:3 bocas-de-lobo combinadas (grelha mais abertura na guia) e com depressão na sarjeta. Como resultado, foi desenvolvido um método para cálculo da capacidade hidráulica deste tipo de boca-de-lobo. Elaboraram um trabalho com considerações teóricas comparando-se o desempenho dos diversos tipos de boca-de-lobo pesquisados: a) A boca-de-lobo combinada e com depressão é a mais eficiente, observando que a grelha deve ter apenas barras longitudinais; b) Não sendo permitidas depressões na sarjeta, bocas-de-lobo com grelhas ou combinadas são preferíveis para ruas com declividades longitudinais menores que 5%. c) Sendo a declividade longitudinal superior a 5%, aberturas no meio fio com defletores diagonais na sarjeta são mais eficientes.
Souza (1986)	Realizou um estudo experimental para a determinação da eficiência de uma boca de lobo simples (com e sem depressão). Em ambos os modelos, as declividades longitudinais estiveram entre 5 e 14% e as vazões dos testes situadas na faixa de eficiência entre 50 e 100%. Neste estudo concluiu-se que, para o modelo estudado, a boca de lobo com depressão na sarjeta é em torno de 36% mais eficiente do que a boca de lobo sem depressão.
Dalfré e Genovez (2004)	Testaram em laboratório um modelo de boca de lobo simples, sem depressão, mas com um rasgo adicional na guia. Como resultado, obteve-se um considerável acréscimo na eficiência hidráulica da boca de lobo, encontrando na lei de captação do modelo ensaiado coeficientes de descarga até duas vezes superiores aos coeficientes citados em outras pesquisas feitas com bocas de lobo simples e sem rasgo adicional na guia.
Contreras (2004)	Verificaram a eficiência hidráulica de uma boca-de-lobo com grelha metálica na sarjeta: a) A altura da lâmina d'água aumenta ao diminuir a declividade longitudinal e ao aumentar a declividade transversal, dada uma vazão; b) Ao aumentar a vazão, diminui a eficiência da boca-de-lobo; c) Ao aumentar a declividade transversal, aumenta a eficiência da boca-de-lobo; d) A eficiência de captação é aproximadamente igual para as declividades longitudinais de 0,5 e 1,0%; e) Para a declividade transversal de 3% a eficiência da boca-de-lobo sofre poucas alterações com a variação da declividade longitudinal.

Tabela 3.10 – Estudo da bibliografia acerca da capacidade e operação dos diversos tipos de bocas-de-lobo (Continuação)

Autores	Estudo
Cardoso <i>et al.</i> (2004)	Apoiados num modelo em escala 1:3 realizaram experiência com boca de lobo com defletores instalados defronte a abertura na guia e no sentido perpendicular ao fluxo da sarjeta. Este tipo de boca de lobo apresentou em sua lei de captação um coeficiente de descarga superior a duas vezes o coeficiente encontrado em outras pesquisas feitas com bocas de lobo sem defletores na sarjeta, defronte a abertura na guia.
SUDECAP (2004)	Recomenda a utilização dos estudos realizados pela Universidade Johns Hopkins, para bocas de lobo combinadas, situadas na depressão. Os valores de referência são 102 l/s, para a declividade de 5% e 128 l/s para a declividade de 8%. Para declividades maiores é recomendada a adoção de bocas de lobo dupla.

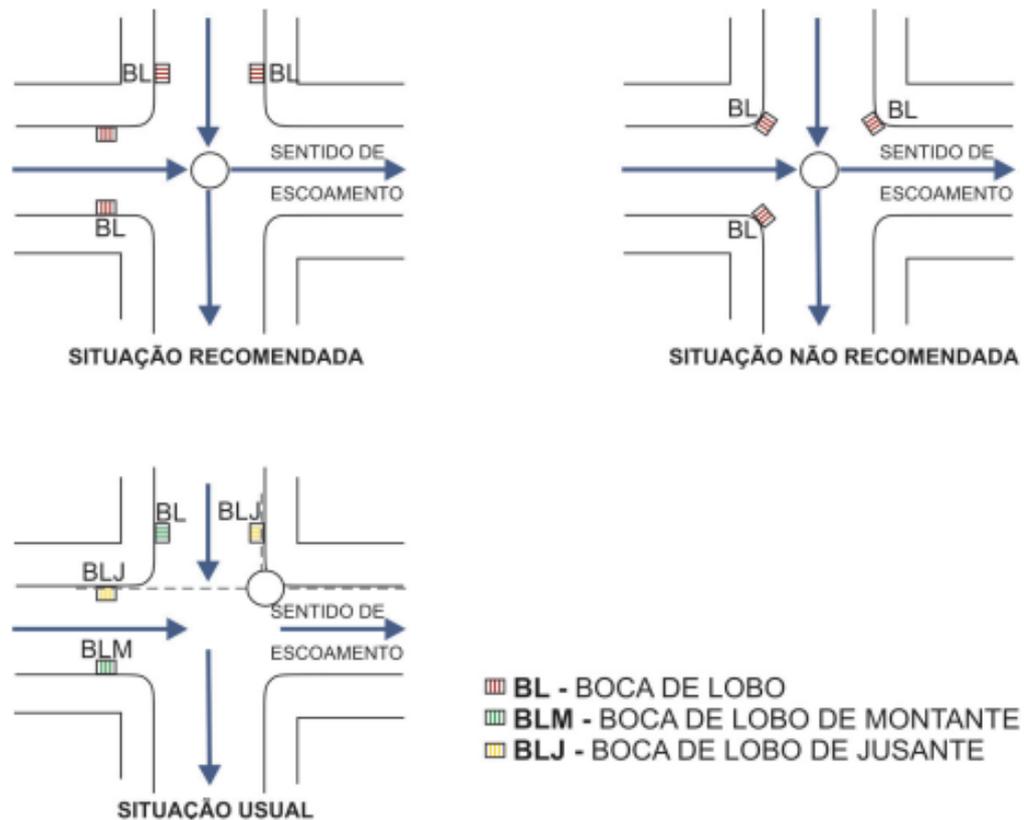
Fonte: Do autor (2019)

Nota-se que ao contrário das discussões sobre tipologias, capacidade e operação das bocas de lobo, poucos estudos foram desenvolvidos acerca do posicionamento delas e a interferência da locação no sistema de drenagem pluvial.

Conforme Manual de Drenagem Urbana para o município de São Paulo (SMDU, 2012), a locação das bocas de lobo deve considerar as seguintes recomendações:

- 1) serão locadas em ambos os lados da rua quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- 2) serão locadas nos pontos baixos das quadras;
- 3) recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas de lobo caso não seja analisada a capacidade de descarga da sarjeta;
- 4) a melhor solução para a instalação de bocas de lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;
- 5) não é aconselhável a sua localização junto ao vértice do ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes pelos seguintes motivos: (I) os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial e (II) as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam como resultante um escoamento de velocidade contrária ao da afluência para o interior da boca de lobo.

Figura 3.9 – Situações de locação bocas-de-lobo



Fonte: SMDU (2012)

Montez (2015) analisou o impacto das diferentes metodologias no dimensionamento de bocas de lobo e grelha, considerando o tipo, capacidade e posicionamento delas, concluindo que são nítidos a divergência nos resultados de dimensionamento e o peso de decisões que projetistas tem de tomar, por vezes não tão embasadas. Não há uma relação direta de supervalorizar ou subestimar a capacidade de engolimento dos aparelhos para todos os casos de uma metodologia com relação à outra, sendo necessário, desta maneira, analisar os casos individualmente.

Em suas simulações, o autor trata a localização das bocas de lobo, conforme Wilken (1978), dependendo basicamente de dois aspectos: a localização da primeira e o critério para o espaçamento entre elas. Desta forma, adota-se o princípio que as águas pluviais tenham um trajeto superficial o mais extenso possível.

A primeira boca-de-lobo é locada quando a sarjeta atinge a altura máxima de escoamento, onde costumeiramente adota-se como altura máximo o valor de 85% da altura da sarjeta. As demais são locadas com base no limite de espaçamento entre elas seguindo metodologia exposta por Wilken (1978) e bastante difundida no meio.

No entanto, de forma mais didática, objetiva e prática, SMDU (2012) define que o critério que deve nortear o espaçamento entre bocas de lobo baseia-se na fixação de uma largura máxima de escoamento na sarjeta que seja compatível com o conforto dos pedestres. Com isso, pode-se calcular o espaçamento entre duas bocas de lobo seguindo o seguinte roteiro:

- 1) calcular a vazão imediatamente a montante da boca $i + 1$ (Q_0);
- 2) calcular a eficiência da boca $i + 1$ ($E = Q / Q_0$);
- 3) determinar o valor da vazão engolida pela boca $i + 1$ ($Q = E \times Q_0$);
- 4) Como a vazão proveniente da área A vinda da rua é igual à vazão engolida pela boca $i + 1$, pode-se utilizar o Método Racional (EQ. 3.5) para calcular esta área A .

$$A = \frac{1000 \cdot Q}{60 \cdot C \cdot I} \quad (3.5)$$

onde:

Q - vazão em m^3 / s ;

I = intensidade dada em mm/min ;

A = área em m^2

C – Coeficiente de Runnoff

Como $A = (L_R/2) \cdot X$, tem-se que o valor de X é dado pela Equação 3.6.

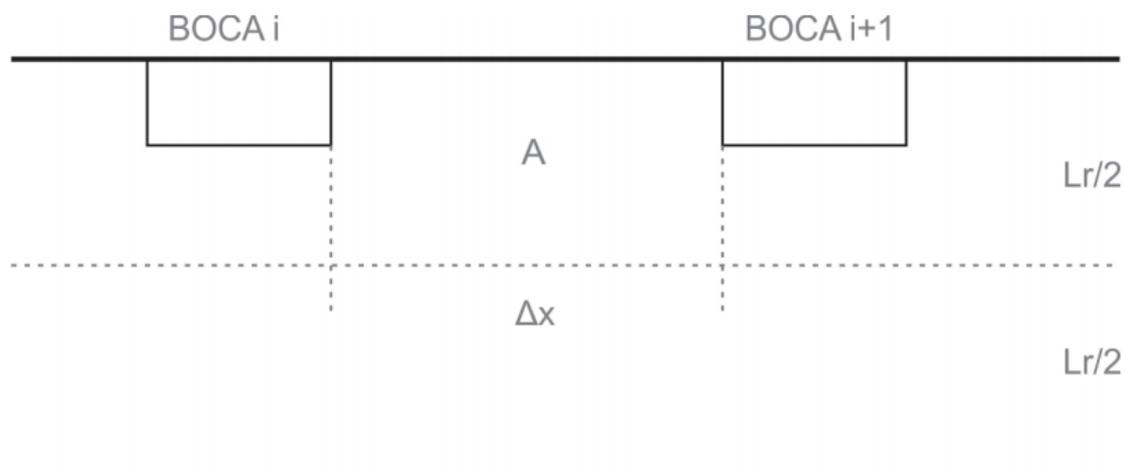
$$\Delta X = \frac{2000 \cdot Q}{60 \cdot C \cdot I \cdot L_R} \quad (3.6)$$

onde:

ΔX - distância entre as bocas (m);

L_R - largura da rua (m).

Figura 3.10 – Esquema de distância entre bocas-de-lobo



Fonte: SMDU (2012)

Ressalta-se que em áreas com pequena declividade, cuidados especiais devem ser tomados para a drenagem da via pública. Recomenda-se, neste caso, manter o topo da rua a um nível constante, enquanto a declividade transversal vai variando de um valor mínimo de aproximadamente 1:60 no ponto médio entre duas bocas de lobo consecutivas até um valor da ordem de 1:30 em frente à boca, de modo que a água convirja para a boca de ambos os lados.

3.3 ESTUDOS DE MODELAGEM DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA MICRODRENAGEM

No estudo de Guimarães (2009) foi feito uma análise dos valores de vazão ao longo de um sistema de drenagem urbana, sendo sua propagação ao longo da rede feita de duas formas distintas: uma através do método racional, utilizando o programa computacional UFC8, e a outra utilizando as equações de Saint-Venant, através do programa de modelagem EPASWMM. As duas metodologias comportaram-se satisfatoriamente em relação ao dimensionamento de redes de drenagem urbana, sendo a metodologia utilizando as equações de Saint-Venant a que nos retornou menores valores de vazão.

Apesar do estudo não analisar o escoamento superficial antes de atingir as bocas-de-lobo, é importante ressaltar o algoritmo do EPASWMM devido a sua aplicabilidade em eventuais modelos. O autor descreve as principais entidades gráficas do programa juntamente com as singularidades que as mesmas podem representar (TABELA 3.11).

Tabela 3.11 – Entidades gráficas utilizadas no algoritmo do EPASWMM

Entidades	Descrição
<i>Rain Gages</i>	Representam as chuvas. Fornecem dados de precipitações para as bacias. Os dados de precipitação podem ser tanto pré-definidos pelo usuário ou vindo de um arquivo externo. Suas principais características de dados de entrada são: tipo de dado de precipitação (intensidade, volume precipitado ou volume acumulativo precipitado), intervalo de tempo da gravação da simulação (horária, de 15-15 minutos, etc.) e a fonte do dado de precipitação (série temporal como dado de entrada ou um arquivo externo). Os dados de precipitação podem ser inseridos através de séries temporais, pelas entidades 'Time Series' no programa;
<i>Subcatchments</i>	São unidades hidrológicas nas quais a topografia de seu terreno tende a direcionar o escoamento superficial para um único ponto. São utilizadas para simular uma bacia de contribuição para uma determinada boca-de-lobo, por exemplo. O usuário define, em um dos parâmetros de entrada da subcatchment, qual será o ponto de concentração final do escoamento (uma boca-de-lobo, ou o início de um bueiro). A infiltração em uma bacia modelada no epaswmm pode ser simulada em três formas diferentes: usando a equação de Horton para infiltração, utilizando o modelo de Green e Ampt, ou pelo SCS (Soil Conservation Service) Curve Number;
<i>Junctions</i>	São nós no sistema de drenagem nos quais condutos se encontram. Podem representar bocas-de-lobos, poços de visitas, caixas de visita ou até mesmo alguma mudança de característica natural do canal naquele ponto. Os principais dados de entrada para os nós no epaswmm (junctions) são: cota de fundo da singularidade (cota da base) e a altura até a superfície do solo;
<i>Outfalls</i>	São nós que dão fim à rede projetada e define as condições final do fluxo, segundo escoamento sob condições de onda dinâmica. Para outros tipos de escoamento, eles se comportam como um 'junction'.
<i>Storage Units</i>	São estruturas de drenagem que podem fornecer certa capacidade de armazenamento. Elas podem representar um reservatório natural. Os parâmetros de entrada da capacidade de armazenamento do reservatório são fornecidos por meio de uma função ou por uma tabela área superficiais versus altura.

