

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS**

**CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**SAMUEL HENRIQUE DE OLIVEIRA**

**PROPOSTA DE ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM PARCIAL  
DA REGIÃO CENTRAL DA CIDADE DE MONTE SIÃO - MG**

**Varginha**

**2016**

**SAMUEL HENRIQUE DE OLIVEIRA**

**PROPOSTA DE ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM PARCIAL  
DA REGIÃO CENTRAL DA CIDADE DE MONTE SIÃO - MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel sob orientação do Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior.

Varginha  
2016

**SAMUEL HENRIQUE DE OLIVEIRA**

**PROPOSTA DE ADEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM PARCIAL  
DA REGIÃO CENTRAL DA CIDADE DE MONTE SIÃO - MG**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia civil do  
Centro Universitário do Sul de Minas como pré-  
requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca  
Examinadora composta pelos membros:  
Orientador: Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior.

Aprovada em     /     /

---

Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior

---

Eng<sup>a</sup>. Tamara Amabile Roberto Fonseca

---

Professora Luana Ferreira Mendes

OBS.:

Dedico este trabalho a minha família pelo apoio e motivação ao longo desse período, e principalmente ao meu Pai-Avô, Sr. Felix Luciano de Oliveira (*in memoriam*).

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, por me guiar e me dar forças para finalizar mais uma etapa da minha vida, minha família, ao meu coordenador pelo apoio e motivação, ao grupo empresarial Lagotela, por todos aqueles que me ajudaram a elaborar este trabalho.

“Nossos fracassos são, às vezes, mais  
frutíferos que nossos êxitos.”  
Henry Ford

## RESUMO

Este estudo avalia a capacidade de suporte hidráulico do sistema de microdrenagem da Rua do Mercado e da Avenida Presidente Getúlio Vargas, da região central do município de Monte Sião/MG. Foram levantados os dados hidrológicos, do uso e ocupação dos solos, e as condições da rede de águas pluviais existente. Durante o levantamento das condições da rede microdrenagem existente verificou-se a existência de inúmeras irregularidades, tanto no posicionamento dos dispositivos quanto no dimensionamento dos mesmos. No entanto o fator mais crítico identificado foi à falta de coerência entre os projetos de pavimentação e de drenagem urbana, caracterizada pelo inconsequente uso do revestimento asfáltico durante o processo de revitalização das vias urbanas. Foram propostas duas soluções para adequar o sistema de drenagem existente e em ambas propôs-se a realização da fresagem da camada de revestimento sobre as sarjetas. A primeira solução visa melhorar a drenagem da Av. Presidente Getúlio Vargas e manter o sistema existente na Rua do Mercado, e a segunda solução contempla melhorias na Rua do Mercado e na Av. Presidente Getúlio Vargas com o acréscimo de bocas de lobo, extensão e adequação da galeria existente. Os resultados obtidos na solução 2 mostram melhoras no sistema de drenagem, devido à redução significativa da área de alagamento que traz mais conforto aos pedestres e segurança aos veículos. Esta solução possui custo estimado de R\$ 214.077,00 e entende-se que com esta proposta os problemas existentes serão sanados.

**Palavras-chave:** drenagem urbana, sistema de microdrenagem, capacidade hidráulica, dispositivos de drenagem, Monte Sião.

## ABSTRACT

*This study evaluates the hydraulic support capacity of the micro-drainage system of Rua do Mercado and Presidente Getúlio Vargas Avenue, in the central region of the municipality of Monte Sião / MG. Hydrological data were collected, the use and occupation of the soils, and the conditions of the existing rainwater network. During the survey of the conditions of the existing microdrainage network there were numerous irregularities, both in the positioning of the devices and in the sizing of the same. However, the most critical factor identified was the lack of coherence between the paving and urban drainage projects, characterized by the inconsequential use of the asphalt coating during the urban revitalization process. Two solutions were proposed to adapt the existing drainage system, and in both it was proposed to perform the milling of the coating layer on the gutters. The first solution aims to improve the drainage of Av. Presidente Getúlio Vargas and maintain the existing system in Rua do Mercado, and the second solution includes improvements in Rua do Mercado and Av. Presidente Getúlio Vargas with the addition of mouths of wolf, extension and Adaptation of the existing gallery. The results obtained in solution 2 show improvements in the drainage system, due to the significant reduction of the flood area that brings more pedestrian comfort and vehicle safety. This solution has an estimated cost of R \$ 214,077.00 and it is understood that with this proposal the existing problems will be remedied.*

**Keywords:** *urban drainage, microdrainage system, hydraulic capacity, drainage devices, Monte Sião.*



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Microdrenagem tradicional .....	20
Figura 2 – Traçados de ruas em loteamentos. ....	24
Figura 3 – Fluxograma das fases de um projeto de drenagem urbana .....	26
Figura 4 – Levantamento de fluxo nas ruas (a) e divisão de áreas de contribuição para as ruas (b). ....	32
Figura 5 – Seção de uma sarjeta triangular com os seus elementos constitutivos.....	39
Figura 6 – Seção composta de uma sarjeta triangular e seus elementos constitutivos.....	40
Figura 7 – Seção típica de um sarjetão .....	40
Figura 8 – Seções tipos padronizadas de sarjetas conforme Manual de Drenagem Urbana da SUDECAP.....	42
Figura 9 – Fatores de redução ( $F_R$ ) de escoamento das sarjetas.....	44
Figura 10 – Tipologia básica para boca de lobo conforme declividade da via .....	45
Figura 11 – Boca de lobo simples (a), cortes da boca de lobo simples (b) e posição da rede coletora na via com o devido posicionamento da boca de lobo (c).....	46
Figura 12 – Configurações típicas de cruzamentos em sistemas de microdrenagem.....	47
Figura 13 – Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de engolimento das bocas de lobo .....	48
Figura 14 – Capacidade de esgotamento das bocas de lobo simples com depressão de 5 cm, em pontos baixos das sarjetas.....	49
Figura 15 – Bocas de lobo situadas em ponto intermediário da sarjeta .....	50
Figura 16 – Esquema do sistema de microdrenagem com todos os seus elementos constitutivos (a), e esquema de corte transversal típico adequado de captação e escoamento de águas de uma via urbana.....	54
Figura 17 – Determinação da declividade de um coletor .....	56
Figura 18 – Parâmetros de seção circular .....	58
Figura 19 – Indicação do tirante d'água em seções circulares ( $y/D$ ).....	58
Figura 20 – Ábaco de fator de redução de vazão de galerias .....	59
Figura 21 – Limites do município de Monte Sião/MG .....	61
Figura 22 – Fracionamento excessivo dos lotes no centro de Monte Sião,.....	63
Figura 23 – Ruas alagadas durante chuva intensa em Monte Sião/MG .....	64
Figura 24 – Cruzamento da Rua do Mercado com a Rua Florêncio Alves de Carvalho.....	67

Figura 25 – Sarjetão coberto com revestimento asfáltico no cruzamento da Rua do Mercado com a Av. Getúlio Vargas .....	68
Figura 26 – Alturas variáveis das guias das sarjetas e poço de visita coberto com revestimento asfáltico.....	68
Figura 27 – Diretrizes para concepção do projeto obtidos através do Pluvio 2.1 .....	69
Figura 28 – Delimitação da bacia de contribuição para a Rua do Mercado e a Av. Getúlio Vargas.....	71
Figura 29 – Seção transversal da sarjeta.....	73
Figura 30 – Parâmetros considerados para o cálculo da carga hidráulica sobre grelhas (sem escala).....	76

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tempos de recorrência para obras de drenagem.....	27
Tabela 2 – Tempo de entrada ( $t_i$ ) para regiões com a montante urbanizada .....	29
Tabela 3 – Valores de $\alpha$ para a equação de Otto Pfafstetter .....	31
Tabela 4 – Valores de $\beta$ para a equação de Otto Pfafstetter para algumas cidades brasileiras	31
Tabela 5 – Valores de coeficiente de escoamento superficial (C) para as áreas conforme uso e ocupação .....	33
Tabela 6 – Valores de coeficiente de escoamento superficial (C) para algumas superfícies típicas.....	34
Tabela 7 – Valores de referência adotados para dimensionar sarjetas .....	35
Tabela 8 – Valores da vazão específica (q), em l/s/m para uma sarjeta .....	36
Tabela 9 – Valores usuais de parâmetros para projetos de ruas e avenidas .....	37
Tabela 10 – Valores tabelados para o coeficiente de Manning (n) .....	37
Tabela 11 – Valores admissíveis de velocidade para os vários dispositivos de drenagem .....	38
Tabela 12 – Tipos de sarjetas e situação de emprego conforme SUDECAP .....	43
Tabela 13 – Vazão e velocidade nas sarjetas em função da inclinação longitudinal da via com o correspondente comprimento útil .....	43
Tabela 14 – Valores de fatores de redução de escoamento das sarjetas.....	43
Tabela 15 – Capacidade máxima de ramais .....	45
Tabela 16 – Valores de K para a equação 2.28 .....	52
Tabela 17 – Fatores de redução da capacidade de esgotamento das bocas de lobo (FR).....	53
Tabela 18 – Medidas limites de seções de galerias .....	55
Tabela 19 – Valores limites de velocidade para elaboração e verificação hidráulica de galerias .....	55
Tabela 20 – Valores de declividade recomendados para galerias .....	56
Tabela 21 – Limites de lâmina d'água nos condutos.....	56
Tabela 22 – Valores mínimos de recobrimento.....	57
Tabela 23 – Áreas de contribuição e suas respectivas porcentagens.....	72
Tabela 24 - Valores de coeficiente de escoamento superficial (C) para as áreas conforme uso e ocupação .....	72
Tabela 25 – Vazão de projetos para cada trecho estudo com base nas áreas de contribuição das sub-bacias, $C_{médio}$ e chuva de projeto.....	79
Tabela 26 – Parâmetros obtidos na verificação de suporte hidráulico das sarjetas existentes .	81

Tabela 27 – Valores dos parâmetros obtidos para a verificação da carga hidráulica da Boca de Lobo com grelha, com base na vazão real.....	83
Tabela 28 - Valores dos parâmetros obtidos para a verificação da carga hidráulica da Boca de Lobo com grelha.....	84
Tabela 29 – Parâmetros obtidos na verificação do trecho de galeria existente.....	86
Tabela 30 – Valores das vazões de projeto e admissível para os dispositivos de drenagem existentes na área de estudo.....	86
Tabela 31 - Capacidade de vazão das sarjetas com a correção da inclinação transversal das sarjetas existentes. ....	86
Tabela 32 – Dimensões e capacidade de engolimento das bocas de lobo.....	92
Tabela 33 – Parâmetros de projeto para as galerias.....	92
Tabela 34 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a fresagem do revestimento asfáltico sobre as sarjetas.....	93
Tabela 35 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a implantação das bocas de lobo na Av. Presidente Getúlio Vargas.....	94
Tabela 36 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a implantação da galeria na Av. Presidente Getúlio Vargas.....	95
Tabela 37 – Dimensões e capacidade de engolimento das bocas de lobo.....	96
Tabela 38 – Parâmetros de projeto para as galerias.....	97
Tabela 39 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a implantação das bocas de lobo na Av. Presidente Getúlio Vargas e na Rua do Mercado.....	98
Tabela 40 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a implantação da galeria na Av. Presidente Getúlio Vargas e na Rua do Mercado.....	99
Tabela 41 – Valores das vazões de projeto e admissível para os dispositivos de drenagem propostos na solução 1.....	86
Fonte: o Autor. Tabela 42 - Valores das vazões de projeto e admissível para os dispositivos de drenagem propostos na solução 1.....	86

## LISTA DE ABREVIATURAS

CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (SP)
DAEE	Departamento de água e energia elétrica (SP)
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
PDDD	Plano Diretor de Drenagem Urbana
SUDECAP	Superintendência de Desenvolvimento da Capital – (Belo Horizonte/MG)
USACE	<i>U.S. Army Corps of Engineers</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
C	Coefficiente de Run off
$C_{\text{médio}}$	Coefficiente de Run off médio
d	Duração
F	Largura da via
$F_r$	Fator de redução
I	Intensidade média
i	Declividade média de escoamento
$I_m$	Declividade média do talvegue principal
im	Intensidade média
K	Fator de probabilidade
L	Distância
$L_u$	Comprimento útil
n	Coefficiente de rugosidade
P	Precipitação máxima
P1	Precipitação para 1 ano
Q	Vazão
$Q_0$	Capacidade de escoamento da sarjeta
$Q_{\text{real}}$	Vazão Real
q	Vazão específica
$q_1$	Vazão específica de profundidade
$q_2$	Vazão específica da semi-largura da via
Rh	Raio Hidráulico
t	Tempo de escoamento superficial
tc	Tempo de concentração
$tg\theta$	Tangente de teta
ti	Tempo de escoamento superficial
tp	Tempo de percurso
Tr	Tempo de retorno ou tempo de recorrência
V	Velocidade de escoamento
$V_0$	Velocidade média
y	Carga hidráulica sobre a grelha
$y_0$	Altura da lâmina d'água
z	Declividade transversal da sarjeta
$\alpha$	Alfa
$\beta$	Beta
$\Delta H$	Variação de altura

## SUMÁRIO

<b>RESUMO .....</b>	<b>5</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>7</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>9</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS.....</b>	<b>11</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS .....</b>	<b>12</b>
<b>SUMÁRIO.....</b>	<b>13</b>
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>16</b>
<b>2 OBJETIVO .....</b>	<b>19</b>
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>20</b>
<b>3.1 O sistema de microdrenagem .....</b>	<b>20</b>
<b>3.2 A ocupação e uso dos solos – fatores intervenientes no desempenho do sistema de microdrenagem .....</b>	<b>22</b>
<b>3.3 Determinação dos parâmetros de dimensionamento do sistema de microdrenagem .....</b>	<b>25</b>
3.3.1 Cálculo da vazão de projeto.....	26
3.3.2 Delimitação da bacia e sub-bacias.....	32
3.3.3 Coeficiente de escoamento superficial (Run off) .....	33
<b>3.4 Dimensionamento dos dispositivos do sistema de microdrenagem.....</b>	<b>34</b>
3.4.1 Sarjetas e meios-fios.....	34
3.4.2 Boca de lobo .....	44
3.4.3 Galerias.....	53
<b>3.5 Estimativa de custos .....</b>	<b>59</b>
<b>4 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>61</b>
<b>4.1 O município de Monte Sião.....</b>	<b>61</b>
<b>4.2 Delimitação da região em estudo.....</b>	<b>62</b>
<b>5 PROPOSIÇÃO DE MÉTODOS PARA A ADEQUAÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE .....</b>	<b>66</b>
<b>5.1 O sistema de microdrenagem existente.....</b>	<b>66</b>
<b>5.2 Determinação da chuva de projeto .....</b>	<b>69</b>
<b>5.3 Determinação da área de contribuição e sub-bacias .....</b>	<b>71</b>
<b>5.4 Determinação dos parâmetros de dimensionamento das sarjetas e sarjetões.....</b>	<b>73</b>

<b>5.5</b>	<b>Determinação dos parâmetros de dimensionamento das bocas de lobo.....</b>	<b>75</b>
<b>5.6</b>	<b>Determinação dos parâmetros de dimensionamento das galerias .....</b>	<b>77</b>
<b>5.7</b>	<b>Vazão de projeto .....</b>	<b>78</b>
<b>5.8</b>	<b>Verificação do sistema de drenagem existente.....</b>	<b>80</b>
5.8.1	Sarjetas e meios-fios.....	80
5.8.2	Bocas de lobo .....	82
5.8.3	Galerias.....	85
5.8.4	Sarjetões .....	87
5.8.5	Capacidade hidráulica de projeto x dispositivo instalado .....	87
<b>6</b>	<b>Proposição de métodos para a adequação do sistema existente .....</b>	<b>89</b>
<b>6.1</b>	<b>Primeira solução – Av. Presidente Getúlio Vargas.....</b>	<b>90</b>
<b>6.2</b>	<b>Segunda solução - Rua do Mercado e Av. Getúlio Vargas. ....</b>	<b>95</b>
<b>6.3</b>	<b>Comparativo entre as soluções propostas.....</b>	<b>100</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>104</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>106</b>
<b>9</b>	<b>ANEXOS.....</b>	<b>108</b>
<b>9.1</b>	<b>ANEXO 1 – Relação y/D para condutos circulares parcialmente cheios. ....</b>	<b>109</b>
<b>9.2</b>	<b>ANEXO 2 – Projeto da área em estudo com curvas de níveis. ....</b>	<b>111</b>
<b>9.3</b>	<b>ANEXO 3 – Delimitação da bacia em estudo.....</b>	<b>113</b>
<b>9.4</b>	<b>ANEXO 4 – Levantamento de área de contribuição e boca de lobo. ....</b>	<b>114</b>
<b>9.5</b>	<b>ANEXO 5 – Memorial de cálculo da capacidade de engolimento das bocas de lobo (margem esquerda) e da capacidade de condução das galerias. ....</b>	<b>115</b>
<b>9.6</b>	<b>ANEXO 6 – Projeto do sistema de drenagem proposto na solução 1 .....</b>	<b>128</b>
<b>9.7</b>	<b>ANEXO 7 – Projeto do sistema de drenagem proposto na solução 2 .....</b>	<b>129</b>



## 1 INTRODUÇÃO

Do início do século XX até a atualidade pouca coisa mudou com relação à ocupação e uso de solos nas cidades brasileiras, com isso o problema de infraestrutura urbana foi transferido de geração a geração, transformando o meio urbano caótico e saturado, e extremamente doloso a meio ambiente. O planejamento do uso e ocupação do espaço urbano é realizado através do Plano Diretor, no entanto o mesmo não contempla aspectos de drenagem urbana e qualidade de água. As falhas existentes na fiscalização e o não cumprimento das diretrizes estabelecidas no Plano Diretor permitem a criação de loteamentos irregulares, com a instalação de usos e índices de ocupação incompatíveis com a capacidade de suporte do sistema (ALVES, 2005).

A impermeabilização excessiva do solo em ambientes urbanos seja pela fragmentação indevida dos lotes ou pelo revestimento inadequado de vias, juntamente com a ocupação irregular dos solos, acarretam o aumento da frequência das inundações, ou seja, chuvas com menor intensidade passam a causar maiores transtornos às cidades e um tempo menor de recorrência, alterando o ciclo hidrológico e o destino das águas pluviais (BRITO, 2006; ALVES, 2005).

Dentro os elementos estruturais que constituem a infraestrutura urbana, o sistema de drenagem é o mais afetado pelo crescimento acelerado da população e a consequente ocupação indevida dos solos, pois é forçado a trabalhar no limite de sua capacidade de suporte e em muitos casos simplesmente não existe, criando problemas urbanos relacionados à drenagem de difícil solução (BEDENDO JÚNIOR et al., 2015).

DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) destacam que à medida que a cidade se urbaniza, ocorre o aumento das vazões máximas devido à impermeabilização e canalização bem como à produção de sedimentos. Portanto, a questão da drenagem urbana é um problema significativo para a qualidade de vida dos cidadãos como também da pavimentação.

O projeto de drenagem de vias urbanas permite a utilização adequada dos dispositivos de drenagem em projetos novos, construções já existentes ou em restaurações viárias, pois a sua implantação evita o acúmulo de águas precipitadas e a sua retenção na via, protegendo os pedestres, os veículos e o próprio pavimento contra a ação prejudicial das águas. A responsabilidade de oferta e fiscalização deste serviço está a cargo das Prefeituras Municipais, e contempla diversas soluções teóricas consagradas da Hidráulica bem como práticas consagradas de engenharia (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) destacam que uma obra de microdrenagem é necessária para criar as condições razoáveis de circulação de veículos e pedestres, por ocasião de ocorrência de chuvas frequentes (precipitação com período de retorno de 2 a 10 anos). Na microdrenagem tradicional, o escoamento natural não é bem definido e é determinado pela ocupação dos solos, e se inicia nos coletores prediais, prossegue pelo escoamento das sarjetas e sarjetões, até entrar em bueiros ou galerias.

Com base no que foi o exposto a microdrenagem constitui um elemento primordial dentro da infraestrutura urbana, e sua interface deve estar de acordo com os demais elementos elencados nas diretrizes básicas do Plano Diretor do município. A adequação do projeto de drenagem de vias urbanas minimiza problemas de tráfego e as perdas econômicas em edificações comerciais e residenciais causadas por inundações. Deste modo, faz-se necessário avaliar os sistemas de microdrenagem em funcionamento nas cidades brasileiras e adequá-los aos novos níveis de serviço impostos pelo intenso processo de urbanização. A partir dessa iniciativa é possível redimensionar o sistema microdrenagem para atender as atuais necessidades de escoamento de águas pluviais.

Foi elaborada uma revisão da literatura, apresentada no capítulo 3, sobre os assuntos abordados neste trabalho, que abrange os seguintes temas: drenagem urbana, Plano Diretor de Drenagem Urbana, bacias hidrográficas - uso e tipo de solo, dados hidrológicos, componentes da microdrenagem urbana e os fatores que influenciam no desempenho do sistema de microdrenagem.

No capítulo 4 é descrita a cidade em estudo e a região em que está inserida, abrangendo os seguintes aspectos: descrição da cidade, caracterização do clima e da vegetação. Ainda neste capítulo são descritos os procedimentos adotados para o levantamento de dados, a obtenção dos parâmetros e a metodologia de dimensionamento do sistema de microdrenagem.

No capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados obtidos na verificação hidráulica do sistema de microdrenagem existente na área de estudo.

No capítulo 6 são apresentadas as propostas para adequação do sistema de drenagem existente para a capacidade hidráulica requerida. Neste capítulo, faz-se um estudo comparativo entre os sistemas existentes e o projetado.

No capítulo 7 são descritas as conclusões obtidas neste estudo e apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, acompanha este trabalho em forma de ANEXO as tabelas utilizadas para a determinação dos parâmetros de dimensionamento do sistema de microdrenagem, e bem como as planilhas de cálculos e as plantas do projeto.

## 2 OBJETIVO

Objetivo Geral:

Avaliar a capacidade de suporte hidráulico do sistema de microdrenagem da Rua do Mercado e da Avenida Presidente Getúlio Vargas, da região central do município de Monte Sião/MG, e redimensioná-lo para a adequação da capacidade hidráulica requerida.

Objetivos Específicos:

- Levantar dados da região central da cidade de Monte Sião (MG) junto a Prefeitura Municipal, como: Plano Diretor do município, projetos existentes de redes de águas pluviais na área de estudo e adjacência, as diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana, cadastro das demais redes de serviços públicos (sistema de água potável, esgoto sanitário);
- Delimitar a área de drenagem;
- Identificar a existência de equação da chuva padrão e das relações intensidade-duração-frequência para as precipitações históricas da região, caso este dados não existam elaborá-los.
- Mapear possíveis pontos de alagamento na região de estudo.
- Propor soluções para o sistema em estudo.
- Estimativa de custo no projeto.

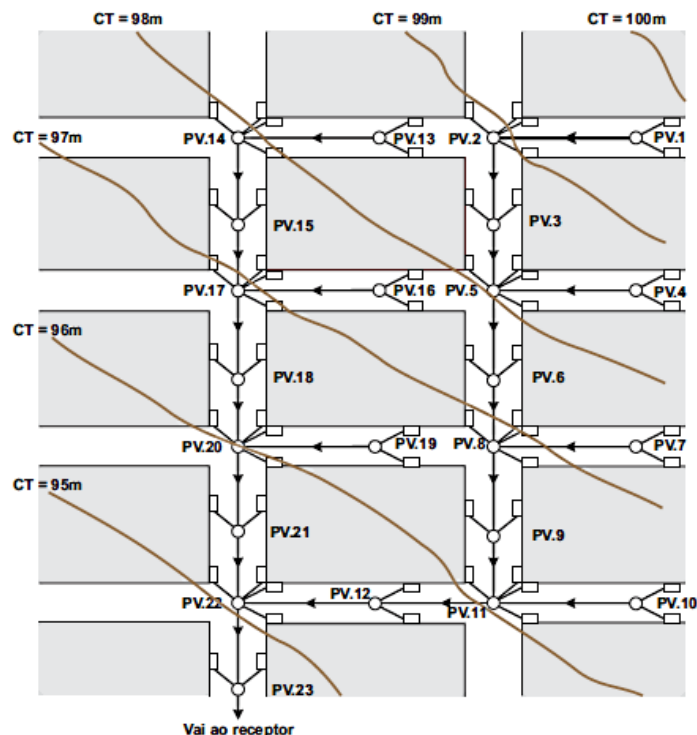
### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 O sistema de microdrenagem

O sistema de drenagem é composto por dois sistemas distintos e interligados que, no entanto são planejados e projetados sob critérios diferenciados: o sistema de microdrenagem ou sistema de drenagem inicial, e o sistema de macrodrenagem (INOUEY, 2009).

O sistema de microdrenagem é composto pelos pavimentos das vias urbanas, guias e sarjetas, bocas de lobo, galerias de águas pluviais e por pequenos canais (Figura 1), seu dimensionamento é realizado para escoar as águas pluviais, com tempo de recorrência variando entre 2 a 10 anos (INOUEY, 2009; DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008). Esse sistema por sua vez é dividido em drenagem superficial e subterrânea.

Figura 1 – Microdrenagem tradicional



Fonte: BIDONE e TUCCI, 1995 adaptado de DIOGO e SCIAMMARELLA (2008)

A drenagem superficial é composta pela inclinação correta da rua, guias, sarjetas e sarjetões. Durante o projeto de drenagem consideram-se apenas os dispositivos de drenagem para a elaboração da planilha de custos, deste modo, exclui-se a parte condizente aos trabalhos de terraplanagem e materiais de pavimentação utilizados no projeto de infraestrutura

de pavimentos, deste modo apenas às guias, sarjetas e sarjetões são consideradas nos custos da drenagem superficial (INOUEY, 2009).

A drenagem subterrânea é formada pelas galerias de águas pluviais e seus dispositivos de drenagem são: as bocas de lobo, as tubulações, os poços de visita e as estruturas acessórias. Esse sistema é destinado a conduzir as águas pluviais desde a captação, por meio das bocas de lobo, até a sua disposição no sistema principal de drenagem (INOUEY, 2009).

Segundo INOUEY (2009) os elementos que mais incidem sobre os custos das redes de microdrenagem são as guias e sarjetas, representando 29,1%, e os sarjetões em torno de 27,7%, em seguida tem-se a tubulação que representa 17,1%, e relacionada a ela tem-se a vala com 9,3% dos custos de implantação do projeto.

Quando os dispositivos do sistema de microdrenagem são bem projetados e encontrase em condições satisfatória de uso, eliminam-se praticamente as inundações na área urbana, evitando interferências entre as enxurradas e o tráfego de pedestre e veículos, e evitando danos às propriedades.

Salienta-se que para o correto funcionamento do sistema de drenagem, o projeto de pavimentação deve ser realizado conforme estabelecido em normas, seguindo as diretrizes de dimensionamento e acabamento das camadas constituintes do pavimento. Entende-se que o projeto do sistema de microdrenagem é realizado em conjunto com o projeto de pavimentação e ambos devem estar de interligados e de acordo com suas funcionalidades.

Na fase de elaboração do projeto do sistema de microdrenagem os aspectos relevantes para o dimensionamento do sistema são: os levantamentos junto à prefeitura, os estudos hidrológicos, o uso e ocupação dos solos, reconhecimento das vias existentes e projetadas e os tipos dos dispositivos de drenagem.

Para DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) a primeira atividade do projetista é o levantamento de dados de interesse para a área a ser drenada. Nesta fase estão incluídos os levantamentos na prefeitura municipal, os levantamentos de dados hidrológicos e os levantamentos de campo.

Para a fase de levantamentos é importante consultar o Plano Diretor do município e conhecer o uso e ocupação do solo para a região onde será implantado o projeto, pois assim pode-se estimar o crescimento da mancha urbana na região e projetar o sistema de microdrenagem com capacidade de suporte adequada.

O sistema de microdrenagem recebe mais atenção de administradores públicos e engenheiros devido aos prejuízos econômicos causados quando há a falha dos seus dispositivos ou a capacidade de suporte é superada. Tendo em vista a importância do sistema

de drenagem no desenvolvimento da cidade e na sustentabilidade do meio ambiente, o mesmo ganhou o seu próprio Plano Diretor, trata-se do Plano Diretor de Drenagem Urbana - PDDU.

O PDDU busca minimizar os impactos a jusante sob um enfoque integrado, analisando a bacia hidrográfica como um todo, diferentemente do que acontece na prática tradicional onde se analisa um problema pontual e sua solução ignora os impactos nas regiões a jusante (VILLANUEVA et al., 2011). Apenas algumas cidades brasileiras possuem o PDDU, como Porto Alegre e Caxias do Sul, no estado do Rio Grande do Sul, Juiz de Fora no estado de Minas Gerais e o Distrito Federal, por exemplo. No entanto, são notórios os esforços de pesquisadores para o desenvolvimento de PDDUs em diversas cidades dos estados brasileiros, pois os PDDUs são ferramentas essenciais para a definição do uso de medidas estruturais e não-estruturais necessárias em cada bacia hidrográfica.

VILLANUEVA et al. (2011) salienta que o PDDU estabelece as diretrizes para a gestão de águas pluviais em uma bacia hidrográfica e visa reduzir o volume de escoamento, velocidade, taxas, frequência e duração dos alagamentos.

### **3.2 A ocupação e uso dos solos – fatores intervenientes no desempenho do sistema de microdrenagem**

ABIKO e MORAES (2009) destacam a ocupação intensa das áreas urbanas e suas consequências ao meio-ambiente, e como exemplos citam os casos dos estados do Rio de Janeiro e São Paulo, que apresentavam no ano de 2000 uma taxa de urbanização em torno de 96,04% e 93,39%, respectivamente. Estes dados demonstram que a urbanização descontrolada das cidades brasileiras afeta diretamente os sistema de drenagem, pois provoca a frequente recorrência de enchentes naturais e sua ampliação devida à crescente impermeabilização do solo, fenômeno este que interfere no escoamento superficial das águas pluviais e reduzi o amortecimento promovido pelas regiões com vegetação, e conseqüentemente causam o aumento das vazões máximas (TUCCI et al., 1995).

Segundo ABIKO e MORAES (2009) as discussões de desenvolvimento sustentável englobam as questões referentes às cidades, pois as cidades se tornaram o palco principal da sociedade atual, tanto por sua intensa densidade demográfica como por seu conseqüente consumo de recursos naturais e demasiada geração de resíduos. Os resíduos gerados comprometem todo o sistema urbano, e isto inclui a infraestrutura urbana, onde os dispositivos de drenagem são afetados pelo transporte e deposição de sedimentos. Deste modo, os mesmos autores ressaltam que os problemas no ambiente urbano ocorrem de forma

paralela e interligada aos problemas do meio ambiente natural, e assim não dever ser tratados de forma isolada e independente.

Neste sentido, ABIKO e MORAES (2009) salientam que esta concentração da população nas áreas urbanas interfere no meio-ambiente natural, principalmente de três formas: pela utilização do solo natural como solo urbano, pela utilização, extração e esgotamento dos recursos naturais e pela disposição dos resíduos urbanos.

Como discutido anteriormente na seção 1 deste trabalho, a ocupação desordenada e incompatível com o estabelecido no Plano Diretor do município levam a saturação dos serviços prestados pelo setor público, inclusive o sistema de drenagem.

Para ABIKO e MORAES (2009) a falta de fiscalização dos órgãos responsáveis aliada à ocupação de áreas ecologicamente frágeis afeta de maneira mais agressiva a população pobre dos centros urbanos, onde a falta de controle de ocupação dos solos incapacita os administradores públicos a atenderem esta população de forma adequada por coleta de esgotos, por sistemas de drenagem ou coleta de lixo e em consequência, os resíduos líquidos e sólidos se acumulam e degradam o solo, causando também inundações.

Deste modo, os problemas inerentes a sociedade antropizada interferem no desempenho do sistema de drenagem, pois de nada adianta um sistema de drenagem estar corretamente dimensionado e receber excessivamente resíduos e sedimentos dos outros serviços públicos, tornando-o insuficiente e degradado.

DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) lembram a relação existente entre drenagem e saneamento, pois a deficiência da rede de esgoto e da coleta de resíduos contribui para degradar a qualidade do abastecimento de água potável e possibilita a veiculação de moléstias, como resultado tem-se a deterioração da qualidade da água, o entupimento de bueiros e galerias e a ocorrência de inundações.

O sistema de microdrenagem é afetado pelas ligações clandestinas ou até negligentes da rede de esgoto a este sistema. Esta condição além de causar danos ambientais irreversíveis, satura o sistema de microdrenagem subterrânea com a sedimentação de resíduos ao longo de sua abrangência e diminui sua capacidade de suporte.

Tendo em vista estas motivações, a ocupação e uso do solo urbano devem ser planejados em prol do desenvolvimento integrado, pois se estas variáveis não forem levadas em consideração desde o princípio o resultado será sistemas de drenagem de alto custo e mesmo assim ineficientes.

No entanto, erros de dimensionamento do sistema de drenagem podem também ocasionar transtornos comparáveis aos causados pela ocupação desordenada e falta de

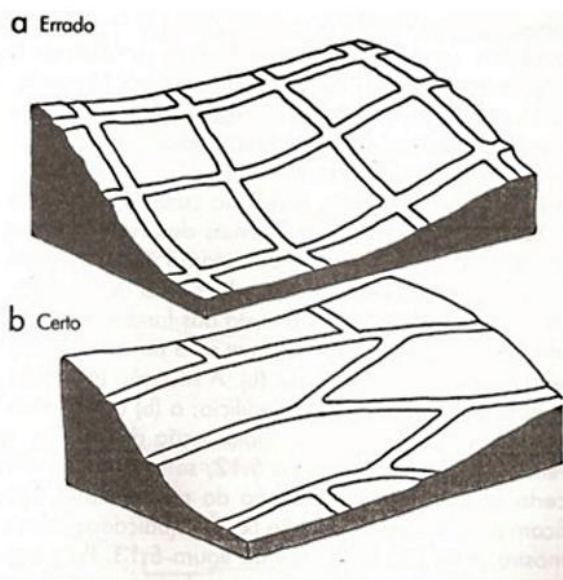


políticas públicas adequadas. A determinação dos parâmetros para o dimensionamento bem como a execução das obras de microdrenagem pode resultar em erros de subdimensionamento que ocasionam transtornos e danos a pedestres, veículos e propriedades.