Tabela 3.11 – Entidades gráficas utilizadas no algoritmo do EPASWMM (continuação)

Entidades	Descrição
<i>Links</i>	<p data-bbox="488 322 1433 461">Os links são os componentes do sistema de drenagem responsáveis por fazer a conexão entre dois nós. O epaswmm classifica 3 tipos de links: condutos, bombas e singularidades reguladoras de vazão.</p> <p data-bbox="488 539 1433 730">- Os principais dados de entrada para a modelagem dos condutos são: as ID's dos nós a montante e a justante (a partir dessa informação, o conduto é traçado), rugosidade (Manning), a geometria de sua seção transversal e seu comprimento.</p> <p data-bbox="488 804 1433 996">- A simulação de uma bomba é utilizada quando for necessário elevar o a água para uma cota superior. Seus principais dados de entrada são: nomes dos nós de entrada e saída (para assim desenhar a bomba), nome da curva da bomba (' * ' para uma bomba ideal) e condições iniciais (ligada/desligada).</p>

Pompêo (2011) atuou no desenvolvimento do programa computacional voltado para reduzir as dificuldades nos cálculos repetitivos. Sua operação permite que a análise do escoamento superficial ao longo do sistema viário seja sistematizada, facilitando a comparação entre diferentes alternativas para o traçado e dimensões das galerias pluviais. Suas vantagens são a sistematização da análise e a possibilidade de identificar facilmente alternativas de rede de galerias.

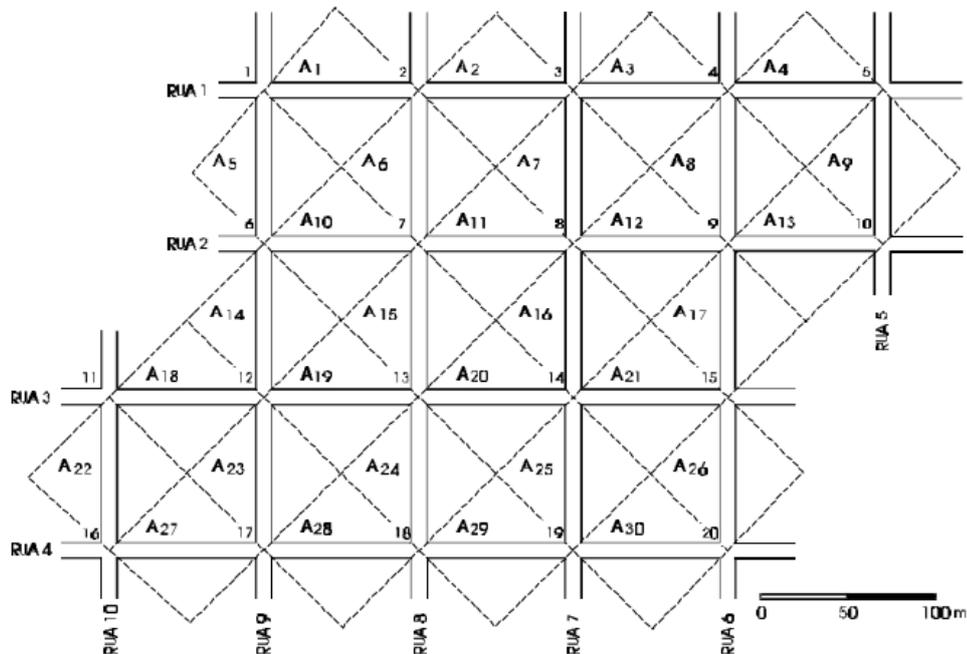
A operação do programa se dá duas etapas após a introdução dos dados necessários. Na primeira etapa são definidos os caminhos preferenciais do escoamento ao longo das sarjetas, organizando um esquema lógico da composição dos escoamentos segundo critérios preestabelecidos

A segunda etapa realiza então a análise das capacidades das sarjetas, à partir dos pontos de extremidade, comparando-as com as descargas oriundas da chuva sobre cada área considerada, avançando o cálculo e agrupando apropriadamente as áreas e tempos de escoamento. (POMPÊO, 2011)

Ainda segundo o autor, preliminarmente a operação do programa, é necessário que as vias públicas referentes ao local de projeto sejam identificadas em uma planta sob a forma de

trechos aos quais são associadas as informações pertinentes. A Figura 3.11 mostra o tração das bacias consideradas no estudo.

Figura 3.11 – Divisão das microbacias de contribuição em modelo de estudo



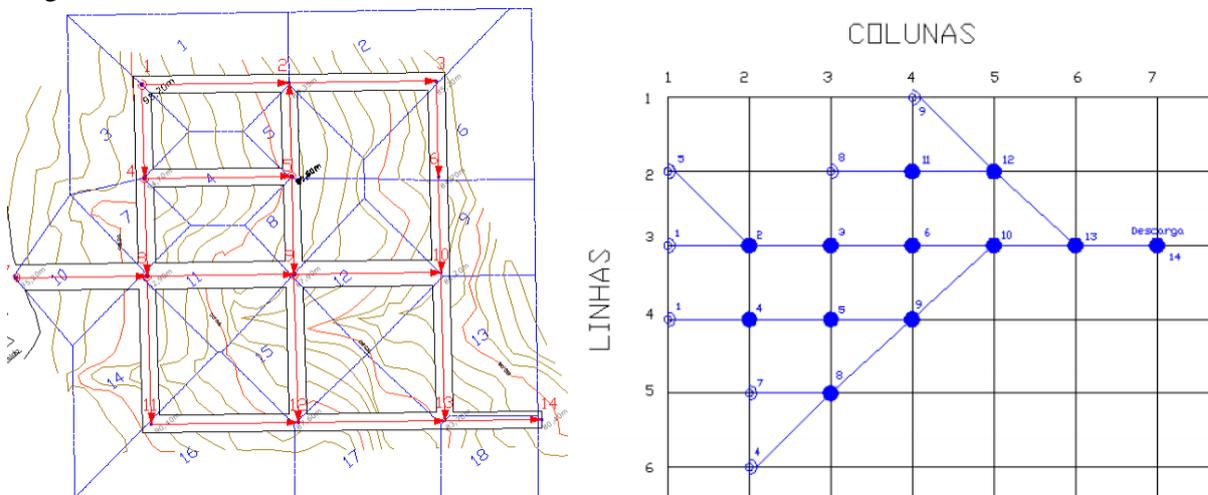
Fonte: Pompêo (2011)

Dentre diversos dados de saída, as capacidades das sarjetas fornecem os dados das sarjetas existentes em cada trecho, dados como cota à montante e jusante, diferença de cota, comprimento, declividade, rugosidades, vazão, fator de redução, vazão admissível, velocidade e tempo de percurso.

Fuchs (2011), em seu estudo, propôs o desenvolvimento de um sistema de cálculo automatizado para o dimensionamento de sistemas de microdrenagem, com o auxílio de planilha eletrônica e um construtor de diagrama unifilar.

Pelo diagrama unifilar, buscou-se representar as condições de escoamento através de nós e trechos, dispostos em uma malha, capaz de reunir informações e condições de verificação do dimensionamento do sistema, como apresentado na Figura 3.12.

Figura 3.12 - Caracterização do modelo de cálculo de drenagem pluvial e representação na forma de diagrama unifilar



Fonte: Fuchs (2011)

O autor concluiu que o software desenvolvido no trabalho se mostrou apto a realizar projetos em condições reais, uma vez que situações reais e didáticas de projeto foram inseridas no software e apresentam resultados praticamente idênticos aos resultados obtidos por cálculos manuais.

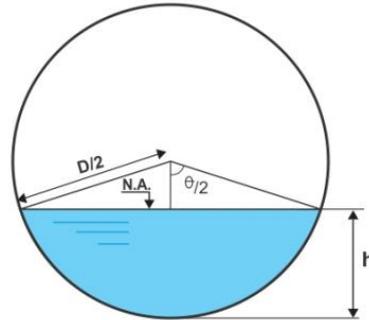
Desta forma, verifica-se que os diversos estudos tiveram como objetivo a automatização do tradicional modelo de cálculo, reduzindo prazo de dimensionamento e mitigando eventuais erros manuais, sem uma proposição de otimização do roteiro de dimensionamento que implicasse em redução dos custos de implantação do sistema de drenagem pluvial.

3.4 ESCOAMENTO SUBTERRÂNEO NAS GALERIAS

De forma a dar sequência na microdrenagem, destaca-se o estudo sobre a sistemática de cálculo para sistema de cálculo para dimensionamento de galerias de águas pluviais proposta por Filho & Costa (2012). O estudo em questão propõe uma sistemática de cálculo para as galerias de águas pluviais em sintonia com as diversas referências da literatura, utilizando o equacionamento proposto; visto a gama de orientações existentes sobre o assunto. O equacionamento proposto torna o processo por meio da utilização em planilha eletrônica mais ágil em comparação ao processo tradicional de interpolações sucessivas.

As equações obtidas para o dimensionamento das galerias de águas pluviais em substituição ao uso de tabelas representam um avanço em termos de ganho de tempo, tendo seus resultados respaldados por coeficientes de determinação bem próximos de 100%.

Figura 3.13 – Características geométricas do conduto livre de seção circular



Fonte: Filho & Costa (2012)

Com base nas características geométricas de um conduto livre de seção circular (FIGURA 3.13), os parâmetros para o escoamento são calculados conforme Equações 3.7 a 3.9.

$$k = Q \cdot n \cdot D^{-\frac{8}{3}} \cdot I^{-\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

onde:

K – parâmetro adimensional

Q – Vazão (m³/s)

n – coeficiente de Manning (adimensional)

D – Diâmetro (m)

I – Declividade (m/m)

$$\theta = \frac{3 \cdot \pi}{2} \cdot \sqrt{1 - \sqrt{1 - \sqrt{\pi \cdot K}}} \quad (3.8)$$

onde:

θ – Ângulo Central (rad)

K – parâmetro adimensional

$$A_m = D^2 \cdot \frac{\theta - \text{sen } \theta}{8} \quad (3.9)$$

onde:

A_m – Área Molhada

Deste modo, calcula-se a velocidade e altura lâmina d'água pelas Equações 3.10 e 3.11.

$$V = \frac{Q}{A_m} \quad (3.10)$$

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \cdot \left[1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right] \quad (3.11)$$

onde:

V = velocidade do escoamento (m/s);

h/D = relação altura lâmina d'água-diâmetro;

h = profundidade do escoamento (m); D = diâmetro (m).

Deve-se ressaltar que a aplicação deste método é válida para o ângulo central θ variando de 0° até 265° (0 a 4,625 rad), equivalente a uma relação altura-diâmetro (h/D) de 0,84.

Uma vez determinado os parâmetros, o dimensionamento das galerias pluviais é feito adotando diversos limites descritos na literatura e apresentados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Parâmetros utilizados em canais e/ou seção circular das galerias de águas pluviais

Autor / Instituição	V mín (m/s)	V máx (m/s)	Tci (min)	Recobr. Mín.(m)	h/D	Escoam.
Tucci et al. (2004)	0,60	5,00	10	1	Plena	Unif.
Azevedo Netto e Araújo (1998)	0,75	5,00	5	1	> 0,90	Unif.
Wilken (1978)	0,75	3,50	5 a 15	-	Plena	Unif.
Alcântara apud. Azevedo Netto (1969)	1,00	4,00	7 a 15	-	0,7	Grad. Var.
Porto (199)	4 < V méd < 6		-	-	0,75	Unif
Cirilo (2003)	0,60	4,50	-	-	-	Unif.
Methods e Durrans (2003)	0,6 - 0,90	4,50	-	0,9	0,85	Todos
DAEE-CETESB (1980)	-	-	-	-	0,82	Unif.
Prefeitura Municipal de Goiânia	0,75	5,00	-	-	0,85-0,90	Unif.
Valores Recomendados pelos autores	0,75	5,00	5	1	0,85	Unif.

Fonte: Adaptado de Filho & Costa (2012)

V mín – velocidade mínima no conduto; V máx – velocidade máxima no conduto; Tci – tempo de concentração inicial

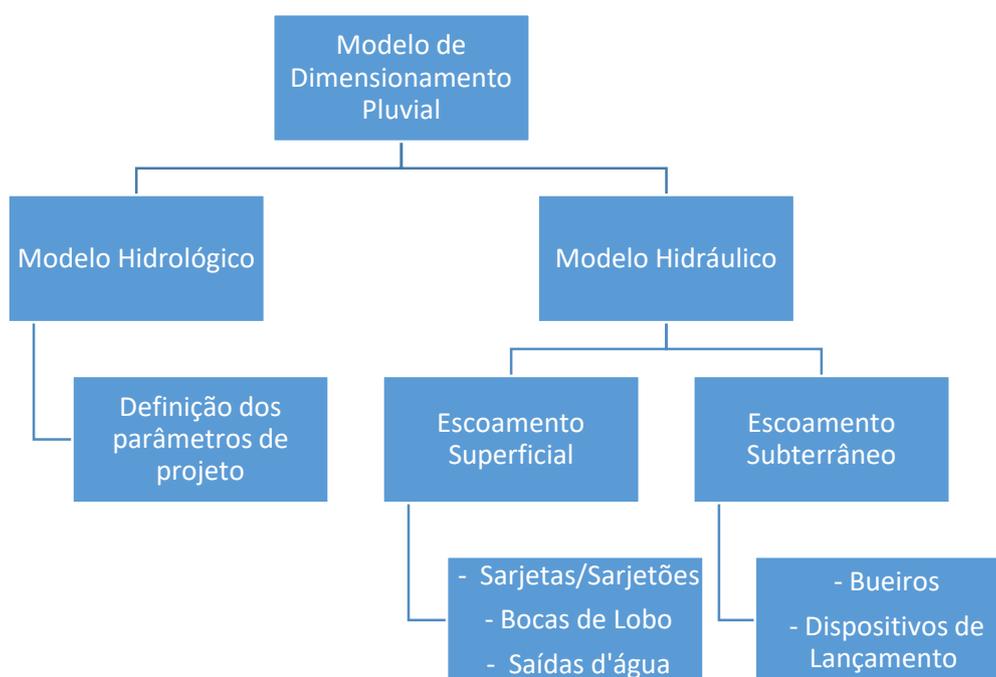
Estudos realizados pela Superintendência do Controle da Erosão Urbana, ligada a Secretaria do Estado do Governo do Estado do Paraná (SUCEPAR, 1984) em várias cidades do Estado do Paraná, demonstraram que várias galerias de águas pluviais funcionando com velocidades de até 12 m/s, tiveram erosão do concreto dos tubos insignificante, sendo que, os tubos eram muito mais afetados por ataque químico, do que propriamente pela velocidade do escoamento.

4 MODELO PROPOSTO

Neste capítulo apresenta-se o roteiro do modelo proposto para o dimensionamento de sistemas de microdrenagem urbana, por meio de um estudo mais minucioso das condições de escoamento, aproveitando com maior eficiência os elementos

Conforme ilustrado na Figura 4.1, a proposta, como nas tradicionais bibliografias de cálculos, o dimensionamento da microdrenagem trata-se de um modelo hidrológico e hidráulico.