A declividade transversal de vias públicas tem por função encaminhar a água à sarjeta, caso esta não esteja de acordo com as recomendações, o alagamento máximo admissível nas ruas ocorrerá para o tempo de recorrência inferior ao que foi determinado no projeto de microdrenagem. Outro erro comum que afeta diretamente no desempenho do sistema de microdrenagem é a localização incorreta e não cumprimento das orientações para a escolha e implantação de bocas coletoras.

O projeto de pavimentação é um fator interveniente no funcionamento do sistema de microdrenagem, por exemplo, o traçado de ruas em loteamentos deve priorizar a drenagem e evitar que as mesmas possuam declividade acentuada que propicia o surgimento de enxurradas, com conseqüente alagamento a jusante que elevam os riscos a população e ao tráfego de veículos. Na Figura 2 é apresentado um traçado proposto para loteamentos, onde a representação designada por (a) é errada por acentuar os pontos descritos anteriormente, e em (b) tem-se o correto traçado que reduz a velocidade de escoamento superficial e em galerias (MASCARÓ, 2005).

Figura 2 – Traçados de ruas em loteamentos.



Fonte: MASCARÓ (2005).

MASCARÓ (2005) salienta que a via urbana funciona como um canal d'água e sua declividade mínima e máxima devem estar de acordo com as recomendações normativas,

sendo assim a declividade mínima deve permitir o escoamento sem assorear e a declividade máxima deve evitar a erosão.

Por fim, é possível através de obras de controle na via minorar os efeitos negativos da ocupação desordenada do solo sob o sistema de drenagem, com o uso de pavimento poroso, trincheira de infiltração, vala de infiltração, poço de infiltração e faixas gramadas. Estas medidas promovem o retardo do escoamento superficial e contribuem para o abastecimento do lençol freático. Com estas iniciativas é possível atingir o objetivo da drenagem urbana que é controlar a erosão, proteger o pavimento, reduzir o transporte de sedimentos, preservar os recursos hídricos e melhorar o bem estar e a saúde da população (DIOGO, 2014)

### **3.3 Determinação dos parâmetros de dimensionamento do sistema de microdrenagem**

DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) sintetizam sob uma perspectiva simples e objetiva, que o cálculo da drenagem urbana compreende, basicamente, numa etapa hidrológica, para saber a quantidade de água a drenar, e outra hidráulica, de arranjo e dimensionamento do sistema que conduzirá essa água.

Para a microdrenagem, em geral é considerado um período de retorno de 10 anos, visando evitar a interferência entre as enxurradas e o tráfego de pedestres e veículos, e para a macrodrenagem, são considerados os períodos de retorno de 25, 50 ou até 100 anos, que objetivam prevenir riscos de prejuízos materiais e de perdas de vidas humanas (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

O projeto de drenagem urbana consiste de várias etapas interligadas que determinam os parâmetros de dimensionamento do sistema. Para a melhor visualização destas etapas, a Figura 3 apresenta um fluxograma resumido das atividades previstas para elaboração, implantação e execução do projeto de drenagem.

A fase de levantamentos consiste na coleta de dados inerentes a área a ser drenada, e contempla a identificação de outros sistemas de serviços públicos instalados na região em estudo, a caracterização geológica, geotécnica, climática e pedológica, a obtenção dos dados pluviométricos, a determinação da ocupação e recobrimento do solo, e o índice de ocupação urbana.

De posse dos dados anteriores, é possível realizar os estudos preliminares, fixando este conjunto de informação em cartas topográficas com curvas de nível de 0,5 m a 1,0 m, se identifica e sinaliza o sistema viário, é definido os alinhamentos e greides das vias bem como as cotas dos pontos de cruzamento com base nos dados topográficos. Nesta fase é

recomendado realizar a análise do solo, e assim definir o tipo de dispositivo que melhor irá atender as necessidades do projeto e do local de instalação. Para os estudos hidrológicos é necessário conhecer as condições de pluviometria e fluviometria, e se for o caso as condições de marés da região de abrangência do projeto, pois é com estes dados que será determinada a vazão de projeto.

Figura 3 – Fluxograma das fases de um projeto de drenagem urbana



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA (2008).

A fase seguinte diz respeito à obtenção dos parâmetros de dimensionamento propriamente dito, e engloba todos os dados capturados até o momento. Nesta fase há a aplicação direta das equações provenientes da disciplina de Hidráulica, sendo assim os itens seguintes descrevem como cada parâmetro é obtido para o dimensionamento dos dispositivos que compõem a microdrenagem, ou seja, meio-fios, as sarjetas, as bocas-de-lobo ou boca coletora, os poços de visita, as galerias, os condutos forçados, as estações de bombeamento e os sarjetões. É importante ressaltar, que cada órgão fiscalizador estadual possui os valores de parâmetros padronizados, cabe ao projetista seguir as orientações normativas.

### 3.3.1 Cálculo da vazão de projeto

A metodologia empregada para determinar a vazão de projeto é com base na área da bacia hidrográfica onde será implantado o projeto de drenagem. A base desta metodologia é empírica, pois utiliza fórmulas empíricas e elementos fluviométricos. O método mais difundido é o Método Racional, usual para áreas de contribuição de até 10 km<sup>2</sup> e próprio para

aplicação em sistemas de drenagem urbana, e para áreas de contribuição superiores a 10 km<sup>2</sup>, utilizam-se hidrogramas e a fórmula de Vem Te Chow (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Segundo a SUDECAP (1995) o Método Racional presume como conceito básico que o máximo caudal para uma pequena bacia contribuinte ocorre quando toda a bacia estiver contribuindo, ou seja, estima o pico das cheias. A equação empregada é dada pela EQ. 2.1 a seguir:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3,6} \quad \text{EQ. 3.1}$$

Onde:

Q – vazão de pico em m<sup>3</sup>/s

A – área drenada da bacia (km<sup>2</sup>)

I – intensidade de chuva (mm/h),

C – o coeficiente de escoamento superficial (adimensional).

Segundo DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) o tempo de recorrência ou período de retorno ( $T_R$ ) é determinado por fatores técnicos e econômicos, tais como:

- tipo, importância e segurança da obra;
- estimativa de custos de restauração;
- estimativa de prejuízo por descarga maior;
- comparativo de custos para a obra em diferentes  $T_R$  (anos); e
- risco para as vidas humanas em face de acidentes.

É comum e usual utilizar valores padronizados para  $T_R$ , estes valores são determinados por órgãos que gerenciam a micro e macrodrenagem em diversos locais do território brasileiro. Na Tabela 1 são apresentados os valores indicados para cada obra.

Tabela 1 – Tempos de recorrência para obras de drenagem

Tipo de obra	Tempo de recorrência $T_R$ (anos)
Drenagem superficial (meio-fio, sarjeta)	5 ou 10
Galerias	10 ou 25
Macrodrenagem	20, 25 ou 50
Pontes	50 a 100

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA (2008)

Para a determinação da chuva de projeto é necessário conhecer a sua duração (d), o tempo de recorrência ( $T_R$ ) e os métodos de cálculos que melhor representam essa chuva. No

entanto, quando é utilizado o Método Racional, é possível adotar a duração da chuva sendo igual ao tempo de concentração ( $t_c$ ) (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Por definição, o tempo de concentração ( $t_c$ ) é o tempo necessário para que toda a bacia contribua para a seção de um determinado ponto em que se deseja calcular a descarga de projeto (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008). Sendo assim, o tempo de concentração ( $t_c$ ) pode ser obtido por diversas equações, que melhor representam a área em estudo.

A equação de KIRPICH é utilizada para áreas com a montante não urbanizada e com até 5 km<sup>2</sup>:

$$t_c = 57 \times \left( \frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0,385} \quad \text{EQ. 3.2}$$

Onde:

$t_c$  – tempo de concentração (min)

L – extensão do talvegue (km)

$\Delta H$  – máximo desnível na bacia medido ao longo de L (m)

Esta equação foi modificada, KIRPICH MODIFICADA, para melhor representar bacias com áreas maiores que 5 km<sup>2</sup>:

$$t_c = 1,5 \times 57 \times \left( \frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0,385} \quad \text{EQ. 3.3}$$

Para o dimensionamento de galerias o tempo de concentração ( $t_c$ ) possui o mesmo significado, porém ele pode ser considerado em parcelas (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008):

$$t_c = t_i + t_p \quad \text{EQ. 3.4}$$

Onde:

$t_i$  – tempo de escoamento superficial ou tempo de entrada. É o mesmo que o tempo de concentração referido à primeira boca coletora a montante.

$t_p$  – tempo de percurso. É o tempo de escoamento dentro da galeria, desde a boca coletora (boca-de-lobo) ou caixa de ralo até a seção do coletor que se considera.

Quando não há um talvegue definido o valor do tempo de entrada ( $t_i$ ) é padronizado, e refere-se ao valor do primeiro ponto de coleta, e em geral varia de 5 a 12 minutos. Já o tempo de percurso ( $t_p$ ) é calculado dividindo-se o comprimento do trecho entre dois poços de visitas (PV) pela velocidade V de escoamento (m/s) e por 60, como descrito na equação abaixo:

$$t_p = \frac{L}{V \times 60} \quad \text{EQ. 3.4}$$

Onde:

$t_p$  – tempo de percurso (min)

$L$  – distância entre dois PV (m)

$V$  – velocidade de escoamento (m/s)

Nos casos em que a área a montante estiver urbanizada e o divisor de água a uma distância de até 60 m, recomenda-se adotar valores de tempo de entrada ( $t_i$ ) padronizados, conforme mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 – Tempo de entrada ( $t_i$ ) para regiões com a montante urbanizada

Natureza da área a montante	Declividade longitudinal da sarjeta	
	$I < 3\%$	$I \geq 3\%$
Urbana densa	10	7
Residencial	12	10
Parques, jardins e campo	15	12

Fonte: ULYSSES ALCANTARA, 1962; MACINTYRE, 1996 apud DIOGO e SCIAMMARELLA (2008)

Segundo DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) em geral para projetos de microdrenagem, adota-se  $t_c$  como sendo igual a 10 minutos para o cálculo da vazão de projeto das sarjetas/meios-fios e do primeiro ponto de sistema de galerias.

DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) orientam para a determinação da chuva de projeto, que o projetista verifique junto à prefeitura local a existência de manual, instruções, diretrizes, registro ou indicação para a expressão da precipitação pluviométrica mais adequada ao local ou o valor comumente adotado. No entanto, caso este valor não seja definido, é possível calculá-lo com expressões empíricas com base nas curvas de intensidade-duração-frequência, como se segue:

$$I = \frac{a}{(d + b)}$$

$$I = \frac{c}{d^m} \quad \text{EQ. 3.5}$$

$$I = \frac{a \times T_R^n}{(d + b)^r}$$

Onde:

$I$  – intensidade média em mm/min ou mm/h

$d$  – tempo de duração da chuva em minutos

$T_R$  – tempo de recorrência em anos

$a, b, c, m, n, r$  – são parâmetros definidos a partir das observações para elaboração da equação.

Algumas cidades brasileiras possuem a equação de chuva definida, permitindo o cálculo da intensidade de precipitação em função de parâmetros pré-definidos para cada uma delas. Para as cidades que não possuem a equação de chuva definida, é possível obtê-la com a formulação de Otto Pfafstetter, escolhendo o posto de medição que mais se assemelhe com o local da obra (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008). Sendo assim, a precipitação é determinada pelas seguintes equações:

$$P = K \times P_1 \quad K = T_R^{(\alpha + \beta / T_R^{0,25})} \quad P_1 = a d_c + b \log(1 + c d_c) \quad \text{EQ. 3.5}$$

Onde:

$P$  – precipitação máxima (mm)

$T_R$  – tempo de recorrência (anos)

$d$  – duração da precipitação horas

$\alpha, \beta$  – valores dependentes da duração da precipitação (adimensional)

$a, b, c$  – valores constantes para cada posto (adimensional)

$K$  – fator de probabilidade

$P_1$  – precipitação total para  $T_R = 1$  ano (mm)

Sendo:

$$5 \text{ min} \leq d_c \leq 6 \text{ dias}$$

$$0,2 \text{ ano} \leq T_R \leq 100 \text{ anos}$$

Parâmetros  $\alpha$ ,  $\beta$ , a, b, c estão indicados nas Tabelas 3 e 4.

Tabela 3 – Valores de  $\alpha$  para a equação de Otto Pfafstetter

	Duração (d)												
	Minutos			Horas						Dias			
d	5	15	30	1	2	4	8	14	24	48	3	4	6
$\alpha$	0,108	0,122	0,138	0,156	0,166	0,174	0,176	0,174	0,170	0,166	0,160	0,156	0,152

Fonte: PFAFSTETTER, 1982

Tabela 4 – Valores de  $\beta$  para a equação de Otto Pfafstetter para algumas cidades brasileiras

Postos	a	b	c	Valores de $\beta^*$			
				5 min	15 min	30 min	1 h – 6 dias
Aracaju - SE	0,6	24	20	0,00	0,04	0,08	0,02
Belém – PA	0,4	31	20	-0,04	0,00	0,00	0,04
Belo Horizonte – MG	0,6	26	20	0,12	0,12	0,12	0,04
Cuiabá – MT	0,1	30	20	0,08	0,08	0,08	0,04
Curitiba – PR	0,2	25	20	0,16	0,16	0,16	0,08
Florianópolis – SC	0,3	33	10	-0,04	0,12	0,20	0,20
Fortaleza – CE	0,2	36	20	0,04	0,04	0,08	0,08
Goiânia – GO	0,2	30	20	0,08	0,08	0,08	0,12
Rio de Janeiro – RJ	0,0	35	10	-0,04	0,12	0,12	0,20
João Pessoa – PB	0,6	33	10	0,00	0,00	0,04	0,08
Maceió – AL	0,5	29	10	0,00	0,04	0,08	0,20
Manaus – AM	0,1	33	20	0,04	0,00	0,00	0,04
Natal – RN	0,7	23	20	-0,08	0,00	0,08	0,12
Porto Alegre – RS	0,4	22	20	0,00	0,08	0,08	0,08
Porto Velho – RO	0,3	35	20	0,00	0,00	0,00	0,00
Rio Branco – AC	0,3	31	20	-0,08	0,00	0,04	0,08
Salvador – BA	0,6	33	10	-0,04	0,08	0,08	0,12
São Luiz – MA	0,4	42	10	-0,08	0,00	0,00	0,08
São Paulo – SP	0,6	16	60	-0,04	0,04	0,04	0,04
Teresina – PI	0,2	33	20	0,12	0,12	0,12	0,12
Vitória – ES	0,3	34	10	0,12	0,12	0,12	0,12

Fonte: PFAFSTETTER, 1982.

Outra forma para se obter os parâmetros é a utilização do programa computacional Pluvio 2.1 do Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Viçosa – UFV (2006). Com dados coletados e armazenados por várias estações, o Pluvio 2.1 nos permite, utilizando-se de interpolação pelo Método do Inverso da Quinta Potência da Distância, a estimativa dos coeficientes da equação para diversas localidades.



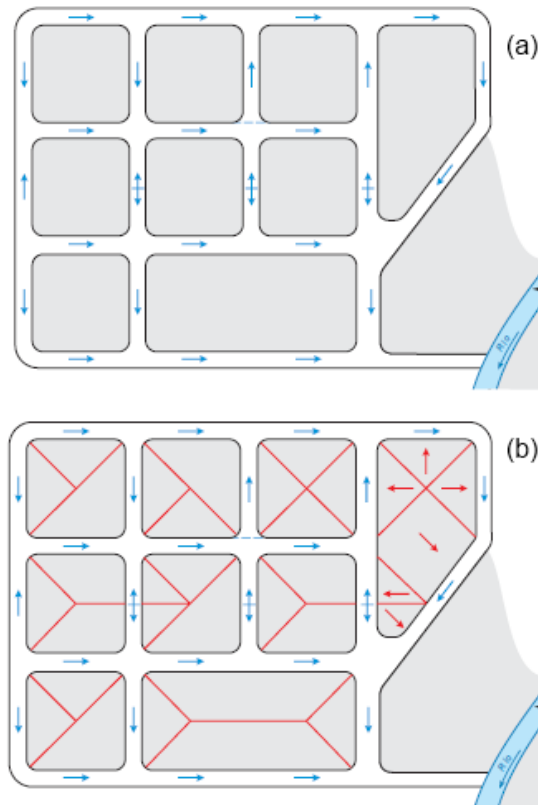
### 3.3.2 Delimitação da bacia e sub-bacias

DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) salientam que a definição dos limites das bacias de contribuição deverá obedecer a sequência:

- marcar o divisor de águas da bacia para a seção em estudo;
- determinar a área de drenagem correspondente; e
- determinar o comprimento do talvegue e desnível, se for o caso.

Segundo DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) para a microdrenagem as estimativas de vazões são realizadas em cruzamentos de ruas e nos poços de visita, considerados como pontos de análise da rede de drenagem, sendo assim se deve fazer a delimitação da área de contribuição a montante de cada um desses pontos. Para isso, considera-se que cada trecho de sarjeta recebe as águas escoadas da quadra adjacente, e a área é delimitada pelo método do diagrama de telhado quando as áreas contíguas forem parceladas, caso contrário delimita-se conforme a geomorfologia do local. Na Figura 4 exemplifica-se o processo de determinação de fluxo e área de contribuição das bacias.

Figura 4 – Levantamento de fluxo nas ruas (a) e divisão de áreas de contribuição para as ruas (b).



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA (2008)

O outro método de cálculo de área de contribuição traz consigo a problemática questão de definir corretamente a distância da boca coletora para que a capacidade de vazão da sarjeta não seja ultrapassada. Nesta metodologia, considera-se que um lote ou um conjunto de lotes funciona como uma bacia de detenção, e a direção do fluxo de água é relacionada com a posição do lote no quarteirão, ou seja, cada lote contribui para uma única rua e cada poço de visita é um exutório da área de contribuição (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

### 3.3.3 Coeficiente de escoamento superficial (Run off)

Segundo DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) o coeficiente de escoamento superficial é função da taxa de impermeabilização do terreno resultante do uso e ocupação do solo urbano, e sintetiza a relação entre a quantidade de água escoada e a precipitada durante uma determinada chuva. Para melhor acurácia dos resultados finais, recomenda-se calcular o valor do coeficiente para cada parte da subárea anteriormente delimitada, tendo em vista que as características não são iguais em toda a superfície da subárea. Após a definição do valor de cada parte, faz-se uma média ponderada e obtêm-se o coeficiente médio ( $C_{med}$ ) por meio da seguinte equação:

$$C_{med} = \frac{(\sum A_i C_i)}{A} \quad \text{EQ. 3.6}$$

No Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2005) são apresentados valores usuais para o coeficiente de escoamento (C) conforme a ocupação e uso do solo, como mostrado nas Tabelas 5 e 6 a seguir.

Tabela 5 – Valores de coeficiente de escoamento superficial (C) para as áreas conforme uso e ocupação

Descrição das bacias de contribuição	C
<b>Comércio</b>	
Áreas centrais	0,70 a 0,95
Áreas da periferia do centro	0,50 a 0,70
<b>Residencial</b>	
Áreas de uma única família	0,30 a 0,50
Multiunidades, isoladas	0,40 a 0,60
Multiunidades, ligadas	0,60 a 0,75
Residencial (suburbana)	0,25 a 0,40
Área de apartamentos	0,50 a 0,70
<b>Industrial</b>	
Áreas leves	0,50 a 0,80
Áreas densas	0,60 a 0,90

Descrição das bacias de contribuição	C
Parques, cemitérios	0,10 a 0,25
Playgrounds	0,20 a 0,35
Pátio e espaço de serviços de estrada de ferro	0,20 a 0,40
Terrenos baldios	0,10 a 0,30

Fonte: DNIT, 2005

A Tabela 6 apresenta os valores de coeficiente de escoamento superficial de uso e ocupação do solo para demais superfícies.

Tabela 6 – Valores de coeficiente de escoamento superficial (C) para algumas superfícies típicas

Tipo de superfície	C
<b>Ruas</b>	
Asfalto	0,70 a 0,95
Concreto	0,80 a 0,95
Tijolos	0,70 a 0,85
Trajeto de acesso a calçadas	0,75 a 0,85
Telhados	0,75 a 0,95
<b>Gramados, solos arenosos</b>	
Plano, 2%	0,05 a 0,10
Médio, 2 a 7%	0,10 a 0,15
Íngreme, 7%	0,15 a 0,20
<b>Gramados, solo compacto</b>	
Plano, 2%	0,13 a 0,17
<b>Tipo de superfície</b>	
<b>C</b>	
Médio, 2 a 7%	0,18 a 0,22
Íngreme, 7%	0,15 a 0,35

Fonte: DNIT, 2005

### 3.4 Dimensionamento dos dispositivos do sistema de microdrenagem

O dimensionamento dos dispositivos de microdrenagem visa determinar o maior comprimento que os mesmos podem ter dentro dos requisitos estabelecidos no projeto para as condições hidráulicas, ou seja, sem exceder a vazão e causar o “afogamento” do dispositivo (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

#### 3.4.1 Sarjetas e meios-fios

Para o dimensionamento de sarjetas e meios-fios é necessário primeiramente calcular a vazão ou descarga específica de projeto, em seguida determinar a capacidade hidráulica do

dispositivo de drenagem, e finalmente estabelecer o comprimento máximo ou crítico do elemento de drenagem (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Segundo DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) para se obter a descarga específica é necessário o cálculo da vazão afluyente às sarjetas e meios-fios, e para isso usa-se o método racional assegurando que as áreas de contribuição apresentam valores correspondentes à sua aplicação, a equação que descreve este método é apresentada a seguir:

$$Q = C \times I \times A \quad \text{EQ. 3.7}$$

Onde:

Q – descarga afluyente à sarjeta (m<sup>3</sup>/s)

C – coeficiente de escoamento superficial (adimensional)

I – intensidade de precipitação (mm/h)

A – área de drenagem ou de contribuição (m<sup>2</sup>)

Admite-se que:

$$A = L_{\text{implúvio}} \times L_u \quad \text{EQ. 3.8}$$

Onde:

L<sub>implúvio</sub> – largura do implúvio (m)

L<sub>u</sub> – comprimento crítico da sarjeta (m)

O comprimento crítico define o espaçamento máximo entre bocas coletoras.

Para simplificar o processo de cálculo por meio da equação 2.7, alguns valores foram padronizados (Tabela 7). Com o propósito de representar qualquer município, adotou-se uma intensidade de chuva-de-cálculo de 100 mm/h e se obtém o comprimento útil ou crítico multiplicando o valor tabelado por 100 e dividindo o resultado pela intensidade (mm/h) da chuva de projeto (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Tabela 7 – Valores de referência adotados para dimensionar sarjetas

Parâmetros hidrológicos	Via	Lote lindeiro
	F (m)	a (m)
	≤ 18	20
> 18	30	
C	0,90	0,70
I	100 mm/h	
T <sub>R</sub>	10 anos	
D	10 min	

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

A vazão específica ( $q$ ) de uma sarjeta é dado por:

$$q = q_1 + q_2 \quad \text{EQ. 3.9}$$

Onde

$q_1$  – vazão específica da profundidade ( $a$ ) da quadra (l/s/m)

$q_2$  – vazão específica da semi largura da via (meia via =  $F/2$ ) do logradouro (l/s/m)

Substituindo os valores da Tabela 7 na equação 2.7, com os valores correspondentes da vazão específica da profundidade e da semi largura, é possível escrever a equação 2.9 como:

$$q = 0,01946 \times a + 0,01251 \times F \quad \text{EQ. 3.10}$$

DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) apresentam valores para a vazão específica de uma sarjeta com base na equação 2.10, para as diferentes larguras ( $F$ ) das vias e dos lotes ( $a$ ), como demonstrado na Tabela 8 a seguir.

Tabela 8 – Valores da vazão específica ( $q$ ), em l/s/m para uma sarjeta

		Vazão específica $q$ (l/s/m)										
Largura da via $F$ (m)		10	12	13	14	15	18	20	25	27	30	40
Profundidade do lote $a$ (m)	20	0,51	0,54	0,55	0,56	0,58	0,61	0,64	0,70	0,73	0,76	0,89
	30	0,71	0,73	0,75	0,76	0,77	0,81	0,83	0,90	0,92	0,96	1,08

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

O cálculo da capacidade de vazão de uma sarjeta e meio-fio leva em consideração as características geométricas, dimensões, inclinação longitudinal e tipo de revestimento deste dispositivo. Nessa fase torna-se importante que os projetos de pavimentação e de drenagem tenham sido elaborados dentro das diretrizes normativas e de forma integrada, pois alguns dos elementos dependem da geometria da via (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008). Na tabela 9 são apresentados valores usuais utilizados no projeto de ruas e avenidas.

A capacidade de vazão de uma sarjeta e meio-fio, assim como os demais dispositivos de drenagem superficial que atuam como canal, pode ser realizada pela aplicação da equação da continuidade com a fórmula de Manning (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Tabela 9 – Valores usuais de parâmetros para projetos de ruas e avenidas

Dados característicos	Usual	Máximo	Mínimo
Declividade longitudinal do pavimento	-	-	0,4%
Declividade transversal do pavimento	2,0%	2,5%	1,0%
Declividade transversal da sarjeta	5,0%	10,0%	2,0%
Altura da guia	0,15 m	0,20 m	0,10 m
Altura da água na pista	-	0,13 m	-
Comprimento útil (Lu)	-	60 m	-
Largura da sarjeta sem estacionamento	0,50 m	0,60 m	-
Largura da sarjeta com estacionamento	0,90 m	-	-

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Considerando que o escoamento superficial é considerado permanente e uniforme, a velocidade média nos dispositivos de drenagem pode ser calculada pela fórmula de Manning, expressa por:

$$V = \frac{(R_H)^{2/3} \times i^{1/2}}{n} \quad \text{EQ. 3.11}$$

Onde:

V – velocidade média (m/s)

R<sub>H</sub> – raio hidráulico (m)

i – declividade média de escoamento (m/m)

n – coeficiente de rugosidade (adimensional)

Os valores do coeficiente de rugosidade (n) são tabelados, na Tabela 10 são apresentados alguns valores.

Tabela 10 – Valores tabelados para o coeficiente de Manning (n)

Dispositivo e material da superfície			Coeficiente de rugosidade (n)
Tubo	Concreto		0,014
	PVC helicoidal		0,010
Sarjetas	Revestimento asfáltico	Textura lisa	0,013
		Textura áspera	0,016
	Argamassa de cimento (acabamento)	Com desempenadeira	0,014
		Manual liso	0,016
		Manual áspero	0,020
	Paralelepípedo argamassado		0,020
	Com declividade longitudinal pequena (até 2%), sujeita a assoreamento, acrescentar a n		+0,002 a 0,005
Canal	Concreto	Acabamento com colher, bem acabado	0,012
		Acabamento com colher, bem acabado	0,013
		Acabamento com desempenadeira	0,015
		Sem acabamento	0,017
		Projetado, alisado com colher, bem acabado	0,018

		Projetado, alisado com colher, mal acabado	0,020
		Projetado, sem acabamento	0,022

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) ressaltam que a velocidade ideal do fluxo d'água no dispositivo situa-se entre o valor máximo que limita o efeito de abrasão às superfícies e o valor mínimo que garante a auto-limpeza dos dispositivos. Conforme o tipo de material usado na construção dos dispositivos, admite-se uma velocidade máxima e mínima, estes valores são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Valores admissíveis de velocidade para os vários dispositivos de drenagem

Material		Velocidade (m/s)	
		Máxima	Mínima
Sarjeta	Revestimento asfáltico	3,0	0,75
	Concreto	5,0	
Galeria	Concreto		
Tubo	Concreto		
Canal	Fundo e talude em concreto		
	Fundo em terra e talude em concreto		
	Fundo e taludo em terra	1,8	

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

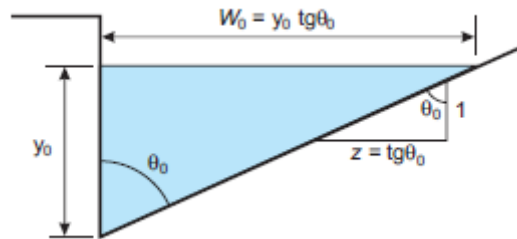
Para a definição da largura da sarjeta e altura do meio fio, se devem considerar duas situações para a implantação e pavimentação de vias urbanas: a primeira é a implantação de rua em área totalmente virgem, e a segunda situação de adequação e pavimentação de via existente. Para a primeira situação, têm-se como fatores limitantes da largura da sarjeta e altura da guia (meio fio) o passo das pessoas, a largura disponível para implantação da via e o não impedimento da abertura das portas dos automóveis (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Para o caso de adequação de vias existentes é recomendado, onde já existem soleiras definidas, largura limitada em ambos os lados da via, estudar criteriosamente o projeto de melhoramento com técnicas adequadas e econômicas, para evitar desapropriamentos, desníveis inadequados entre a via, a calçada e as edificações (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

A determinação da capacidade de escoamento das sarjetas é dada pela equação de Izzard, que nada mais é do que a aplicação da equação da continuidade e a fórmula de Manning. Com base na configuração geométrica das sarjetas obtêm-se os parâmetros

utilizados no cálculo da capacidade de vazão deste dispositivo, os elementos que compõem a sarjeta são apresentados na Figura 5 (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Figura 5 – Seção de uma sarjeta triangular com os seus elementos constitutivos



Fonte DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

A equação de Izzard é descrita como:

$$Q_0 = 0,375 \times \frac{z}{n} \times (y_0)^{8/3} \times i^{1/2} \quad \text{EQ. 3.12}$$

Onde:

$Q_0$  – capacidade de escoamento na sarjeta ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$y_0$  – altura da lâmina d'água junto ao meio-fio (m)

$i$  – inclinação longitudinal da sarjeta (m/m)

$z = \operatorname{tg} \theta_0$  – recíproca da declividade transversal da sarjeta, ou seja o inverso da inclinação transversal da sarjeta (m/m)

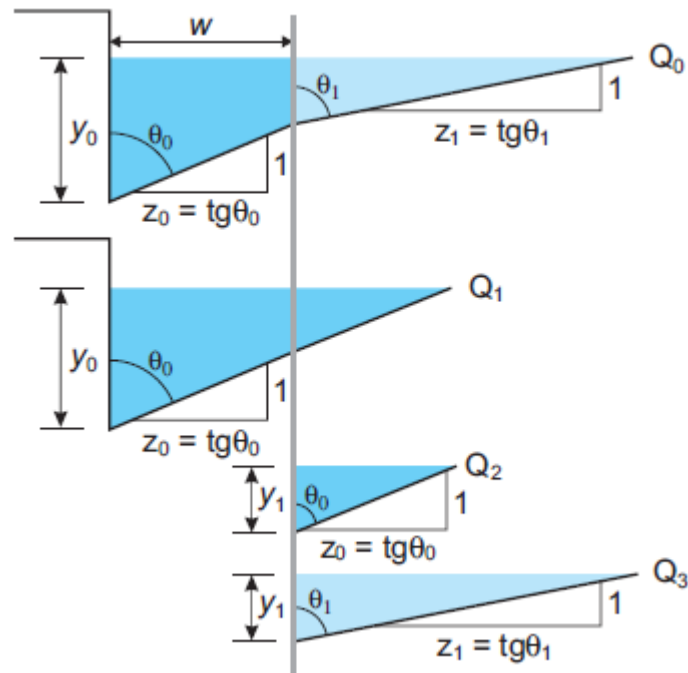
$n$  – coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional)

Caso a seção for composta, considerar a combinação mostrada na Figura 6 e a seguinte equação:

$$Q_0 = Q_1 - Q_2 + Q_3 \quad \text{EQ. 3.13}$$



Figura 6 – Seção composta de uma sarjeta triangular e seus elementos constitutivos

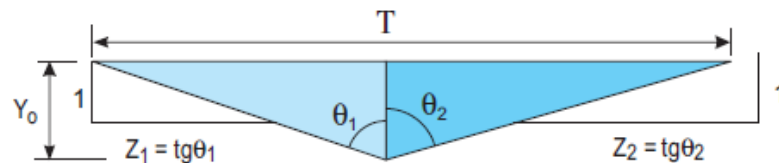


Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

A seção transversal de um sarjetão é representada na Figura 7, e o valor de z deve ser calculado por:

$$z = \frac{T}{Y_0} = tg\theta_1 + tg\theta_2 \quad \text{EQ. 3.14}$$

Figura 7 – Seção típica de um sarjetão



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Diferentemente das sarjetas onde a velocidade de escoamento é determinada pela fórmula de Manning, para os sarjetões a velocidade média é calculada por meio da equação da continuidade, como demonstrado abaixo:

$$V_0 = \frac{Q_0}{A} \quad \text{EQ. 3.15}$$

E o tempo de percurso é dado por:

$$t_p = \frac{L}{60xV_0} \quad \text{EQ. 3.16}$$

Onde:

$V_0$  – velocidade média (m/s)

$Q_0$  – capacidade de vazão (m<sup>3</sup>/s)

$A$  – área (m<sup>2</sup>)

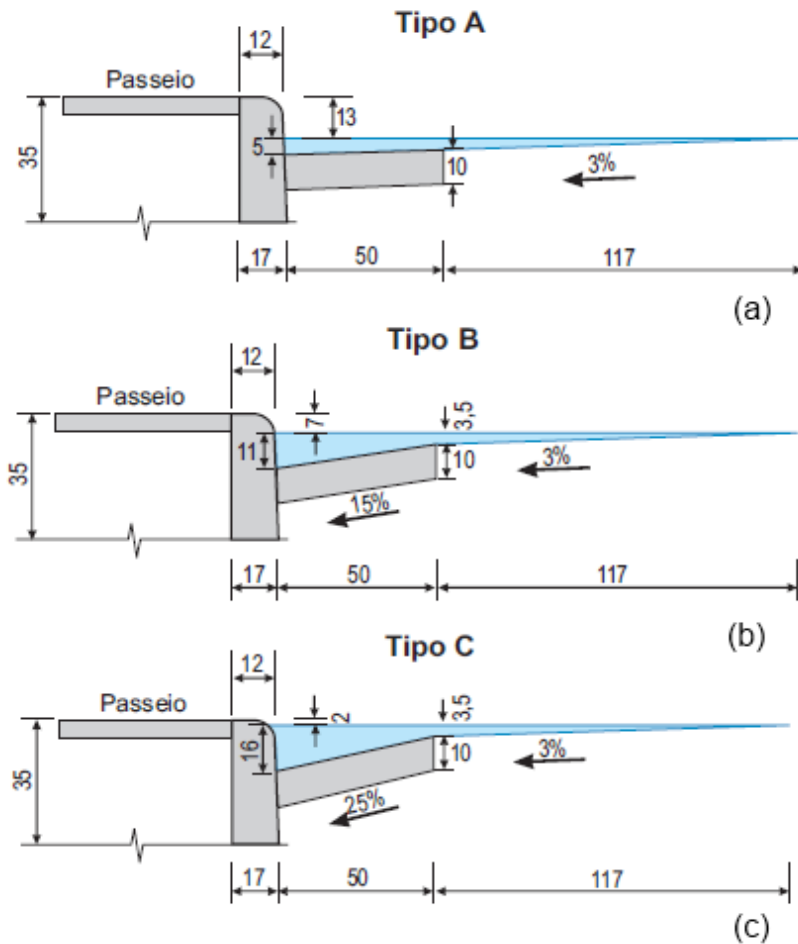
$L$  – comprimento do trecho (m)

$t_p$  – tempo de percurso (minuto)

No manual de drenagem da Superintendência de Desenvolvimento da Capital – SUDECAP, de Belo Horizonte, são apresentados três tipos padronizados de sarjetas, conforme mostrado na Figura 8, e estabelecidos as vazões e velocidades para cada tipo de seção.