Figura 4.1 – Divisão do modelo de dimensionamento pluvial



Fonte: Do Autor (2019)

O Modelo proposto neste projeto tem sua base no método tradicional, no entanto, o enfoque é em três princípios:

- 1) Discretização das microbacias de contribuição;
- 2) Verificação do escoamento por cada sarjeta;
- 3) Otimização na adoção dos parâmetros relativos ao cálculo da microdrenagem;

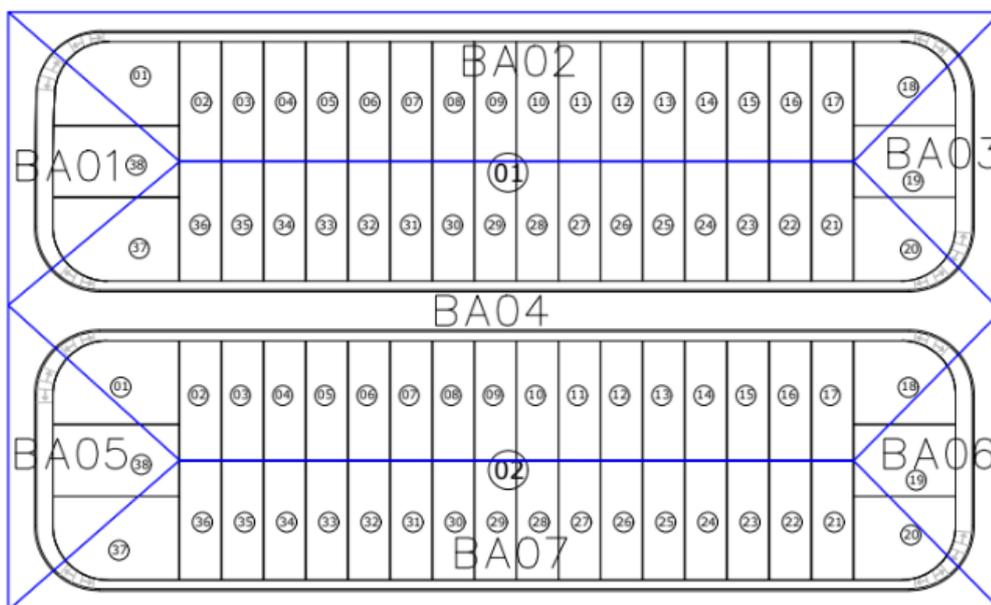
Considerando estes pontos, busca-se, por intermédio do modelo proposto otimizar a análise do escoamento superficial, com um roteiro de cálculo mais objetivo e possibilitar a visualização

do melhor posicionamento de bocas-de-lobo. Com isso, conceber um sistema de microdrenagem urbana mais econômico e eficaz, refletindo em benefícios para os empreendedores e a sociedade de forma geral.

4.1 DETERMINAÇÃO DAS MICROBACIAS DE CONTRIBUIÇÃO

Nos modelos tradicionais de cálculo, as microbacias para obtenção das áreas de contribuição, consideram a via pavimentada como elemento a ser analisado no escoamento superficial, uma vez que o traçado é realizado abrangendo parte das quadras adjacentes à rua, direcionando toda contribuição pluvial para esta, formando um conjunto, comumente chamado de “colmeia”, em função das figuras geométricas similares à trapézios, losangos e triângulos, com a via no centro destas, conforme demonstrado na Figura 4.2. No entanto, com o acúmulo de vazão à jusante, tal traçado passa a não representar fielmente as condições de escoamento do local e gerar incertezas quanto ao melhor posicionamento dos dispositivos de captação.

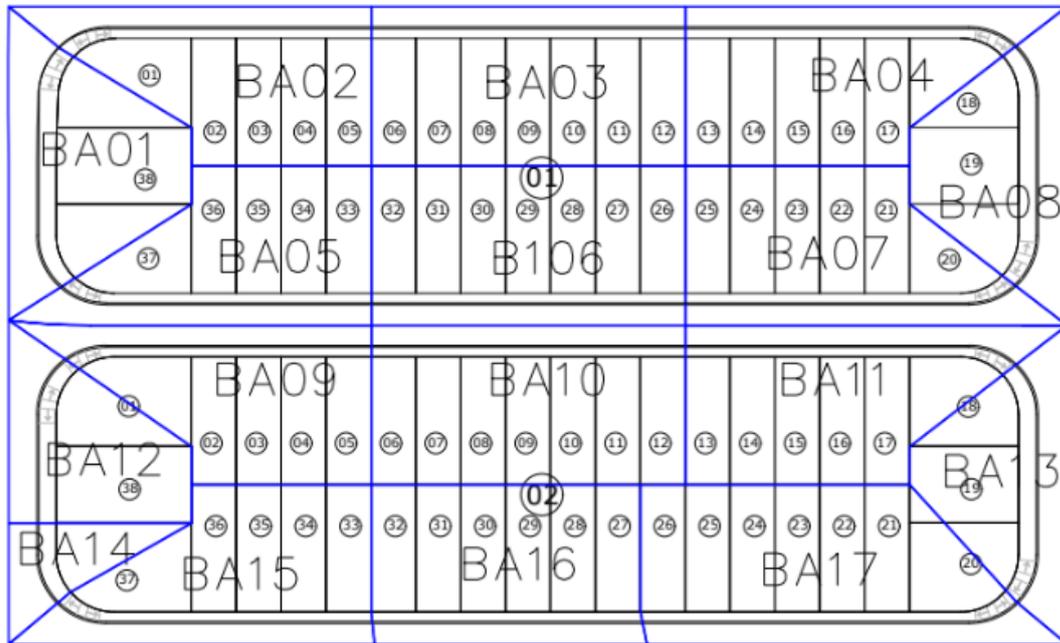
Figura 4.2 – Traçado tradicional para obtenção das microbacias de contribuição considerando a rua como elemento de verificação



Fonte: Do autor (2019)

Dessa forma, nesta proposta, diferentemente do exposto, as microbacias de contribuição são traçadas, considerando a sarjeta como elemento a ser analisado, ou seja, o traçado é feito a partir do ponto mais alto da seção transversal da via até abranger os lotes adjacentes à esta sarjeta, como apresentado na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Traçado tradicional para obtenção das microbacias de contribuição considerando uma maior discretização delas e a sarjeta como elemento de verificação



Fonte: Do autor (2019)

Visando otimizar os cálculos, sabe-se que quanto menor a extensão do trecho analisado, melhor é representação física das condições do escoamento superficial sobre a sarjeta. Em um modelo computacional, torna-se possível uma discretização ótima destes elementos, no entanto, no objeto deste trabalho, considerando apenas a proposição “manual” do modelo, com a utilização de ferramentas CAD e planilhas eletrônicas, adotou-se um padrão de formação das microbacias, cada uma com um coeficiente de Runnoff associado, de modo a não ultrapassar uma área de 0,25 ha, estas identificadas pelo prefixo “B”, seguidas de numeração arábica.

Desta forma, resulta-se em trechos capazes de serem analisados de forma mais compatível com o real fenômeno físico, possibilitando verificar o aumento gradual do escoamento sobre a sarjeta e a escolha do local ideal para instalação das bocas de lobo, visando a eficiência delas.

4.2 ANÁLISE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL POR MEIO DE MALHA DE ESCOAMENTO

No modelo proposto, cada sarjeta é o elemento de estudo em que ocorre o escoamento superficial. Desta forma, a análise é feita de forma similar à desenvolvida por Fuchs (2011), no entanto, aplicada em ambos os lados da via, denominada “malha de escoamento”.

A malha de escoamento é definida como o conjunto de nós e trechos formadas após a concepção das microbacias de contribuição. Os nós, identificados a partir de numeração simples, são os pontos que representam as extremidades do escoamento dentro de cada microbacia, enquanto que os trechos são as extensões de sarjeta compreendidos entre os nós de montante e jusante, dotados de informações do sentido do escoamento e declividade longitudinal da sarjeta, bem como uma microbacia de contribuição atribuído.

Desta forma, o loteamento, inicialmente composto por quadras, lotes e vias de circulação, passa a ser analisado, simplesmente, a partir de uma malha, onde o escoamento percorre os trechos compreendidos entre os nós.

Os nós são responsáveis por transferir o escoamento e informar a presença de dispositivos de captação, enquanto que os trechos são objetos de análise dentro dos parâmetros adotados.

O modelo hidráulico é composto basicamente por duas etapas complementares, iniciando-se pelo escoamento superficial, composto pelas sarjetas, sarjetões e bocas de lobo, seguido pelo escoamento subterrâneo, que se resume nas galerias de águas pluviais.

Resumindo, seguindo a otimização dos cálculos, detalha-se abaixo o roteiro ideal para a concepção das microbacias de contribuição e malha de escoamento.

- 1) *Identificação do sentido de escoamento longitudinal e transversal das vias;*
- 2) *Traçado a partir do ponto mais alto da seção transversal da via até abranger os lotes adjacentes à sarjeta;*
- 3) *Nas esquinas, a partir do ponto mais alto da seção transversal da via, traça-se uma reta aproximada de 45° até a divisa de fundo dos lotes de uma quadra;*
- 4) *Definir traçado, de modo que a área da microbacia de contribuição formada não ultrapasse 0,25 ha.*
- 5) *Numerar as microbacias de contribuição a partir de numeração simples, com o prefixo “B”.*

- 6) *Posicionar os nós que representam os pontos extremos (montante e jusante) de cada microbacia de contribuição na intersecção do traçado das bacias com a sarjeta;*
- 7) *Todas as esquinas devem possuir um nó. Neste caso, os trechos compreendidos entre os nós de esquina não possuem microbacia de contribuição associada e servem apenas para retratar os sarjetões e dar sequência no escoamento;*

4.2.1. Escoamento Superficial

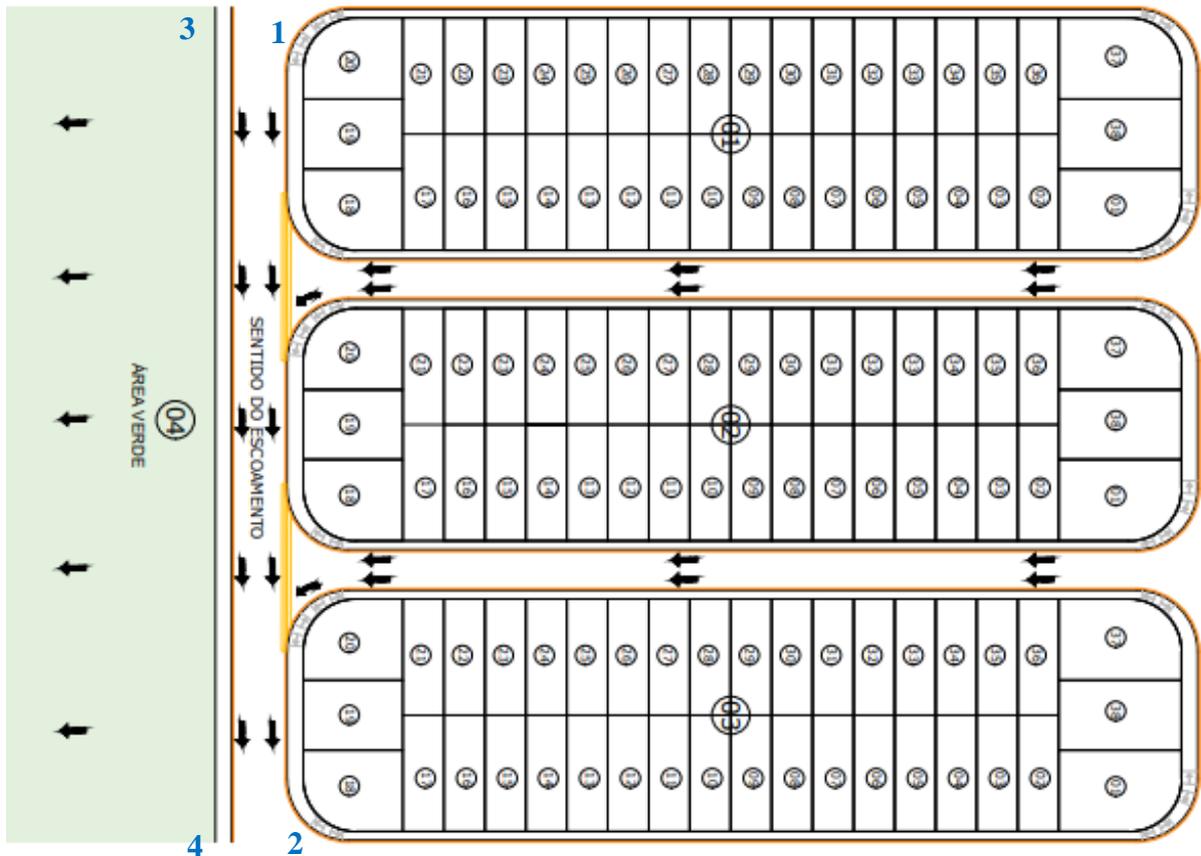
O escoamento superficial representa a extremidade inicial do sistema, onde as contribuições pluviométricas sobre a área de contribuição, resulta em uma vazão a ser escoada sobre as sarjetas até ser captada pelas bocas-de-lobo e encaminhadas às galerias subterrâneas de águas pluviais.

4.2.1.1. Escoamento superficial sobre as sarjetas

Embora no método tradicional considera-se que o escoamento superficial em uma via pavimentada se divide igualmente entre suas sarjetas, conclui-se que tal metodologia trata-se de uma simplificação de cálculo, uma vez que é evidente que nem sempre a vazão na sarjeta de uma extremidade da via é igual à da outra.

Como pode ser visto na Figura 4.4, o trecho 1-2, além de possuir uma área de contribuição associada superior à do trecho 3-4, o mesmo recebe as contribuições dos trechos à montante, com isso, possui condições hidráulicas bem divergentes do segundo trecho citado.

Figura 4.4 – Exemplo de verificação do escoamento superficial sobre a sarjeta



Fonte: Do autor (2019)

No modelo proposto, dentro do âmbito da “malha de escoamento”, as sarjetas são analisadas trecho a trecho, analisando as vazões locais, bem como as contribuições à montante. Desta forma, para cada trecho, deve-se atribuir um nó de destino, de modo a dar sequência no escoamento.

Para dimensionamento hidráulico de cada trecho $i-j$, com uma microbacia de contribuição de área A , com o sentido do escoamento do ponto i para o ponto j , determina-se um total de seis vazões de cálculo, descritas abaixo:

a) Vazão Admissível (Q_{adm})

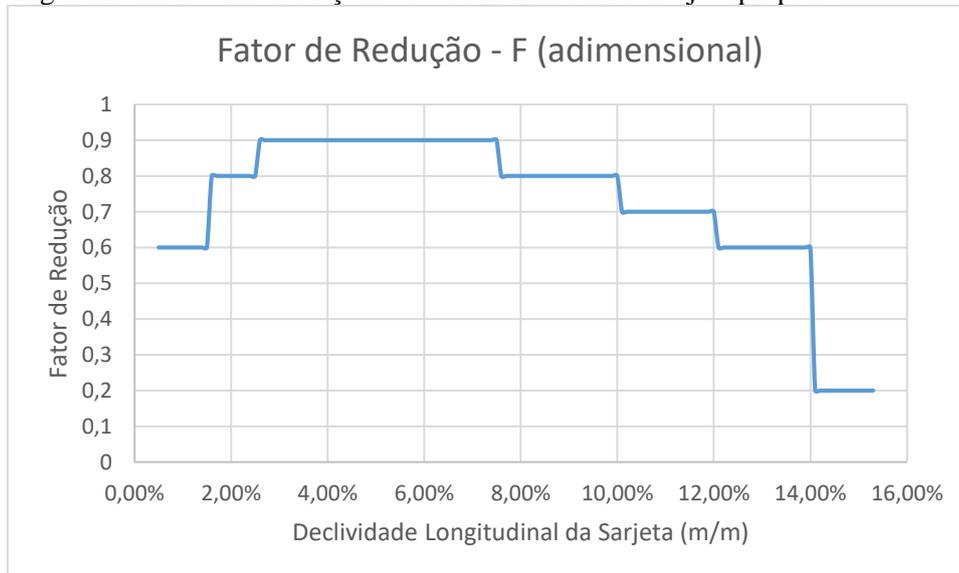
A vazão admissível, conforme Equação 4.1, é obtida pela capacidade teórica do canal formado pela geometria do conjunto meio fio-sarjeta, detalhada no item 3.1, associada a um fator de redução F .

$$Q_{adm} = Q_{teórico} \cdot F \quad (4.1)$$

Visando a segurança do sistema, recomenda-se que o escoamento máximo sobre a sarjeta ainda mantenha uma margem de 2 cm abaixo do nível da calçada. Usualmente os meios-fios possuem altura de 15 cm, neste caso, a vazão teórica é obtida em função da geometria formada por uma lâmina d'água de 13 cm sobre a sarjeta.