Estes padrões de sarjetas forma estabelecidos com base nas declividades longitudinais das vias. No caso da Figura 8 (a) é usual sua aplicação em via com uma grande declividade longitudinal,  $i > 16\%$ , e admite-se uma lâmina d'água de 5,0 cm e declividade transversal de 3%. Para a Figura 8 (b), sua utilização é dada para vias com declividade longitudinal média variando na faixa de 0,5% a 16%, neste caso a lâmina d'água admitida é correspondente a 11 cm com declividade transversal de 15%. Por fim tem-se via com pequena declividade transversal,  $i < 0,5\%$ , como é demonstrado na Figura 8 (c), onde se admite uma lâmina d'água de 16 cm para uma declividade transversal de 25%.

Figura 8 – Seções tipos padronizadas de sarjetas conforme Manual de Drenagem Urbana da SUDECAP



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Com os valores dos parâmetros hidráulicos definidos, a última incógnita a ser calculada é o Comprimento Crítico ou Útil, que corresponde ao ponto a partir do qual o dispositivo de drenagem não é capaz de conter o escoamento sem transbordar ou ultrapassar um limite previamente estabelecido (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Para a SUDECAP (1995) é admissível um alagamento de 1,67 m, este valor corresponde à largura de um carro, e para trechos iniciais admite-se o valor de 2,17 m. De todo modo na Tabela 12, são apresentadas situações de emprego das seções tipo apresentadas anteriormente na Figura 2.8, levando-se em conta a largura de alagamento para cada faixa de inclinação longitudinal da via.

Tabela 12 – Tipos de sarjetas e situação de emprego conforme SUDECAP

Altura da lâmina d'água $y_0$ (cm)			
Inclinação longitudinal (i)	Seção tipo	Largura de alagamento (m)	
			1,67
$i > 16\%$	A	5,0	6,5
$16\% \geq i \geq 0,5\%$	B	11,0	12,5
$i < 0,5\%$	C	16,0	Não empregado

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Em função do tipo da sarjeta e do comprimento útil de alagamento, considerando o coeficiente de rugosidade (n) igual a 0,015, é possível estabelecer as equações da vazão e da velocidade de fluxo d'água conforme demonstrado na Tabela 13 (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Tabela 13 – Vazão e velocidade nas sarjetas em função da inclinação longitudinal da via com o correspondente comprimento útil

Sarjeta	Alagamento de 1,67 m		Alagamento de 2,17 m	
	Capacidade de vazão teórica (l/s)	Velocidade (m/s)	Capacidade de vazão teórica (l/s)	Velocidade (m/s)
A	$282,752x(i)^{1/2}$	$6,786x(i)^{1/2}$	$569,186x(i)^{1/2}$	$8,083x(i)^{1/2}$
B	$550,363x(i)^{1/2}$	$9,712x(i)^{1/2}$	$877,243x(i)^{1/2}$	$10,270x(i)^{1/2}$
C	$850,610x(i)^{1/2}$	$12,298x(i)^{1/2}$	Não empregado	Não empregado

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Com o intuito de prever a obstrução das sarjetas com baixa declividade por materiais sedimentados, e reduzir o risco a pedestres nas velocidades elevadas, é considerado um fator de redução da capacidade de vazão das sarjetas, dado por:

$$Q_{admissível} = F_R \times Q_{teórica} \quad \text{EQ. 3.16}$$

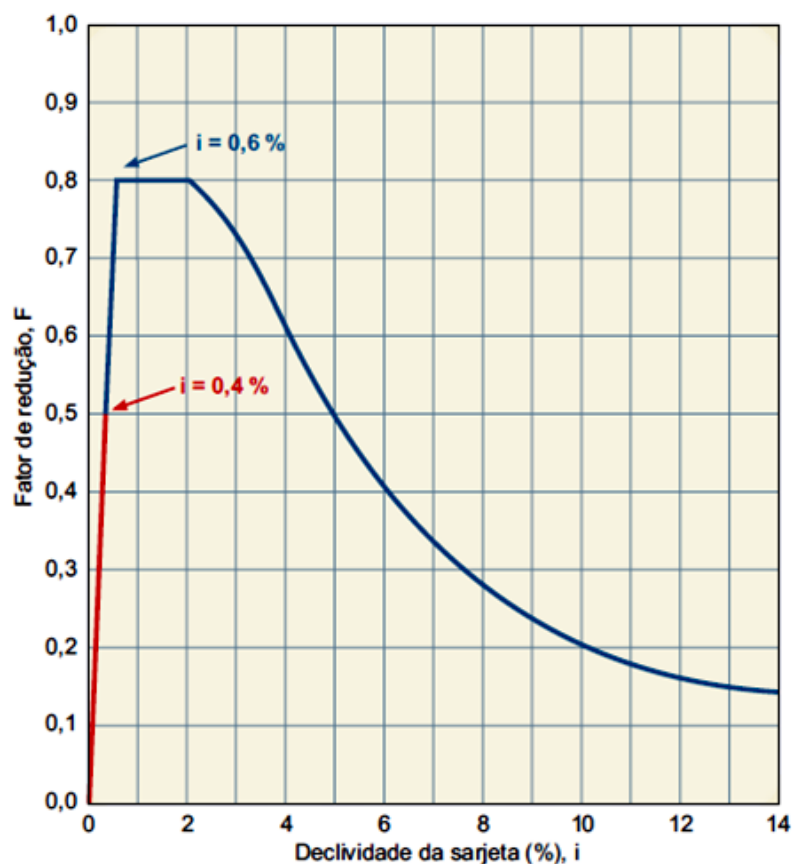
Sendo que  $F_R$  é obtido por meio da Tabela 14 ou pelo ábaco da Figura 9.

Tabela 14 – Valores de fatores de redução de escoamento das sarjetas

Declividade longitudinal da sarjeta (%)	Fator de redução ( $F_R$ )
0,4	0,50
0,6	0,80
2,0	0,80
3,0	0,70
5,0	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10,0	0,20

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Figura 9 – Fatores de redução ( $F_R$ ) de escoamento das sarjetas



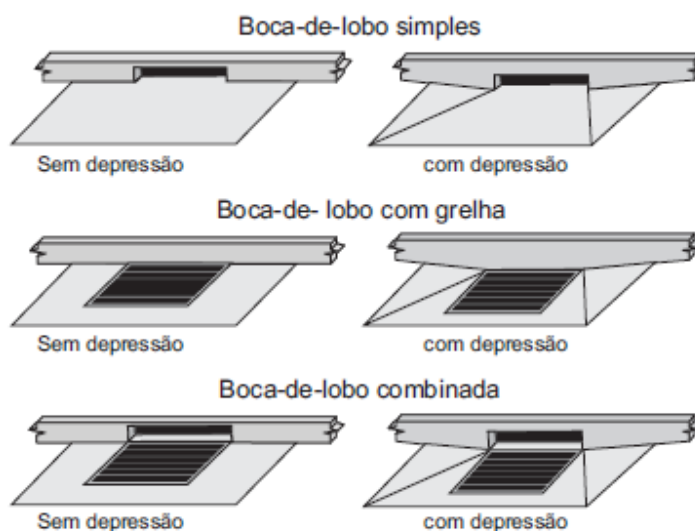
Fonte: Fugita, 1980 apud DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

### 3.4.2 Boca de lobo

O dispositivo de drenagem responsável por esvaziar as sarjetas e recolher as águas superficiais a um coletor de maior capacidade hidráulica, situado num plano inferior, denomina-se boca de lobo. São dispostas espaçadamente ao longo da sarjeta, e composta pelos elementos: caixa de alvenaria, grelha, quadro ou caixilho e cantoneira (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Na Figuras 10 são representados os principais tipos de boca de lobo com base na geometria da via, e na Figura 11 são apresentadas as plantas (a) e seções (b) usuais em projeto de microdrenagem urbana, e em (c) é representado situações de posicionamento de bocas de lobo e da rede coletora em uma via pública.

Figura 10 – Tipologia básica para boco de lobo conforme declividade da via



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

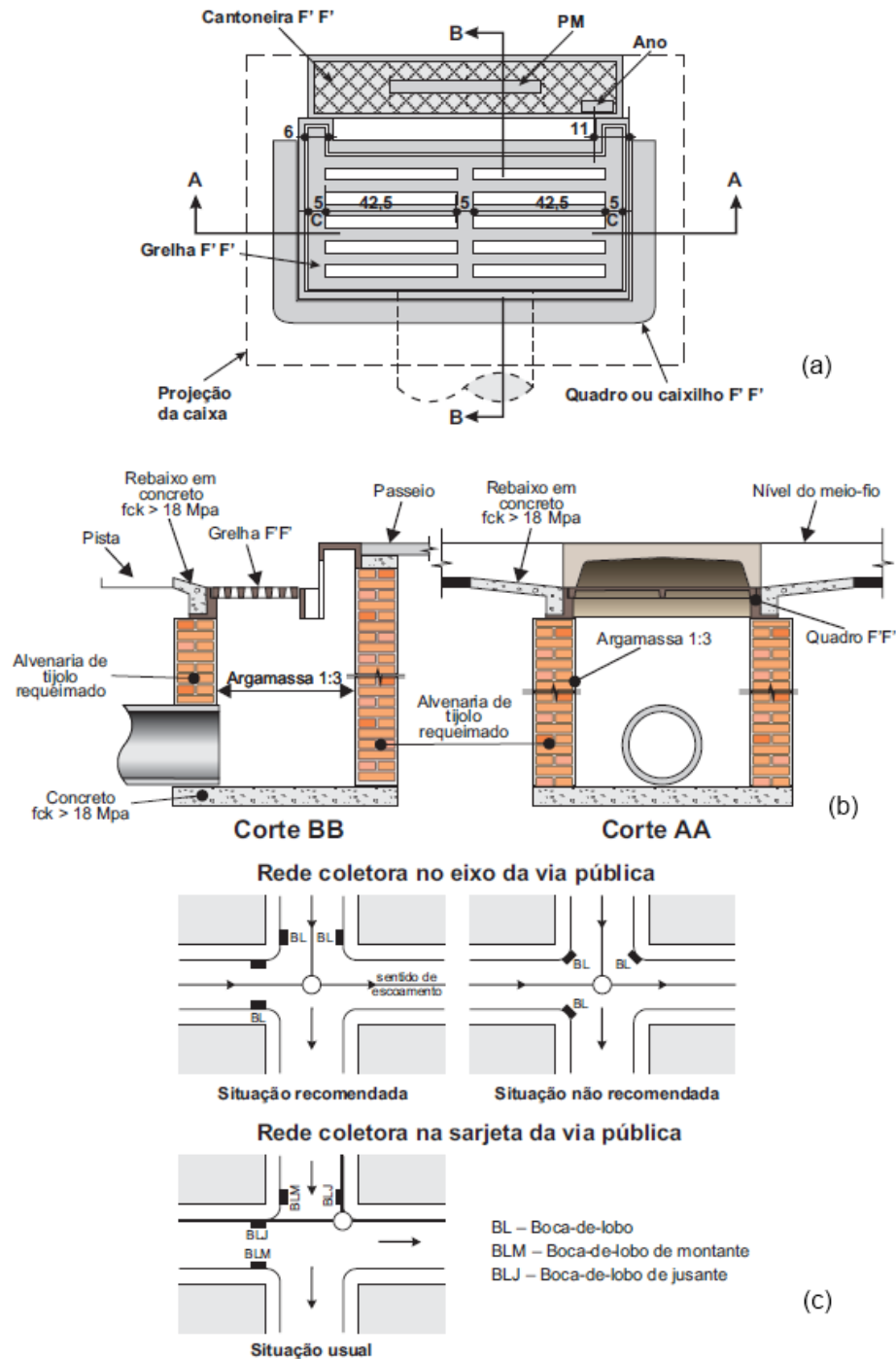
DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) ressaltam que os principais aspectos a serem considerados durante o projeto de boca de lobo são: não permitir a instalação da boca de lobo em ruas sem sarjetas; com exceção da sarjeta do tipo C, a instalação da boca de lobo deve ser feita com depressão no pavimento adjacente; a abertura na cantoneira somente influi na capacidade de vazão quando a da grelha estiver esgotada ou obstruída; a interligação entre a boca de lobo e o poço de visita é realizada com declividade mínima de 1%; admite-se um espaçamento máximo de 60 m entre bocas de lobo; o diâmetro do ramal influi na máxima vazão do segmento (Tabela 15); e por fim os cruzamentos devem ser livres de lâmina de água em sua superfície.

Tabela 15 – Capacidade máxima de ramais

Capacidade dos ramais	
Diâmetro (cm)	Capacidade Máxima de vazão (l/s)
40	100
50	200
60	300

Fonte: Wilken, 1978 apud DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

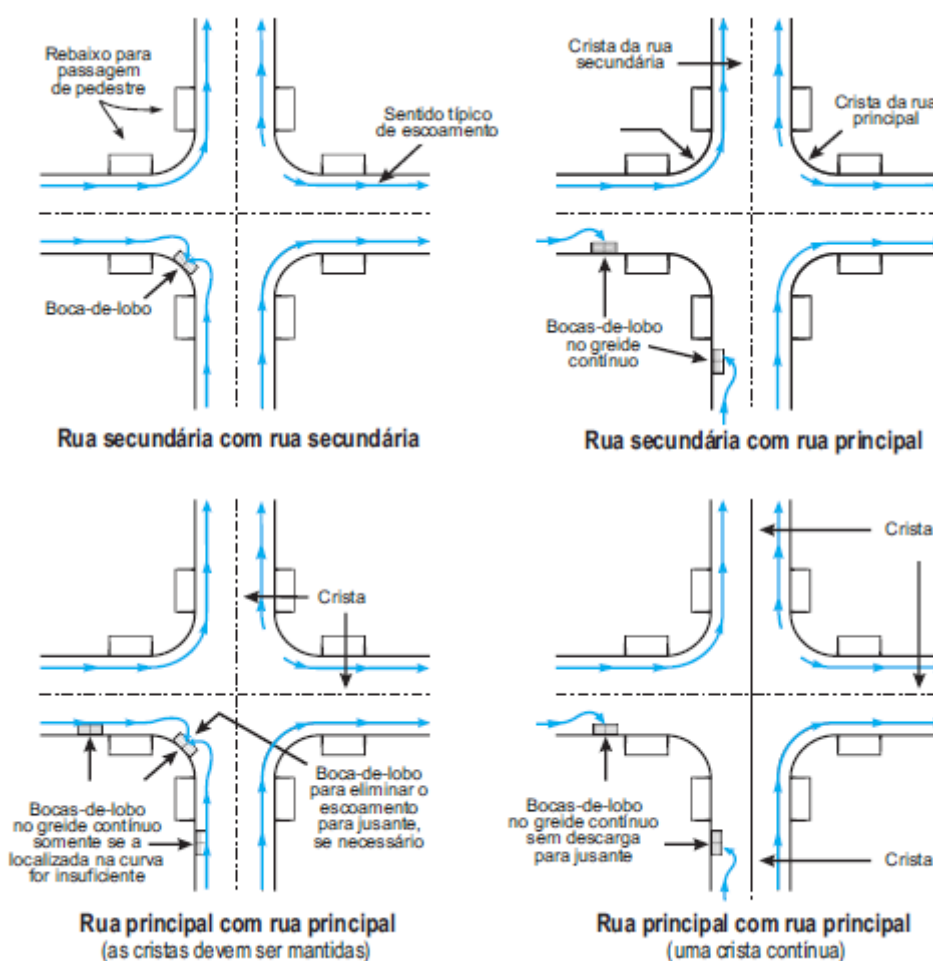
Figura 11 – Boca de lobo simples (a), cortes da boca de lobo simples (b) e posição da rede coletora na via com o devido posicionamento da boca de lobo (c)



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Na Figura 12 estão representadas configurações típicas do posicionamento de bocas de lobo para diversos cruzamentos de vias urbanas para evitar a lâmina d'água nos cruzamentos.

Figura 12 – Configurações típicas de cruzamentos em sistemas de microdrenagem



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

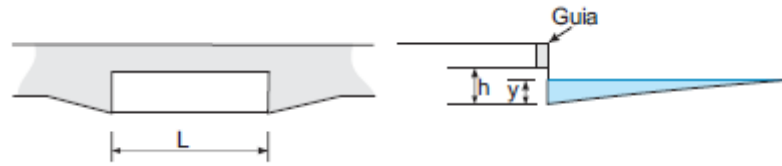
Com base na convergência dos fluxos laterais encaminhados pela sarjeta é realizado o dimensionamento de uma boca de lobo. Deste modo têm-se bocas de lobo situadas em pontos baixos e intermediários das sarjetas, e a capacidade de engolimento de cada situação é determinada em metodologias diferentes. Para bocas de lobos situadas em pontos baixos (inclusive nos cruzamentos das vias) é adotado o método do *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE), e para bocas de lobos situadas em pontos intermediários é adotado o método da Universidade Johns Hopkins. No entanto, a capacidade de engolimento pode ser reduzida devido à obstrução por detritos carreados pela água, por irregularidades nos pavimentos das ruas, e pela metodologia de cálculo que nem sempre condiz com a realidade (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

O método do USACE é descrito pelas seguintes equações abaixo:

1. Para a situação de entrada pela cantoneira (guia chapéu), a Figura 13 representa os parâmetros utilizados para o dimensionamento da capacidade de engolimento das bocas de lobo:



Figura 13 – Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de engolimento das bocas de lobo



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Admite-se as seguintes situações para o dimensionamento da capacidade de engolimento das bocas de lobo:

a. Para casos em que  $y < 12$  cm

- Boca de lobo simples

$$Q = 1,7 \times y^{1,5} \times L \times 10^3 \quad \text{EQ. 3.17}$$

Onde:

Q – Capacidade de engolimento (l/s)

y – carga hidráulica (m)

L – comprimento de abertura da cantoneira (m)

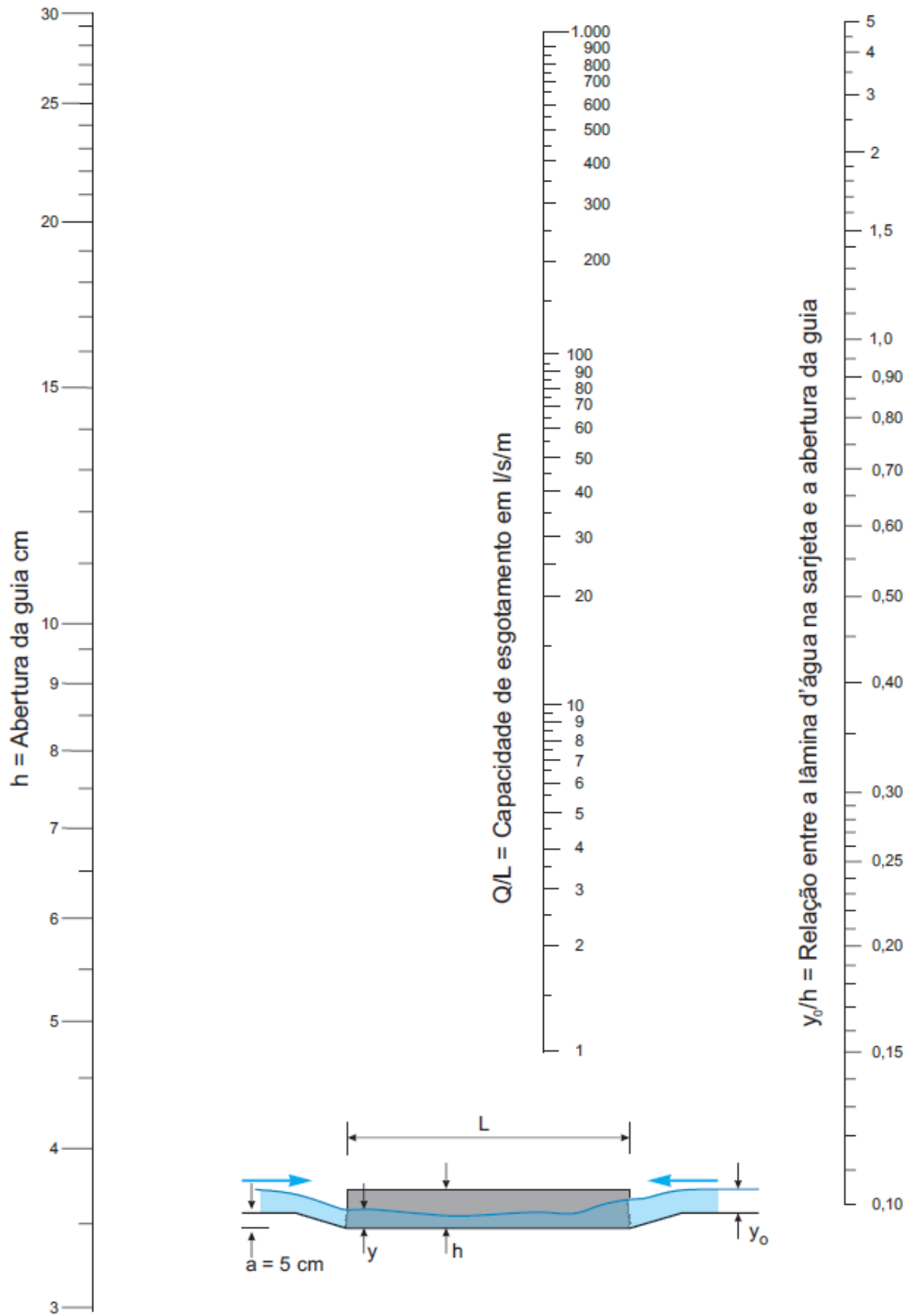
- Boca de lobo dupla:

$$Q = 2 \times 1,7 \times y^{1,5} \times L \times 10^3 \quad \text{EQ. 3.18}$$

b. Para casos em que  $y > 12$  cm

Adotar nestes casos o monograma da Figura 14, correspondente ao da página 283 do livro de Drenagem Urbana – Manual de Projeto, 3º Edição, 1986, DAEE/CETESB, São Paulo.

Figura 14 – Capacidade de esgotamento das bocas de lobo simples com depressão de 5 cm, em pontos baixos das sarjetas



Fonte: DAEE/CETESB, 1986

2. Para a situação de entrada pela grelha:
- a. Boca de lobo simples com grelha:

$$Q = 2,383 \times y^{1,5} \quad \text{EQ. 3.19}$$

Onde:

$Q$  – vazão de engolimento (l/s)

$y$  – carga hidráulica sobre a grelha (cm)

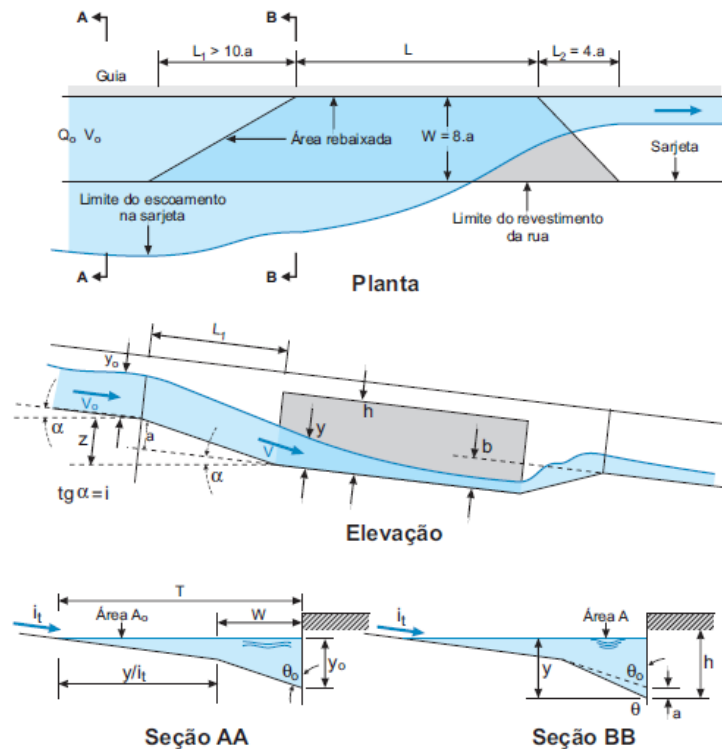
- b. Boca de lobo dupla com grelha:

$$Q = 2 \times 2,383 \times y^{1,5} \quad \text{EQ. 3.20}$$

O método da Universidade de Johns Hopkins estabelece as seguintes equações para bocas de lobo em pontos intermediários:

1. Para a situação de entrada pela cantoneira (guia chapéu) em pontos intermediários, a Figura 15 representa os parâmetros utilizados para o dimensionamento da capacidade de engolimento das bocas de lobo situadas em greide contínuo:

Figura 15 – Bocas de lobo situadas em ponto intermediário da sarjeta



Fonte: DAEE/CETESB, 1986

$$\frac{Q}{L} = (K + C) \times y \times (g \times y)^{1/2} \quad \text{EQ. 3.21}$$

Onde K e C são adimensionais.

a. Boca de lobo simples com depressão ( $a > 0$ ):

Tendo as seguintes características:

$$L_1 - 10a$$

$$L_2 - 4a$$

$$W - 8a$$

$$K - 0,23$$

C é calculado pela seguinte expressão:

$$C = \frac{0,45}{1,12 \times F^2} \quad \text{EQ. 3.22}$$

Onde:

$$X = \frac{L}{a \times \text{tg} \theta} \quad \text{EQ. 3.23}$$

F – número de Froude cujo valor é:

$$F^2 = 2 \left[ \left( \frac{E}{y} \right) - 1 \right]$$

Sendo:

$$E = \left( \frac{Q_0^2}{2 \times g \times A^2} \right) + y \quad \text{EQ. 3.24}$$

Se  $L_2 \neq 4a$  e  $a \neq b$  a equação X se torna:

$$X = \frac{L}{a_1 \times \text{tg} \theta} \quad \text{EQ. 3.25}$$

Onde:

$$a_1 = \frac{b - i \times L_2}{1 - 4 \times i} \quad \text{EQ. 3.26}$$

A equação de Q/L com K=0,23, fica:

$$\frac{Q}{L} = (0,23 + C) \times y \times (g \times y)^{1/2} \quad \text{EQ. 3.27}$$

b. Boca de lobo simples sem depressão (a = 0):

Nesse caso:

$$C = 0$$

$$y = y_0$$

$$\text{tg}\theta = \text{tg}\theta_0$$

Os valores K são funções de  $\text{tg}\theta_0$  conforme mostrado na Tabela 16:

Tabela 16 – Valores de K para a equação 2.28

$\text{tg}\theta_0$	K
12	0,23
24	0,20
48	0,20

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Escreve-se a equação de Q/L da seguinte maneira:

$$\frac{Q}{L} = K \times y_0 \times (g \times y_0)^{1/2} \quad \text{EQ. 3.28}$$

- Para a situação de entrada pela grelha em pontos intermediários utiliza-se o método denominado The Design of Storm Water Inlets, descrito pelo livro Drenagem Urbana – Manual de Projeto, 3ª Edição, 1986, DAEE/CETESB, São Paulo, página 305.

Segundo DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) a primeira boca de lobo é locada a partir do divisor de águas até a seção da sarjeta onde o alagamento atinge o limite, correspondente a 2,17 m. O comprimento útil da sarjeta ( $L_u$ ) é dado por:

$$L_u \frac{Q_s}{q} \quad \text{EQ. 3.29}$$

Onde:

$L_u$  – comprimento útil (m)

$Q_s$  – capacidade de escoamento na sarjeta (l/s)

$q$  – vazão específica da via (l/s/m)

Do mesmo modo que ocorre com as sarjetas, é considerada a redução da capacidade de vazão para as bocas de lobos por virtude da obstrução por detritos carreados pelas águas; irregularidades nos pavimentos das ruas; e bem como pela metodologia de cálculo nem sempre corresponder a realidade (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008). Essa redução é dada por:

$$Q_{admissível} = F_R \times Q_{teórica}$$

Podem-se adotar os seguintes valores de redução para capacidade de engolimento de bocas de lobos conforme mostrado na Tabela 17.

Tabela 17 – Fatores de redução da capacidade de esgotamento das bocas de lobo (FR)

Localização da sarjeta	Tipo de Boca de lobo	F (%)
Ponto baixo	Cantoneira	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Greide contínuo	Cantoneira	80
	Com grelha longitudinal	60
	Combinada	66

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

### 3.4.3 Galerias

As galerias são responsáveis por permitir o escoamento das águas captadas pelas bocas de lobo e são constituídas por estruturas fechadas e enterradas, que permitem a condução do fluxo d'água até o deságue adequado (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

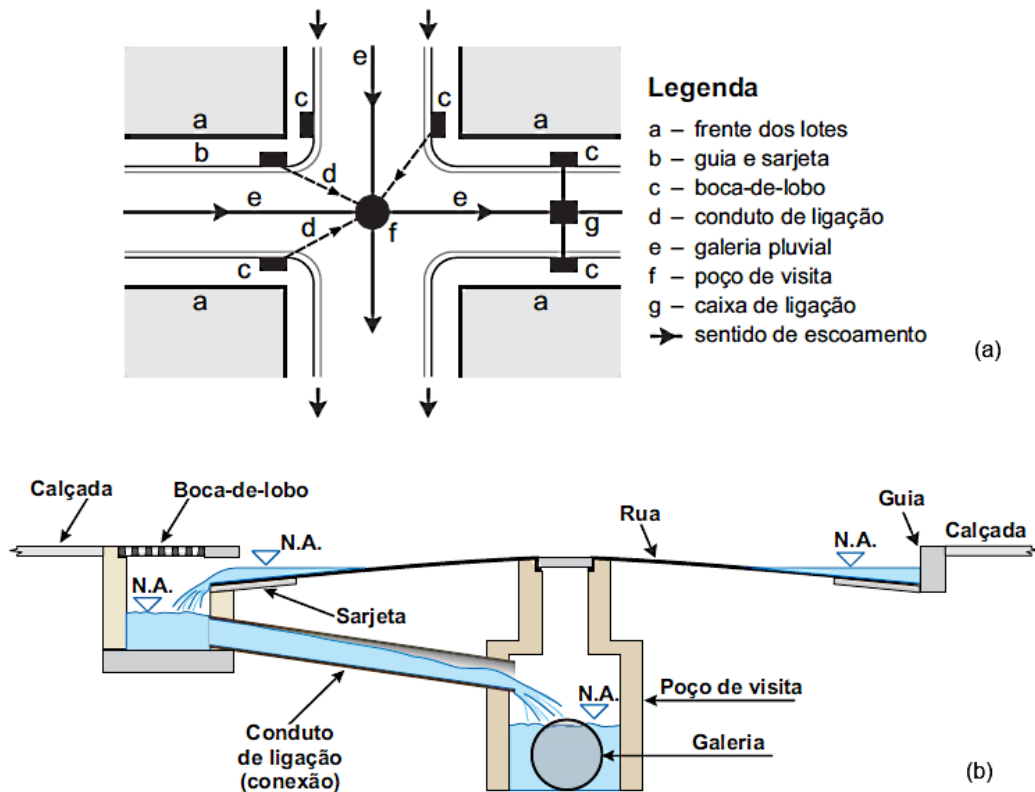
Alguns critérios devem ser observados com relação ao projeto de galerias para que funcionem sem provocar transtornos à população que utiliza as vias, e entre eles DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) citam os seguintes:

- o escoamento é calculado como conduto livre com escoamento permanente e uniforme;
- as dimensões da galeria não devem descrever na direção da jusante;

- a galeria pluvial deve ser locada no eixo da via, onde existir canteiro central deve-se locá-la nessa região da via; e
- jamais deve ser excedidos os valores limites.

Na Figura 16 são apresentados os esquemas de locação do sistema de microdrenagem e sua configuração básica (a), e a seção transversal com a forma correta de captação e escoamento de águas em vias urbanas (b).

Figura 16 – Esquema do sistema de microdrenagem com todos os seus elementos constitutivos (a), e esquema de corte transversal típico adequado de captação e escoamento de águas de uma via urbana



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Dentro dos valores limites se tem as medidas internas da galeria, a velocidade admissível, a declividade, a lâmina d'água, o recobrimento, o espaçamento máximo entre dois poços de visita, número de conexões e a existência de degraus em poços de visita.

As medidas internas dos condutos de seção circular devem manter seu diâmetro, e se retangulares podem variar com a abertura de janelas para equilíbrio das alturas de lâmina d'água, este procedimento é desaconselhado para vias urbanas. Com base em aspectos construtivos e de conservação, são apresentadas na Tabela 18 as dimensões recomendadas para galerias em vias urbanas (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Tabela 18 – Medidas limites de seções de galerias

Tipo de seção	Emprego	Parâmetro	Mínimo (cm)	Máximo (cm)
Circular	Tronco	Diâmetro	40	150
	Ramal		40	150
	Única boca de lobo		40	40
Celular	Tronco	Base	120	300
		Altura		

Fonte: SUDECAP, 1995

A velocidade admissível é um elemento fundamental na galeria a ser projetada ou verificada, pois se a galeria apresentar valores de velocidade baixa pode ocorrer o assoreamento ao longo de sua extensão que culminará com seu entupimento, já em caso contrário, de velocidade que ultrapasse o limite máximo recomendado para os materiais que a compõem ocorrerá à erosão dos materiais dos condutos, deste modo é recomendado rever as inclinações longitudinais bem como as dimensões estabelecidas no projeto, para normalizar o valor dentro do limite admissível (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008). As velocidades limites de galerias são apresentadas na Tabela 19 a seguir.

Tabela 19 – Valores limites de velocidade para elaboração e verificação hidráulica de galerias

Material		Velocidade (m/s)	
		Máxima	Mínima
Galerias de concreto	Celulares	5,0	0,75
	Tubulares		
Galerias de PVC helicoidal tubular	$\Phi < 1,2 \text{ m (*)}$	6,0	
	$\Phi \geq 1,2 \text{ m (*)}$	4,5	

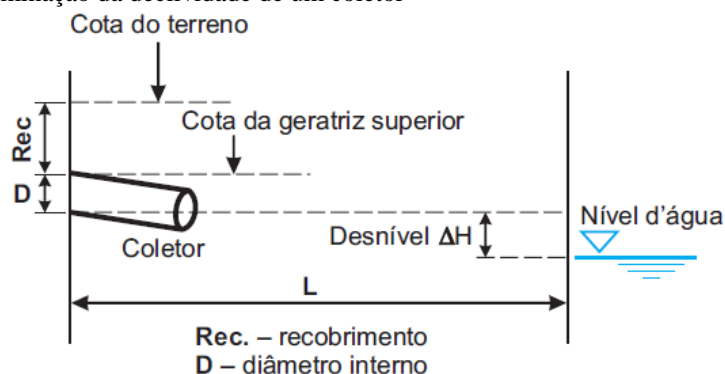
Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

A declividade da galeria depende do projeto de pavimentação e do projetista do sistema de microdrenagem. Novamente, ressalta-se a importância do trabalho conjunto dos profissionais que dimensionam o sistema de drenagem e de pavimentação. Com base nos levantamentos topográficos e no projeto de urbanização são definidas as declividades do arruamento. A princípio a declividade da galeria deve seguir a inclinação do arruamento, mas em função da cota de deságüe e da velocidade, altera-se este valor para adequá-lo às condições do terreno (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

A declividade é determinada por  $i = \Delta H/L$ , sendo  $\Delta H$  o desnível e  $L$  o comprimento entre o ponto de entrada e o ponto de deságua. Na Figura 17 é apresentado o esquema para determinação da declividade de uma galeria.



Figura 17 – Determinação da declividade de um coletor



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Na tabela 20 são descritas declividades recomendadas para projetos de galeria, e estas sempre podem ser alteradas conforme as necessidades da área a ser drenada.

Tabela 20 – Valores de declividade recomendados para galerias

Declividade	Valor (%)
Mais econômica	A do terreno ou do greide da via
Normal	$0,3 < i < 4,0$
Mínima da boca coletora ao PV	1,0

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

A lâmina d'água define o limite máximo que a água deve atingir dentro da galeria, garantindo que o dispositivo funcione dentro dos níveis estipulados no projeto. Na Tabela 21 são apresentados os valores limites de lâmina d'água para os condutos (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Tabela 21 – Limites de lâmina d'água nos condutos

Tipo de Seção	Máxima	Mínima
Circular	$0,85 \times D$	$0,2 \times D$
Celular	$0,9 \times \text{altura (H)}$	$0,2 \times \text{altura (H)}$

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Para proteger as galerias de esforços não recomendados para a sua estrutura, deve-se ter acima da mesma uma camada protetora, chamada de recobrimento, que consiste na distância vertical entre o greide da via e a geratriz superior do coletor (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008). Na tabela 22 são apresentados os valores mínimos de recobrimento para diferentes materiais e dimensões das galerias.

Tabela 22 – Valores mínimos de recobrimento

Material		Recobrimento (m)
Tubos de concreto simples		0,8
Galerias celulares em concreto armado		0,8
Tubos de concreto armado	D = 40 cm	0,6
	D > 40 cm	0,6 + [(DN-0,4)/0,1]x0,05
Tubos de PVC helicoidal		Conforme fabricante

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Segundo DIOGO e SCIAMMARELLA (2008) o espaçamento máximo entre poços de visita deve levar em conta os aspectos hidráulicos, construtivos, de conservação e de traçado da rede de galerias. A prática de adotar espaçamentos elevados não é recomendada, pois dificulta a conservação das galerias, já a prática de adotar o espaçamento máximo contribui para a redução dos custos de implantação. No geral, recomenda-se adotar valores de espaçamento máximo de 60 m para tubos com diâmetro menor ou igual a 80 cm, e o espaçamento máximo de 100 m para tubos com diâmetro superior a 80 cm.

Quanto o número de conexões não é recomendado exceder a 4 condutos de ligação.

Os degraus em poços de visita contribuem para o escoamento uniforme e contínuo, no entanto devido às baixas inclinações das galerias em locais planos e de limitação de cota, nem sempre é possível utilizá-lo. Uma das vantagens do uso desta técnica é evitar o remanso no interior das galerias (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

O dimensionamento das galerias é feito com base nos conceitos da Hidráulica e de movimento uniforme, expresso pela equação de Manning:

$$Q = \frac{A \times (R_H)^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Onde:

Q – vazão de projeto (m<sup>3</sup>/s)

A – área molhada da seção (m<sup>2</sup>)

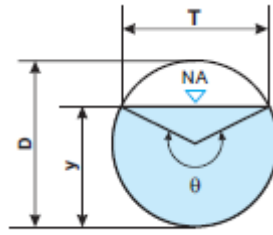
R<sub>H</sub> – raio hidráulico (m)

i – declividade do trecho (m/m)

n – coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional)

Os parâmetros hidráulicos (Figura 18) das seções tubulares são obtidos por:

Figura 18 – Parâmetros de seção circular



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Área molhada:

$$A_h = \left( \frac{\theta - \text{sen } \theta}{8} \right) D^2 \quad \text{ou} \quad \cos(\theta/2) = 1 - \left( \frac{2y}{D} \right)$$

Perímetro molhado:

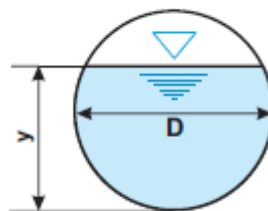
$$P_h = \left( \frac{\theta}{2} \right) \times D$$

Raio hidráulico:

$$R_h = \frac{D(\theta - \text{sen } \theta)}{4\theta} \quad \text{ou} \quad R_h = \frac{D}{4}$$

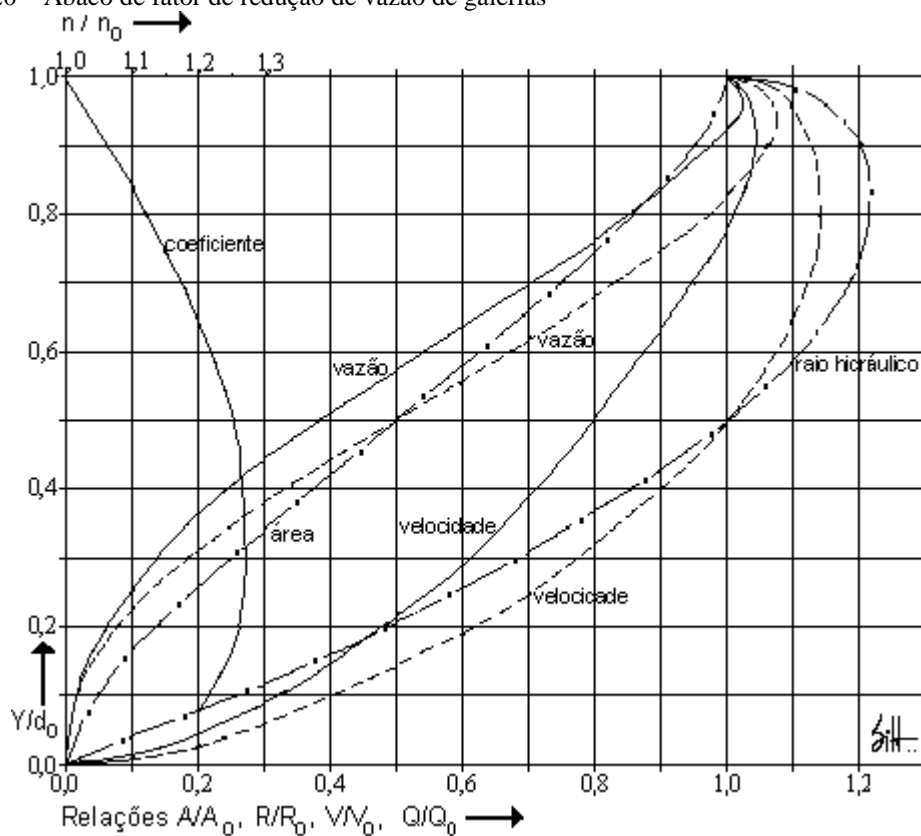
Quando a lâmina d'água for menor que o crítico ou a declividade maior que a crítica, o fluxo de escoamento está ocorrendo no regime supercrítico, e do contrário está no regime subcrítico (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008).

Admite-se que a relação  $y/D$  é igual a 0,9 (Figura 19), de posse desse valor é possível calcular a  $Q$  e  $V$  ou consultar as tabelas previamente elaboradas que fornecem estes valores com base na relação  $y/D$  (ANEXO 1). Estes valores podem também serem obtidos pelo ábaco da Figura 20.

Figura 19 – Indicação do tirante d'água em seções circulares ( $y/D$ )

Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

Figura 20 – Ábaco de fator de redução de vazão de galerias



Fonte: Fernandes, 2002

Para a verificação da velocidade nas galerias, utiliza-se a equação de Manning:

$$V = \frac{(R_H)^{2/3} \times i^{1/2}}{n} \quad \text{EQ. 3.11}$$

Onde:

V – velocidade média (m/s)

$R_H$  – raio hidráulico (m)

i – declividade média de escoamento (m/m)

n – coeficiente de rugosidade (adimensional)

### 3.5 Estimativa de custos

Antes de se iniciar qualquer empreendimento na construção civil, uma das etapas mais importantes visando a viabilidade financeira da obra são os seus custos, sendo eles diretos ou indiretos.

Segundo INOUEY (2009) os elementos que mais incidem sobre os custos das redes de microdrenagem são as guias e sarjetas, representando 29,1%, e os sarjetões em torno de 27,7%, em seguida tem-se a tubulação que representa 17,1%, e relacionada a ela tem-se a vala com 9,3% dos custos de implantação do projeto.

Segundo CAIXA (2016), para a composição de custos de uma obra pública utiliza-se como referência o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), que é responsável pela técnica de engenharia (especificando insumos, composições de serviços e orçamentos de referência) e pelo processo de dados, e o IBGE pela pesquisa mensal de preço, tratamento dos dados e formação dos índices. Onde teve como limitador de preços para serviços contratados com recursos do Orçamento da União (OGU) foi determinado inicialmente pela Lei de Diretrizes Orçamentárias (LDO) de 2003, perpetuando até 2013, quando foi suprimido da LDO para 2014, em função da publicação do Decreto 7983/2013.

Outro órgão público que nos fornece o custo para uma obra de microdrenagem, é o DER/MG (2016).

## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.1 O município de Monte Sião

O município de Monte Sião, situado ao Sul do estado de Minas Gerais, foi fundado em 29 de março de 1849, por Lourenço Justino Ferreira, Vigário Capitular da Diocese de São Paulo. Atualmente a cidade tem uma população total de 21.203 hab. Na figura 21 é apresentado o mapa territorial do município de Monte Sião (IBGE, 2016).

Figura 21 – Limites do município de Monte Sião/MG



Fonte: IBGE, 2016

O município de Monte Sião faz limite com os municípios paulistas de Socorro, Águas de Lindóia e Itapira, o que o caracteriza como marco divisório entre o Sul de Minas Gerais e o estado de São Paulo, e com os municípios mineiros de Jacutinga, Ouro Fino e Bueno Brandão. O município de Monte Sião possui a extensão territorial correspondente a 291,594 km<sup>2</sup> (IBGE, 2016)

O município de Monte Sião faz parte da macrorregião de planejamento Sul de Minas do estado de Minas Gerais, juntamente com outros 145 municípios. Sua economia está baseada na indústria têxtil, contando com mais de 1.200 indústrias de médio e pequeno porte,

que juntas totalizam um produção anual em torno de 25 milhões de peça por ano, devido a isso, Monte Sião é reconhecido nacionalmente como Capital Nacional do Tricô (Portal de Monte Sião, 2016)

De forma resumida, o município de Monte Sião é caracterizado por clima tropical de altitude, com verão chuvoso e inverno seco. A temperatura média anual corresponde a 21°C, chegando a 0°C durante o inverno, quando é possível verificar o fenômeno da geada. A precipitação pluviométrica média anual de 1.507 mm, a menor precipitação é verificada no mês de Julho, correspondente a 25 mm, caracterizando este mês como o mais seco do ano. O mês de Janeiro é o mês com maior precipitação, apresentando uma média de 274 mm.

Quanto ao balanço hídrico climatológico de Thornthwaite, a macrorregião do Sul de Minas situa-se na faixa úmida, com valores variando de 20 a 100 mm (MARANGON, 2004).

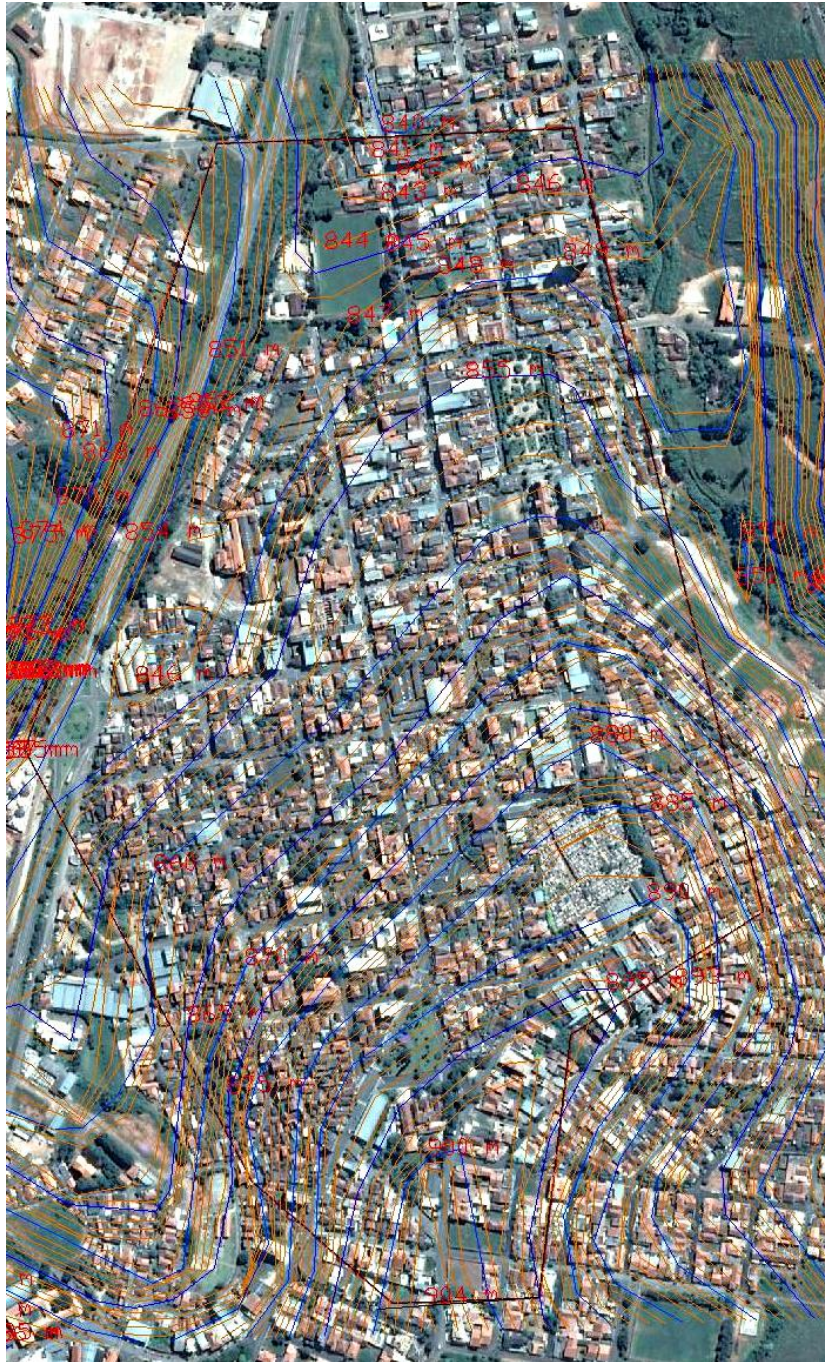
#### **4.2 Delimitação da região em estudo**

O processo de urbanização do município de Monte Sião não foi diferente das demais cidades do Brasil, com a ocupação desordenada do solo e a falta do planejamento de infraestrutura urbana. O fracionamento excessivo dos lotes urbanos da região central da cidade é um exemplo da ocupação desordenado do uso do solo, como pode ser visto na Figura 22 e no ANEXO 2 é demonstrado em projeto a área em estudo com as curvas de níveis.

Como discutido na seção 2.2, a ocupação desordenada afeta diretamente o sistema de microdrenagem, pois a impermeabilização do solo ocasiona o aumento do escoamento superficial de água e do transporte de materiais sólidos, que sedimentam nos dispositivos do sistema de drenagem, e geram o aumento da recorrência de enchentes e inundações nos centros urbanos. No caso em estudo, as vias da cidade eram revestidas com pedras e com o passar do tempo toda a malha viária foi revestida com o revestimento asfáltico. Essa mudança alterou as condições de escoamento de água superficial afetando diretamente no sistema de microdrenagem existente, tornando o precário e saturado.

Um condicionante crítico desta condição é a inexistência de dados da rede de microdrenagem da região central da cidade nos registros da Prefeitura de Monte Sião. A rede existente não conta com poços de visitas e durante o processo de revestimento asfáltico a geometria das sarjetas não foi preservada, ou seja, não houve um planejamento por parte do setor de obras da cidade durante o projeto de pavimentação para a conservação do sistema de microdrenagem existente ou adequação do mesmo para as novas condições, neste caso a importância do sistema de microdrenagem foi menosprezada.

Figura 22 – Fracionamento excessivo dos lotes no centro de Monte Sião,

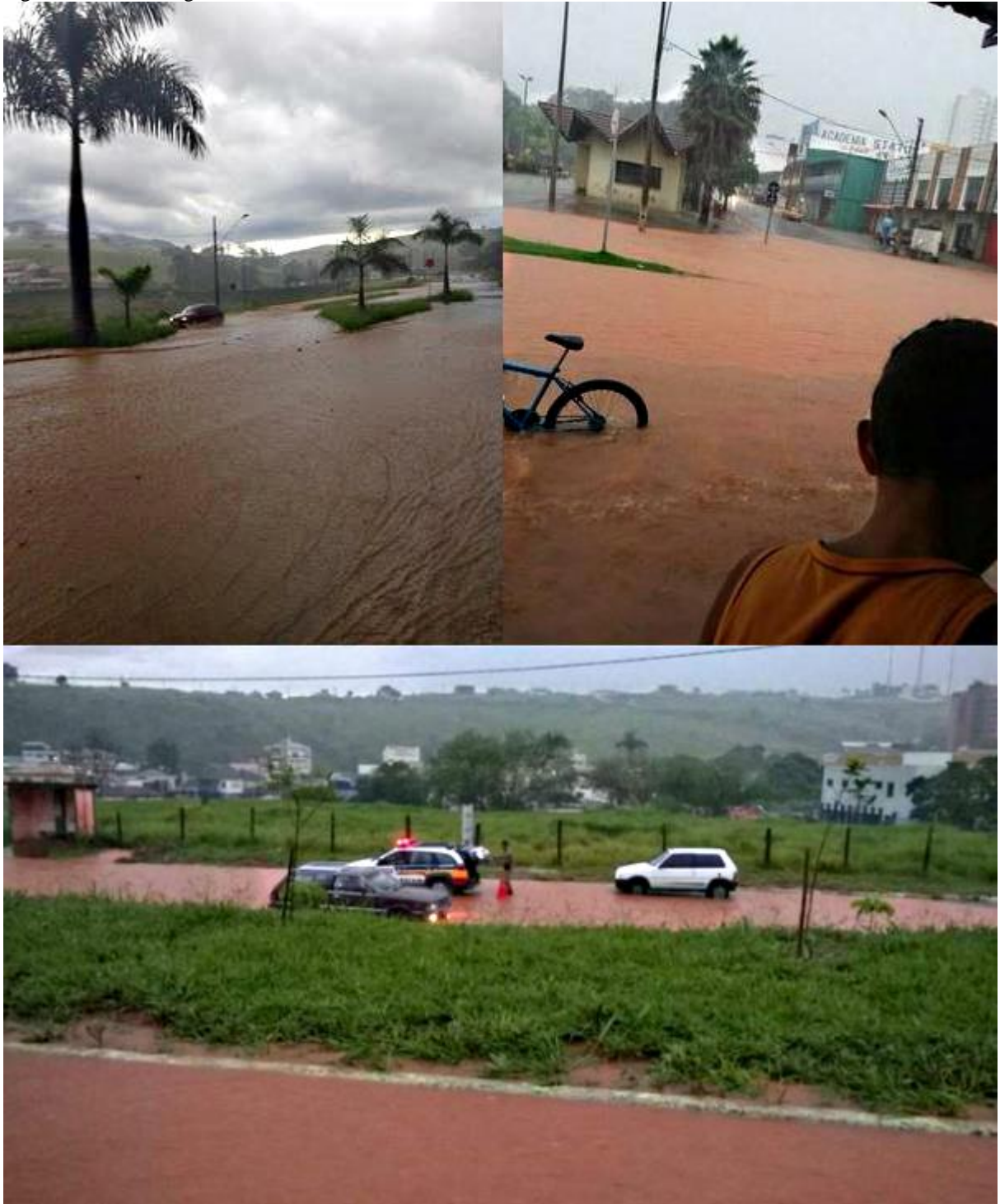


Fonte: ©Google Earth, 2016

Deste modo, é correto afirmar que tal sistema deve estar completamente comprometido pela falta de conservação e limpeza das galerias bem como pela falta de dimensionamento das sarjetas. Esta condição de mau funcionamento do sistema de microdrenagem é verificada durante o período de chuvas quando ocorre à inundação de ruas da cidade devido ao intenso fluxo de água superficial sobre as vias, como pode ser verificado na Figura 23.



Figura 23 – Ruas alagadas durante chuva intensa em Monte Sião/MG



Fonte: Estado de Minas, 2016

Outro agravante desta condição é a inexistência dos dispositivos do sistema de drenagem em vários pontos da cidade, como pode ser visto na Figura 23, onde é perceptível a falta dos elementos de microdrenagem (sarjetas, boca de lobo e galerias) nas ruas alagadas e de conservação do acostamento para a desobstrução das sarjetas.

Com base no que foi exposto, é fundamental que haja a reavaliação do sistema de microdrenagem existente e sua adequação para as atuais condições de uso e ocupação do solo, sendo assim este estudo faz-se necessário para este processo e servirá de base para a melhoria. Para este estudo serão avaliadas a Rua do Mercado e a Avenida Presidente Getúlio Vargas, ambas na região central do município de Monte Sião/MG, com o intuito de redimensionar o sistema existente e adequá-lo a capacidade hidráulica requerida.

A escolha destas vias está relacionada com a importância que elas representam para o sistema viário da cidade, pois a Rua do Mercado corta a região central da cidade em toda sua extensão além da intensa concentração de lojas e indústria em todo seu curso, e a Avenida Getúlio Vargas é o acesso ao Santuário de Nossa Senhora da Medalha Milagrosa e da Praça Prefeito Mário Zucato, dois importantes pontos turísticos da cidade.

Por fim, sabe-se que os prejuízos econômicos gerados por inundações são significativos em todas as cidades brasileiras, a base da economia do município de Monte Sião são as indústrias têxteis de pequeno e médio porte e as lojas de vestuário instaladas no centro da cidade, deste modo é essencial preservar estas propriedades de prejuízos econômicos causados pela inundação das vias.

## **5 PROPOSIÇÃO DE MÉTODOS PARA A ADEQUAÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE**

### **5.1 O sistema de microdrenagem existente**

Para verificação da capacidade de suporte hidráulico do sistema de drenagem existente serão utilizados os parâmetros determinados nos itens anteriores.

Em visita de campo foi constatado que o sistema de drenagem existente não possui galerias e transfere toda a água captada nas bocas de lobo para as ruas paralelas à Rua do Mercado, ou seja, o sistema existente funciona como um canal enterrado para transferência de fluxo d'água no cruzamento para as ruas adjacentes, onde volta a escoar na superfície.

O posicionamento das bocas de lobo não está de acordo com as recomendações para locação de bocas de lobo em cruzamentos, no sistema implantado não houve um critério estabelecido. Durante visita de campo, foi possível verificar as dimensões das bocas de lobo simples e duplas com grelha bem como seu posicionamento. Na oportunidade foi verificado que o diâmetro do ramal, correspondente a  $\Phi 30$  cm, este valor está abaixo do estipulado por norma como valor mínimo.

Na Figura 24 está representado o posicionamento das bocas de lobo no cruzamento da Rua do Mercado (principal) com a Rua Florêncio Alves de Carvalho (secundária), e demonstrado no detalhe a calha por onde a água torna a escoar na superfície da Rua Florêncio Alves Carvalho.

Figura 24 – Cruzamento da Rua do Mercado com a Rua Florêncio Alves de Carvalho



Fonte: Autor

Na Figura 25 é mostrada a cicatriz existente no local onde havia um sarjetão no cruzamento da Rua do Mercado com a Av. Getúlio Vargas.

Figura 25 – Sarjetão coberto com revestimento asfáltico no cruzamento da Rua do Mercado com a Av. Getúlio Vargas



Fonte: Autor

As sarjetas, durante o projeto de revitalização das vias urbanas com revestimento asfáltico, também foram revestidas não respeitando a inclinação e as premissas de projetos de pavimentação e de drenagem de vias urbanas. Com isso, a altura da guia varia entre 5 a 20 cm, ao longo das vias estudadas como mostrado na Figura 26.

Figura 26 – Alturas variáveis das guias das sarjetas e poço de visita coberto com revestimento asfáltico.



Fonte: Autor

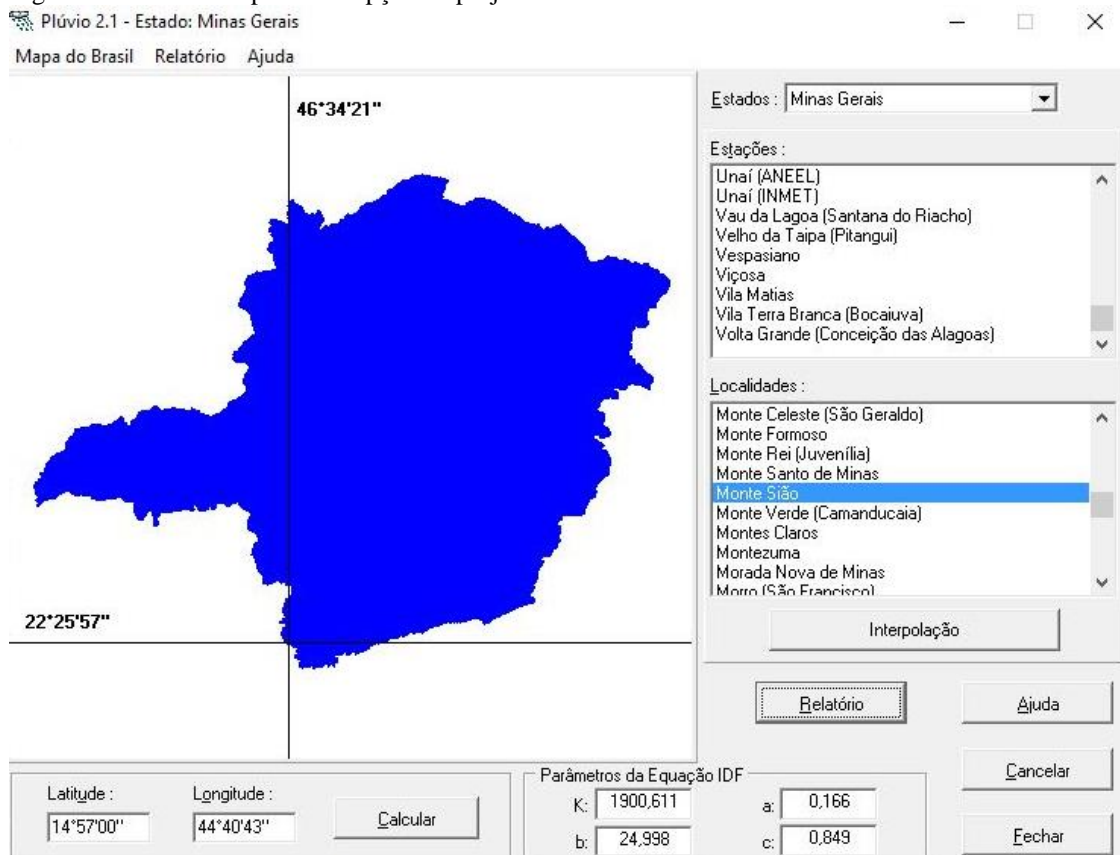
Outro fator importante a ser ressaltado, é a inexistência de poços de visitas ao longo das ruas em estudo. Acredita-se que os mesmos foram cobertos com revestimento asfáltico,

como aconteceu com as sarjetas e sarjetões. Devido à falta de PV, não foi possível verificar o diâmetro do ramal principal da galeria.

## 5.2 Determinação da chuva de projeto

A cidade de Monte Sião/MG não apresenta uma Estação Hidrológica, logo, o software Pluvio 2.1 determina seus parâmetros através de uma interpolação dos dados obtidos nas Estações Hidrológicas localizadas nas cidades mais próximas. Na Figura 27 é mostrada a interface do programa Pluvio 2.1 do Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Viçosa – UFV (2006), com o qual foi possível obter a equação da intensidade média das chuvas, descrita na Equação 3.1.

Figura 27 – Diretrizes para concepção do projeto obtidos através do Pluvio 2.1



Fonte: Autor

$$i_m = \frac{KxT_r^a}{(t+b)^c} \quad \text{EQ. 3.1}$$

Onde:

K, a, b, c – constantes oferecidas pelo Pluvio

$T_R$  – tempo de retorno (anos)

t – tempo de escoamento superficial (min)

Sendo que o tempo de escoamento superficial é definido como:

$$t = t_s + 10 \text{ min}$$

E:

$$t_s = \frac{16 \times L}{(1,05 - 0,2 \times p) \times (100 \times I_m)^{0,04}} \quad \text{EQ. 3.2}$$

Onde:

L - Comprimento do talvegue principal (m);

p - Porcentagem de cobertura vegetal (decimal);

$I_m$  - declividade média do talvegue principal (m/m).

Através das fórmulas apresentadas, para este projeto foram obtidos os seguintes dados:

$p=0$ , pois na planta de implantação do loteamento, não há nenhuma área de preservação permanente discriminada;

Com base nas cotas, tem-se que o  $I_m$  é igual a 0,0615 m/m, e o  $t_s$  corresponde a 12,20 min, onde:

$$I_m = \frac{\Delta h}{L} = \frac{(898 - 845)}{861,3} = 0,0615 \text{ m / m}$$

$$t_s = \frac{16 \times 0,8613}{(1,05 - 0,2 \times 0) \times (100 \times 0,0615)^{0,04}} = 12,20 \text{ min}$$

$$t = 12,20 + 10 \text{ min} = 22,20 \text{ min}$$

Para o cálculo da intensidade de chuva média, é usual se usar um tempo de retorno entre 2 anos e 10 anos, dependendo da localização da cidade. Para esse projeto foi considerado um tempo de retorno de 10 anos, pois o loteamento é localizado próximo de uma rodovia e as áreas ao entorno contêm pontos comerciais, sendo assim considera-se que a área em estudo possa se desenvolver ainda mais nos próximos anos. Logo:





Tabela 23 – Áreas de contribuição e suas respectivas porcentagens.