Aplicando os valores do fator de redução tradicionais, as sarjetas passam a desempenhar sua função de forma bastante subdimensionada. No entanto, em simulações efetuadas, verificou-se que com o aumento deste fator, as condições de segurança se mantinham, com velocidades e vazões aceitáveis. Com isso, por meio de diversas experiências, propõe-se a determinação do fator F (adimensional) conforme gráfico da Figura 4.5.

Figura 4.5 – Fator de redução do escoamento sobre a sarjeta proposto



Fonte: Do autor (2019)

b) Vazão do trecho (Q_{trecho})

A vazão do trecho $i-j$ é definida pelo escoamento local, obtida pelo Método Racional, exclusivamente pela área de contribuição “A” associada (EQ. 4.2)

$$Q_{trecho}(l/s) = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \quad (4.2)$$

Onde,

C – Coeficiente de Runnoff

i – intensidade pluviométrica (mm/h)

A – Área de contribuição da microbacia associada (ha)

c) Vazão à montante (Q_{mont})

A vazão à montante do trecho $i-j$ é obtida através da soma das vazões excedentes dos trechos com destino i associado.

c) Vazão à jusante (Q_{jus})

A vazão à jusante do trecho $i-j$ é obtida através da soma da vazão do trecho e à montante, conforme Equação 4.3.

$$Q_{jus} = Q_{trecho} + Q_{mont} \quad (4.3)$$

d) Vazão captada ($Q_{capt.}$)

A vazão captada do trecho $i-j$ está relacionada com a quantidade de bocas-de-lobo instaladas no ponto j e a capacidade de captação dela, determinada pela Equação 4.4.

$$\begin{aligned} \text{Se } Q_{jus} > N \cdot Q_{BL} &\rightarrow Q_{capt} = N \cdot Q_{BL} \\ \text{Se } Q_{jus} < N \cdot Q_{BL} &\rightarrow Q_{capt} = Q_{jus} \end{aligned} \quad (4.4)$$

onde:

N – Quantidade de bocas-de-lobo instaladas no ponto j . Quando inexistir $\rightarrow N=0$.

Q_{BL} – Capacidade de captação da boca de lobo

A análise da eficiência, quantidade a ser instalada e o melhor posicionamento das bocas de lobo pode ser feita através da Equação 4.5, sempre procurando obter valores próximos à 100%, evitando a locação de bocas de lobo para captação de uma vazão bem inferior à sua capacidade total.

$$E_{BL}(\%) = \frac{Q_{capt}}{N \cdot Q_{BL}} \quad (4.5)$$

Visando a economia e eficácia do sistema, não se recomenda a instalação de bocas-de-lobo em trechos que a eficiência dela seja inferior a 60%.

e) Vazão excedente ($Q_{exc.}$)

A vazão excedente do trecho $i-j$, com destino k , é definida pela Equação 4.6 como a contribuição que seguirá para o trecho $j-k$, resultado do escoamento após a captação nula, parcial ou total pelas N bocas-de-lobo existentes no ponto j .

$$\begin{aligned} \text{Se } Q_{jus} > Q_{capt} &\rightarrow Q_{exc.} = Q_{jus} - Q_{capt} \\ \text{Se } Q_{jus} \leq Q_{capt} &\rightarrow Q_{exc.} = 0 \end{aligned} \quad (4.6)$$

Seguindo o raciocínio de Li, Sorteberg e Geyer (1951), sobre o fluxo que passa direto pela boca-de-lobo, recomenda-se, neste modelo, que a vazão excedente não seja superior à capacidade de $1,5 \cdot Q_{BL}$, desde que as condições hidráulicas no trecho permita. Conclui-se, então, que a vazão exatamente à montante do nó j , de um trecho $i-j$, onde será instalada um número N de bocas-de-lobo seja conforme Equação 4.7.

$$Q_{mont,BL} = Q_{jus,i-j} \leq (N + 1,5N) \cdot Q_{BL} \quad (4.7)$$

Seguindo a boa prática de engenharia, voltando aos aspectos técnicos e econômicos, algumas condições práticas de projeto devem ser consideradas:

- 1) Sempre que possível, prioriza-se a utilização de bocas-de-lobo duplas, de modo a captar um volume superior de água e evitar uma nova locação mais à jusante do escoamento. Com isso, economiza-se os ramais de ligação entre as BL's e os poços de visita;
- 2) Sempre que possível, desde que atenda ao parâmetro de eficiência, prioriza-se que as bocas de lobo dos dois lados da via, interliguem à um mesmo poço de visita.
- 3) Recomenda-se a locação das bocas-de-lobo sempre à montante das rampas de acessibilidade, com isso, diminui-se o escoamento e eventual interferência com os pedestres;
- 4) As canaletas de escoamento (sarjetões) servem para direcionar o escoamento e evitar o acréscimo e saturação de vazões em regiões onde não há a previsão de bocas-de-lobo.
- 5) Em pontos localizados extremamente à jusante do empreendimento ou em pontos baixos propícios à alagamento, a captação deve ser feita de modo a zerar o escoamento excedente. Em casos em que seja possível a execução de pequenas 'saídas d'água', como ruas adjacentes às áreas verdes e/ou Áreas de Preservação Permanente, admite-se uma vazão excedente, desde que

esta assuma um valor inferior à 60% da capacidade de engolimento da boca-de-lobo, uma vez que tal valor comporta-se como um ‘escoamento natural’, sem danos ao meio ambiente.

O dimensionamento trecho a trecho é realizada por meio de planilha de cálculo, conforme demonstrado no **Anexo B**, onde verifica-se as condições de vazões e velocidades nas sarjetas. Quando necessário, são instaladas bocas-de-lobo que têm sua vazão captada associada ao Poço de Visita correspondente.

4.3 VERIFICAÇÃO DA ECONOMIA DO MODELO

Em função dos elevados custos envolvidos nas obras de drenagem, e conseqüentemente, a interferência destas no resultado financeiro de empreendimentos imobiliários, é crescente a busca, por parte dos empreendedores, de projetos que possam refletir em maior eficiência do sistema com um menor custo.

A fim de testar a eficiência e viabilidade técnico-financeira do modelo proposto, buscou-se comparar a concepção final de sistemas de microdrenagem **já desenvolvidos por diferentes projetistas da forma tradicional** com os resultados obtidos pela proposta deste estudo, analisando a economia gerada e aspectos técnicos envolvidos.

Para obter os dados de comparação, foram analisados três loteamentos urbanos com características distintas, denominados como:

- 1) Empreendimento 1 – Loteamento Urbano na cidade de Tatuí/SP;
- 2) Empreendimento 2 – Loteamento Urbano na cidade de Mairinque/SP;
- 3) Empreendimento 3 – Loteamento Urbano na cidade de Nova Andradina/MS.

Os sistemas de drenagem pluvial foram propostos em conformidade com a topografia local, aproveitamento ao máximo a declividade natural do terreno, constatação feita através dos levantamentos de campo e obtenção do modelo digital do terreno (MDT).

Os estudos iniciaram-se na análise do escoamento superficial nas sarjetas, verificando em cada trecho as condições de vazão e velocidade. A utilização das canaletas de escoamento em concreto (sarjetões) possibilita maiores opções para a direção do escoamento, desta forma, torna-se possível escolher a melhor posição, bem como, quantidade de bocas-de-lobo para captação.

Visando condições de segurança, adotou-se como admissível as velocidades dentro do intervalo $0,5 \text{ m/s} < V < 3,0 \text{ m/s}$, para evitar o depósito de sedimentos em velocidades baixas ou a erosão em velocidades elevadas nas sarjetas.

Uma vez localizadas todas as bocas de lobo, o escoamento passa a ser subterrâneo, através de bueiros simples de tubo de concreto (BSTC) que tem a função de encaminhar toda a captação superficial a pontos de lançamento em corpos hídricos, verificando as condições ambientais e prevendo a dissipação da energia do escoamento.

Os dimensionamentos das tubulações que compõem os bueiros simples de tubo de concreto foram efetuados com base no modelo apresentado por Filho e Costa (2012), verificando as condições de escoamento em superfície livre em seção circular. Considerando-se a natureza das paredes do conduto, temos o coeficiente de Manning igual a 0,013

Conforme recomendado pelos autores, adotou-se para verificação uma lâmina máxima de $y/D = 0,85$. Em estudos da SASUPAR (1984), verificou-se que o escoamento em até 12 m/s não causa erosão nos tubos, no entanto, a favor da segurança adotou-se um valor máximo de 9,0 m/s.

Uma vez obtidos os parâmetros hidráulicos, determina-se a lâmina d'água, bem como a velocidade do escoamento. Nos cálculos, foi adotado um tempo de concentração de 15 minutos nas extremidades iniciais das redes, a partir deste, obtêm-se os tempos dos demais trechos somados ao tempo de escoamento dentro das tubulações.

Considerando a base de custos de construtora em Uberaba/MG (TABELA 4.1) adotada para os materiais e mão de obra necessários para execução dos serviços, foi possível verificar a economia em termos financeiros dos empreendimentos.

Tabela 4.1 – Base de custos para materiais e mão de obra considerada em construtora de Uberaba/MG.

Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 400 (Ramais)	R\$	115,00
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 600	R\$	135,00
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 800	R\$	290,00
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1000	R\$	371,20
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1200	R\$	471,20
Poços de Visita Simples - Alvenaria Estrutural	R\$	2.000,00
Tampão de Ferro Fundido Articulado DN 600 - 300 kN	R\$	350,00
Bocas de Lobo Simples	R\$	1.400,00
Bocas de Lobo Dupla	R\$	2.800,00
Terminal de Lançamento	R\$	8.000,00

Fonte: Do autor (2019)

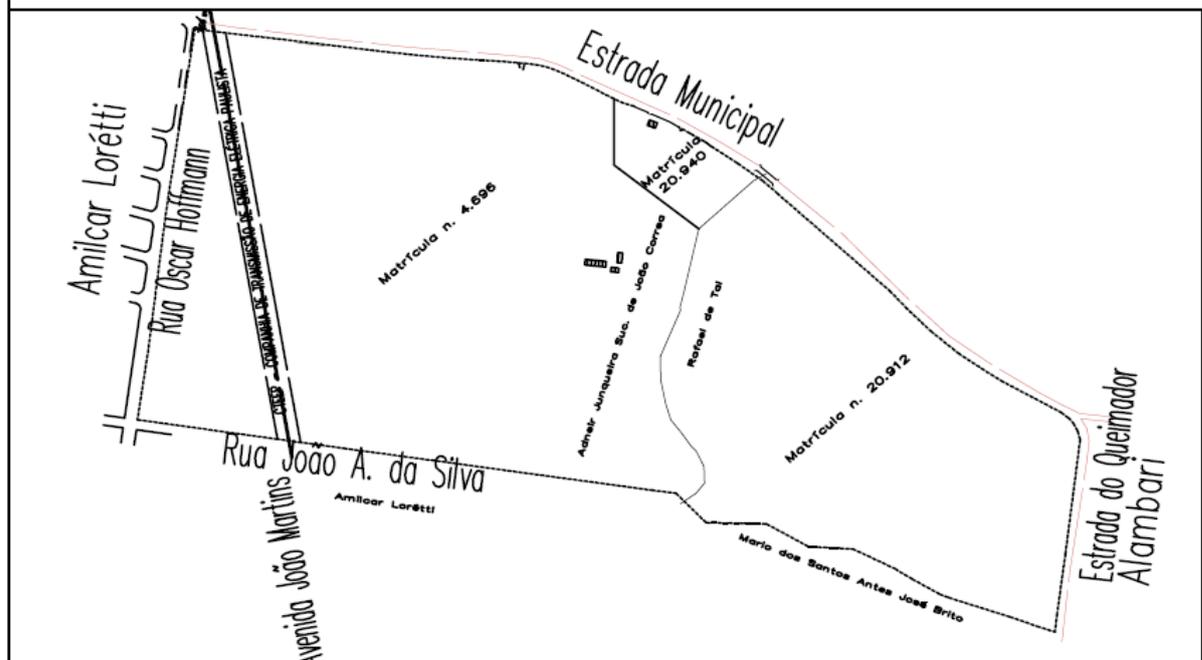
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo apresenta-se os resultados obtidos por meio da implementação do roteiro do modelo proposto para o dimensionamento de sistemas de microdrenagem pluvial.

5.1 EMPREENDIMENTO 1 – LOTEAMENTO URBANO NA CIDADE DE TATUÍ/SP

O empreendimento 01, apresentado na Figura 5.1, trata-se de um loteamento urbano na cidade de Tatuí/SP, com um total de 645 lotes residenciais e comerciais.

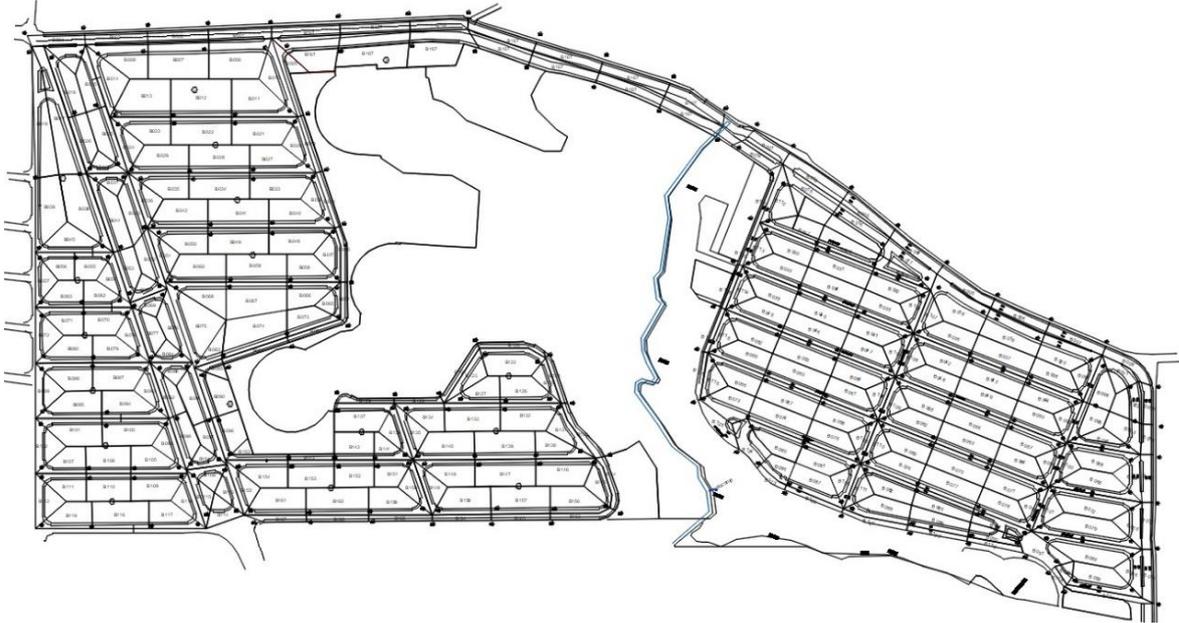
Figura 5.1 – Planta de situação do Empreendimento 1 na cidade de Tatuí/SP



Fonte: Do autor (2019)

Como demonstrado na Figura 5.2, o dimensionamento da microdrenagem, realizado pelo modelo proposto, resultou em uma área drenada de 413.945,36 m² dividida em 311 microbacias de contribuição (1331,01m²/microbacia).

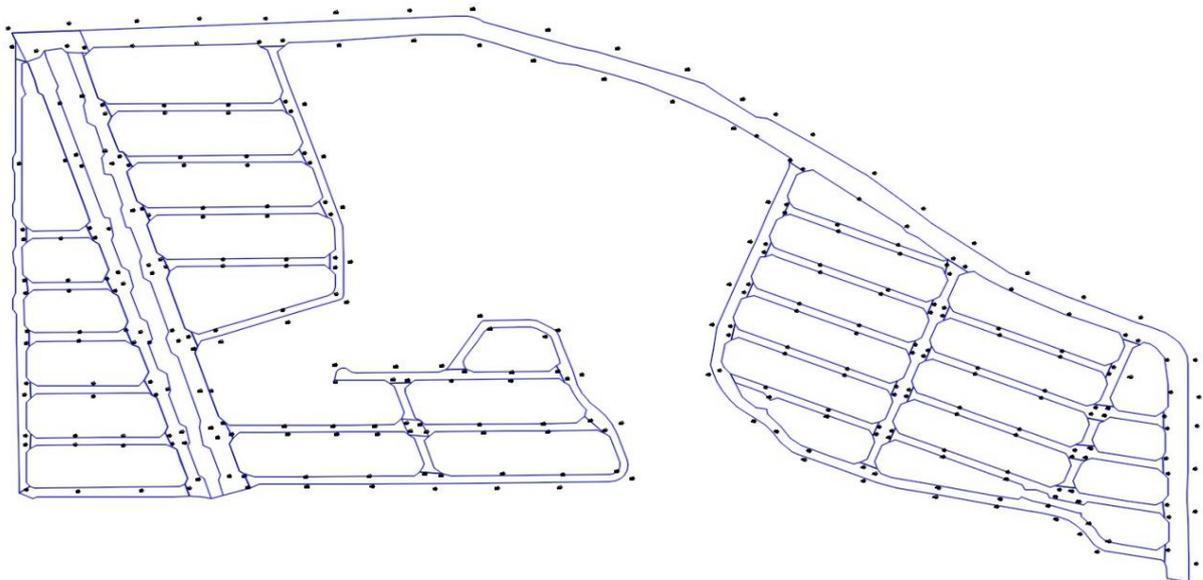
Figura 5.2 – Microbacias de contribuição para o Empreendimento 01



Fonte: Do autor (2019)

A malha de escoamento foi formada por 319 nós e 916 trechos, dispostos conforme ilustrado na Figura 5.3.

Figura 5.3 – Malha de escoamento para o Empreendimento 01

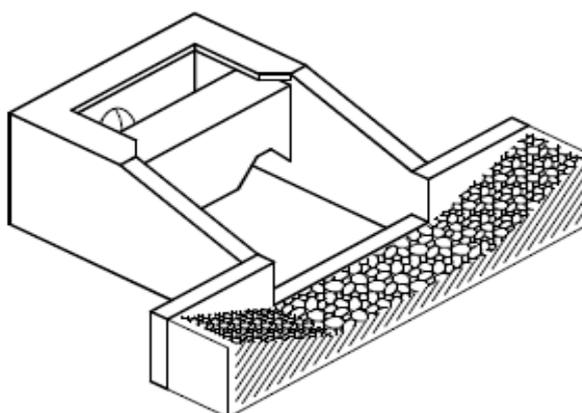


Fonte: Do autor (2019)

Em função da topografia e da disposição das tubulações, o empreendimento dividiu-se em três macro-áreas de contribuição, resultando em três dispositivos de lançamento do tipo Bacia de Dissipação por impacto nas proximidades e afluentes do ribeirão contíguo à gleba. De acordo

com Peterka (1978), a bacia de dissipação por impacto é uma estrutura em forma de caixa dotada de uma viga transversal com secção em L invertido, que não requer a existência de qualquer nível de água mínimo a jusante para assegurar o seu bom funcionamento. Este modelo da Figura 5.4 é aplicável para vazões até cerca de 11 m³/s e velocidades até 9 m/s

Figura 5.4 – Dispositivo de lançamento do tipo ‘Bacia de Dissipação por impacto’



Fonte: Adaptado de Peterka (1978)

Parâmetros iniciais de projeto:

Para os cálculos hidrológicos do empreendimento, considerando-se a concepção de um sistema de microdrenagem de loteamento residencial urbano, adotou-se um período de recorrência de 10 anos e uma duração de chuva de projeto de 15 minutos. Desta forma, com base nos dados da Tabela 5.1, estimou-se a máxima intensidade pluviométrica para os parâmetros adotados.

Tabela 5.1 – Previsão de máximas intensidades de chuva para Tatuí/SP

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)				
	2	5	10	15	20
10	77,8	103,1	119,8	129,3	135,9
20	62	82,3	95,8	103,4	108,7
30	52	69,2	80,5	86,9	91,4
60	35,9	47,9	55,8	60,3	63,4
120	23,1	30,9	36,1	39	41,4

Fonte: Adaptado de DAEE (1999)

Desta forma, obteve-se os parâmetros iniciais para o dimensionamento apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Parâmetros iniciais de projeto para o Empreendimento 01

Tempo de retorno (T)	10 anos
Duração da chuva (d)	15 minutos
Cidade	Tatuí/SP
Intensidade pluviométrica de projeto	117,16 mm/h

Fonte: Do autor (2019)

A boca de lobo adotada, do tipo combinada, possui uma capacidade estimada de engolimento de aproximadamente 60 l/s, desta forma, adotando um fator de redução, considerou-se para os cálculos a capacidade de 55 l/s (0,055 m³/s).

Conforme dados da Tabela 5.3, A aplicação do modelo proposto no **Loteamento 1** diminuiu o quantitativo de todos os diâmetros, resultando em uma diferença de 57,26% na metragem total das tubulações, em relação ao projeto original apresentado.

Tabela 5.3 – Comparativo do quantitativo de tubulações para o Empreendimento 01

Tubulações	Projeto Tradicional (m)	Modelo Proposto (m)	Diferença (%)
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 400	4914,1	1.327,86	59,43%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 600	6.735,21	1.654,13	55,21%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 800	1.517,89	538,64	60,60%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1000	205,51	62,42	47,92%
Total:	13.372,71	5.715,82	57,26%

Fonte: Do autor (2019)

A análise do escoamento e a obtenção de valores da vazão imediatamente à montante das bocas de lobo mais próximos à realidade, possibilita a locação das bocas-de-lobo de modo que estas trabalhem em sua maioria com melhor eficiência (conforme Equação 4.5). Tal fato contribuiu para diminuição de 38,58 % destes dispositivos em relação ao projeto original, como apresentado na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Comparativo do quantitativo de bocas-de-lobo para o Empreendimento 01

	Projeto Tradicional (un.)	Modelo Proposto (un.)	Diferença (%)
Bocas de Lobo Simples	254	46	81,89%
Bocas de Lobo Duplas	0	55	-
Total de Bocas de Lobo	254	156	38,58%

Fonte: Do autor (2019)

A diminuição da metragem total dos bueiros, aliada à preferência por bocas-de-lobo dupla, resulta em uma economia na quantidade de poços de visitas. Como apresentado na Tabela 5.5, observa-se que a redução de 54,29% é próxima à obtida no quantitativo geral de tubulações, demonstrando relação direta entre estes.

Tabela 5.5 – Comparativo do quantitativo de poços de visita e terminais de lançamento para o Empreendimento 01

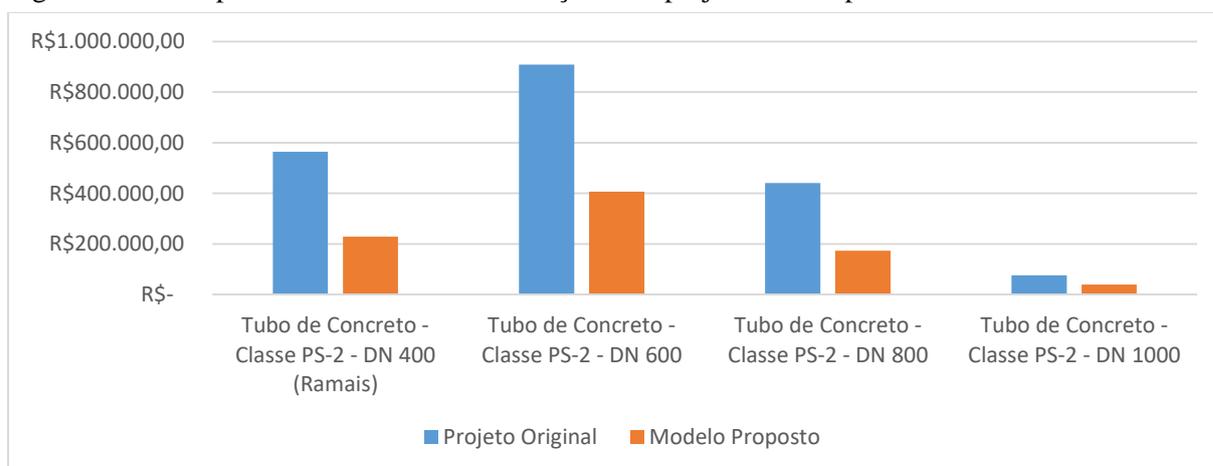
	Projeto Tradicional (un.)	Modelo Proposto (un.)	Diferença (%)
Poços de Visita (PV)	140	64	54,29%
Terminais de Lançamento	6	5	16,67%

Fonte: Do autor (2019)

As quantidades de terminais de lançamento estão relacionadas à topografia do terreno e a obtenção das bacias de drenagem da área loteada, portanto, a metodologia proposta neste trabalho pouco influencia no número de unidades deste. Ainda assim, conseguiu-se reduzir um terminal no projeto em questão.

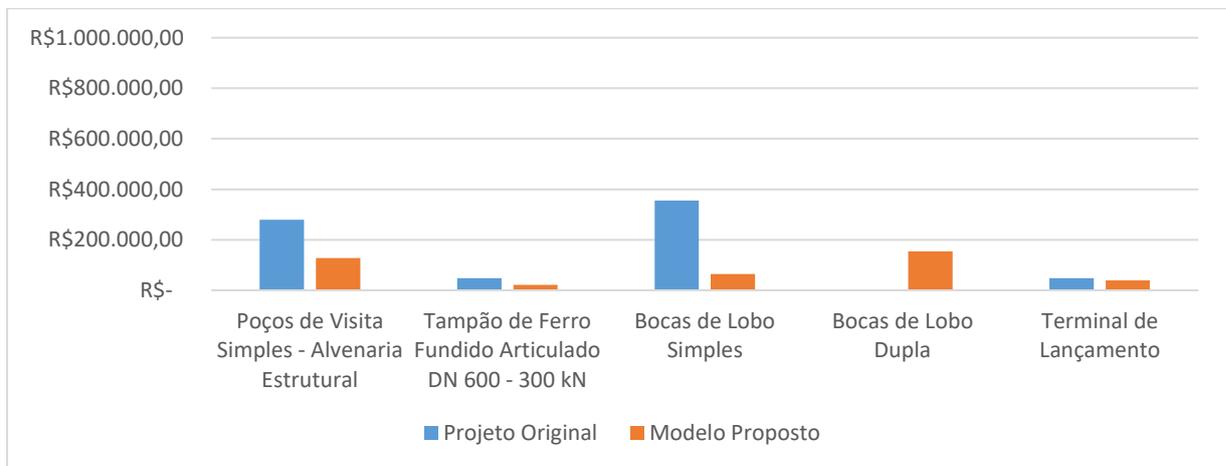
A Tabela 5.6 mostra que, em termos financeiros, a aplicação do modelo proposto gerou uma economia de **53,79%** em relação à concepção original. É possível visualizar nos gráficos das Figuras 5.5 e Figura 5.6, a redução dos custos em todos os diâmetros de tubulação, bem como, em todos dispositivos complementares.

Figura 5.5 – Comparativo de custos das tubulações dos projetos do Empreendimento 01.



Fonte: Do autor (2019)

Figura 5.6 – Comparativo de custos dos dispositivos complementares dos projetos do Empreendimento 01.



Fonte: Do autor (2019)

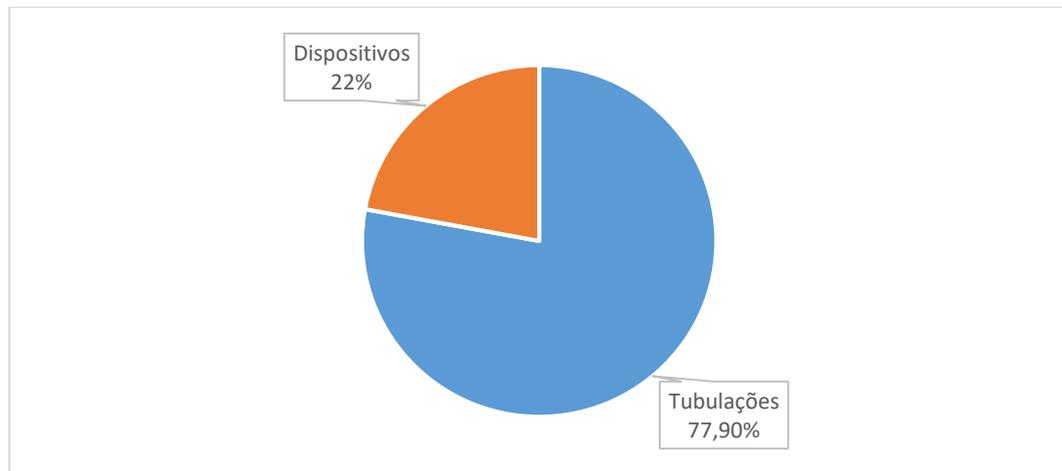
Tabela 5.6 – Economia prevista para o Empreendimento 01

Descrição	Economia
Tubulações	
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 400 (Ramais)	335.835,65
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 600	501.963,75
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 800	266.753,60
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1000	36.559,49
Subtotal	1.141.112,49
Dispositivos Complementares	
Poços de Visita Simples - Alvenaria Estrutural	152.000,00
Tampão de Ferro Fundido Articulado DN 600 - 300 kN	26.600,00
Bocas de Lobo Simples	291.200,00
Bocas de Lobo Dupla	- 154.000,00
Terminal de Lançamento	8.000,00
	323.800,00
Economia Total	1.464.912,49
Economia (%) em relação ao custo original	53,79%

Fonte: Do autor (2019)

Observa-se pelo gráfico da Figura 5.7, que a redução de custos das tubulações foram a maior responsável pela considerável economia em relação ao projeto original, representando 77,90% da composição desta, enquanto que, os demais dispositivos representaram 22,10%.