Área de contribuição	m <sup>2</sup>	%
Área residencial	140.017,37	77
Área pavimentada	42.005,21	23
Área total	182.022,58	100

Fonte: Autor

De posse das áreas de contribuição foi possível determinar o coeficiente de Run Off (C) para cada área, e através da média ponderada apresentada na seção 3.3.3, na Equação 2.6. Para chegar a este valor, considerou-se para a área pavimentada o coeficiente usual para ruas com pavimentação asfáltica, e para a área residencial o coeficiente usual para unidades múltiplas (conjugadas), sendo o valor de C igual a 0,95 e 0,75, respectivamente, estes valores foram obtidos da DAEE/CETESB (1986), conforme Tabela 24, que segue as diretrizes estabelecidas pelo DNIT (2005).

$$C_{m\u00e9dio} = \frac{\sum AxC}{A_{total}} \quad \text{Logo} \quad C_{m\u00e9dio} = \frac{42.005,21 \times 0,95 + 140.017,37 \times 0,75}{182.022,58} = 0,796$$

Tabela 24 - Valores de coeficiente de escoamento superficial (C) para as áreas conforme uso e ocupação

Descrição das bacias de contribuição	C
<b>Área Residencial</b>	
Áreas de uma única família	0,30 a 0,50
Multiunidades, isoladas	0,40 a 0,60
Multiunidades, ligadas	0,60 a 0,75
Lotes com 2.000 m <sup>2</sup> ou mais	0,30 a 0,45
Área com prédios de apartamentos	0,50 a 0,70
<b>Área Industrial</b>	
Áreas leves	0,50 a 0,80
Áreas densas	0,60 a 0,90
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30
<b>Características da superfície</b>	
Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95

Fonte: DAEE/CETESB, 1986.

Para a delimitação das sub-bacias de contribuição e determinação do fluxo, utilizou-se o método do diagrama de telhado que foi descrito na seção 3.3.2. No ANEXO 3 é mostrado o

resultado desse procedimento. Nota-se o desenho irregular dos diagramas de telhado, este fato se deve ao fracionamento excessivo e irregular dos lotes da região em estudo.

Com as áreas de contribuição de cada sub-bacia definida, são calculadas as vazões de chuva que cada margem das ruas receberá, através da seguinte fórmula:

$$Q_{ch} = C_m \cdot i \cdot A \quad \text{EQ. 3.3}$$

Onde:

$Q_{ch}$  – vazão de chuva ( $m^3/s$ )

$C_m$  – coeficiente de Run off médio (adimensional)

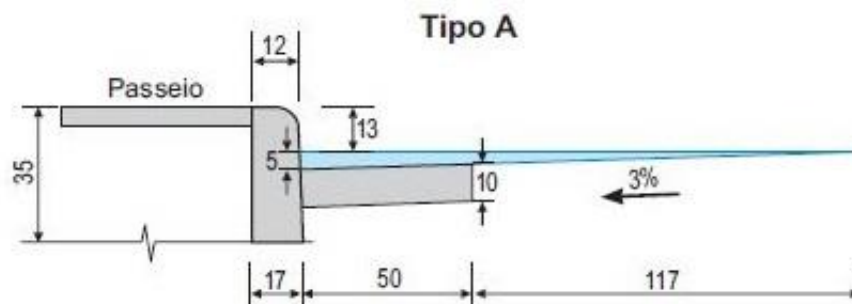
$i$  – intensidade da precipitação (mm/h)

$A$  – área de contribuição ( $m^2$ )

#### 5.4 Determinação dos parâmetros de dimensionamento das sarjetas e sarjetões

Para o dimensionamento das sarjetas foi considerada uma sarjeta do Tipo A, como demonstrado na Figura 29, conforme SUDECAP (1995), pois este modelo compõe o sistema de drenagem existente. A recomendação ideal para sarjetas instaladas em terrenos com declividade longitudinal média, variando na faixa de 0,5% à 16% é do tipo B, no entanto devido a questões econômicas, trabalhar-se-á a solução deste caso com o aproveitamento das sarjetas existentes.

Figura 29 – Seção transversal da sarjeta



Fonte: DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008

O cálculo da vazão das sarjetas será realizado com a fórmula de Izzard apresentada na seção 3.4.1. Sendo:

$$Q_0 = 0,375 \times \frac{z}{n} \times (y_0)^{8/3} \times i^{1/2}$$

Onde:

$n$  – coeficiente de rugosidade do concreto, correspondente a 0,016

Declividade longitudinal – correspondente a inclinação do trecho (variável)

Declividade transversal – correspondente a 5%

Altura da guia – correspondente a 15 cm

Altura da lâmina d'água junto a guia – correspondente a 11 cm

Considerando que o escoamento superficial é considerado permanente e uniforme, a velocidade média nos dispositivos de drenagem será calculada pela fórmula de Manning, expressa por

$$V = \frac{(R_H)^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Onde:

$V$  – velocidade média (m/s)

$R_H$  – raio hidráulico (m)

$i$  – declividade média de escoamento (m/m)

$n$  – coeficiente de rugosidade – correspondente a 0,016

E o tempo de percurso é dado por:

$$t_p = \frac{L}{60 \times V}$$

Onde:

$V$  – velocidade média (m/s)

$L$  – comprimento do trecho (m)

$t_p$  – tempo de percurso (minuto)

A capacidade de vazão do sarjetão é calculada pela equação de Izzard, no entanto o valor de  $z$  deve ser calculado por:

$$z = \frac{T}{Y_0} = tg \theta_1 + tg \theta_2$$

Para os sarjetões a velocidade média é calculada por meio da equação da continuidade, como demonstrado abaixo:

$$V_0 = \frac{Q_0}{A}$$

Para obter a Vazão Real ( $Q_{\text{real}}$ ) para o cálculo do projeto, é necessário determinar o fator de redução da capacidade de escoamento de cada sarjeta com base na inclinação, utilizando o ábaco de Fugita, apresentado na seção 3.4.1.

### 5.5 Determinação dos parâmetros de dimensionamento das bocas de lobo

Para o dimensionamento das bocas de lobo foi considerado o método da USACE para bocas de lobo simples e duplas com grelha, este método é utilizado para bocas de lobo situadas em pontos baixos e em cruzamentos.

O cálculo para boca de lobo simples com grelha é dado por:

$$Q = 2,383 \times y^{1,5}$$

Onde:

Q – vazão de engolimento ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

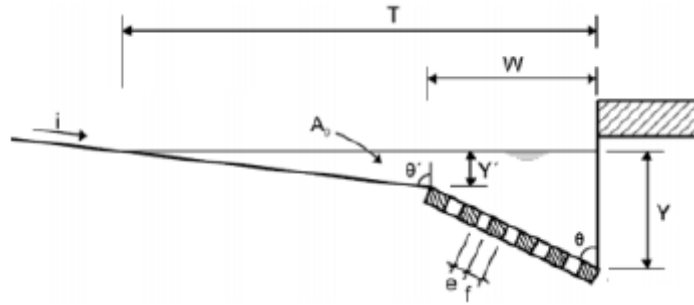
y – carga hidráulica sobre a grelha (cm).

O cálculo para boca de lobo dupla com grelha é dado por:

$$Q = 2 \times 2,383 \times y^{1,5}$$

A Figura 30 apresenta os parâmetros considerados para a obtenção da carga hidráulica sobre a grelha para esgotar toda a água:

Figura 30 – Parâmetros considerados para o cálculo da carga hidráulica sobre grelhas (sem escala)



Fonte: DNIT, 2006

$$y' = y_0 - \frac{W}{\operatorname{tg} \theta}$$

Considera-se  $y_0$  sendo:

$$y_0 = \left[ \frac{Q_{\text{admissível}}}{0,375 \times \left( \frac{z}{n} \right) \times i^{1/2}} \right]^{3/8}$$

O posicionamento das bocas de lobo foi realizado conforme as representações típicas para posicionamento de boca de lobo para cruzamento de via secundária com principal, demonstrado na Figura 12, da seção 3.4.2, deste modo se evita a lâmina d'água nos cruzamentos.

Para a locação da primeira boca de lobo foi considerado o alagamento limite de 2,17 m, a partir do divisor de águas até a seção da sarjeta. O comprimento útil da sarjeta ( $L_u$ ) é dado por:

$$L_u = \frac{Q_s}{q}$$

Onde:

$L_u$  – comprimento útil (m)

$Q_s$  – capacidade de escoamento na sarjeta (l/s)

$q$  – vazão específica da via (l/s/m)

Do mesmo modo que ocorre com as sarjetas, é considerada a redução da capacidade de vazão para as bocas de lobos. Essa redução é dada por:

$$Q_{admissível} = F_R \times Q_{teórica}$$

O fator de redução para capacidade de engolimento de bocas de lobos adotado foi de 50, conforme apresentado na Tabela 17 da seção 3.4.2, pois se refere a bocas de lobos com grelha instalada em pontos baixos, condizente com tipo do dispositivo instalado no local de estudo.

## 5.6 Determinação dos parâmetros de dimensionamento das galerias

O dimensionamento das galerias é feito com base nos conceitos da Hidráulica e de movimento uniforme, expresso pela equação de Manning:

$$Q = \frac{A \times (R_H)^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Para a verificação da velocidade nas galerias, utiliza-se a equação de Manning, como segue:

$$V = \frac{(R_H)^{2/3} \times i^{1/2}}{n}$$

Para as duas equações considera-se o Raio hidráulico igual a:

$$R_h = \frac{D}{4}$$

Outra forma de dimensionar galerias é utilizando valores tabelados com base na relação  $y/D$  (Anexo 1). Para tanto, admite-se que a relação  $y/D$  é igual a 0,7. Esses valores podem também serem obtidos pelo ábaco da Figura 20, da seção 3.4.3.

Para o recobrimento foi considerada a relação de  $\Phi \times 1,5$  (diâmetro vezes 1,5). O posicionamento da galeria foi determinado junto à calçada, de acordo com o sistema de microdrenagem existente, com inclinação igual ao do terreno natural visando à solução mais econômica.

## 5.7 Vazão de projeto

A vazão de projeto foi determinada com base nas áreas de contribuição das sub-bacias, juntamente com os parâmetros hidrológicos e com o coeficiente de run off médio ( $C_{\text{médio}}$ ) estabelecidos no item 3.3.

Na Tabela 25 são apresentadas as vazões para cada trecho em estudo. Com base nestas vazões os dispositivos instalados serão verificados, e se necessário serão adequados para suportar a vazão calculada.

Tabela 25 – Vazão de projetos para cada trecho estudo com base nas áreas de contribuição das sub-bacias,  $C_{\text{médio}}$  e chuva de projeto.

Logradouro	Trecho	C	i (mm/h)	Área de contribuição		Vazão – Q (m³/s)		Cota		L (m)
				Margem direita	Margem esquerda	Margem direita	Margem esquerda	Montante	Jusante	
Rua Adolfo Canela	2.1 - 12.1	0,796	105,617	845,14	0,00	0,020	0,000	897,80	895,30	47
Rua Humberto Penachi	13 - 3			2.525,19	2.371,56	0,059	0,055	893,50	899,00	102
Rua Florêncio Alves de Carvalho	14 - 4			1.822,62	3.138,85	0,043	0,073	886,20	880,00	102,5
Rua Carlos Penachi	21 - 15			2.089,58	1.623,00	0,049	0,038	881,20	877,90	96
Rua Carlos Penachi	15 - 5			2.499,93	1.849,67	0,058	0,043	877,90	870,15	102,5
Rua Jair Comune	22 - 16			1.629,75	2.764,10	0,038	0,065	873,76	870,50	93,5
Rua Jair Comune	16 - 6			2.283,34	2.982,25	0,053	0,070	870,50	863,20	102,5
Rua Minas Gerais	23 - 17			1.567,08	2.214,30	0,037	0,052	867,90	864,50	92
Rua Minas Gerais	17 - 7			1.953,41	2.508,98	0,046	0,059	864,50	859,00	102,5
Rua Abílio Zucato	24 - 18			1.567,08	1.787,96	0,037	0,042	861,90	859,70	90
Rua Abílio Zucato	18 - 8			1.754,26	2.120,98	0,041	0,050	859,70	857,10	102,5
Av. Presidente Getúlio Vargas	26 - 19			1.074,60	2.316,67	0,025	0,054	858,30	857,30	72,5
Av. Presidente Getúlio Vargas	19 - 10			2.091,07	2.055,62	0,049	0,048	857,30	855,20	103,5
Rua Prefeito José Carlos	27 - 20			0,00	643,54	0,000	0,015	853,30	852,00	71
Rua Prefeito José Carlos	20 - 11			3.169,28	2.055,62	0,074	0,048	852,00	846,90	103,5
Rua Maurício Zucato	21 - 22			0,00	2.160,52	0,000	0,050	881,20	873,76	99
Rua Maurício Zucato	22 - 23			0,00	1.387,69	0,000	0,032	873,76	867,90	71,5
Rua Maurício Zucato	23 - 24			2.653,75	1.757,55	0,062	0,041	867,90	861,90	83,5
Rua Maurício Zucato	24 - 25			2.653,75	1.834,72	0,062	0,043	861,90	858,50	89,5
Praça Prefeito Mário Zucato	26 - 27			0,00	4.309,58	0,000	0,101	858,30	853,30	139,5
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	13 - 14			1.623,00	1.782,65	0,038	0,042	893,50	886,20	93,5
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	14 - 15			1.623,00	2.653,21	0,038	0,062	886,20	877,90	96,5
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	15 - 16			2.235,45	2.188,63	0,052	0,051	877,90	870,50	96,5
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	16 - 17			1.491,74	1.505,97	0,035	0,035	870,50	864,50	73,5
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	17 - 18			2.321,31	2.185,80	0,054	0,051	864,50	859,70	80,5
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	18 - 19			1.667,52	2.293,04	0,039	0,054	859,70	857,30	80,5
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	19 - 20			4.115,44	6.014,31	0,096	0,140	857,30	852,00	144
Rua do Mercado	1 - 2			0,00	1.463,41	0,000	0,034	897,95	895,20	47,5
Rua do Mercado	2 - 3			2.603,60	1.655,49	0,061	0,039	895,20	899,00	95
Rua do Mercado	3 - 4			7.051,64	2.245,95	0,165	0,052	899,00	880,00	94,5
Rua do Mercado	4 - 5			10.227,80	2.543,76	0,239	0,059	880,00	870,15	95,5
Rua do Mercado	5 - 6			8.012,56	2.939,89	0,187	0,069	870,15	863,20	93,5
Rua do Mercado	6 - 7			8.794,07	1.358,25	0,205	0,032	863,20	859,00	76
Rua do Mercado	7 - 8			8.582,87	1.581,32	0,200	0,037	859,00	857,10	79
Rua do Mercado	8 - 9			7.887,61	584,35	0,184	0,014	857,10	855,90	50
Rua do Mercado	9 - 10			7.887,61	577,99	0,184	0,013	855,90	855,20	23,5
Rua do Mercado	10 - 11			33.002,69	2.973,96	0,771	0,069	855,20	852,30	150
Rua do Mercado	11 - final			101.240,17	3.647,82	2,364	0,085	852,30	846,00	72

Fonte: Autor



## 5.8 Verificação do sistema de drenagem existente

Com os dados hidrológicos determinados e as áreas de contribuições definidas, foi possível verificar o sistema de drenagem existente para os dispositivos implantados no local.

### 5.8.1 Sarjetas e meios-fios

Para a verificação das sarjetas considerou-se uma sarjeta do Tipo A, devido às características do dispositivo implantando na região de estudo. Durante este trabalho ressaltou-se diversas vezes os erros cometidos durante o processo de revitalização das vias urbanas que afetaram e danificaram o sistema de drenagem existente, no entanto é importante ressaltar que para o referido projeto de pavimentação não foram seguidas as diretrizes estabelecidas em norma, como por exemplo, a inclinação transversal da via é inferior a 3%.

O montante de erros de incompatibilidade de projetos afeta tanto o projeto de pavimentação quanto o projeto de drenagem, causando a erosão do revestimento pelas elevadas velocidades de escoamento d'água em diversos trechos, e o alagamento de outras regiões devido ao dimensionamento incorreto de sarjetas e meio-fios e a falta de declividade transversal da via.

É possível afirmar que o primeiro erro encontrado para a sarjeta refere-se ao modelo implantado no local, incompatível com a declividade longitudinal da via. O segundo erro refere-se à falta de padronização das alturas das guias (meio-fios), onde se verificou alturas variando entre 2,5 cm a 20 cm.

Para a verificação do suporte hidráulico das sarjetas utilizou-se as equações estabelecidas no item 3.6, e os parâmetros previamente estabelecidos nos itens 3.4 e 3.5, deste modo foram encontrados os seguintes resultados para o cálculo do dimensionamento (Tabela 26).

Tabela 26 – Parâmetros obtidos na verificação de suporte hidráulico das sarjetas existentes

Trecho	Vazão – Q (m³/s)		L (m)	i (m/m)	F <sub>R</sub>	Margem Direita				Margem Esquerda			
	M.D	M.E				Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	V (m/s)	t <sub>p</sub> (min)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	V (m/s)	t <sub>p</sub> (min)
2.1 - 12.1	0,020	0,000	47	0,02	0,46	0,5806	0,2671	3,3925	0,2309	0,5806	0,2671	3,3925	0,2309
13 - 3	0,059	0,055	102	0,02	0,53	0,6704	0,3553	3,4216	0,4968	0,6704	0,3553	3,4216	0,4968
14 - 4	0,043	0,073	102,5	0,01	0,402	0,8211	0,3301	3,6303	0,4706	2,0180	0,8112	3,6303	0,4706
21 - 15	0,049	0,038	96	0,02	0,685	0,6704	0,4592	2,7319	0,5857	0,6704	0,4592	2,7319	0,5857
15 - 5	0,058	0,043	102,5	0,02	0,32	0,6704	0,2145	4,0517	0,4216	0,6704	0,2145	4,0517	0,4216
22 - 16	0,038	0,065	93,5	0,02	0,68	0,5806	0,3948	2,7467	0,5674	0,5806	0,3948	2,7467	0,5674
16 - 6	0,053	0,070	102,5	0,02	0,31	0,1969	0,0610	3,1548	0,5415	0,1969	0,0610	3,1548	0,5415
23 - 17	0,037	0,052	92	0,02	0,64	0,5806	0,3716	2,8278	0,5422	0,5806	0,3716	2,8278	0,5422
17 - 7	0,046	0,059	102,5	0,02	0,44	1,2504	0,5502	3,9344	0,4342	0,0761	0,0335	2,2314	0,7656
24 - 18	0,037	0,042	90	0,01	0,77	0,8211	0,6322	2,3078	0,6500	0,8211	0,6322	2,3078	0,6500
18 - 8	0,041	0,050	102,5	0,01	0,75	0,8211	0,6158	2,3509	0,7267	0,8211	0,6158	2,3509	0,7267
26 - 19	0,025	0,054	72,5	0,02	0,8	0,5806	0,4645	1,7276	0,6994	0,0310	0,0248	0,9250	1,3063
19 - 10	0,049	0,048	103,5	0,02	0,8	0,5806	0,4645	2,0953	0,8233	0,0310	0,0248	1,1219	1,5375
27 - 20	0,000	0,015	71	0,01	0,8	0,2785	0,2228	1,6064	0,7366	0,2785	0,2228	1,6064	0,7366
20 - 11	0,074	0,048	103,5	0,01	0,53	0,2785	0,1476	2,6353	0,6546	0,2785	0,1476	2,6353	0,6546
21 - 22	0,000	0,050	99	0,02	0,31	0,5806	0,1800	4,0325	0,4092	0,1969	0,0610	3,2407	0,5092
22 - 23	0,000	0,032	71,5	0,02	0,28	0,5806	0,1626	4,2111	0,2830	0,1969	0,0551	3,3842	0,3521
23 - 24	0,062	0,041	83,5	0,02	0,31	0,5806	0,1800	3,9431	0,3529	0,1969	0,0610	3,1688	0,4392
24 - 25	0,062	0,043	89,5	0,02	0,64	1,2504	0,8003	3,3104	0,4506	0,1969	0,1260	2,3041	0,6474
26 - 27	0,000	0,101	139,5	0,01	0,68	0,2785	0,1894	2,2476	1,0344	0,2785	0,1894	2,2476	1,0344
13 - 14	0,038	0,042	93,5	0,01	0,28	0,8211	0,2299	4,1244	0,3778	0,8211	0,2299	4,1244	0,3778
14 - 15	0,038	0,062	96,5	0,01	0,25	0,8211	0,2053	4,3289	0,3715	0,8211	0,2053	4,3289	0,3715
15 - 16	0,052	0,051	96,5	0,01	0,285	0,8211	0,2340	4,0875	0,3935	0,8211	0,2340	4,0875	0,3935
16 - 17	0,035	0,035	73,5	0,01	0,27	0,8211	0,2217	4,2173	0,2905	0,8211	0,2217	4,2173	0,2905
17 - 18	0,054	0,051	80,5	0,01	0,42	0,8211	0,3449	3,6044	0,3722	0,8211	0,3449	3,6044	0,3722
18 - 19	0,039	0,054	80,5	0,01	0,74	0,8211	0,6076	2,5487	0,5264	0,8211	0,6076	2,5487	0,5264
19 - 20	0,096	0,140	144	0,01	0,66	0,8211	0,5419	2,8318	0,8475	0,8211	0,5419	2,8318	0,8475
1 - 2	0,000	0,034	47,5	0,02	0,43	0,1969	0,0847	2,8444	0,2783	0,1969	0,0847	2,8444	0,2783
2 - 3	0,061	0,039	95	0,02	0,37	0,1969	0,0729	2,3643	0,6697	0,1969	0,0729	2,3643	0,6697
3 - 4	0,165	0,052	94,5	0,02	0,23	0,1969	0,0453	5,3006	0,2971	0,1969	0,0453	5,3006	0,2971
4 - 5	0,239	0,059	95,5	0,02	0,17	0,1969	0,0335	3,7965	0,4192	0,1969	0,0335	3,7965	0,4192
5 - 6	0,187	0,069	93,5	0,02	0,31	0,1969	0,0610	3,2229	0,4835	0,1969	0,0610	3,2229	0,4835
6 - 7	0,205	0,032	76	0,02	0,41	0,1969	0,0807	2,7790	0,4558	0,0049	0,0020	1,2018	1,0540
7 - 8	0,200	0,037	79	0,02	0,78	0,1969	0,1536	1,8333	0,7182	0,0310	0,0242	1,2215	1,0779
8 - 9	0,184	0,014	50	0,02	0,78	0,1969	0,1536	1,8313	0,4550	0,1969	0,1536	1,8313	0,4550
9 - 10	0,184	0,013	23,5	0,02	0,74	0,1969	0,1457	2,0402	0,1920	0,1969	0,1457	2,0402	0,1920
10 - 11	0,771	0,069	150	0,02	0,42	0,5806	0,2439	2,0453	1,2223	0,5806	0,2439	2,0453	1,2223
11 - final	2,364	0,085	72	0,02	0,789	0,5806	0,4581	4,3512	0,2758	0,5806	0,4581	4,3512	0,2758

Fonte: Autor

Nota-se que os trechos 16-6, 17-7, 26-19, 19-10, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7 e 7-8 para a margem esquerda excedem a capacidade de suporte hidráulico das sarjetas implantadas, sendo necessárias galerias nesses trechos. Para as velocidades médias de cada trecho, destaca-se o grande número de velocidades desto da média estabelecida de 0,75 à 5,0 m/s estabelecida por norma, exceto o trecho 3-4, que demonstra uma velocidade de 5,30 m/s que está acima do permitido.

Para a margem direita, nota-se que os trechos 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10, 10-11 e 11-final excedem a capacidade de suporte hidráulico das sarjetas implantadas, sendo necessárias galerias nesses pontos. Quanto as velocidades médias, é possível verificar a ocorrência de 01 trecho com velocidade superior a 5,0 m/s.

Com base nos valores obtidos na verificação das sarjetas e sabendo das variadas alturas do meio-fio, se pode afirmar que a faixa de alagamento excede a máxima de 1,67 m no eixo carroçável e invade a calçada, causando transtorno a pedestres e ao trânsito de veículos nas vias em estudo. No ANEXO 4 são apresentados as dimensões das sarjetas existentes e as consideradas para o projeto de adequação.

### 5.8.2 Bocas de lobo

As bocas de lobo existentes foram verificadas com base no método da USACE, devido às suas características de implantação. O fator de redução de capacidade de vazão,  $F_R$ , adotado foi de 50. A carga hidráulica sobre as grelhas foi calculada conforme demonstrado no item 4.5, utilizando os parâmetros das sarjetas existentes.

Para o cálculo do  $y_0$  utilizou-se a equação de Manning, mostrada no subitem 4.5, deduzida para a obtenção deste parâmetro, com o intuito de verificar, inicialmente, a altura de meio fio necessária para a vazão admissível das sarjetas. Com relação à  $y_0$  e a  $y$ , ficou claro que os parâmetros utilizados para a implantação do projeto de drenagem não comportam a vazão existente, pois o  $y_0$  calculado foi 3,5 vezes maior que a altura do meio fio existente. Esta constatação mostra que a área de alagamento é consideravelmente maior a máxima de 1,67 m definida em norma. A altura compensada de  $y_0$  é devido aos demais parâmetros não estarem em consonância com os requisitos mínimos de projeto para drenagem superficial e pavimentação (Tabela 27).

Tabela 27 – Valores dos parâmetros obtidos para a verificação da carga hidráulica da Boca de Lobo com grelha, com base na vazão real.

Trecho	F <sub>R</sub>	Margem Esquerda							Margem Direita						
		Q <sub>real</sub> (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	W (m)	y (m)	y <sub>0</sub> (m)	y' (m)	Q <sub>admissível</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>real</sub> (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	W (m)	y (m)	y <sub>0</sub> (m)	y' (m)	Q <sub>admissível</sub> (m <sup>3</sup> /s)
14-4	50	0,115	0,75	0,50	0,15	0,37	0,36	0,5247	0,043	-	-	-	-	-	-
15-5		0,105	0,60	0,60	0,15	0,25	0,24	0,2830	0,058	-	-	-	-	-	-
16-6		0,121	0,60	0,60	0,10	0,18	0,16	0,1586	0,053	-	-	-	-	-	-
18-8		0,101	0,60	0,60	0,15	0,39	0,39	0,5722	0,041	0,60	0,60	0,15	0,39	0,39	0,5722
20-11		0,074	0,80	0,80	0,10	0,20	0,19	0,2048	0,425	-	-	-	-	-	-
3-4		0,052	-	-	-	-	-	-	0,225	0,75	0,50	0,10	0,13	0,12	0,0987
4-5		0,059	0,60	0,60	0,10	0,13	0,12	0,0981	0,124	0,60	0,60	0,10	0,13	0,12	0,0981
5-6		0,069	-	-	-	-	-	-	0,106	0,60	0,60	0,10	0,17	0,16	0,1565
7-8		0,037	-	-	-	-	-	-	0,269	1,20	1,00	0,10	0,31	0,29	0,3631
10-11		0,097	-	-	-	-	-	-	1,261	1,25	0,55	0,15	0,38	0,37	0,5303
10-11		0,000	0,90	0,80	0,10	0,38	0,36	0,5196	0,000	0,80	0,80	0,15	0,38	0,36	0,5196
10-11		0,000	0,65	0,65	0,10	0,38	0,37	0,5260	0,000	0,80	0,80	0,15	0,38	0,36	0,5196
11-final		0,112	0,90	0,20	0,10	0,36	0,36	0,5083	1,292	0,90	0,20	0,15	0,36	0,36	0,5083

Fonte: Autor

Com base nos resultados obtidos na Tabela 27, é possível afirmar que as bocas de lobo instaladas não comportam a vazão  $Q_{\text{real}}$ , pois se tem para a margem direita 4 bocas de lobo que não atendem a capacidade de suporte hidráulico requerido. Para a margem esquerda todas as bocas de lobo instaladas suportam a capacidade de esgotamento hidráulico requerido. Soma-se a este fato o posicionamento incorreto das maiorias das bocas de lobo bem como das configurações de grelhas contínuas com dimensões diferentes.

Como anteriormente mencionado, a falta de compatibilidade entre o projeto de pavimentação e o projeto de drenagem são um atenuante para o baixo desempenho dos dispositivos de drenagem, no caso das bocas de lobo, a obstrução dos espaços da grelha com material asfáltico diminui ainda mais sua capacidade de esgotamento da vazão. Deste modo, têm-se pontos altamente suscetíveis para o surgimento de alagamentos.

Na Tabela 28 são apresentados os parâmetros obtidos para a verificação da carga hidráulica considerando a altura do meio-fio existente bem como os demais parâmetros. Para este caso considerou-se  $y_0$  igual a 80% da altura do meio-fio existente.

Tabela 28 - Valores dos parâmetros obtidos para a verificação da carga hidráulica da Boca de Lobo com grelha

Trecho	Margem Esquerda						Margem Direita					
	L (m)	W (m)	y (m)	$y_0$ (m)	$y'$ (m)	$Q_{\text{admissível}}$ (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	W (m)	y (m)	$y_0$ (m)	$y'$ (m)	$Q_{\text{admissível}}$ (m <sup>3</sup> /s)
14 - 4	0,75	0,50	0,15	0,12	0,10	0,9159	-	-	-	-	-	-
15 - 5	0,60	0,60	0,15	0,12	0,09	0,8937	-	-	-	-	-	-
16 - 6	0,60	0,60	0,10	0,08	0,05	0,6661	-	-	-	-	-	-
18 - 8	0,60	0,60	0,15	0,12	0,10	0,9230	0,60	0,60	0,15	0,47	0,10	0,9230
20 - 11	0,80	0,80	0,10	0,08	0,05	0,8702	-	-	-	-	-	-
3 - 4	-	-	-	-	-	-	0,75	0,50	0,10	0,20	0,06	0,6792
4 - 5	0,60	0,60	0,10	0,08	0,05	0,6661	0,60	0,60	0,10	0,18	0,05	0,6661
5 - 6	-	-	-	-	-	-	0,60	0,60	0,10	0,22	0,05	0,6661
7 - 8	-	-	-	-	-	-	1,20	1,00	0,10	0,32	0,03	0,9173
10 - 11	-	-	-	-	-	-	1,25	0,55	0,15	0,38	0,09	1,1829
10 - 11	0,90	0,80	0,10	0,08	0,04	0,8275	0,80	0,80	0,15	0,38	0,08	1,1235
10 - 11	0,65	0,65	0,10	0,08	0,05	0,7034	0,80	0,80	0,15	0,38	0,08	1,1235
11 - final	0,90	0,20	0,10	0,08	0,07	0,5692	0,90	0,35	0,15	0,48	0,11	0,8478

Nota-se na Tabela 28 o considerável aumento das vazões devido às baixas e variáveis alturas dos meios-fios. Quando se analisa a capacidade de suporte hidráulico das bocas de lobo existentes apenas dois dispositivos não atendem a vazão requerida, esses estão situados na margem direita, trecho 10-11 e 11-final. No entanto, se deve levar em consideração o fato da área de alagamento ser maior e espalhada sobre a via, desviando assim o fluxo de água escoada na sarjeta e impossibilitando sua coleta pela boca de lobo.

### 5.8.3 Galerias

A galeria existente foi verificada conforme determinado no item 4.6. A galeria existente inicia na Rua Jair Comune com a Rua do Mercado, os pontos de coleta das águas superficiais acima deste cruzamento, nas Ruas Florêncio Alves de Carvalho e Carlos Penachi, são transferidos para a rua paralela a elas, sendo assim não foram contabilizadas para a verificação da galeria existente. Esta prática não é recomendada, pois transfere o problema para outro ponto do sistema de drenagem a jusante.

Então partindo desta premissa, antecipadamente conclui-se que o sistema é defasado e não comporta a vazão existente no local. No entanto, realizou-se a verificação do trecho existente, como mostrado na Tabela 29.

Considerou-se para o dimensionamento seção plena com 70% de área molhada ( $y/D$  igual a 0,70). Para o recobrimento foi considerada a relação de  $\Phi \times 1,5$  (diâmetro vezes 1,5). A galeria está posicionada junto à calçada e possui inclinação longitudinal igual ao do terreno natural, visando à solução mais econômica.

Nota-se na Tabela 29, a velocidade máxima de escoamento nas galerias é de 5 m/s, com exceção do trecho final, as velocidades calculadas estão dentro do limite estabelecido pelas diretrizes de projeto.

Tabela 29 – Parâmetros obtidos na verificação do trecho de galeria existente

Trecho	Vazão – Q (m³/s)		Cota (m)		L (m)	i (m/m)	Q st	Fr	Q s real	Q (m³/s)		Ø (mm)		Rh	V real
			M	J						Galeria	Projeto	Calculado	Existente	Real (m)	(m/s)
5 - 6	0,187	0,069	870,15	863,20	93,5	0,0743	0,8070	0,32	0,258243	0,071	0,073	200,113	500,000	0,151	4,837
6 - 7	0,205	0,032	863,20	859,00	76	0,0553	0,6958	0,43	0,299211	0,094	0,096	234,723	500,000	0,151	4,171
7 - 8	0,200	0,037	859,00	857,10	79	0,0241	0,4590	0,76	0,348874	0,148	0,152	325,822	500,000	0,151	2,752
8 - 9	0,184	0,014	857,10	855,90	50	0,0240	0,4586	0,77	0,353092	0,169	0,173	342,118	600,000	0,182	3,104
9 - 10	0,184	0,013	855,90	855,20	23,5	0,0298	0,5109	0,74	0,378041	0,194	0,198	345,958	600,000	0,182	3,458
10 - 11	0,771	0,069	855,20	852,30	150	0,0193	0,4116	0,80	0,329257	0,441	0,452	510,815	600,000	0,182	2,786
11 - final	2,364	0,085	852,30	846,00	72	0,0875	0,8756	0,26	0,227651	2,137	2,186	695,238	700,000	0,212	6,568

Fonte: Autor

#### 5.8.4 Sarjetões

Não foi possível verificar a capacidade de suporte dos sarjetões, pois os mesmos foram cobertos com revestimento asfáltico e não cumprem mais suas atribuições.

#### 5.8.5 Capacidade hidráulica de projeto x dispositivo instalado

De forma resumida são apresentados na Tabela 30 os valores de vazão de projeto ( $Q_{\text{real}}$ ) e de vazão admissível ( $Q_{\text{admissível}}$ ) para os dispositivos: sarjeta, boca de lobo e galerias, que foram verificados quanto à capacidade de suporte hidráulico.