Figura 5.7 – Composição da economia gerada para o Empreendimento 01



Fonte: Do autor (2019)

No **Anexo C** é possível visualizar os traçados e plantas baixas do sistema de microdrenagem do Empreendimento 01 pela a concepção original e pelo modelo proposto.

5.2 EMPREENDIMENTO 2 – LOTEAMENTO URBANO NA CIDADE DE MAIRINQUE/SP

O empreendimento da Figura 5.8 trata-se de um loteamento urbano na cidade de Mairinque/SP, com um total de 726 lotes, sendo 526 residenciais (114.833,14 m²) e 200 lotes mistos (55.000,28 m²).

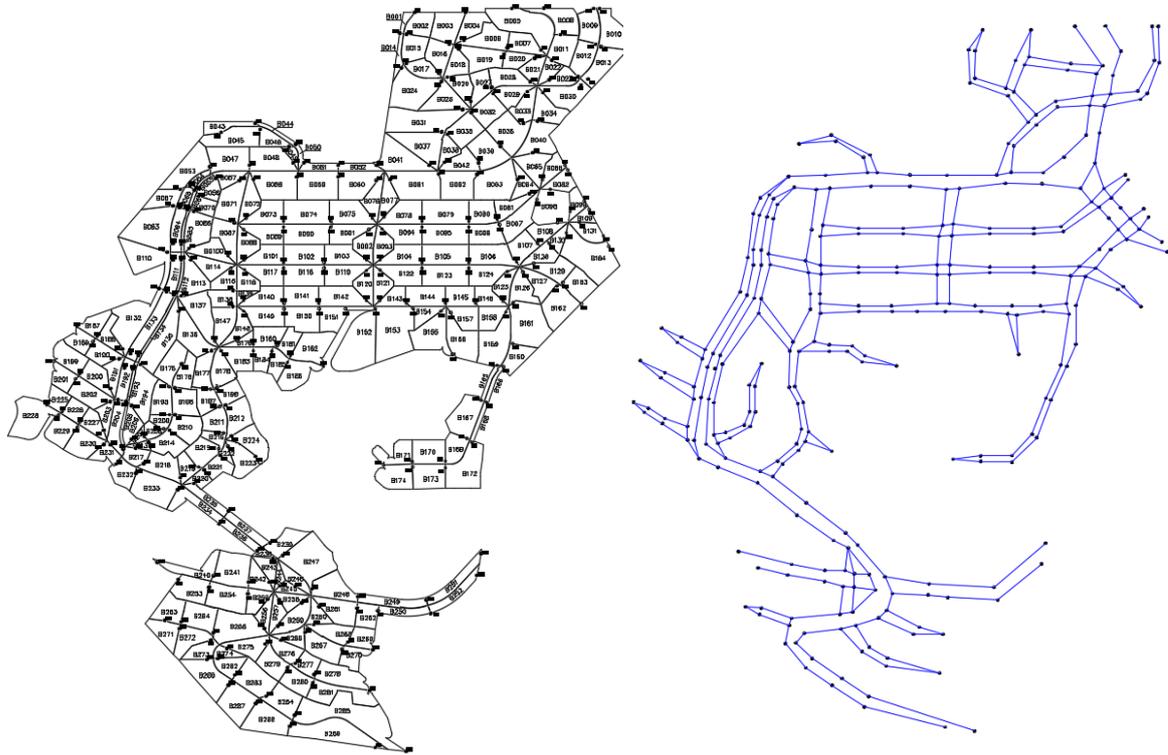
Figura 5.8 – Traçado urbanístico do loteamento do Empreendimento 02



Fonte: Do autor (2019)

Como demonstrado na Figura 5.9, o dimensionamento da microdrenagem, realizado pelo modelo proposto, resultou em uma área drenada de 289.905,10 m² dividida em 292 microbacias de contribuição (992,82 m²/microbacia), onde desta foram captadas 233.300,82 m² para escoamento subterrâneo, o que corresponde à aproximadamente 80% da área de contribuição considerada. A malha de escoamento foi formada por 304 nós e 360 trechos.

Figura 5.9 – Microbacias e malha de escoamento para o Empreendimento 02.



Fonte: Do autor (2019)

Em função da topografia acidentado do terreno e da disposição das tubulações, o empreendimento dividiu-se em seis macro-áreas de contribuição, resultando em seis dispositivos de lançamento do tipo Bacia de Dissipação por impacto, como no Empreendimento 1, nas proximidades e afluentes dos córregos do interior da gleba.

Parâmetros iniciais de projeto:

Assim como no Empreendimento 1, para os cálculos hidrológicos do empreendimento, considerando-se a concepção de um sistema de microdrenagem de loteamento basicamente residencial urbano, adotou-se um período de recorrência de 10 anos e uma duração de chuva de projeto de 15 minutos. Desta forma, em função da falta de dados pluviométricos da cidade em questão, adotou-se, pela proximidade, a Equação de Chuva (EQ. 5.1) para a cidade de Sorocaba/SP (SAAE, 2010).

$$X_{t,TR} = a. (t - 0,1)^b + 0,77969. c. (t - 0,1)^d. (y_{TR} - 0,57722) \quad (5.1)$$

onde:

$X_{t,TR}$ – precipitação máxima (mm) para a duração t e período de retorno TR (anos)

t – duração da chuva (h)

y_{tr} – parâmetro obtido pela Equação 5.2.

$$y_{TR} = -\ln\left(\ln\left(\frac{TR}{TR-1}\right)\right) \quad (5.2)$$

a, b, c e d – constantes que variam de acordo com a Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Constantes para Equação de Chuva da cidade de Sorocaba/SP

	a	b	c	d
10 min ≤ t ≤ 1h	50,7	0,374	10,9	0,374
1h ≤ t ≤ 1,5h	50,7	0,374	10,8	0,313
1,5 h ≤ t ≤ 12h	54,9	0,140	10,8	0,313
12 h ≤ t ≤ 24h	35,4	0,313	10,8	0,313

Fonte: SAAE, 2010

Uma vez encontrada a precipitação $X_{t,TR}$, divide-se o valor pela duração de chuva t, afim de obter a intensidade pluviométrica de projeto, apresentada na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Parâmetros iniciais de projeto para o Empreendimento 02

Tempo de retorno (T)	10 anos
Duração da chuva (d)	15 minutos
Cidade	Sorocaba/SP
Intensidade pluviométrica de projeto	127,72 mm/h

Fonte: Do autor (2019)

A boca de lobo adotada, do tipo combinada, possui uma capacidade estimada de engolimento de aproximadamente 60 l/s. Neste projeto, pela composição difusa das bacias de contribuição, considerou-se a capacidade total de engolimento, sem fator de redução.

Observa-se que o modelo proposto resultou em uma economia de 5,40% na metragem total da rede, muito em função da redução de aproximadamente 500 metros de tubos de concreto DN 600 (TABELA 5.9). Apesar de ter eliminado pequenos trechos de DN 1000 e DN 1200, em termos financeiros, em função do custo elevado destas, resulta-se em uma economia considerável.

Tabela 5.9 – Comparativo do quantitativo de tubulações para o Empreendimento 02

	Projeto Tradicional (m)	Modelo Proposto (m)	Diferença (%)
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 400	1287,5	1613,2	-25,30%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 600	3095,92	2603,71	15,90%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 800	369,86	449,22	-21,46%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1000	89,72	0	100,00%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1200	89,47	0	100,00%
Total	4932,47	4666,13	5,40%

Fonte: Do autor (2019)

Analisando os dados da Tabela 5.10, é evidente que no projeto tradicional, originalmente proposto para o empreendimento, houve o superdimensionamento em relação à quantidade de bocas de lobo, fato que pode ser associada a adoção de apenas bocas de lobo duplas, reduzindo de forma acentuada a eficiência ao locar estes dispositivos em locais que aparentemente seriam dispensáveis, fato que gerou a maior economia entre os dois projetos.

Tabela 5.10 – Comparativo do quantitativo de bocas-de-lobo para o Empreendimento 02

	Projeto Tradicional (un.)	Modelo Proposto (un.)	Diferença (%)
Bocas de Lobo Simples	0	50	-
Bocas de Lobo Duplas	153	27	82,35%
Total de Bocas de Lobo	306	104	66,01%

Fonte: Do autor (2019)

A elevada quantidade de bocas de lobo no projeto original teve influência direta no quantitativo dos poços de visita. Observa-se que no Empreendimento 1, a diferença da quantidade de PV's era similar à diferença da metragem total da rede, no entanto, neste empreendimento, apesar da pouca diferença na metragem total das redes, a diferença percentual de poços de visitas ficou em 36,61% (TABELA 5.11).

Os terminais de lançamento correspondem ao ponto final da rede, próximo à cursos d'água e em cotas mais baixas. Com um melhor aproveitamento da topografia e, em certos casos, invertendo a queda de determinados trechos de tubulações, foi possível concentrar os escoamentos em um número inferior de macrobacias. Com isso, conclui-se que em determinados casos, se possível, é preferível a inversão da inclinação das tubulações de modo a evitar a concepção de novos dissipadores de energia.

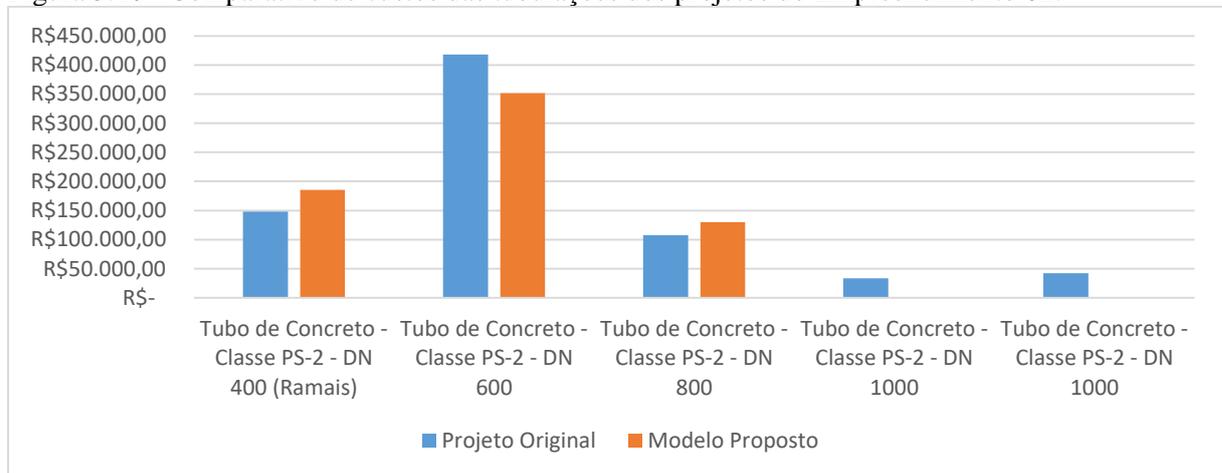
Tabela 5.11 –Comparativo do quantitativo de poços de visita e terminais de lançamento para o Empreendimento 02

	Projeto Tradicional (un.)	Modelo Proposto (un.)	Diferença (%)
Poços de Visita (PV)	112	71	36,61%
Terminais de Lançamento	11	6	45,45%

Fonte: Do autor (2019)

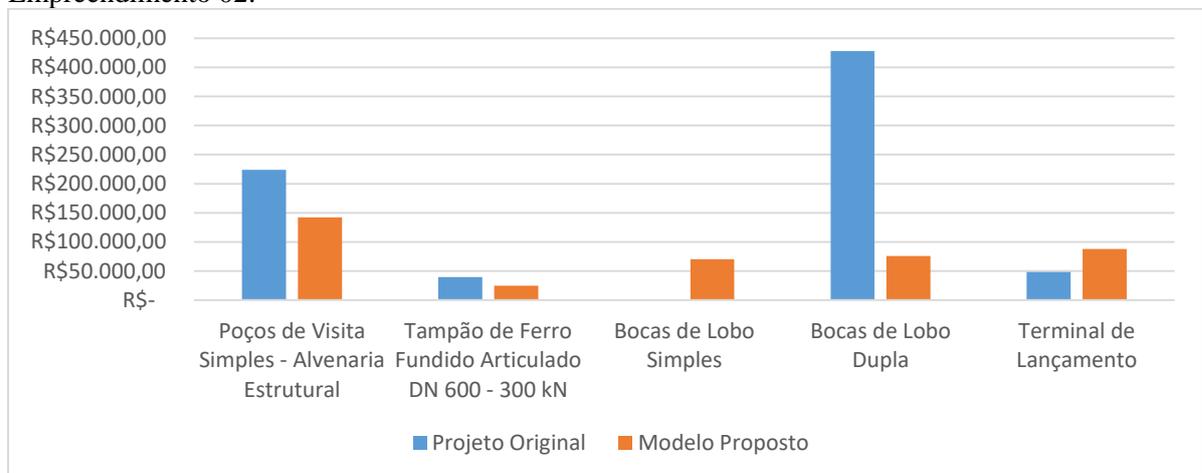
Como demonstrado nos gráficos das Figuras 5.10 e Figura 5.11 e na Tabela 5.12, em relação aos custos financeiros de implantação dos sistemas, gerou-se uma economia de **32,75%** em relação ao projeto original.

Figura 5.10 - Comparativo de custos das tubulações dos projetos do Empreendimento 02.



Fonte: Do autor (2019)

Figura 5.11 - Comparativo de custos dos dispositivos complementares dos projetos do Empreendimento 02.



Fonte: Do autor (2019)

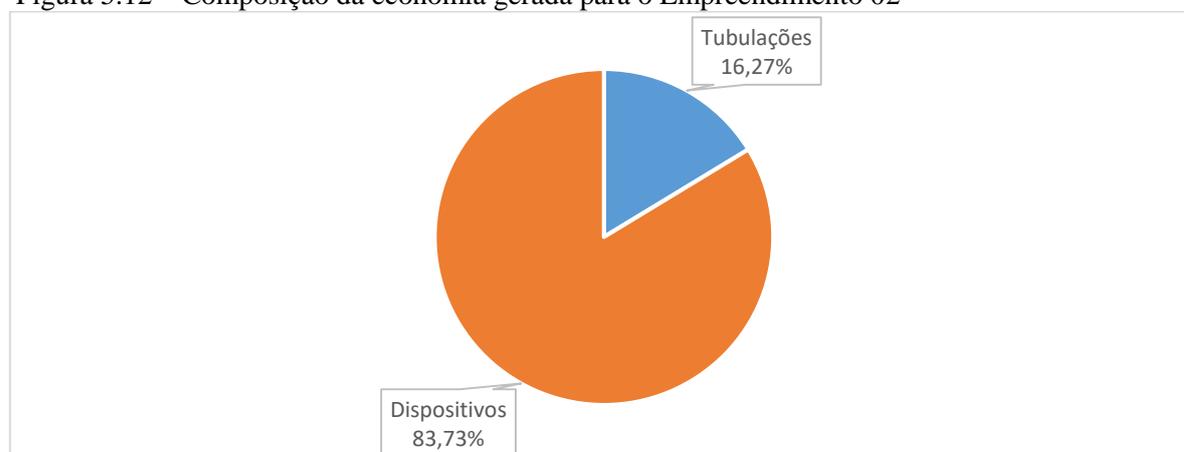
Tabela 5.12 – Economia prevista para o Empreendimento 02

Descrição	Economia
Tubulações	
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 400 (Ramais)	- 37.455,50
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 600	66.448,35
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 800	- 23.014,40
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1000	33.304,06
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1200	42.158,26
Subtotal	81.440,78
Dispositivos Complementares	
Poços de Visita Simples - Alvenaria Estrutural	82.000,00
Tampão de Ferro Fundido Articulado DN 600 - 300 kN	14.350,00
Bocas de Lobo Simples	- 70.000,00
Bocas de Lobo Dupla	352.800,00
Terminal de Lançamento	40.000,00
	339.150,00
Economia Total	419.150,00
Economia (%) em relação ao custo original	32,75%

Fonte: Do autor (2019)

Vale destacar, que diferentemente do Empreendimento 1, esta economia concentrou-se sua maioria nos dispositivos complementares, representando 83,73%, enquanto que as tubulações representaram 16,27% desta economia (FIGURA 5.12). Esta inversão é explicada pela situação de superdimensionamento das bocas de lobo, notada facilmente no gráfico da Figura 5.11.

Figura 5.12 – Composição da economia gerada para o Empreendimento 02



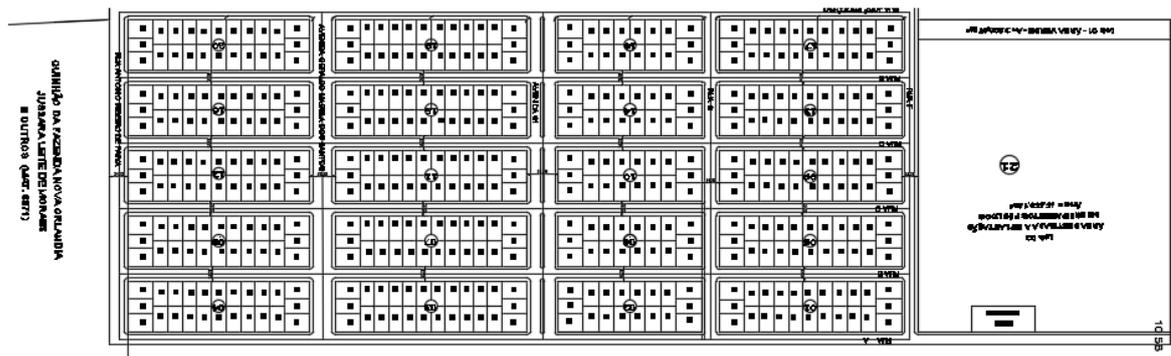
Fonte: Do autor (2019)

No **Anexo D** é possível visualizar os traçados e plantas baixas do sistema de microdrenagem do Empreendimento 02 pela a concepção original e pelo modelo proposto.

5.3 EMPREENDIMENTO 3 – LOTEAMENTO URBANO NA CIDADE DE NOVA ANDRADINA/MS

O empreendimento 3 trata-se de um loteamento urbano na cidade de Nova Andradina/MS, com um total de 463 lotes residenciais. Tal área distingue das demais, por diversos fatores como possuir geometria regular na disposição das quadras (FIG. 5.13), possuir uma boa topografia, com baixas declividades, uniformidade de sentido do escoamento e apenas um exutório. Tais características torna o dimensionamento menos dispendioso e mais ágil.

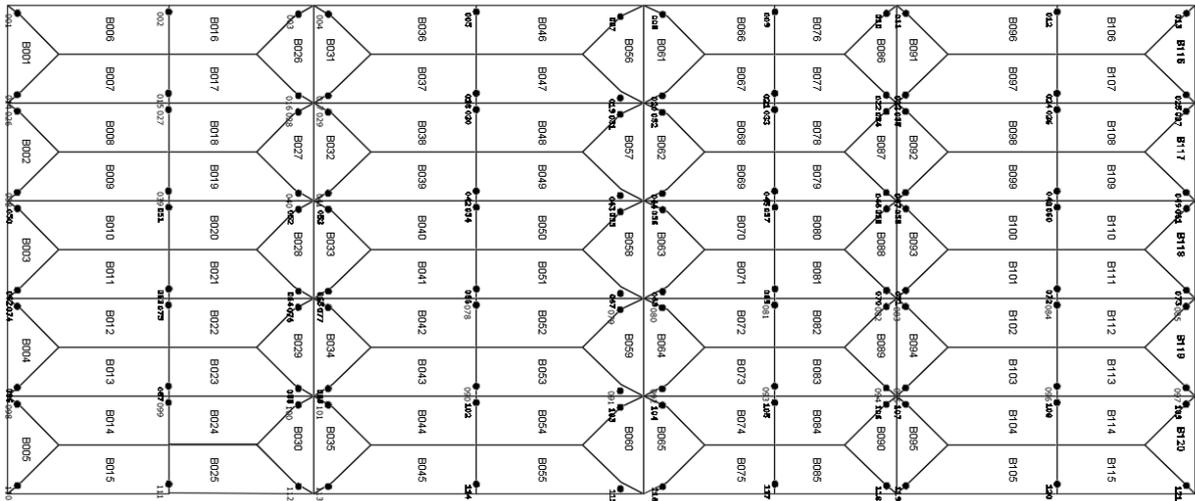
Figura 5.13 – Projeto urbanístico do Empreendimento 03



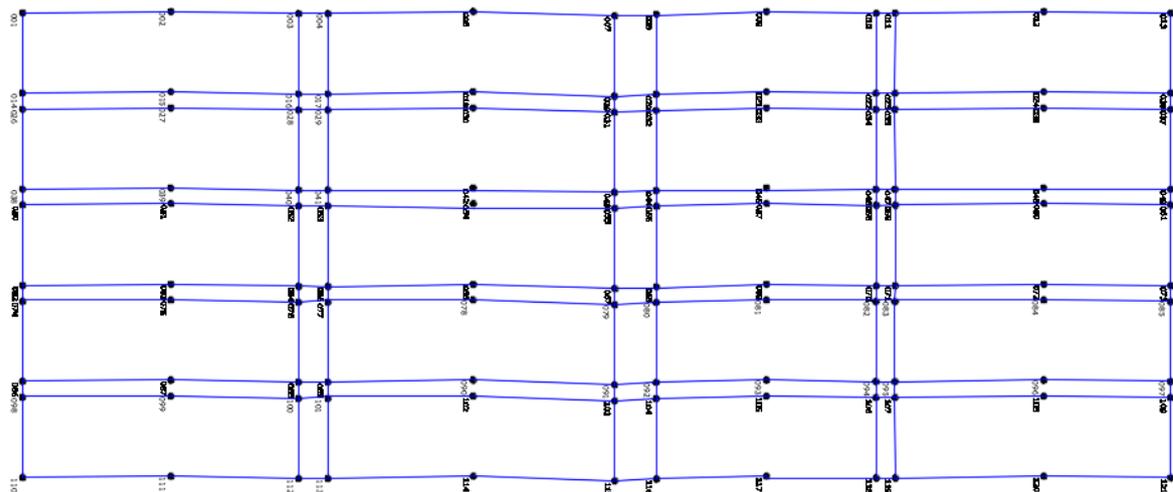
Fonte: Do autor (2019)

O dimensionamento da microdrenagem, realizado conforme objeto deste trabalho, resultou em uma área drenada de 162.652,69 m² dividida em 120 microbacias de contribuição (0,135 ha/microbacia), como apresentado na Figura 5.14 (a), e uma malha de escoamento composta por 121 nós e 183 trechos, como na Figura 5.14 (b), onde a totalidade da contribuição pluvial foi captada para escoamento subterrâneo. Assim como na concepção do projeto original, todo o escoamento foi direcionado para uma bacia de retenção localizada na Área Institucional à jusante do empreendimento.

Figura 5.14 – Microbacias de contribuição para o Empreendimento 03



(a)



(b)

Fonte: Do autor (2019)

Parâmetros iniciais de projeto:

Para os cálculos hidrológicos do empreendimento, considerando-se a concepção de um sistema de microdrenagem de loteamento residencial urbano, adotou-se um período de recorrência de 10 anos e uma duração de chuva de projeto de 15 minutos. Desta forma, com base na equação de chuva (EQ. 5.3) para a cidade de Nova Andradina/MS, estimou-se a máxima intensidade pluviométrica, apresentada na Tabela 5.13, para os parâmetros adotados, conforme Griebeler *et.al.* (2009) em “Intensidade-duração-frequência de chuvas para o Estado de Mato Grosso do Sul”.

(5.3)

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{K \cdot T^a}{(t + b)^c}$$

Tabela 5.13 – Parâmetros iniciais de projeto para o Empreendimento 03

Tempo de retorno (T)	10 anos
Duração da chuva (t)	15 minutos
Cidade	Nova Andradina/MS
K	807,235
a	0,1278
b	10
c	0,7419
Intensidade pluviométrica de projeto	117,16 mm/h

Fonte: Do autor (2019)

Como nos demais casos, foram adotadas bocas de lobo do tipo combinada, com capacidade estimada de engolimento de aproximadamente 60 l/s. Neste projeto, por não possuir uma área tão elevada e sentido de escoamento bem definido, considerou-se a capacidade total de engolimento, sem fator de redução.

Pela Tabela 5.14, observa-se que o modelo proposto resultou em uma economia de 36,79% na metragem total da rede, resultado direto da quantidade dos ramais das bocas de lobo (Tubos de Concreto DN 400). A diminuição dos tubos de concreto DN 400 justifica-se pela redução de 55% das bocas-de-lobo (TABELA 5.15). Houve um pequeno aumento nos tubos DN 800, compensados com uma redução de 20% nos tubos de DN 600.

Tabela 5.14– Comparativo do quantitativo de tubulações para o Empreendimento 03

	Projeto Tradicional (m)	Modelo Proposto (m)	Diferença (%)
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 400	1270	398,06	68,66%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 600	1090	871,91	20,01%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 800	320	400,72	-25,23%
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1000	63,4	63,4	0,00%
Total	2743,4	1734,09	36,79%

Fonte: Do autor (2019)

Tabela 5.15 – Comparativo do quantitativo de bocas-de-lobo para o Empreendimento 03

	Projeto Tradicional (un.)	Modelo Proposto (un.)	Diferença (%)
Bocas de Lobo Simples	48	30	37,50%
Bocas de Lobo Duplas	36	12	66,67%
Total	120	54	55,00%

Fonte: Do autor (2019)

Ressalta-se que, visando a boa técnica e melhor concepção dos loteamentos, o dimensionamento mais econômico da rede pluvial foi prejudicado pela presença de avenidas perpendiculares aos escoamentos principais. Com isso, adotou-se o conceito de não permitir que o fluxo atravessasse a via. Tal fato nos permite visualizar a influência do traçado urbanístico no dimensionamento da drenagem urbana.

Em função da pouca diferença entre os traçados original, não se notou uma economia considerável no número de poços de visita, como pode ser observado na Tabela 5.16. Conforme citado anteriormente, manteve-se a mesma concepção do lançamento final das águas pluviais.

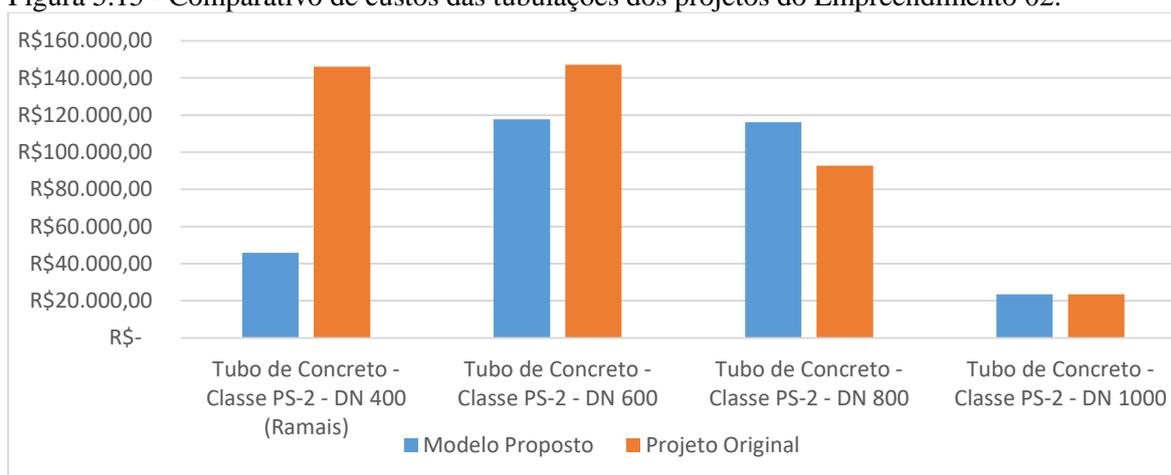
Tabela 5.16 – Comparativo do quantitativo de bocas-de-lobo para o Empreendimento 03

	Modelo Proposto (un.)	Projeto Tradicional (un.)	Diferença (%)
Poços de Visita (PV)	21	25	16,00%
Terminais de Lançamento	1	1	-

Fonte: Do autor (2019)

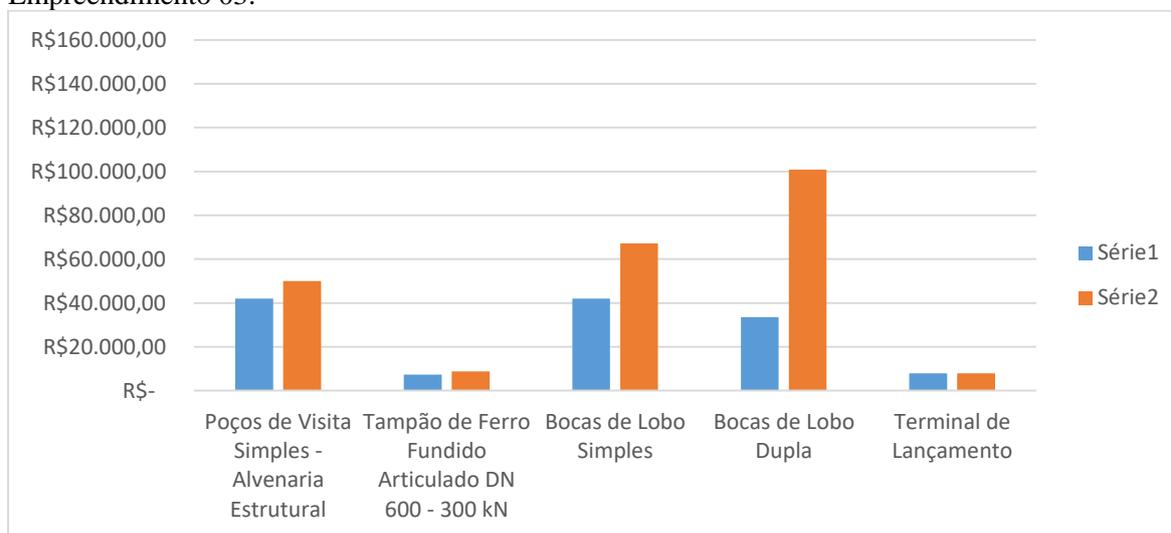
Em termos financeiros, os gráficos das Figuras 5.15 e 5.16 nos mostra a diferença entre as duas metodologias, resultando em uma economia global de **32,30%**, como apresentado na Tabela 5.17 - relação bastante próxima à do Empreendimento 02. Nota-se que as reduções das quantidades de bocas de lobo e de seus ramais foram responsáveis pela maior economia.