Para as sarjetas foi considerado  $y = y_0$ , esta premissa foi adotada devido à grande variação das alturas dos meio-fios instalados no local.

Nota-se os erros cometidos na concepção deste projeto de drenagem ao analisar a falta de galerias nos trechos 14-4, 15-5, 3-4 e 4-5, pois a vazão coletada pelas bocas de lobo é desviada para a rua paralela a Rua do Mercado, onde a água torna a escoar na superfície, levando o problema para outro ponto a jusante.

Ao analisar a vazão admissível,  $Q_{\text{admissível}}$ , das bocas de lobo, erroneamente admite-se que estes dispositivos estão teoricamente funcionando dentro do seu limite de capacidade de suporte. No entanto, ressalta-se que o  $y_0$  (equação de Mannig) obtido para o cálculo de  $y'$ , compensou todas as inadequações existentes nos parâmetros  $z$  e  $i$ , para a vazão admissível,  $Q_{\text{admissível}}$ , em cada ponto em que há locada uma boca de lobo.



Tabela 30 – Valores das vazões de projeto e admissível para os dispositivos de drenagem existentes na área de estudo

Trecho	Vazão de projeto		Sarjetas				Bocas de lobo ( $y_0$ Manning)				Bocas de lobo ( $y_0$ 80% de $y$ )				Galeria	
	M.D (m³/s)	M.E (m³/s)	Margem Direita		Margem Esquerda		Margem Direita		Margem Esquerda		Margem Direita		Margem Esquerda		Q (m³/s)	
			Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Galeria	Projeto
2.1 - 12.1	0,020	0,000	0,5806	0,2671	0,5806	0,2671										
13 - 3	0,059	0,055	0,6704	0,3553	0,6704	0,3553										
14 - 4	0,043	0,073	0,8211	0,3301	2,0180	0,8112	0,115	0,5247	0,043	-	0,115	0,9159	0,043	-		
21 - 15	0,049	0,038	0,6704	0,4592	0,6704	0,4592										
15 - 5	0,058	0,043	0,6704	0,2145	0,6704	0,2145	0,105	0,2830	0,058	-	0,105	0,8937	0,058			
22 - 16	0,038	0,065	0,5806	0,3948	0,5806	0,3948										
16 - 6	0,053	0,070	0,1969	0,0610	0,1969	0,0610	0,121	0,1586	0,053	-	0,121	0,6661	0,053	-		
23 - 17	0,037	0,052	0,5806	0,3716	0,5806	0,3716										
17 - 7	0,046	0,059	1,2504	0,5502	0,0761	0,0335										
24 - 18	0,037	0,042	0,8211	0,6322	0,8211	0,6322										
18 - 8	0,041	0,050	0,8211	0,6158	0,8211	0,6158	0,101	0,5722	0,041	0,5722	0,101	0,9230	0,041	0,9230		
26 - 19	0,025	0,054	0,5806	0,4645	0,0310	0,0248										
19 - 10	0,049	0,048	0,5806	0,4645	0,0310	0,0248										
27 - 20	0,000	0,015	0,2785	0,2228	0,2785	0,2228										
20 - 11	0,074	0,048	0,2785	0,1476	0,2785	0,1476	0,074	0,2048	0,425	-	0,074	0,8702	0,425	-		
21 - 22	0,000	0,050	0,5806	0,1800	0,1969	0,0610										
22 - 23	0,000	0,032	0,5806	0,1626	0,1969	0,0551										
23 - 24	0,062	0,041	0,5806	0,1800	0,1969	0,0610										
24 - 25	0,062	0,043	1,2504	0,8003	0,1969	0,1260										
26 - 27	0,000	0,101	0,2785	0,1894	0,2785	0,1894										
13 - 14	0,038	0,042	0,8211	0,2299	0,8211	0,2299										
14 - 15	0,038	0,062	0,8211	0,2053	0,8211	0,2053										
15 - 16	0,052	0,051	0,8211	0,2340	0,8211	0,2340										
16 - 17	0,035	0,035	0,8211	0,2217	0,8211	0,2217										
17 - 18	0,054	0,051	0,8211	0,3449	0,8211	0,3449										
18 - 19	0,039	0,054	0,8211	0,6076	0,8211	0,6076										
19 - 20	0,096	0,140	0,8211	0,5419	0,8211	0,5419										
1 - 2	0,000	0,034	0,1969	0,0847	0,1969	0,0847										
2 - 3	0,061	0,039	0,1969	0,0729	0,1969	0,0729										
3 - 4	0,165	0,052	0,1969	0,0453	0,1969	0,0453	0,052	-	0,225	0,0987	0,052	-	0,225	0,6792		
4 - 5	0,239	0,059	0,1969	0,0335	0,1969	0,0335	0,059	0,0981	0,124	0,0981	0,059	0,6661	0,124	0,6661		
5 - 6	0,187	0,069	0,1969	0,0610	0,1969	0,0610	0,069	-	0,106	0,1565	0,069	-	0,106	0,6661	0,071	0,073
6 - 7	0,205	0,032	0,1969	0,0807	0,0049	0,0020									0,094	0,096
7 - 8	0,200	0,037	0,1969	0,1536	0,0310	0,0242	0,037	-	0,269	0,3631	0,037	-	0,269	0,9173	0,148	0,152
8 - 9	0,184	0,014	0,1969	0,1536	0,1969	0,1536									0,169	0,173
9 - 10	0,184	0,013	0,1969	0,1457	0,1969	0,1457									0,194	0,198
10 - 11	0,771	0,069	0,5806	0,2439	0,5806	0,2439	0,097	-	1,261	0,5303	0,097	-	1,261	1,1829	0,441	0,452
							0,000	0,5196	0,000	0,5196	0,000	0,8275	0,000	1,1235		
							0,000	0,5260	0,000	0,5196	0,000	0,7034	0,000	1,1235		
11 - final	2,364	0,085	0,5806	0,4581	0,5806	0,4581	0,112	0,5083	1,292	0,5083	0,112	0,5692	1,292	0,8478	2,137	2,186

Fonte: Autor

## **6 PROPOSIÇÃO DE MÉTODOS PARA A ADEQUAÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE**

Com base nos resultados obtidos durante a verificação da capacidade de suporte do sistema de microdrenagem existente, constatou-se a inadequação de todos os dispositivos instalados. Para atender a demanda de vazão da área em estudo é necessário fazer algumas alterações no sistema de drenagem, e para isso será considerado a adequação do projeto de pavimentação da área em estudo, deste modo será garantido que o sistema terá um bom desempenho. Durante toda a análise realizada do sistema de drenagem existente, mencionaram-se os problemas e a incompatibilidade entre os projetos de pavimentação e drenagem.

Para as sarjetas foi constatado que o tipo implantado não condiz com as recomendações da SUDECAP, desta forma é necessária a adequação para o tipo B, pois a declividade longitudinal da via está entre 0,5% e 16%, com valor correspondente a 6%. No entanto esta alternativa é inviável financeiramente, pois exigiria a reconstrução de todas as calçadas nas ruas em estudo para conformação da altura do meio-fio bem como a reconstrução do pavimento com inclinação transversal de 3%. Para tanto, propor-se-á adequação da sarjeta existente por meio da execução de fresagem para a retirada da camada de revestimento asfáltico que está impedindo o escoamento completo da água superficial na sarjeta, tornando o sistema atual funcional e diminuindo a área de alagamento na via.

Para as bocas de lobo adotar-se-á distanciamento máximo e analisados os cruzamentos para determinar o fluxo de água, e deste modo posicionar e adequar corretamente às bocas de lobo. O modelo de boca de lobo adotado para este sistema é do tipo grelha sem depressão, e o seu dimensionamento foi realizado pelo método da USACE, padronizando as dimensões e quando necessário considerando-a do tipo grelha dupla.

As galerias serão implantadas nos trechos onde há vazão excedente das sarjetas, deste modo toda a vazão da área em estudo será drenada por ela, e não transferida para outro ponto a jusante como acontece no sistema atual. O posicionamento da galeria será junto a sarjeta e adotar-se-á o distanciamento máximo entre poços de visita de 100 m. Os parâmetros adotados para o dimensionamento serão: tubo de seção circular, respeitando os diâmetros mínimos e máximos para ramal e tronco, conforme SUDECAP (1995); a velocidade será parâmetro base para determinar a declividade entre cada poços de visita, respeitando a máxima e mínima velocidade; a relação de  $y/D$  será igual a 0,70; o recobrimento será igual a 1,5 vezes o diâmetro do tubo. O deságue ocorrerá no Ribeirão do Tanque, com cota de 844 m.

Os sarjetões serão implantados em todos os trechos onde se faz necessário, pois o mesmo não compõe o sistema de drenagem atual, sendo assim impossibilitando de se criar um curso para a vazão pluvial.

Com base nos resultados obtidos, propôs-se 02 soluções para a adequação do sistema de drenagem existente, sendo que para todos os casos serão necessárias a fresagens do revestimento asfáltico sobre as sarjetas conformando a inclinação transversal da mesma e a implantação de sarjetões. Para a primeira solução projetou-se a implantação de bocas de lobo e galeria na Avenida Presidente Getúlio Vargas, mantendo o sistema de drenagem existente na Rua do Mercado. Para a segunda solução projetou-se a implantação de galeria na Rua do Mercado e na Avenida Presidente Getúlio com as respectivas bocas de lobo.

### **6.1 Primeira solução – Av. Presidente Getúlio Vargas**

Para esta análise projetou-se a implantação de bocas de lobo e galeria na Av. Presidente Getúlio Vargas mantendo a infraestrutura existente na Rua Mercado. Os trechos analisados e alterados foram os 26-19 e 19-10, pois nestes trechos a sarjeta não comporta a vazão de drenagem existente devido à altura variável e abaixo da ideal dos meios-fios juntamente com a inclinação abaixo dos requisitos estabelecidos para este dispositivo pela SUDECAP (1995), tornando a área de alagamento maior que 1,67 m. A reconfiguração destes trechos será realizada na margem esquerda da Avenida onde há o escoamento de água superficial.

Como a fresagem do revestimento sobre as sarjetas será realizado em todas as soluções propostas, será apresentada apenas nesta solução a área total a ser fresada e os custos desta operação. Com esta prática pretende-se regularizar a inclinação transversal das sarjetas de 1 e 2% para 4 e 5%, respectivamente. Para esta etapa programou-se a fresagem do revestimento asfáltico sobre os sarjetões. Na tabela 31 são apresentados os valores obtidos para a vazão das sarjetas com as devidas inclinações em cada trecho.

Nota-se na tabela 31 uma redução significativa da capacidade de escoamento da sarjeta devido á redução da área de alagamento em todos os trechos analisados. Para a velocidade de escoamento houve um acréscimo que proporcionou a diminuição do tempo de percurso, deste modo se tem que a fresagem do revestimento asfáltico sobre a sarjeta proporcionou o a eficiência do escoamento deste dispositivo.

Tabela 31 - Capacidade de vazão das sarjetas com a correção da inclinação transversal das sarjetas existentes.

Trecho	Vazão – Q (m³/s)		L (m)	i (m/m)	F <sub>R</sub>	Margem Direita				Margem Esquerda			
	M.D	M.E				Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	V (m/s)	t <sub>p</sub> (min)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	V (m/s)	t <sub>p</sub> (min)
2.1 - 12.1	0,020	0,000	47	0,05	0,46	0,3672	0,1689	3,3592	0,2332	0,3672	0,1689	3,3592	0,2332
13 – 3	0,059	0,055	102	0,05	0,53	0,3672	0,1946	3,3822	0,5026	0,3672	0,1946	3,3822	0,5026
14 – 4	0,043	0,073	102,5	0,04	0,402	0,4105	0,1650	3,5937	0,4754	2,0180	0,8112	3,5937	0,4754
21 – 15	0,049	0,038	96	0,05	0,685	0,3672	0,2515	2,7005	0,5925	0,3672	0,2515	2,7005	0,5925
15 – 5	0,058	0,043	102,5	0,05	0,32	0,3672	0,1175	4,0050	0,4265	0,3672	0,1175	4,0050	0,4265
22 – 16	0,038	0,065	93,5	0,05	0,68	0,3672	0,2497	2,7197	0,5730	0,3672	0,2497	2,7197	0,5730
16 – 6	0,053	0,070	102,5	0,05	0,31	0,1245	0,0386	3,1166	0,5481	0,1245	0,0386	3,1166	0,5481
23 – 17	0,037	0,052	92	0,05	0,64	0,3672	0,2350	2,8000	0,5476	0,3672	0,2350	2,8000	0,5476
17 – 7	0,046	0,059	102,5	0,05	0,44	0,7908	0,3480	3,9035	0,4376	0,0481	0,0212	2,2009	0,7762
24 – 18	0,037	0,042	90	0,04	0,77	0,4105	0,3161	2,2845	0,6566	0,4105	0,3161	2,2845	0,6566
18 – 8	0,041	0,050	102,5	0,04	0,75	0,4105	0,3079	2,3272	0,7341	0,4105	0,3079	2,3272	0,7341
26 – 19	0,025	0,054	72,5	0,05	0,8	0,3672	0,2938	1,7106	0,7064	0,0196	0,0157	0,9114	1,3258
19 – 10	0,049	0,048	103,5	0,05	0,8	0,3672	0,2938	2,0747	0,8314	0,0196	0,0157	1,1054	1,5606
27 – 20	0,000	0,015	71	0,04	0,8	0,1392	0,1114	1,5865	0,7459	0,1392	0,1114	1,5865	0,7459
20 – 11	0,074	0,048	103,5	0,04	0,53	0,1392	0,0738	2,6026	0,6628	0,1392	0,0738	2,6026	0,6628
21 – 22	0,000	0,050	99	0,05	0,31	0,3672	0,1138	3,9929	0,4132	0,1245	0,0386	3,2014	0,5154
22 – 23	0,000	0,032	71,5	0,05	0,28	0,3672	0,1028	4,1698	0,2858	0,1245	0,0349	3,3433	0,3564
23 – 24	0,062	0,041	83,5	0,05	0,31	0,3672	0,1138	3,9043	0,3564	0,1245	0,0386	3,1305	0,4446
24 – 25	0,062	0,043	89,5	0,05	0,64	0,7908	0,5061	3,2844	0,4542	0,1245	0,0797	2,2762	0,6553
26 – 27	0,000	0,101	139,5	0,04	0,68	0,1392	0,0947	2,2197	1,0474	0,1392	0,0947	2,2197	1,0474
13 – 14	0,038	0,042	93,5	0,04	0,28	0,4105	0,1150	4,0829	0,3817	0,4105	0,1150	4,0829	0,3817
14 – 15	0,038	0,062	96,5	0,04	0,25	0,4105	0,1026	4,2853	0,3753	0,4105	0,1026	4,2853	0,3753
15 – 16	0,052	0,051	96,5	0,04	0,285	0,4105	0,1170	4,0463	0,3975	0,4105	0,1170	4,0463	0,3975
16 – 17	0,035	0,035	73,5	0,04	0,27	0,4105	0,1108	4,1749	0,2934	0,4105	0,1108	4,1749	0,2934
17 – 18	0,054	0,051	80,5	0,04	0,42	0,4105	0,1724	3,5681	0,3760	0,4105	0,1724	3,5681	0,3760
18 – 19	0,039	0,054	80,5	0,04	0,74	0,4105	0,3038	2,5230	0,5318	0,4105	0,3038	2,5230	0,5318
19 – 20	0,096	0,140	144	0,04	0,66	0,4105	0,2710	2,8033	0,8561	0,4105	0,2710	2,8033	0,8561
1 - 2	0,000	0,034	47,5	0,05	0,43	0,1245	0,0536	2,8099	0,2817	0,1245	0,0536	2,8099	0,2817
2 – 3	0,061	0,039	95	0,05	0,37	0,1245	0,0461	2,3356	0,6779	0,1245	0,0461	2,3356	0,6779
3 – 4	0,165	0,052	94,5	0,05	0,23	0,1245	0,0286	5,2365	0,3008	0,1245	0,0286	5,2365	0,3008
4 – 5	0,239	0,059	95,5	0,05	0,17	0,1245	0,0212	3,7505	0,4244	0,1245	0,0212	3,7505	0,4244
5 – 6	0,187	0,069	93,5	0,05	0,31	0,1245	0,0386	3,1839	0,4894	0,1245	0,0386	3,1839	0,4894
6 – 7	0,205	0,032	76	0,05	0,41	0,1245	0,0511	2,7453	0,4614	0,0031	0,0013	1,1823	1,0714
7 – 8	0,200	0,037	79	0,05	0,78	0,1245	0,0971	1,8111	0,7270	0,0196	0,0153	1,2035	1,0941
8 – 9	0,184	0,014	50	0,05	0,78	0,1245	0,0971	1,8092	0,4606	0,1245	0,0971	1,8092	0,4606
9 – 10	0,184	0,013	23,5	0,05	0,74	0,1245	0,0922	2,0155	0,1943	0,1245	0,0922	2,0155	0,1943
10 – 11	0,771	0,069	150	0,05	0,42	0,3672	0,1542	2,0252	1,2344	0,3672	0,1542	2,0252	1,2344
11 – final	2,364	0,085	72	0,05	0,789	0,3672	0,2897	4,3084	0,2785	0,3672	0,2897	4,3084	0,2785

No ANEXO 5 é apresentado o memorial de cálculo da capacidade de engolimento das bocas de lobo (margem esquerda) e da capacidade de condução das galerias, juntamente com as dimensões da grelha. Na tabela 32 e 33 são apresentadas as dimensões calculadas para as bocas de lobo, e o diâmetro, a velocidade e a inclinação longitudinal da galeria bem como a vazão, respectivamente, propostas para a Av. Getúlio Vargas nos trechos 26-19 e 19-10, e dos dispositivos já instalados na Rua do Mercado.

Tabela 32 – Dimensões e capacidade de engolimento das bocas de lobo.

Trecho	L (m)	W (m)	y (m)	Q <sub>admissível</sub> (m <sup>3</sup> /s)
14 – 4	0,75	0,50	0,15	0,9159
15 – 5	0,60	0,60	0,15	0,8937
16 – 6	0,60	0,60	0,10	0,6661
18 – 8	0,60	0,60	0,15	0,9230
20 – 11	0,80	0,80	0,10	0,8702
26 – 19	0,90	0,30	0,05	0,3925
19 – 10	0,90	0,30	0,05	0,3925
4 – 5	0,60	0,60	0,10	0,6661
10 – 11	0,90	0,80	0,10	0,8275
10 – 11	0,65	0,65	0,10	0,7034
11 – final	0,90	0,20	0,10	0,5692

A implantação destes dispositivos na Av. Getúlio Vargas visa amenizar o problema originado pela baixa altura do meio fio, e conseqüentemente diminuir a área de alagamento sobre a via e calçadas públicas. Considerou-se para o dimensionamento seção plena com 70% de área molhada.

Tabela 33 – Parâmetros de projeto para as galerias.

Trecho	i (m/m)	Q (m <sup>3</sup> /s)		Diâmetro (mm)		R. H. <sub>Real</sub> (m)	V <sub>Real</sub> (m/s)
		Galeria	Projeto	Calculado	Comercial		
26 - 19	0,0138	0,120	0,143	353,62	400	0,084	1,412
19 - 10	0,0203	0,180	0,215	383,51	400	0,084	1,713
5 - 6	0,0743	0,071	0,085	212,08	500	0,105	3,804
6 - 7	0,0553	0,094	0,112	248,76	500	0,105	3,280
7 - 8	0,0241	0,148	0,177	345,30	500	0,105	2,164
8 - 9	0,0240	0,169	0,202	362,57	600	0,127	2,441
9 - 10	0,0298	0,194	0,232	366,64	600	0,127	2,719
10 - 11	0,0193	0,441	0,527	541,36	600	0,127	2,191
11 - final	0,0875	2,137	2,552	736,81	800	0,148	5,165

Vê-se na Tabela 33 o aumento gradativo das dimensões das galerias, onde o diâmetro mínimo equivale aos trechos da Av. Getúlio Vargas. A implantação deste dispositivo faz-se necessária para compensar a falta de declividade transversal da rua e a da padronização de

alturas do meio fio existentes, por este motivo mesmo com uma vazão relativamente baixa optou-se por esta proposição.

Para a proposta de solução 01 foi realizado o orçamento de materiais necessários para a implantação desta adequação do sistema de drenagem existente. Primeiramente realizou-se o orçamento para a fresagem do revestimento asfáltico sobre as sarjetas e sarjetões para a retificação das inclinações transversais e desobstrução destes dispositivos. Para este serviço foram consideradas as seguintes etapas: fresagem descontínua de pavimento asfáltico, remoção e carga do revestimento asfáltico, carga manual de entulho em caminhão e transporte de entulho em caminhão basculante. Salienta-se que não foi considerado o preço da mão-de-obra e quantidade de horas e/ou dias necessários para a execução deste serviço. Sendo assim, este serviço que fará parte de todas as soluções propostas neste estudo tem valor aproximado de R\$ 20.000,00. Como pode ser visto na Tabela 34.

Tabela 34 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a fresagem do revestimento asfáltico sobre as sarjetas.

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário (R\$)	Custo (R\$)
Fresagem descontínua de pavimento asfáltico (3,0 cm)	m <sup>2</sup>	3.408,00	4,39	14.961,12
Remoção e carga do revestimento asfáltico em tratamento superficial	m <sup>2</sup>	4.430,40	0,36	1.594,94
Carga manual de entulho em caminhão basculante - 6 m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	172,79	15,79	2.728,28
Transporte de entulho com caminhão basculante 6 m <sup>3</sup> , rodovia pavimentada, DMT 0,5 a 1,0 km	m <sup>3</sup>	172,79	4,14	715,33
			TOTAL	19.999,68

Para a implantação das duas bocas de lobo na Av. Getúlio Vargas foram considerados os seguintes serviços e materiais: escavação mecanizada de vala com profundidade de até 1,5 m com escavadeira hidráulica; reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica; transporte de entulho com caminhão basculante; boca para bueiro simples tubular ( $\Phi$  40 cm) em concreto ciclópico; grelha FF 30x90 cm – fornecimento e instalação; tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais,  $\Phi$  40 cm, junta rígida; e concreto  $f_{ck}= 15$  MPa, traço 1:3,4:3,5 – preparo mecânico com betoneira. Novamente ressalta-se que não foram cotados os valores correspondentes a mão-de-obra e horas/dias de serviços. Deste modo, este serviço ficou em torno de R\$ 2.180,00. Como pode ser visto na Tabela 35.

Tabela 35 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a implantação das bocas de lobo na Av. Presidente Getúlio Vargas.

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário (R\$)	Custo (R\$)
Escavação mecanizada de vala com prof. até 1,5 m (média entre montante e jusante/uma composição por trecho), com escavadeira hidráulica (0,8 m <sup>3</sup> /111 hp), larg. De 1,5 m a 2,5 m, em solo de 1ª categoria, em locais com alto nível de interferência. Af_01/2015	m <sup>3</sup>	4,14	10,83	89,67
Reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m <sup>3</sup> / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade até 1,5 m, com solo (sem substituição) de 1ª categoria em locais com alto nível de interferência. af_04/2016	m <sup>3</sup>	2,7	12,10	65,34
Transporte de entulho com caminhão basculante 6 m <sup>3</sup> , rodovia pavimentada, dmt 0,5 a 1,0 km	m <sup>3</sup>	5,382	4,14	44,56
Boca p/bueiro simples tubular d=0,40m em concreto ciclópico, incluindo formas, escavação, reaterro e materiais, excluindo material reaterro jazida e transporte	un	2	484,84	1.939,36
Grelha FF 30x90cm, 135 kg, p/ cx ralo com assentamento de argamassa cimento/areia 1:4 - fornecimento e instalação	un	2	262,30	1.049,20
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 400 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	6	85,94	1.031,28
Concreto fck = 15MPa, traço 1:3,4:3,5 (cimento/ areia média/ brita 1) - preparo mecânico com betoneira 400 l. Af_07/2016	m <sup>3</sup>	0,288	241,83	139,29
			TOTAL	2.179,35

Quanto à instalação de novos trechos de galeria, foram consideradas as seguintes etapas: escavação mecanizada de vala com profundidade de até 1,5 m com escavadeira hidráulica; reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica; transporte de entulho com caminhão basculante; poço de visita em alvenaria; tampão redondo fofo articulado, classe B125 carga máxima 12,5 toneladas; tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais,  $\Phi$  400 mm, junta rígida; e concreto  $f_{ck}$  = 15 MPa, traço 1:3,4:3,5 – preparo mecânico com betoneira. Para este serviço o custo orçado ficou em torno de R\$ 15.211,00. Como pode ser visto na Tabela 36.

Tabela 36 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a implantação da galeria na Av. Presidente Getúlio Vargas.

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário (R\$)	Custo (R\$)
Escavação mecanizada de vala com prof. até 1,5 m (média entre montante e jusante/uma composição por trecho), com escavadeira hidráulica (0,8 m <sup>3</sup> /111 hp), larg. De 1,5 m a 2,5 m, em solo de 1ª categoria, em locais com alto nível de interferência. Af_01/2015	m <sup>3</sup>	75,9	10,83	822,00
Reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m <sup>3</sup> / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade até 1,5 m, com solo (sem substituição) de 1ª categoria em locais com alto nível de interferência. af_04/2016	m <sup>3</sup>	49,5	12,10	598,95
Transporte de entulho com caminhão basculante 6 m <sup>3</sup> , rodovia pavimentada, dmt 0,5 a 1,0 km	m <sup>3</sup>	98,67	4,14	408,49
Poço de visita em alvenaria, para rede d=0,40 m, parte fixa c/ 1,00 m de altura	un	2	961,79	1.923,58
Tampão fofo articulado, classe B125 carga max. 12,5 t, redondo tampa 600 mm, rede pluvial/esgoto, p = chaminé cx areia / poço visita assentado com arg cim/areia 1:4, fornecimento e assentamento	un	2	363,83	727,66
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 400 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	110	85,94	9.453,40
Concreto fck = 15MPa, traço 1:3,4:3,5 (cimento/ areia média/ brita 1)- preparo mecânico com betoneira 400 l. Af_07/2016	m <sup>3</sup>	5,28	241,83	1.276,86
<b>TOTAL</b>				<b>15.210,94</b>

Somando-se os valores de custos obtidos para cada etapa programada, chega-se a um total de R\$ 70.236,00. Os valores bases dos custos dos serviços programados para a solução 01 foram obtidos no Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais – DER/MG (2016).

No ANEXO 6 são apresentados os projetos do sistema de drenagem proposto na solução 1.

## 6.2 Segunda solução - Rua do Mercado e Av. Getúlio Vargas.



Para esta análise projetou-se a implantação de bocas de lobo e galeria nos trechos iniciais da Rua do Mercado, onde o fluxo era desviado para outra rua paralela, bem como na Av. Getúlio Vargas, conforme solução 1. Faz parte desta solução a fresagem da camada de revestimento asfáltico sobre as sarjetas que foram apresentadas anteriormente no subitem 5.1.

As bocas de lobo existentes na Rua do Mercado serão mantidas, e deste modo não serão realocadas para a posição correta nos cruzamentos. Na Tabela 37 são apresentadas as dimensões e a capacidade de engolimento das bocas de lobo.

Tabela 37 – Dimensões e capacidade de engolimento das bocas de lobo.

Trecho	Margem esquerda				Margem direita			
	L (m)	W (m)	y (m)	Q <sub>admissível</sub> (m <sup>3</sup> /s)	L (m)	W (m)	y (m)	Q <sub>admissível</sub> (m <sup>3</sup> /s)
14 - 4	0,75	0,50	0,15	0,9159	-	-	-	-
15 - 5	0,60	0,60	0,15	0,8937	-	-	-	-
16 - 6	0,60	0,60	0,10	0,6661	-	-	-	-
18 - 8	0,60	0,60	0,15	0,9230	0,60	0,60	0,15	0,9230
20 - 11	0,80	0,80	0,10	0,8702	-	-	-	-
26 - 19	0,90	0,35	0,05	0,3972	-	-	-	-
19 - 10	0,90	0,35	0,05	0,3972	-	-	-	-
3 - 4	-	-	-	-	0,75	0,50	0,10	0,6792
4 - 5	0,60	0,60	0,10	0,6661	0,60	0,60	0,10	0,6661
5 - 6	-	-	-	-	0,60	0,60	0,10	0,6661
7 - 8	-	-	-	-	1,20	1,00	0,10	0,9173
10 - 11	-	-	-	-	1,25	0,55	0,15	1,1829
10 - 11a	-	-	-	-	0,90	0,35	0,15	0,8478
10 - 11	0,90	0,80	0,10	0,8275	0,80	0,80	0,15	1,1235
10 - 11	0,65	0,65	0,10	0,7034	0,80	0,80	0,15	1,1235
11 - final (a)	0,90	0,20	0,10	0,5692	0,90	0,20	0,15	0,7136
11 - final	0,90	0,20	0,10	0,5692	0,90	0,35	0,15	0,8478

Observa-se na Tabela 37 a inserção de bocas de lobo no trecho final da Rua do Mercado em ambas as margens, correspondentes ao trecho 10 - 11a e 11 - final (a), visando à redução da distância do trecho de 150 m para 75 m. Todas as bocas de lobo atendem a vazão solicitada.

A principal medida sanadora na Rua do Mercado diz respeito ao projeto de implantação de galeria nos trechos iniciais que atualmente possuem dutos que transferem as águas coletadas nas bocas de lobo instaladas para a rua paralela, e deste modo transferindo o problema para outro ponto a jusante. Para a Av. Getúlio Vargas o projeto de implantação de galeria visa diminuir a área de superfície alagada, devido à baixa declividade do trecho e da via bem como a baixa altura dos meios-fios. Na Tabela 38 são mostrados os parâmetros obtidos para a galeria, considerou-se seção plena com 70% de área molhada.

Tabela 38 – Parâmetros de projeto para as galerias.

Trecho	i (m/m)	Q (m <sup>3</sup> /s)		Diâmetro (mm)		R. H. <sub>Real</sub> (m)	V <sub>Real</sub> (m/s)
		Galeria	Projeto	Calculado	Comercial		
26 - 19	0,0138	0,119	0,142	352,860	400	0,084	1,412
19 - 10	0,0203	0,179	0,356	463,013	500	0,105	1,988
4 - 5	0,1042	0,444	0,530	395,517	500	0,105	4,505
5 - 6	0,0743	0,071	0,615	445,557	500	0,105	3,804
6 - 7	0,0553	0,094	0,727	501,539	600	0,127	3,704
7 - 8	0,0241	0,148	0,904	636,186	700	0,148	2,708
8 - 9	0,0240	0,169	1,106	686,350	700	0,148	2,705
9 - 10	0,0298	0,194	1,338	707,791	800	0,169	3,294
10 - 11	0,0387	0,305	1,702	737,722	1000	0,211	4,355
11 – final a	0,0387	0,305	1,702	737,722	1000	0,211	4,355
11 – final	0,0875	2,137	4,254	892,434	1000	0,211	6,552

Para a proposta de solução 2 foi realizado o orçamento de materiais necessários para a implantação desta adequação do sistema de drenagem existente. Como visto anteriormente no subitem 5.1, o serviço de fresagem tem valor aproximado de R\$ 20.000,00.

Para a implantação das 4 novas bocas de lobo foram considerados os seguintes serviços e materiais: escavação mecanizada de vala com profundidade de até 1,5 m com escavadeira hidráulica; reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica; transporte de entulho com caminhão basculante; boca para bueiro simples tubular ( $\Phi$  40 cm) em concreto ciclópico; grelha FF 30x90 cm – fornecimento e instalação; tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais,  $\Phi$  40 cm, junta rígida; e concreto  $f_{ck}$ = 15 MPa, traço 1:3,4:3,5 – preparo mecânico com betoneira. Novamente ressalta-se que não foram cotados os valores correspondentes a mão-de-obra e horas/dias de serviços. Deste modo, este serviço ficou em torno de R\$ 4.359,00. Na Tabela 39 são apresentadas as quantidades e o custo dos materiais e serviços necessário para a implantação das bocas de lobo.

Tabela 39 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a implantação das bocas de lobo na Av. Presidente Getúlio Vargas e na Rua do Mercado.

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário (R\$)	Custo (R\$)
Escavação mecanizada de vala com prof. até 1,5 m (média entre montante e jusante/uma composição por trecho), com escavadeira hidráulica (0,8 m <sup>3</sup> /111 hp), larg. De 1,5 m a 2,5 m, em solo de 1ª categoria, em locais com alto nível de interferência. Af_01/2015	m <sup>3</sup>	8,28	10,83	89,67
Reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m <sup>3</sup> / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade até 1,5 m, com solo (sem substituição) de 1ª categoria em locais com alto nível de interferência. af_04/2016	m <sup>3</sup>	5,4	12,10	65,34
Transporte de entulho com caminhão basculante 6 m <sup>3</sup> , rodovia pavimentada, dmt 0,5 a 1,0 km	m <sup>3</sup>	10,764	4,14	44,56
Boca p/bueiro simples tubular d=0,40m em concreto ciclópico, incluindo formas, escavação, reaterro e materiais, excluindo material reaterro jazida e transporte	un	4	484,84	1.939,36
Grelha FF 30x90cm, 135 kg, p/ cx ralo com assentamento de argamassa cimento/areia 1:4 - fornecimento e instalação	un	4	262,30	1.049,20
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 400 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	12	85,94	1.031,28
Concreto fck = 15MPa, traço 1:3,4:3,5 (cimento/ areia média/ brita 1) - preparo mecânico com betoneira 400 l. Af_07/2016	m <sup>3</sup>	0,576	241,83	139,29
<b>TOTAL</b>				<b>4.358,71</b>

Quanto à instalação de novos trechos de galeria, foram consideradas as seguintes etapas: escavação mecanizada de vala com profundidade de até 1,5 m com escavadeira hidráulica; reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica; transporte de entulho com caminhão basculante; poço de visita em alvenaria; tampão redondo fofo articulado, classe B125 carga máxima 12,5 toneladas; tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais,  $\Phi$  400 mm,  $\Phi$  500 mm,  $\Phi$  600 mm,  $\Phi$  700 mm,  $\Phi$  800 mm,  $\Phi$  900 mm e  $\Phi$  1000 mm junta rígida; e concreto  $f_{ck}$  = 15 MPa, traço 1:3,4:3,5 – preparo mecânico com betoneira. Para este serviço o custo orçado ficou em torno de R\$ 162.733,00. Na Tabela 40 é apresentado o orçamento de materiais e serviços necessários para a implantação da galeria.