Figura 5.15 - Comparativo de custos das tubulações dos projetos do Empreendimento 02.



Fonte: Do autor (2019)

Figura 5.16 - Comparativo de custos dos dispositivos complementares dos projetos do Empreendimento 03.



Fonte: Do autor (2019)

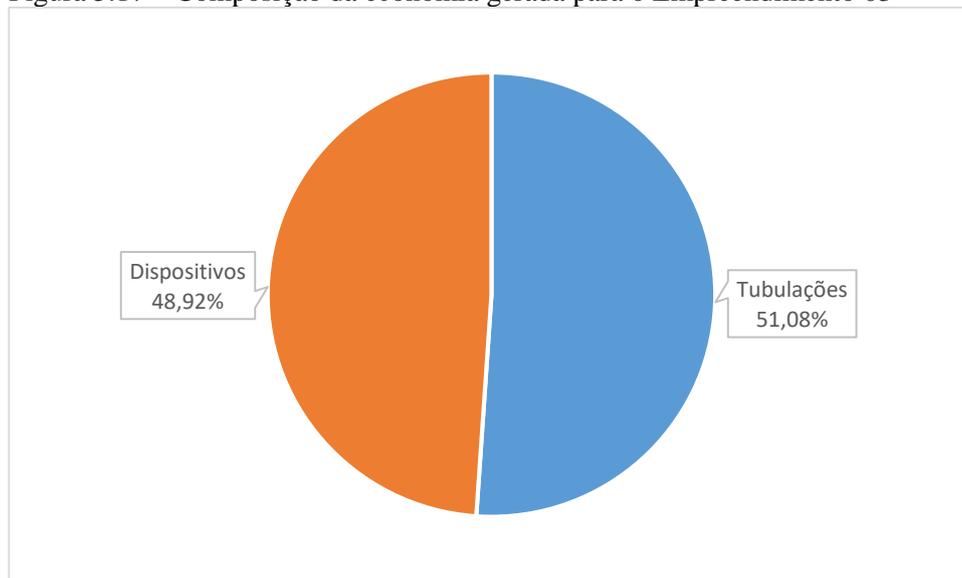
Tabela 5.17 – Economia prevista para o Empreendimento 01

Descrição	Economia
Tubulações	
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 400 (Ramais)	R\$ 100.273,10
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 600	R\$ 29.442,15
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 800	-R\$ 23.408,80
Tubo de Concreto - Classe PS-2 - DN 1000	R\$ -
Subtotal	R\$ 106.306,45
Dispositivos Complementares	
Poços de Visita Simples - Alvenaria Estrutural	R\$ 8.000,00
Tampão de Ferro Fundido Articulado DN 600 - 300 kN	R\$ 1.400,00
Bocas de Lobo Simples	R\$ 25.200,00
Bocas de Lobo Dupla	R\$ 67.200,00
Terminal de Lançamento	R\$ -
	R\$ 101.800,00
Economia Total	208.106,45
Economia (%) em relação ao custo original	32,30%

Fonte: Do autor (2019)

Conforme apresentado no gráfico da Figura 5.17, ao contrário dos demais casos, a economia gerada ficou praticamente equitativa entre as tubulações e dispositivos complementares.

Figura 5.17 – Composição da economia gerada para o Empreendimento 03



Fonte: Do autor (2019)

No **Anexo E** é possível visualizar os traçados e plantas baixas do sistema de microdrenagem do Empreendimento 03 pela a concepção original e pelo modelo proposto.

6 CONCLUSÕES

A proposta de metodologia para cálculo da microdrenagem urbana a partir de análise discretizada do escoamento superficial da água de chuva demonstrou que é possível, através de um estudo mais detalhado e aprimorado, aumentar a eficiência dos dispositivos de drenagem e, conseqüentemente, reduzir os custos de implantação do sistema.

A discretização manual das áreas de contribuição e análise do escoamento por sarjetas, torna-se o cálculo mais dispendioso em função do aumento de microbacias e trechos a serem considerados. No entanto, tal metodologia passa a retratar de forma mais real o fenômeno físico de como o escoamento comporta-se trecho a trecho, possibilitando ao projetista verificar a capacidade das sarjetas e a melhor posição de locação das bocas de lobo, de modo a aproveitá-las sem desperdício de sua eficiência. Em todos os casos, as quantidades destes dispositivos de captação foram reduzidas consideravelmente.

Os empreendedores buscam cada vez mais, alternativas na elaboração de projetos que resultem em economia na implantação destes sistemas. Para os empreendimentos em estudos, com novas concepções baseadas no modelo proposto, resultaram em uma economia de 53,79% no Empreendimento 01, 32,75% no Empreendimento 02 e 32,30% no Empreendimento 03.

Apesar ter obtido em todas as simulações uma economia considerável em relação à concepção tradicional, estas foram alcançada de maneiras bastante divergentes entre si. No Empreendimento 01, as tubulações foram responsáveis por 77,90% da economia, enquanto que no empreendimento 02 os dispositivos complementares que foram responsáveis por mais de 80% da economia. Já no Empreendimento 03, a economia dividiu-se de forma quase equitativa entre as tubulações e os dispositivos complementares.

O comportamento difuso da composição dos dados obtidos, apesar de levar em consideração os diferentes projetistas, justifica-se também pela drenagem ser um sistema complexo, composto por diversos fatores que podem interferir de forma acentuada e de várias maneiras na concepção do sistema. Além dos fatores teóricos já conhecidos relacionados às disciplinas de hidráulica e hidrologia, diversos outros podem ser levados em consideração, como o traçado urbanístico, facilidade executiva do empreendedor e diretrizes municipais.

Hoje, com a crescente evolução do conceito BIM na elaboração de projetos de edificações, vivemos uma verdadeira revolução relacionada à normatização, padronização, e principalmente, ao fluxo de trabalho, envolvendo diversos profissionais de diferentes áreas em todas as etapas de concepção de determinado projeto. Na contramão do exposto, não temos uma

normatização específica para projetos de drenagem, resultando em uma gama de especificações e normatização de projeto que variam de cidade para cidade.

Seria ideal a participação de profissionais com conhecimento em drenagem, topografia e demais sistemas de saneamento, já na fase de elaboração dos traçados preliminares de loteamentos urbanos. Desta forma, o projeto urbanístico gerado seria compatível com as formas mais econômicas de conceber os projetos complementares.

Em função da complexidade do sistema, diversos futuros estudos podem ser elaborados com o objetivo de visualizar como a mudança de cada parâmetro específico varia o resultado final, bem como eventual elaboração de programa computacional, uma vez que, a modelagem proposta por um arranjo entre nós e trechos, teve o objetivo principal de tornar o modelo, uma base propícia a ser incluída em determinada linguagem de programação, e com isso, gerar uma redução no tempo de dimensionamento, tornar possível uma discretização ainda maior e produzir resultados mais precisos.

Os dados obtidos neste estudo foram resultados de uma análise discretizada e variação de determinados fatores, concluindo que a metodologia tradicional trata o dimensionamento do sistema de microdrenagem de forma bastante intuitiva e que, através, de uma verificação mais específica e localizada é possível gerar, para um mesmo empreendimento e dentro das boas técnicas de engenharia, um projeto mais eficiente e econômico.

REFERÊNCIAS

- ABREU, M.C. **Desempenho de métodos de desagregação de chuvas intensas**. 2018. Tese (Doutorado em Meteorologia Aplicada) - Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa-MG, 2018.
- ASCE. **Design and Construction of sanitary and storm sewers**. New York (Manuals and Reports of Engineering Practice, 37), 1969.
- BARREIRO, C.H. **Tópicos sobre observação de drenagem superficial de vias urbanas**. 1997. Dissertação (Mestrado em Transportes) - Universidade de São Paulo (USP), São Paulo-SP, 1997.
- BRASIL. **Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007**. Brasília-DF, 5 jan. 2007. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/111445.htm. Acesso em: 8 abr. 2019.
- BRITO, D.S. **Metodologia para seleção de alternativas de sistemas de drenagem**. 2006. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) - Universidade de Brasília (UnB), Brasília-DF, 2006.
- CETESB – COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Drenagem urbana: manual de projetos**. São Paulo-SP: São Paulo-SP, 1986.
- CHRISTOFIDIS, H.V. **Drenagem Urbana Sustentável - Análise do uso do Retrovit**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília (UnB), Brasília-DF, 2010.
- COELHO, M.M.L.P.; LIMA, J.G.A. **Eficiência Hidráulica de Bocas de Lobo situadas em Sarjetas de Greide Contínuo**. In: RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 2010, RBRH, 2011. Nº 2, Vol. 16, 133-143.
- CSOBI, A. **Amortecimento superficial nos sistemas de microdrenagem em regiões em regiões de baixa declividade**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de São Paulo (USP), São Paulo-SP, 2011.
- DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA ESTRUTURA E TRANSPORTE. **Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem**. Rio de Janeiro-RJ: DNIT, 2005.
- DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA ESTRUTURA E TRANSPORTE. **Norma DNIT 018/2006 – ES – Drenagem – Sarjetas e Valetas**. Rio de Janeiro-RJ: DNIT, 2006.
- FÁTIMA, M. **Impactos da drenagem urbana na saúde pública em municípios de pequeno porte no estado do Rio Grande do Norte, Nordeste do Brasil**. 2013. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, 2013.
- FATTORI, G.F; BENETTI, A.D. **O impacto do modelo de cálculo na capacidade de descarga em sistema de drenagem urbana**. In: 2º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES, São Paulo-SP, 2000.
- FILHO, F.C.M.M.; COSTA, A.R. **Sistemática de Cálculo para o Dimensionamento de Galerias de Águas Pluviais: Uma abordagem alternativa**. In: REEC - REVISTA ELETRÔNICA DE ENGENHARIA CIVIL, 2012, Goiânia. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil [...]**. Goiânia: REEC, 2012. Nº 4, Vol. 1, 12-22.

FOLHA DE SÃO PAULO. Chuva forte deixa ao menos quatro mortos no Rio de Janeiro. **Folha de São Paulo**, São Paulo, 8 abr. 2019. Cotidiano, p. 1. Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2019/04/temporal-faz-rio-entrar-em-estagio-de-atencao-nesta-segunda-8.shtml>. Acesso em: 9 abr. 2019.

FOLHA DE SÃO PAULO. Desabamentos, enchentes e afogamento são registrados em SP após temporal. **Folha de São Paulo**, São Paulo, 12 mar. 2019. Cotidiano, p. 1. Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2019/03/desabamentos-enchentes-e-afogamento-sao-registrados-em-sp-apos-temporal.shtml>. Acesso em: 1 abr. 2019.

FUCHS, B.E. **Desenvolvimento de um sistema de cálculo automatizado para projetos em drenagem urbana**. 2011. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis-SC, 2011.

GRIEBELER, N. P.; PRUSKI, F. F.; SILVA, J. M. A. **Controle da erosão em estradas não pavimentadas**. p. 166-215. In: PRUSKY, F. F. Conservação de solo e água: Práticas mecânicas para o controle da erosão hídrica. 2ª. Edição. Editora UFV. 2009. 279p.

GUIMARÃES, R.C. **Comparação entre duas metodologias de cálculo e propagação de vazões em coletores de drenagem urbana: O método racional e equações de Saint-Venant**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza-CE, 2009.

GUO, J.C.Y.. *Street Storm Water Conveyance Capacity*. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASC, Colorado, 2000.

IZZARD, C.F. *Hydraulics of Runoff from Developed Surfaces*. *Proceedings of the 26th annual meeting of the Highway Research Board*. Washington-EUA, 1946.

LI, W. H.; GEYER, J. C.; SORTEBERG, K. K. **Flow into Curb-Opening Inlets**, 1951

LINSLEY, R.K.; FRANZINI, J.B. **Engenharia de Recursos Hídricos**. 1 ed. São Paulo: McGraw-Hill; São Paulo: EDUSP, 1964.

MONTEZ, L.A. **Estudo da capacidade de absorção de fluxo de drenagem superficial**. 2015. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), São José dos Campos-SP, 2015.

PAULA, T. J. A. G. **Zonas inundáveis e quantificação do risco de inundação em meios urbanos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Coimbra, Coimbra, 2013.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas intensas no Brasil**. Brasília: Departamento Nacional de Obras e Saneamento, 1957.

PINTO, J.A.P.; JUNIOR, L.U.R. **Contribuição para o dimensionamento de sistemas de microdrenagem urbana**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Universitário de Itajubá – FEPI, Itajubá/MG, 2017.

PINTO, N.L.S.; HOLTZ, A.C.T.; MARTINS, J.A. **Hidrologia de Superfície**. São Paulo: Edgard Blucher, 1973.

POMPÊO, C.A. **Aplicativo didático para cálculo de galerias pluviais**. 2011 - Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis-SC, 2011.

PORTO, R.; ZAHHEL, F. K; TUCCI, C.; BIDONE, F. **Drenagem Urbana**. In: Hidrologia: ciência e aplicação. TUCCI, C. E. M. (org.). Porto Alegre-RS: Ed. da Universidade, ABRH, EDUSP, 1993.

SAAE. **Equação de chuva de Sorocaba**. Sorocaba-SP, 29 abr. 2010. Disponível em: <http://www.saaesorocaba.com.br/arquivos/normas/equacao-sorocaba.pdf>. Acesso em: 1 abr. 2019.

SÃO PAULO (cidade). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais**. São Paulo-SP: SMDU, 2012.

SUDERHSA - SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL. **Manual de Drenagem Urbana**. Curitiba-PR: SUDERHSA, 2002.

PORTO, M. F. A. **Aspectos Qualitativos do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas**. In: TUCCI,C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1995.

TOMINAGA, E. N. S. **Urbanização e Cheias: Medidas de Controle na Fonte**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), São Paulo-SP, 2013.

TUCCI, C. E. M; GENZ, F. **Controle do Impacto da Urbanização**. In: Tucci,C.E.M.; Porto, R.L.L.; Barros, M.T. *Drenagem Urbana*. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH, 1995.

TUCCI, C.(org.) **Hidrologia – ciência e aplicação**. Editora da Universidade, ABRH, Porto Alegre-RS, 2000.

VIEIRA, L. **Aplicação de modelos hidrológicos com SIG em obras civis lineares**. 2015. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2015.

WILKEN, P.S. **Engenharia de drenagem superficial**. São Paulo: CETESB, 1978