Tabela 40 – Orçamento de materiais, equipamentos e serviços necessários para a implantação da galeria na Av. Presidente Getúlio Vargas e na Rua do Mercado.

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário (R\$)	Custo (R\$)
Escavação mecanizada de vala com prof. até 1,5 m (média entre montante e jusante/uma composição por trecho), com escavadeira hidráulica (0,8 m <sup>3</sup> /111 hp), larg. De 1,5 m a 2,5 m, em solo de 1ª categoria, em locais com alto nível de interferência. Af_01/2015	m <sup>3</sup>	708,90	10,83	7.677,33
Reaterro mecanizado de vala com escavadeira hidráulica (capacidade da caçamba: 0,8 m <sup>3</sup> / potência: 111 hp), largura de 1,5 a 2,5 m, profundidade até 1,5 m, com solo (sem substituição) de 1ª categoria em locais com alto nível de interferência. af_04/2016	m <sup>3</sup>	269,68	12,10	3.263,07
Transporte de entulho com caminhão basculante 6 m <sup>3</sup> , rodovia pavimentada, dmt 0,5 a 1,0 km	m <sup>3</sup>	921,56	4,14	3.815,27
Poço de visita em alvenaria, para rede d=0,40 m, parte fixa c/ 1,00 m de altura	un	2,00	961,79	1.923,58
Poço de visita em alvenaria, para rede d=0,80 m, parte fixa c/ 1,00 m de altura	un	1,00	2.506,53	2.506,53
Tampão fofo articulado, classe B125 carga max. 12,5 t, redondo tampa 600 mm, rede pluvial/esgoto, p = chaminé cx areia / poço visita assentado com arg cim/areia 1:4, fornecimento e assentamento	un	3,00	363,83	1.091,49
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 400 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	310,00	85,94	26.641,40
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 500 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	95,00	110,20	10.469,00
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 600 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	76,00	110,20	8.375,20
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 700 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	130,00	194,68	25.308,40
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 800 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	23,50	212,41	4.991,64
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 900 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	150,00	256,59	38.488,50

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço unitário (R\$)	Custo (R\$)
Tubo de concreto para redes coletoras de águas pluviais, diâmetro de 1.000 mm, junta rígida, instalado em local com baixo nível de interferências - fornecimento e assentamento. Af_12/2015	m	72,00	287,36	20.689,92
Concreto fck = 15MPa, traço 1:3,4:3,5 (cimento/areia média/ brita 1)- preparo mecânico com betoneira 400 l. Af_07/2016	m <sup>3</sup>	30,98	241,83	1.276,86
			TOTAL	162.732,62

A reposição do Concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) foi orçada em aproximadamente R\$ 11.321,00. Somando-se os valores de custos obtidos para cada etapa programada, chega-se a um total de R\$ 214.077,00. Os valores bases dos custos dos serviços programados para a solução 2 foram obtidos no Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais – DER/MG (2016).

No ANEXO 7 são apresentados os projetos do sistema de drenagem proposto na solução 2.

### 6.3 Comparativo entre as soluções propostas.

Comparativo entre as soluções propostas.

As duas soluções propostas apresentam comportamentos distintos, pois a primeira possui caráter mais pontual abrangendo apenas um trecho da área de estudo, enquanto a segunda solução atende toda a área em estudo. Por esse motivo espera-se que os resultados obtidos sejam relativamente diferentes e com comportamento mais eficaz para a segunda solução.

Nas Tabelas 41 e 42 são apresentados os parâmetros obtidos para as soluções 1 e 2, respectivamente. Verifica-se que a principal diferença entre as duas propostas está no aumento significativo da vazão da galeria com a inserção dos trechos iniciais de contribuição, 5 – 6, que anteriormente eram parcialmente desviados para a rua paralela. O acréscimo no volume escoado implica diretamente na alteração dos diâmetros da tubulação instalada. Com base nisso a proposta 2 possui comportamento mais eficaz para suportar a carga hidráulica que o sistema de drenagem está submetido.

Para ambas as soluções consideraram-se a desobstrução dos sarjetões por meio de fresagem do material asfáltico que os cobre, a retirada da camada de revestimento asfáltico

sobre os poços de visitas. Para a solução 2 acrescentou-se um poço de visita no trecho final, diminuindo a distância existente de 150 m para 75 m.

Tabela 41 – Valores das vazões de projeto e admissível para os dispositivos de drenagem propostos na solução 1.

Trecho	Vazão de projeto		Sarjetas				Bocas de lobo ( $y_0$ 80% de $y$ )				Galeria	
	M.D (m³/s)	M.E (m³/s)	Margem Esquerda		Margem Direita		Margem Esquerda		Margem Direita		Q (m³/s)	
			Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Galeria	Projeto
2.1 - 12.1	0,020	0,000	0,3672	0,1689	0,3672	0,1689						
13 - 3	0,059	0,055	0,3672	0,1946	0,3672	0,1946				-		
14 - 4	0,043	0,073	0,4105	0,1650	2,0180	0,8112	0,115	0,9159	-	-		
21 - 15	0,049	0,038	0,3672	0,2515	0,3672	0,2515						
15 - 5	0,058	0,043	0,3672	0,1175	0,3672	0,1175	0,105	0,8937	-			
22 - 16	0,038	0,065	0,3672	0,2497	0,3672	0,2497						
16 - 6	0,053	0,070	0,1245	0,0386	0,1245	0,0386	0,121	0,6661	-	-		
23 - 17	0,037	0,052	0,3672	0,2350	0,3672	0,2350						
17 - 7	0,046	0,059	0,7908	0,3480	0,0481	0,0212						
24 - 18	0,037	0,042	0,4105	0,3161	0,4105	0,3161						
18 - 8	0,041	0,050	0,4105	0,3079	0,4105	0,3079	0,101	0,9230	0,041	0,9230		
26 - 19	0,025	0,054	0,3672	0,2938	0,0196	0,0157	0,054	0,3925			0,120	0,143
19 - 10	0,049	0,048	0,3672	0,2938	0,0196	0,0157	0,048	0,3925			0,180	0,215
27 - 20	0,000	0,015	0,1392	0,1114	0,1392	0,1114						
20 - 11	0,074	0,048	0,1392	0,0738	0,1392	0,0738	0,074	0,8702	-	-		
21 - 22	0,000	0,050	0,3672	0,1138	0,1245	0,0386						
22 - 23	0,000	0,032	0,3672	0,1028	0,1245	0,0349						
23 - 24	0,062	0,041	0,3672	0,1138	0,1245	0,0386						
24 - 25	0,062	0,043	0,7908	0,5061	0,1245	0,0797						
26 - 27	0,000	0,101	0,1392	0,0947	0,1392	0,0947						
13 - 14	0,038	0,042	0,4105	0,1150	0,4105	0,1150						
14 - 15	0,038	0,062	0,4105	0,1026	0,4105	0,1026						
15 - 16	0,052	0,051	0,4105	0,1170	0,4105	0,1170						
16 - 17	0,035	0,035	0,4105	0,1108	0,4105	0,1108						
17 - 18	0,054	0,051	0,4105	0,1724	0,4105	0,1724						
18 - 19	0,039	0,054	0,4105	0,3038	0,4105	0,3038						
19 - 20	0,096	0,140	0,4105	0,2710	0,4105	0,2710						
1 - 2	0,000	0,034	0,1245	0,0536	0,1245	0,0536						
2 - 3	0,061	0,039	0,1245	0,0461	0,1245	0,0461						
3 - 4	0,165	0,052	0,1245	0,0286	0,1245	0,0286	-	-	0,225	0,6792		
4 - 5	0,239	0,059	0,1245	0,0212	0,1245	0,0212	0,059	0,6661	0,124	0,6661		
5 - 6	0,187	0,069	0,1245	0,0386	0,1245	0,0386	-	-	0,106	0,6661	0,071	0,085
6 - 7	0,205	0,032	0,1245	0,0511	0,0031	0,0013					0,094	0,112
7 - 8	0,200	0,037	0,1245	0,0971	0,0196	0,0153	-	-	0,269	0,9173	0,148	0,177
8 - 9	0,184	0,014	0,1245	0,0971	0,1245	0,0971					0,169	0,202
9 - 10	0,184	0,013	0,1245	0,0922	0,1245	0,0922					0,194	0,232
10 - 11	0,771	0,069	0,3672	0,1542	0,3672	0,1542	-	-	1,261	1,1829	0,441	0,527
							0,000	0,8275	0,000	1,1235		
							0,000	0,7034	0,000	1,1235		
11 - final	2,364	0,085	0,3672	0,2897	0,3672	0,2897	0,112	0,5692	1,292	0,8478	2,137	2,552

Fonte: o Autor.

Tabela 42 - Valores das vazões de projeto e admissível para os dispositivos de drenagem propostos na solução 1.

Trecho	Vazão de projeto		Sarjetas				Bocas de lobo ( $y_0$ 80% de $y$ )				Galeria	
	M.D (m³/s)	M.E (m³/s)	Margem Esquerda		Margem Direita		Margem Esquerda		Margem Direita		Q (m³/s)	
			$Q_{st}$ (m³/s)	$Q_{admissível}$ (m³/s)	$Q_{st}$ (m³/s)	$Q_{admissível}$ (m³/s)	$Q_{st}$ (m³/s)	$Q_{admissível}$ (m³/s)	$Q_{st}$ (m³/s)	$Q_{admissível}$ (m³/s)	Galeria	Projeto
2.1 - 12.1	0,020	0,000	0,3672	0,1689	0,3672	0,1689						
13 - 3	0,059	0,055	0,3672	0,1946	0,3672	0,1946						
14 - 4	0,043	0,073	0,4105	0,1650	2,0180	0,8112	0,115	0,9159	0,043	-		
21 - 15	0,049	0,038	0,3672	0,2515	0,3672	0,2515						
15 - 5	0,058	0,043	0,3672	0,1175	0,3672	0,1175	0,105	0,8937	0,058			
22 - 16	0,038	0,065	0,3672	0,2497	0,3672	0,2497						
16 - 6	0,053	0,070	0,1245	0,0386	0,1245	0,0386	0,121	0,6661	0,053	-		
23 - 17	0,037	0,052	0,3672	0,2350	0,3672	0,2350						
17 - 7	0,046	0,059	0,7908	0,3480	0,0481	0,0212						
24 - 18	0,037	0,042	0,4105	0,3161	0,4105	0,3161						
18 - 8	0,041	0,050	0,4105	0,3079	0,4105	0,3079	0,101	0,9230	0,041	0,9230		
26 - 19	0,025	0,054	0,3672	0,2938	0,0196	0,0157	0,054	0,3925			0,119	0,142
19 - 10	0,049	0,048	0,3672	0,2938	0,0196	0,0157	0,048	0,3925			0,179	0,356
27 - 20	0,000	0,015	0,1392	0,1114	0,1392	0,1114						
20 - 11	0,074	0,048	0,1392	0,0738	0,1392	0,0738	0,074	0,8702	0,425	-		
21 - 22	0,000	0,050	0,3672	0,1138	0,1245	0,0386						
22 - 23	0,000	0,032	0,3672	0,1028	0,1245	0,0349						
23 - 24	0,062	0,041	0,3672	0,1138	0,1245	0,0386						
24 - 25	0,062	0,043	0,7908	0,5061	0,1245	0,0797						
26 - 27	0,000	0,101	0,1392	0,0947	0,1392	0,0947						
13 - 14	0,038	0,042	0,4105	0,1150	0,4105	0,1150						
14 - 15	0,038	0,062	0,4105	0,1026	0,4105	0,1026						
15 - 16	0,052	0,051	0,4105	0,1170	0,4105	0,1170						
16 - 17	0,035	0,035	0,4105	0,1108	0,4105	0,1108						
17 - 18	0,054	0,051	0,4105	0,1724	0,4105	0,1724						
18 - 19	0,039	0,054	0,4105	0,3038	0,4105	0,3038						
19 - 20	0,096	0,140	0,4105	0,2710	0,4105	0,2710						
1 - 2	0,000	0,034	0,1245	0,0536	0,1245	0,0536						
2 - 3	0,061	0,039	0,1245	0,0461	0,1245	0,0461						
3 - 4	0,165	0,052	0,1245	0,0286	0,1245	0,0286	-	-	0,225	0,6792		
4 - 5	0,239	0,059	0,1245	0,0212	0,1245	0,0212	0,059	0,6661	0,124	0,6661	0,444	0,530
5 - 6	0,187	0,069	0,1245	0,0386	0,1245	0,0386	-	-	0,106	0,6661	0,071	0,615
6 - 7	0,205	0,032	0,1245	0,0511	0,0031	0,0013					0,094	0,727
7 - 8	0,200	0,037	0,1245	0,0971	0,0196	0,0153	-	-	0,269	0,9173	0,148	0,904
8 - 9	0,184	0,014	0,1245	0,0971	0,1245	0,0971					0,169	1,106
9 - 10	0,184	0,013	0,1245	0,0922	0,1245	0,0922					0,194	1,338
10 - 11	0,771	0,069	0,3672	0,1542	0,3672	0,1542	0,097	0,5692	1,261	0,7136	0,305	1,702
							-	-	1,261	1,1829		
							0,000	0,8275	0,000	1,1235		
							0,000	0,7034	0,000	1,1235		
11 - final a	2,364	0,085	0,3672	0,2897	0,3672	0,2897	0,112	0,5692	1,292	0,8478	0,305	1,702
11 - final	2,364	0,085	0,3672	0,2897	0,3672	0,2897	0,112	0,5692	1,292	0,8478	2,137	4,254

Fonte: o Autor.



## 7 CONCLUSÕES

Este estudo teve por objetivo a análise da capacidade de suporte hidráulico do sistema de microdrenagem da Rua do Mercado e da Avenida Presidente Getúlio Vargas, da região central do município de Monte Sião/MG. Esta avaliação está fundamentada nos conhecimentos provenientes da Hidrologia e Hidráulica, para permitir a análise dos parâmetros de dimensionamento foram levantadas as condições da rede microdrenagem existente. O fator mais interveniente no desempenho do sistema de drenagem é o inadequado projeto de revitalização das vias urbanas com revestimento asfáltico, que ocasionou a obstrução de dispositivos bem como cobriu por total outros, como o caso dos sarjetões.

Como principais conclusões deste estudo têm-se:

As sarjetas instaladas não estão de acordo com as diretrizes estabelecidas para projetos de microdrenagem. Como agravante está a escolha incorreta do tipo de sarjeta para a área em estudo e somam-se a esta as alturas variáveis do meio fio ao longo das vias analisadas. Como forma de minimizar estes aspectos propôs-se a fresagem do revestimento asfáltico, espera-se com esta medida ter um ganho em torno de 2% na inclinação transversal da sarjeta, e deste modo chegar a valores de 4 e 5%, e conseqüentemente melhorar o escoamento das águas superficiais, aumentando a velocidade de escoamento e diminuindo a área de alagamento.

Para a margem esquerda, os trechos 17-7, 26-19, 19-10, 6-7 e 7-8 excedem a capacidade de suporte hidráulico das sarjetas implantadas, sendo assim foi proposta a implantação de galeria para captação desse excedente. Quanto às velocidades médias nas sarjetas verificou-se após a fresagem o seu aumento, e deste modo melhorando o cenário do sistema de drenagem existente que atualmente possui 14 trechos com velocidade inferior a 0,75 m/s, mínimo estabelecido por norma.

Para a margem direita, os trechos 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10, 10-11 e 11-final excedem a capacidade de suporte hidráulico das sarjetas implantadas, se propôs a implantação de galeria para captação desse excedente.

As bocas de lobo não suportam a demanda hidráulica existente, devido ao seu posicionamento incorreto e suas dimensões incompatíveis. Os fatores que mais influenciam no desempenho deste dispositivo é a altura do meio fio, a declividade transversal da sarjeta e da rua, e as dimensões da grelha. Para suportar a vazão existente a altura do meio fio deveria ser 3,5 vezes superior à altura do meio fio instalado no local conforme mostrou o cálculo do  $y_0$ , pois este porcentual está compensando os parâmetros da declividade transversal da sarjeta

e da rua, declividade longitudinal da sarjeta e da rua, e o tipo da sarjeta implantada, que não estão de acordo com as diretrizes estabelecidas para projetos de microdrenagem.

Associam-se ao mau funcionamento das bocas de lobo as baixas velocidades verificadas nas sarjetas existentes, que favorecem o surgimento de pontos alagáveis com área de alagamento superior a 1,67 m.

O sistema de galeria implantado recebe apenas parte da demanda de vazão das ruas em estudo, pois parte da vazão é transferida para a rua paralela a Rua do Mercado, levando o problema para outro ponto a jusante. Por isso a melhor solução para a adequação do problema é redimensionar a galeria e adequá-la para suportar a vazão.

A proposta de implantação de bocas na Av. Presidente Getúlio Vargas visa diminuir a área alagamento proporcionando o escoamento das águas recolhidas mais rápido com o uso da galeria.

## 8 REFERÊNCIAS

ABIKO, Alex; MORAES, Odair Barbosa de. **Desenvolvimento urbano sustentável**. 29 p. Texto Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil. TT/PCC/29. ISSN 1413-0386. São Paulo, 2009.

ALVES, Elisânia Magalhães. **Medidas não-estruturais na prevenção de enchentes em bacias urbanas: cenários para a bacia do Gregório, São Carlos – SP**. 149 p. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2005.

BEDENDO JÚNIOR, Elói; CONTI, Marcelo Antonio de; OLIVEIRA, Tarcisio Dorn de; RISKE, Lucas Diego; PUHL, Rodrigo Henrique. Processos de ocupação do solo por urbanização e suas influências nas ocorrências de inundações urbanas. In: **JORNADA DA PESQUISA, XX**, 2015, Ijuí – RS.

BRITO, Débora Silva de. **Metodologia de seleção de alternativas de sistemas de drenagem**. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-094/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117p., 2006.

CAIXA. **Composição de custos de uma obra pública**. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>> Acesso em: 08 de novembro de 2016.

DAEE / CETESB – **Drenagem Urbana - Manual de Projeto**. 3ª Edição. 1986. São Paulo - SP.

DER – Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais. **Assessoria de custos – Tabela referencial - Referencial de preços para obras rodoviárias** Vigência de 31 de Julho de 2016. Disponível em: <<http://www.der.mg.gov.br/images/2016/custos/tabela-referencial-de-preo-de-obras-rodovirias-31072016.pdf>> Acesso em: 11 out. 2016.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem**. 2º ed. Rio de Janeiro, 2005.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de drenagem de rodovias**. 2º ed. Rio de Janeiro, 2006.

DIOGO, Francisco José d’Almeida; SCIAMMARELLA, José Carlos. **Manual de pavimentação urbana**. Drenagem: manual de projetos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 2008.

DIOGO, Francisco José d’Almeida. **Notas de aula de drenagem aplicada à transportes**. Instituto Militar de Engenharia, 2014.

FERNANDES, Carlos. **Microdrenagem - Um Estudo Inicial**, DEC/CCT/UFPB, Campina Grande, 2002. Disponível em: <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Dren01.html>>. Acesso em 18 de maio de 2016.

**Global Mapper.** Blue Marble Geographics. Disponível para download em: <<http://www.bluemarblegeo.com/products/global-mapper.php>>. Acesso em 20/04/2016 as 21h 40min.

**Google Earth.** Google. Disponível em: <<https://www.google.com.br/intl/ptBR/earth/>>. Acesso em 16/04/2016 às 10h 25min

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Infográficos:** dados gerais dos municípios. Disponível em <<http://cidades.ibge.gov.br/painel/painel.php?lang=&codmun=314340&search=||infogr%E1fi cos:-dados-gerais-do-munic%EDpio>>. Acessado em: 19 de maio de 2016.

INOUYE, Kelly Paiva. **Drenagem – terminologia e aspectos relevantes ao entendimento de seu custo em empreendimentos habitacionais horizontais.** 34 p. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/537. São Paulo, EPUSP, 2009.

MARANGON, Márcio. **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência.** Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 2004.

MASCARÓ, Juan Luis. **Loteamentos urbanos.** 2º ed. Porto Alegre: Masquatro Editora, 2005.

PFAFSTETTER, Otto. **Chuvas intensas no Brasil.** Rio de Janeiro: DNOS, 1982.

Portal de Monte Sião. **Monte Sião.** Disponível em: <http://www.portalmontesiao.com.br/montesiao>. Acessado em: 19 de maio de 2016.

Estado de Minas. **Temporal causa desabamento de ponte e alagamentos em duas cidades do Sul de Minas:** Pancadas de chuva foram registradas em Pouso Alegre e Monte Sião, onde prefeitura colocou a cidade em estado de Atenção. Disponível em: [http://www.em.com.br/app/noticia/gerais/2015/03/09/interna\\_gerais,625624/temporal-causa-desabamento-de-ponte-e-alagamentos-em-duas-cidades-do-s.shtml](http://www.em.com.br/app/noticia/gerais/2015/03/09/interna_gerais,625624/temporal-causa-desabamento-de-ponte-e-alagamentos-em-duas-cidades-do-s.shtml). Acessado em: 18 de maio de 2016.

SUDECAP – Superintendência de Desenvolvimento da Capital. **Manual de drenagem.** Belo Horizonte, 1995.

TUCCI, Carlos E. M.; Porto, Rubem La Laina; BARROS, Mário T. de. **Drenagem Urbana.** Porto Alegre: Ed. Da Universidade: ABRH. 428 p. 1995.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA (UFV). Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos. **Softwares - Plúvio.** Viçosa, 2006.

VILLANUEVA, Adolfo O. N.; TASSI, Rutinéia; ALASSIA, Daniel G.; BEMFICA, Daniela; TUCCI, Carlos E. M. **Gestão de drenagem urbana:** da formulação à implantação. REGA, vol. 8, nº 1, p. 5-18, jan/jun. 2011.

**9 ANEXOS**

### 9.1 ANEXO 1 – Relação $y/D$ para condutos circulares parcialmente cheios.

$y/d$	$R/d$	$A/d^2$	$v/v_p$	$Q/Q_p$	$y/d$	$R/d$	$A/d^2$	$v/v_p$	$Q/Q_p$
0,01	0,0066	0,0013	0,0890	0,00015	0,41	0,2182	0,3032	0,9131	0,35250
0,02	0,0132	0,0037	0,1408	0,00067	0,42	0,2220	0,3130	0,9239	0,36823
0,03	0,0197	0,0069	0,1839	0,00161	0,43	0,2258	0,3229	0,9343	0,38415
0,04	0,0262	0,0105	0,2221	0,00298	0,44	0,2295	0,3328	0,9445	0,40025
0,05	0,0326	0,0147	0,0257	0,00480	0,45	0,2331	0,3428	0,9544	0,41653
0,06	0,0389	0,0192	0,2891	0,00708	0,46	0,2366	0,3527	0,9640	0,43296
0,07	0,0451	0,0242	0,3194	0,00983	0,47	0,2401	0,3627	0,9734	0,44954
0,08	0,0513	0,0294	0,3480	0,01304	0,48	0,2435	0,3727	0,9825	0,46624
0,09	0,0575	0,0350	0,3752	0,01672	0,49	0,2468	0,3827	0,9914	0,48307
0,10	0,0635	0,0409	0,4011	0,02088	0,50	0,2500	0,3927	1,0000	0,50000
0,11	0,0695	0,0470	0,4260	0,02550	0,51	0,2531	0,4027	1,0084	0,51702
0,12	0,0755	0,0534	0,4499	0,03058	0,52	0,2562	0,4127	1,0165	0,53411
0,13	0,0813	0,0600	0,4730	0,03613	0,53	0,2592	0,4227	1,0243	0,55127
0,14	0,0710	0,0668	0,4953	0,04214	0,54	0,2621	0,2327	1,0320	0,56847
0,15	0,0929	0,0739	0,5168	0,04861	0,55	0,2649	0,4426	1,0393	0,58571
0,16	0,0986	0,0811	0,5376	0,05552	0,56	0,2676	0,4526	1,0464	0,60296
0,17	0,1042	0,0885	0,5578	0,06288	0,57	0,2703	0,4625	1,0533	0,62022
0,18	0,1097	0,0961	0,5774	0,07068	0,58	0,2728	0,4724	1,0599	0,63746
0,19	0,1152	0,1039	0,5965	0,07891	0,59	0,2753	0,4822	1,0663	0,65467
0,20	0,1206	0,1118	0,6150	0,08757	0,60	0,2776	0,4920	1,0724	0,67184
0,21	0,1259	0,1199	0,6331	0,09664	0,61	0,2799	0,5018	1,0783	0,68895
0,22	0,1312	0,1281	0,6506	0,10613	0,62	0,2821	0,5115	1,0839	0,70597
0,23	0,1364	0,1365	0,6677	0,11602	0,63	0,2842	0,5212	1,0893	0,72290
0,24	0,1416	0,1449	0,6844	0,12631	0,64	0,2862	0,5308	1,0944	0,73972
0,25	0,1466	0,1535	0,7007	0,13698	0,65	0,2881	0,5404	1,0993	0,75641
0,26	0,1516	0,1623	0,7165	0,14803	0,66	0,2900	0,5499	1,1039	0,77295
0,27	0,1566	0,1711	0,7320	0,15945	0,67	0,2917	0,5594	1,1083	0,78932
0,28	0,1614	0,1800	0,7470	0,17123	0,68	0,2933	0,5687	1,1124	0,80551
0,29	0,1662	0,1890	0,7618	0,18336	0,69	0,2948	0,5780	1,1162	0,82149
0,30	0,1709	0,1982	0,7761	0,19583	0,70	0,2962	0,5872	1,1198	0,83724
0,31	0,1756	0,2074	0,7901	0,20863	0,71	0,2975	0,5964	1,1231	0,85275
0,32	0,1802	0,2167	0,8038	0,22175	0,72	0,2987	0,6054	1,1261	0,86799
0,33	0,1847	0,2260	0,8172	0,23518	0,73	0,2998	0,6143	1,1288	0,88294
0,34	0,1891	0,2355	0,8302	0,24892	0,74	0,3008	0,6231	1,1313	0,89758
0,35	0,1935	0,2450	0,8430	0,26294	0,75	0,3017	0,6319	1,1335	0,91188
0,36	0,1978	0,2546	0,8554	0,27724	0,76	0,3024	0,6405	1,1354	0,92582
0,37	0,2020	0,2642	0,8675	0,29180	0,77	0,3031	0,6489	1,1369	0,93938
0,38	0,2062	0,2739	0,8794	0,30662	0,78	0,3036	0,6573	1,1382	0,95253
0,39	0,2102	0,2936	0,8909	0,32169	0,79	0,3039	0,6655	1,1391	0,96523
0,40	0,2142	0,2934	0,9022	0,33699	0,80	0,3042	0,6736	1,1397	0,97747
0,81	0,3043	0,6815	1,1400	0,98921	0,91	0,2963	0,7504	1,1200	1,07011
0,82	0,3043	0,6893	1,1399	1,00041	0,92	0,2944	0,7560	1,1151	1,07328

$y/d$	$R/d$	$A/d$	$v/v_p$	$Q/Q_p$	$y/d$	$R/d$	$A/d$	$v/v_p$	$Q/Q_p$
0,83	0,3041	0,6969	1,1395	1,01104	0,93	0,2921	0,7612	1,1027	1,07568
0,84	0,3038	0,7043	1,1387	1,02107	0,94	0,2895	0,7662	1,1027	1,07568
0,85	0,3033	0,7115	1,1374	1,03044	0,95	0,2865	0,7707	1,0950	1,07452
0,86	0,3026	0,7189	1,1358	1,03913	0,96	0,2829	0,7749	1,0859	1,07138
0,87	0,3018	0,7254	1,1337	1,04706	0,97	0,2787	0,7785	1,0751	1,06575
0,88	0,3007	0,7320	1,1311	1,05420	0,98	0,2735	0,7816	1,0618	1,05669
0,89	0,2995	0,7384	1,1280	1,06047	0,99	0,2666	0,7841	1,0437	1,04196
0,90	0,2980	0,7445	1,1243	1,06580	1,00	0,2500	0,7854	1,0000	1,00000

## **9.2 ANEXO 2 – Projeto da área em estudo com curvas de níveis.**



Logradouro	Trecho	Dimensão sarjeta real								Dimensão de projeto			
		Margem esquerda				Margem direita				y (cm)	w (cm)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>adm</sub> (m³/s)
		y (cm)	w (cm)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>adm</sub> (m³/s)	y (cm)	w (cm)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>adm</sub> (m³/s)				
Rua Adolfo Canela	2.1 - 12.1	15	30	0,9469	0,4356	15	30	0,9469	0,4356	15	50	5,0413	2,3190
Rua Humberto Penachi	13 - 3	10	30	0,3900	0,2067	15	30	1,1498	0,6094	15	50	4,5912	2,4333
Rua Florêncio Alves de Carvalho	14 - 4	15	30	2,0194	0,8118	15	40	2,0194	0,8118	15	50	5,3760	2,1611
Rua Carlos Penachi	21 - 15	15	20	1,0149	0,6952	15	20	1,0149	0,6952	15	50	4,0527	2,7761
Rua Carlos Penachi	15 - 5	15	0	1,5052	0,4817	15	0	1,5052	0,4817	15	50	6,0105	1,9234
Rua Jair Comune	22 - 16	15	0	0,7666	0,5213	15	0	0,7666	0,5213	15	50	4,0815	2,7755
Rua Jair Comune	16 - 6	10	0	0,3716	0,1152	10	20	0,3716	0,1152	15	50	5,8334	1,8084
Rua Minas Gerais	23 - 17	15	0	0,7892	0,5051	15	30	0,7892	0,5051	15	50	4,2021	2,6894
Rua Minas Gerais	17 - 7	7	0	0,1246	0,0548	20	10	2,0481	0,9012	15	50	5,0634	2,2279
Rua Abílio Zucato	24 - 18	15	20	1,2838	0,9885	15	20	1,2838	0,9885	15	50	3,4175	2,6315
Rua Abílio Zucato	18 - 8	15	20	1,3077	0,9808	15	20	1,3077	0,9808	15	50	3,4813	2,6110
Av. Presidente Getúlio Vargas	26 - 19	5	0	0,0258	0,0206	15	30	0,4822	0,3857	15	50	2,5672	2,0537
Av. Presidente Getúlio Vargas	19 - 10	5	0	0,0312	0,0250	15	30	0,5848	0,4678	15	50	3,1136	2,4909
Rua Prefeito José Carlos	27 - 20	10	20	0,3768	0,3015	10	20	0,3768	0,3015	15	50	2,9578	2,3662
Rua Prefeito José Carlos	20 - 11	10	20	0,6182	0,3276	10	20	0,6182	0,3276	15	50	4,8522	2,5717
Rua Maurício Zucato	21 - 22	10	0	0,3817	0,1183	15	20	1,1255	0,3489	15	50	5,9923	1,8576
Rua Maurício Zucato	22 - 23	10	0	0,3986	0,1116	15	20	1,1753	0,3291	15	50	6,2577	1,7522
Rua Maurício Zucato	23 - 24	10	0	0,3733	0,1157	15	20	1,1005	0,3412	15	50	5,8594	1,8164
Rua Maurício Zucato	24 - 25	10	0	0,2714	0,1737	20	20	1,7233	1,1029	15	50	4,2604	2,7267
Praça Prefeito Mário Zucato	26 - 27	10	0	0,5272	0,3585	10	0	0,5272	0,3585	15	50	4,1383	2,8140
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	13 - 14	10	0	2,2943	0,6424	15	20	2,2943	0,6424	15	50	6,1077	1,7102
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	14 - 15	10	0	2,4081	0,6020	15	20	2,4081	0,6020	15	50	6,4106	1,6026
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	15 - 16	10	0	2,2738	0,6480	15	20	2,2738	0,6480	15	50	6,0531	1,7251
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	16 - 17	10	0	2,3460	0,6334	15	20	2,3460	0,6334	15	50	6,2453	1,6862
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	17 - 18	10	0	2,0050	0,8421	15	20	2,0050	0,8421	15	50	5,3376	2,2418
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	18 - 19	10	0	1,4178	1,0491	15	20	1,4178	1,0491	15	50	3,7742	2,7929
Rua Juscelino Kubitscheck de Oliveira	19 - 20	10	0	1,5753	1,0397	15	20	1,5753	1,0397	15	50	4,1935	2,7677
Rua do Mercado	1 - 2	10	30	0,3350	0,1441	10	30	0,3350	0,1441	15	50	5,2595	2,2616
Rua do Mercado	2 - 3	10	30	0,3557	0,1316	10	30	0,3557	0,1316	15	50	5,5841	2,0661
Rua do Mercado	3 - 4	10	30	0,4297	0,0988	10	30	0,4297	0,0988	15	50	6,7457	1,5515
Rua do Mercado	4 - 5	10	30	0,4472	0,0760	10	20	0,4472	0,0760	15	50	7,0200	1,1934
Rua do Mercado	5 - 6	10	30	0,3796	0,1177	10	20	0,3796	0,1177	15	50	5,9595	1,8474
Rua do Mercado	6 - 7	2,5	30	0,0081	0,0033	10	10	0,3273	0,1342	15	50	5,1385	2,1068
Rua do Mercado	7 - 8	5	0	0,0340	0,0265	10	0	0,2159	0,1684	15	50	3,3899	2,6441
Rua do Mercado	8 - 9	10	0	0,2157	0,1683	10	10	0,2157	0,1683	15	50	3,3863	2,6413
Rua do Mercado	9 - 10	10	0	0,2403	0,1778	10	0	0,2403	0,1778	15	50	3,7726	2,7917
Rua do Mercado	10 - 11	10	0	0,9657	0,4056	15	20	0,9657	0,4056	15	50	5,1418	2,1596
Rua do Mercado	11 - final	10	0	0,6669	0,5262	15	20	0,6669	0,5262	15	50	3,5509	2,8016

### **9.3 ANEXO 3 – Delimitação da bacia em estudo.**

#### **9.4 ANEXO 4 – Levantamento de área de contribuição e boca de lobo.**

**9.5 ANEXO 5 – Memorial de cálculo da capacidade de engolimento das bocas de lobo (margem esquerda) e da capacidade de condução das galerias.**

**Memorial de Cálculo & Descritivo**

**Sistema de microdrenagem parcial da região central do município de Monte Sião/MG**

Varginha

2016

Diretrizes para concepção do projeto obtidos através do software Pluvio 2.1 do Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Viçosa:

**Região Central do Município de Monte Sião/MG**

Plúvio 2.1 - Estado: Minas Gerais

Mapa do Brasil Relatório Ajuda

Estados : Minas Gerais

Estações :

- Unai (ANEEL)
- Unai (INMET)
- Vau da Lagoa (Santana do Riacho)
- Velho da Taipa (Pitangui)
- Vespasiano
- Viçosa
- Vila Matias
- Vila Terra Branca (Bocaiuva)
- Volta Grande (Conceição das Alagoas)

Localidades :

- Monte Celeste (São Geraldo)
- Monte Formoso
- Monte Rei (Juvenília)
- Monte Santo de Minas
- Monte Sião
- Monte Verde (Camanducaia)
- Montes Claros
- Montezuma
- Morada Nova de Minas
- Morro (São Francisco)

Interpolação

Relatório Ajuda

Cancelar

Fechar

Latitude : Longitude :

14°57'00" 44°40'43" Calcular

Parâmetros da Equação IDF

K: 1900,611 a: 0,166

b: 24,998 c: 0,849

A cidade de Monte Sião não apresenta uma Estação Hidrológica, logo, o software determina seus dados através de uma interpolação dos dados obtidos nas Estações Hidrológicas localizadas nas cidades mais próximas.

A intensidade média das chuvas é definida pela equação a seguir:

$$im = \frac{K \cdot Tr^a}{(t + b)^c}$$

Onde:

**K**, **a**, **b** e **c** são as constantes oferecidas pelo Plúvio;

**Tr** = Tempo de Retorno (anos);

**t** = Tempo de Escoamento Superficial (min).

O tempo de escoamento superficial, **t**, é definido por:

$$t = ts + 10 \text{ min}$$

Onde:

$$ts = \frac{16 \cdot L}{(1,05 - 0,2 \cdot p) \cdot (100 \cdot Im)^{0,04}}$$

Onde:

**L** = Comprimento do talvegue principal (Km);

**p** = Porcentagem de cobertura vegetal (decimal);

**Im** = declividade média do talvegue principal (m/m).

Através das fórmulas apresentadas, para este projeto foram obtidos os seguintes dados:

$$I_m = \frac{\Delta h}{L} = \frac{(898 - 845)}{861,3} = 0,0615 m / m$$

$$t_s = \frac{16 \times 0,8613}{(1,05 - 0,2 \times 0) \times (100 \times 0,0615)^{0,04}} = 12,20 \text{ min}$$

$$t = 12,20 + 10 \text{ min} = 22,20 \text{ min}$$

**p = 0**; pois na planta de implantação do loteamento, não há nenhuma área de preservação permanente discriminada;

Para esse projeto foi considerado um tempo de retorno de 10 anos, pois o local de estudo já se encontra cerca de 93% de área ocupada.

$$i_m = \frac{1900,611 \times 10^{0,166}}{(22,20 + 24,998)^{0,849}} = 105,617 \text{ mm / h}$$

Através da planta da região central do Município de Monte Sião/MG, encontramos as seguintes áreas para o cálculo das vazões em cada sarjeta:

- Área de Vias Pavimentadas: **42.005,21m<sup>2</sup>**
- Área Residencial: **140.017,37m<sup>2</sup>**
- Área Total: **182.022,58m<sup>2</sup>**

Logo, o Coeficiente de Run Off médio, é definido pela fórmula:

$$Cm = \frac{\Sigma A \cdot C}{A \text{ total}}$$

Onde C, pode ser obtido na seguinte tabela:

DESCRIÇÃO DA ÁREA	COEFICIENTE DE "RUNOFF"
Área Residencial	
• Residências isoladas	0,35 a 0,50
• Unidades múltiplas (separadas)	0,40 a 0,60
• Unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 a 0,75
• Lotes com 2000 m <sup>2</sup> ou mais	0,30 a 0,45
Área com prédios de apartamentos	0,50 a 0,70
Área industrial	
• Indústrias leves	0,50 a 0,80
• Indústrias pesadas	0,60 a 0,90
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30
CARACTERÍSTICAS DA SUPERFÍCIE	COEFICIENTE DE "RUNOFF"
Ruas	
• Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
• Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95

Fonte: (DAEE/CETESB, 1980, pg. 146), adaptado.

Logo:

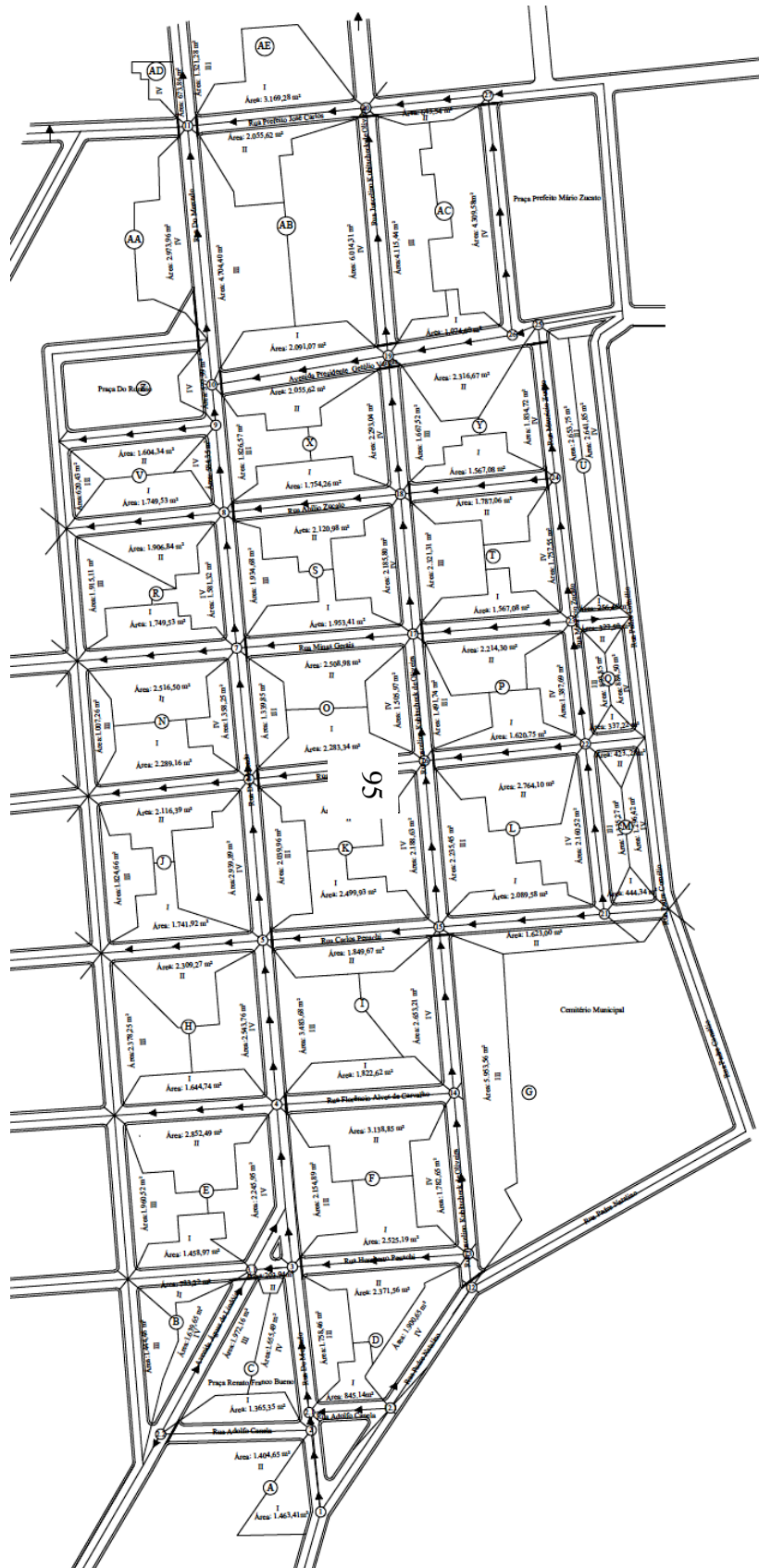
$$C_{\text{médio}} = \frac{42.005,21 \times 0,95 + 140.017,37 \times 0,75}{182.022,58} = 0,796$$

Em seguida, foram definidas as áreas das sub-bacias:

QUADRA	SUB-BACIA	ÁREA	QUADRA	SUB-BACIA	ÁREA	QUADRA	SUB-BACIA	ÁREA	QUADRA	SUB-BACIA	ÁREA	QUADRA	SUB-BACIA	ÁREA
A	I	1.463,41	H	I	0,00	O	I	2.283,34	V	I	0,00	AD	I	0,00
	II	0,00		II	0,00		II	2.508,98		II	0,00		II	0,00
	III	0,00		III	0,00		III	1.339,85		III	0,00		III	0,00
	IV	0,00		IV	2.543,76		IV	1.505,97		IV	584,35		IV	673,86
TOTAL		1.463,41	TOTAL		2.543,76	TOTAL		7.638,14	TOTAL		584,35	TOTAL		673,86
B	I	0,00	I	I	1.822,62	P	I	1.629,75	X	I	1.754,26	AE	I	3.169,28
	II	0,00		II	1.849,67		II	2.214,30		II	2.055,62		II	0,00
	III	0,00		III	3.483,68		III	1.491,74		III	1.826,57		III	1.321,28
	IV	1.639,65		IV	2.653,21		IV	1.387,69		IV	2.293,04		IV	0,00
TOTAL		1.639,65	TOTAL		9.809,18	TOTAL		6.723,48	TOTAL		7.929,49	TOTAL		4.490,56
C	I	0,00	J	I	0,00	Q	I	0,00	Y	I	1.567,08			
	II	203,94		II	0,00		II	0,00		II	2.316,67			
	III	0,00		III	0,00		III	0,00		III	1.667,52			
	IV	1.655,49		IV	2.939,89		IV	0,00		IV	1.834,72			
TOTAL		1.859,43	TOTAL		2.939,89	TOTAL		0,00	TOTAL		7.385,99			
D	I	845,14	K	I	2.499,93	R	I	0,00	Z	I	0,00			
	II	2.371,56		II	2.982,25		II	0,00		II	0,00			
	III	1.758,46		III	2.039,96		III	0,00		III	0,00			
	IV	1.900,65		IV	2.188,63		IV	1.581,32		IV	577,99			
TOTAL		6.875,81	TOTAL		9.710,77	TOTAL		1.581,32	TOTAL		577,99			
E	I	0,00	L	I	2.089,58	S	I	1.953,41	AA	I	0,00			
	II	2.852,49		II	2.764,10		II	2.120,98		II	0,00			
	III	0,00		III	2.235,45		III	1.934,68		III	0,00			
	IV	2.245,95		IV	2.160,52		IV	2.185,80		IV	2.973,96			
TOTAL		5.098,44	TOTAL		9.249,65	TOTAL		8.194,87	TOTAL		2.973,96			
F	I	2.525,19	M	I	0,00	T	I	1.567,08	AB	I	2.091,07			
	II	3.138,85		II	0,00		II	1.787,96		II	2.055,62			
	III	2.154,89		III	0,00		III	2.321,31		III	4.704,40			
	IV	1.782,65		IV	0,00		IV	1.757,55		IV	6.014,31			
TOTAL		9.601,58	TOTAL		0,00	TOTAL		7.433,90	TOTAL		14.865,40			
G	I	0,00	N	I	0,00	U	I	0,00	AC	I	1.074,60			
	II	1.623,00		II	0,00		II	0,00		II	643,54			
	III	5.953,56		III	0,00		III	2.653,75		III	4.115,44			
	IV	0,00		IV	1.358,25		IV	0,00		IV	4.309,58			
TOTAL		7.576,56	TOTAL		1.358,25	TOTAL		2.653,75	TOTAL		10.143,16			



Delimitação das sub-bacias



Com as áreas de contribuição de cada sub-bacia definida, são calculadas as vazões de chuva que cada margem das ruas receberá, através da seguinte fórmula:

$$Q_{ch} = C_m . i . A$$

Onde:

**Q<sub>ch</sub>** = Vazão de chuva (m<sup>3</sup>/s);

**C<sub>m</sub>** = Coeficiente de Run Off médio;

**i** = Intensidade da precipitação (mm/h);

**A** = Área de contribuição (m<sup>2</sup>).

Em seguida, calculam-se as inclinações de cada trecho do loteamento, de nó a nó, pela fórmula:

$$I = \frac{Z_j - Z_m}{L}$$

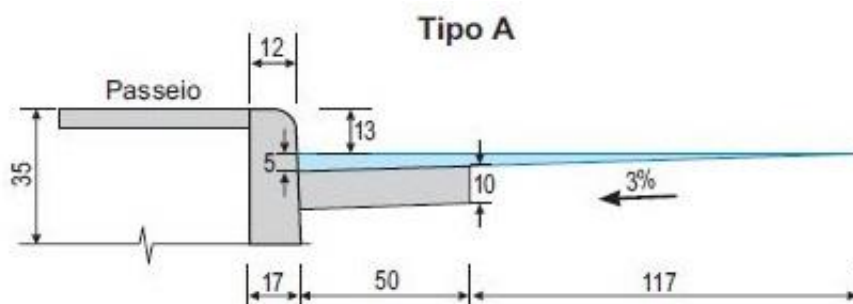
Onde:

**I** = Inclinação (m/m);

**L** = Comprimento do trecho (m);

**z** = Diferença entre a cota mais alta e a mais baixa do trecho (m/m).

Foi considerado que para a execução do projeto as sarjetas serão executadas com as seguintes dimensões:



Para definir a vazão que escoar pelas sarjetas, é utilizada a fórmula:

$$Q_0 = 0,375 \times \frac{z}{n} \times (y_0)^{8/3} \times i^{1/2}$$

Onde:

n – coeficiente de rugosidade do concreto, correspondente a 0,016

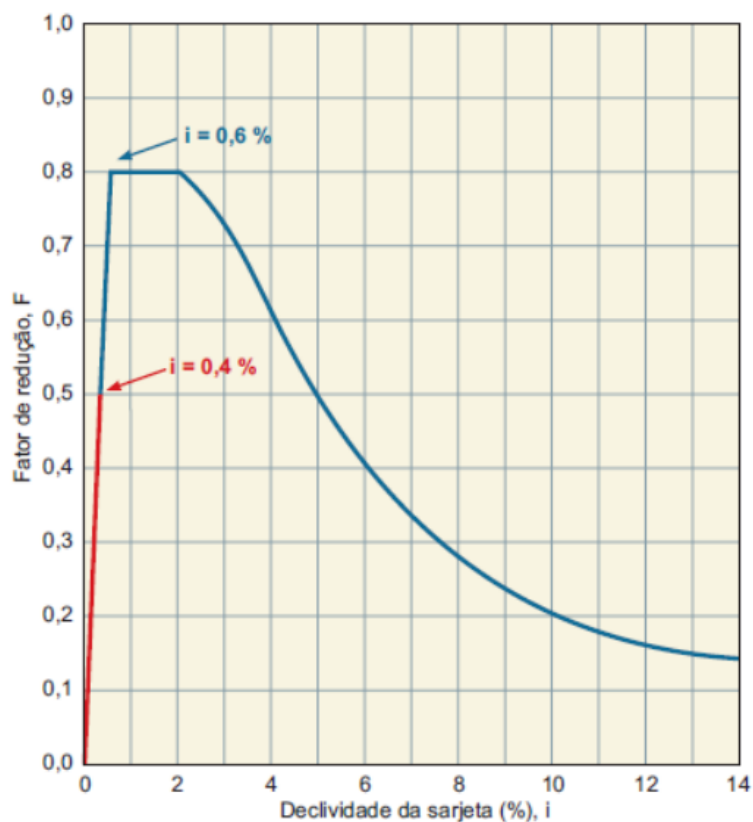
Declividade longitudinal – correspondente a inclinação do trecho

Declividade transversal – correspondente a 5%

Altura da guia – correspondente a 15 cm

Altura da lâmina d'água junto a guia – correspondente a 12 cm.

Para obter a Vazão Real ( $q$  real) para cálculo no projeto, é necessário retirar o fator de redução da capacidade de escoamento de cada sarjeta com base na inclinação, utilizando o ábaco a seguir:



Para tal, basta multiplicar  $q$  st calculado anteriormente pelo  $f$  (Fator de Redução) correspondente retirado do ábaco.

Para definir a quantidade de água que cada galeria deve transportar, basta subtrair a vazão de chuva ( $q$  ch) pela vazão real ( $q$  s real). Os trechos que apresentarem esses valores  $< 0$ , não tem necessidade de implantação de bocas de lobo.

Para o dimensionamento da boca de lobo, foi utilizado a seguinte equação.

$$Q = 2,91 \times A \cdot y^{1/2}$$

Onde:

$Q$  = vazão ( $m^3/s$ );

$y$  = altura da lâmina d'água junto à guia (m);

$A$  = área de escoamento útil ( $m^2$ );

$$A = b \times (n \times e)$$

Onde:

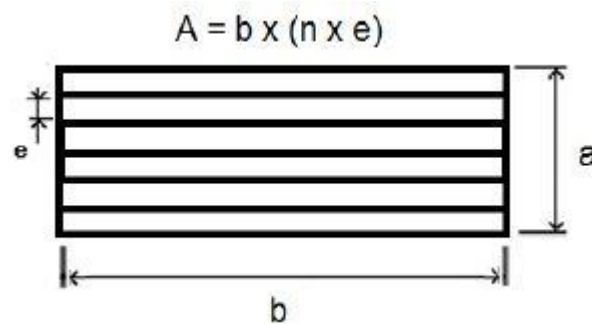
$A$  = área de escoamento útil ( $m^2$ );

**b** = dimensão longitudinal da boca de lobo (m);

**a** = menor transversal da boca de lobo (m);

**e** = números de vãos.

Determinação de área útil de boca de lobo de grelha



Por fim, para se obter a vazão real que a boca de lobo irá trabalhar, basta multiplicarmos a vazão real pelo coeficiente de segurança (50%).

$$Q_{real} = Q \times F$$

Onde:

**Q<sub>real</sub>** = vazão real (m<sup>3</sup>/s) ;

**Q** = vazão de cálculo (m<sup>3</sup>/s);

**F** = fator de redução (%).

Após essas análises, obteve-se o valor real da capacidade de engolimento das bocas de lobo. As tabelas a seguir demonstram a verificação da carga hidráulica de todas as bocas de lobo que compõem o sistema.

Valores dos parâmetros obtidos para a verificação da carga hidráulica da Boca de Lobo com grelha

Logradouro	Trecho	FR (%)	Margem Esquerda						Margem Direita							
			Q <sub>real</sub> (m³/s)	b (m)	a (m)	e (m)	n	A(m²)	Q (m³/s)	Q <sub>real</sub> (m³/s)	b (m)	a (m)	e (m)	n	A(m²)	Q (m³/s)
Rua Florêncio Alves de Carvalho	14-4	50	0,115	0,75	0,50	0,040	10	0,300	0,5163''	0,043	-	-			-	-
Rua Carlos Penachi	15-5		0,105	0,60	0,60	0,040	10	0,240	0,3885	0,058	-	-			-	-
Rua Jair Comune	16-6		0,121	0,60	0,60	0,050	11	0,330	0,4225	0,053	-	-			-	-
Rua Abílio Zucato	18-8		0,101	0,60	0,60	0,040	11	0,264	0,5114	0,041	0,60	0,60	0,040	11	0,264	0,5114
Rua Prefeito José Carlos	20-11		0,074	0,80	0,80	0,040	13	0,416	0,5948	0,425	-	-			-	-
Rua do Mercado	3-4		0,052	-	-			-	-	0,225	0,75	0,50	0,040	10	0,300	0,0655
Rua do Mercado	4-5		0,059	0,60	0,60	0,040	11	0,264	0,0678	0,124	0,60	0,60	0,040	11	0,264	0,0674
Rua do Mercado	5-6		0,069	-	-			-	-	0,106	0,60	0,60	0,040	10	0,240	0,3073
Rua do Mercado	7-8		0,037	-	-			-	-	0,269	1,20	1,00	0,020	30	0,720	1,0807
Rua do Mercado	10-11		0,097	-	-			-	-	1,261	1,25	0,55	0,080	16	1,600	2,7480
Rua do Mercado	10-11		0,000	0,90	0,80	0,065	10	0,585	0,9866	0,000	0,80	0,80	0,080	13	0,832	1,4031
Rua do Mercado	10-11		0,000	0,65	0,65	0,065	10	0,423	0,7204	0,000	0,80	0,80	0,040	13	0,416	0,7015
Rua do Mercado	11-final		0,112	0,90	0,20	0,070	11	0,693	1,3768	1,292	0,90	0,20	0,070	11	0,693	1,3768

Fonte: Autor

Valores dos parâmetros obtidos para a verificação da carga hidráulica da Boca de Lobo com grelha

Logradouro	Trecho	F <sub>R</sub> (%)	Margem Esquerda						Margem Direita							
			Q <sub>real</sub> (m³/s)	L (m)	W (m)	y (m)	y <sub>0</sub> (m)	y' (m)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	Q <sub>real</sub> (m³/s)	L (m)	W (m)	y (m)	y <sub>0</sub> (m)	y' (m)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)
Rua Florêncio Alves de Carvalho	14-4	50	0,115	0,75	0,50	0,12	0,37	0,10	0,9159	0,043	-	-	-	-	-	-
Rua Carlos Penachi	15-5		0,105	0,60	0,60	0,12	0,34	0,09	0,8937	0,058	-	-	-	-	-	-
Rua Jair Comune	16-6		0,121	0,60	0,60	0,08	0,22	0,05	0,6661	0,053	-	-	-	-	-	-
Rua Abílio Zucato	18-8		0,101	0,60	0,60	0,12	0,47	0,10	0,9230	0,041	0,60	0,60	0,12	0,47	0,10	0,9230
Rua Prefeito José Carlos	20-11		0,074	0,80	0,80	0,08	0,27	0,05	0,8702	0,425	-	-	-	-	-	-
Avenida Presidente Getúlio Vargas	26 - 19		0,054	0,90	0,35	0,04	0,00	0,02	0,3972	0,025	0,90	0,35	0,04	0,00	0,02	0,3972
Avenida Presidente Getúlio Vargas	19 - 10		0,048	0,90	0,35	0,04	0,00	0,02	0,3972	0,049	0,90	0,35	0,04	0,00	0,02	0,3972
Rua do Mercado	3-4		0,052	-	-	-	-	-	-	0,225	0,75	0,50	0,08	0,20	0,06	0,6792
Rua do Mercado	4-5		0,059	0,60	0,60	0,08	0,18	0,05	0,6661	0,124	0,60	0,60	0,08	0,18	0,05	0,6661
Rua do Mercado	5-6		0,069	-	-	-	-	-	-	0,106	0,60	0,60	0,08	0,22	0,05	0,6661
Rua do Mercado	7-8		0,037	-	-	-	-	-	-	0,269	1,20	1,00	0,08	0,32	0,03	0,9173
Rua do Mercado	10-11		0,097	-	-	-	-	-	-	1,261	1,25	0,55	0,12	0,38	0,09	1,1829
Rua do Mercado	10-11		-	-	-	-	-	-	-	1,261	0,90	0,35	0,12	0,38	0,10	0,8478
Rua do Mercado	10-11		0,000	0,90	0,80	0,08	0,38	0,04	0,8275	0,000	0,80	0,80	0,12	0,38	0,08	1,1235
Rua do Mercado	10-11	0,000	0,65	0,65	0,08	0,38	0,05	0,7034	0,000	0,80	0,80	0,12	0,38	0,08	1,1235	
Rua do Mercado	11-final	0,112	0,90	0,20	0,08	0,48	0,07	0,5692	1,292	0,90	0,20	0,12	0,48	0,11	0,7136	
Rua do Mercado	11-final	0,112	0,90	0,35	0,08	0,48	0,07	0,5692	1,292	0,90	0,20	0,12	0,48	0,11	0,8478	

Fonte: Auto

Considerando as galerias trabalhando a seção plena, e um aproveitamento de  $y/d = 0,7$ ; retira-se da tabela a seguir o valor de  $Q/Q_p$  para determinação do coeficiente para o cálculo da Vazão de projeto (q projeto):

$y/d$	$R/d$	$A/d^2$	$v/v_p$	$Q/Q_p$	$y/d$	$R/d$	$A/d^2$	$v/v_p$	$Q/Q_p$
0,01	0,0066	0,0013	0,0890	0,00015	0,41	0,2182	0,3032	0,9131	0,35250
0,02	0,0132	0,0037	0,1408	0,00067	0,42	0,2220	0,3130	0,9239	0,36823
0,03	0,0197	0,0069	0,1839	0,00161	0,43	0,2258	0,3229	0,9343	0,38415
0,04	0,0262	0,0105	0,2221	0,00298	0,44	0,2295	0,3328	0,9445	0,40025
0,05	0,0326	0,0147	0,257	0,00480	0,45	0,2331	0,3428	0,9544	0,41653
0,06	0,0389	0,0192	0,2891	0,00708	0,46	0,2366	0,3527	0,9640	0,43296
0,07	0,0451	0,0242	0,3194	0,00983	0,47	0,2401	0,3627	0,9734	0,44954
0,08	0,0513	0,0294	0,3480	0,01304	0,48	0,2435	0,3727	0,9825	0,46624
0,09	0,0575	0,0350	0,3752	0,01672	0,49	0,2468	0,3827	0,9914	0,48307
0,10	0,0635	0,0409	0,4011	0,02088	0,50	0,2500	0,3927	1,0000	0,50000
0,11	0,0695	0,0470	0,4260	0,02550	0,51	0,2531	0,4027	1,0084	0,51702
0,12	0,0755	0,0534	0,4499	0,03058	0,52	0,2562	0,4127	1,0165	0,53411
0,13	0,0813	0,0600	0,4730	0,03613	0,53	0,2592	0,4227	1,0243	0,55127
0,14	0,0710	0,0668	0,4953	0,04214	0,54	0,2621	0,2327	1,0320	0,56847
0,15	0,0929	0,0739	0,5168	0,04861	0,55	0,2649	0,4426	1,0393	0,58571
0,16	0,0986	0,0811	0,5376	0,05552	0,56	0,2676	0,4526	1,0464	0,60296
0,17	0,1042	0,0885	0,5578	0,06288	0,57	0,2703	0,4625	1,0533	0,62022
0,18	0,1097	0,0961	0,5774	0,07068	0,58	0,2728	0,4724	1,0599	0,63746
0,19	0,1152	0,1039	0,5965	0,07891	0,59	0,2753	0,4822	1,0663	0,65467
0,20	0,1206	0,1118	0,6150	0,08757	0,60	0,2776	0,4920	1,0724	0,67184
0,21	0,1259	0,1199	0,6331	0,09664	0,61	0,2799	0,5018	1,0783	0,68895
0,22	0,1312	0,1281	0,6506	0,10613	0,62	0,2821	0,5115	1,0839	0,70597
0,23	0,1364	0,1365	0,6677	0,11602	0,63	0,2842	0,5212	1,0893	0,72290
0,24	0,1416	0,1449	0,6844	0,12631	0,64	0,2862	0,5308	1,0944	0,73972
0,25	0,1466	0,1535	0,7007	0,13698	0,65	0,2881	0,5404	1,0993	0,75641
0,26	0,1516	0,1623	0,7165	0,14803	0,66	0,2900	0,5499	1,1039	0,77295
0,27	0,1566	0,1711	0,7320	0,15945	0,67	0,2917	0,5594	1,1083	0,78932
0,28	0,1614	0,1800	0,7470	0,17123	0,68	0,2933	0,5687	1,1124	0,80551
0,29	0,1662	0,1890	0,7618	0,18336	0,69	0,2948	0,5780	1,1162	0,82149
0,30	0,1709	0,1982	0,7761	0,19583	0,70	0,2962	0,5872	1,1198	0,83724
0,31	0,1756	0,2074	0,7901	0,20863	0,71	0,2975	0,5964	1,1231	0,85275
0,32	0,1802	0,2167	0,8038	0,22175	0,72	0,2987	0,6054	1,1261	0,86799
0,33	0,1847	0,2260	0,8172	0,23518	0,73	0,2998	0,6143	1,1288	0,88294
0,34	0,1891	0,2355	0,8302	0,24892	0,74	0,3008	0,6231	1,1313	0,89758
0,35	0,1935	0,2450	0,8430	0,26294	0,75	0,3017	0,6319	1,1335	0,91188
0,36	0,1978	0,2546	0,8554	0,27724	0,76	0,3024	0,6405	1,1354	0,92582
0,37	0,2020	0,2642	0,8675	0,29180	0,77	0,3031	0,6489	1,1369	0,93938
0,38	0,2062	0,2739	0,8794	0,30662	0,78	0,3036	0,6573	1,1382	0,95253
0,39	0,2102	0,2936	0,8909	0,32169	0,79	0,3039	0,6655	1,1391	0,96523
0,40	0,2142	0,2934	0,9022	0,33699	0,80	0,3042	0,6736	1,1397	0,97747
0,81	0,3043	0,6815	1,1400	0,98921	0,91	0,2963	0,7504	1,1200	1,07011
0,82	0,3043	0,6893	1,1399	1,00041	0,92	0,2944	0,7560	1,1151	1,07328
0,83	0,3041	0,6969	1,1395	1,01104	0,93	0,2921	0,7612	1,1027	1,07568
0,84	0,3038	0,7043	1,1387	1,02107	0,94	0,2895	0,7662	1,1027	1,07568
0,85	0,3033	0,7115	1,1374	1,03044	0,95	0,2865	0,7707	1,0950	1,07452
0,86	0,3026	0,7189	1,1358	1,03913	0,96	0,2829	0,7749	1,0859	1,07138
0,87	0,3018	0,7254	1,1337	1,04706	0,97	0,2787	0,7785	1,0751	1,06575
0,88	0,3007	0,7320	1,1311	1,05420	0,98	0,2735	0,7816	1,0618	1,05669
0,89	0,2995	0,7384	1,1280	1,06047	0,99	0,2666	0,7841	1,0437	1,04196

0,90	0,2980	0,7445	1,1243	1,06580	1,00	0,2500	0,7854	1,0000	1,00000
------	--------	--------	--------	---------	------	--------	--------	--------	---------

Obtém-se:

$$\frac{q_{galeria}}{q_{projeto}} = Coeficiente \rightarrow \frac{q_{galeria}}{q_{projeto}} = 0,83724 \rightarrow q_{projeto} = \frac{0,8374}{q_{galeria}}$$

Através da Vazão de Projeto, é calculado em seguida, o diâmetro das galerias implantadas no projeto utilizando a fórmula a seguir:

$$q_{projeto} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{D^{2/3}}{4^{2/3}} \cdot \frac{i^{0,5}}{n} \quad (m^3/s)$$

O menor diâmetro exigido para aplicação é o de 400 mm, porém, esse diâmetro mínimo pode ser maior, dependendo das exigências do plano diretor de cada município.

Com os diâmetros calculados, por fim, verifica-se se a velocidade média atingida pela água corrente nas galerias não ultrapassa o limite de 5 m/s estipulado por TUCCI (2004), utilizando a seguinte fórmula:

$$V = \frac{RH^{2/3} \cdot i^{0,5}}{n} \quad (m/s)$$

Onde:

$$RH \text{ (Raio Hidráulico)} = \frac{D}{4} \cdot \frac{1}{1,21} \text{ (m);}$$

$$i = \text{Inclinação no Trecho (m/m);}$$

$$n = \text{Coeficiente de Rugosidade de Manning} = 0,016 \text{ (Concreto).}$$

Após todas essas etapas, obtivemos uma tabela demonstrando todos os resultados obtidos, representando nele, constatamos a necessidade do redimensionamento do sistema de drenagem.

Parâmetros obtidos na verificação de suporte hidráulico das sarjetas

Logradouro	Trecho	Vazão – Q (m³/s)		L (m)	i (m/m)	F <sub>R</sub>	Margem Direita				Margem Esquerda			
		M.D	M.E				Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	V (m/s)	t <sub>p</sub> (min)	Q <sub>st</sub> (m³/s)	Q <sub>admissível</sub> (m³/s)	V (m/s)	t <sub>p</sub> (min)
Rua Adolfo Canela	2.1 - 12.1	0,020	0,000	47	0,0532	0,46	0,5806	0,2671	3,3925	0,2309	0,5806	0,2671	3,3925	0,2309
Rua Humberto Penachi	13 – 3	0,059	0,055	102	0,0539	0,53	0,6704	0,3553	3,4216	0,4968	0,6704	0,3553	3,4216	0,4968
Rua Florêncio Alves de Carvalho	14 – 4	0,043	0,073	102,5	0,0605	0,402	0,8211	0,3301	3,6303	0,4706	2,0180	0,8112	3,6303	0,4706
Rua Carlos Penachi	21 – 15	0,049	0,038	96	0,0344	0,685	0,6704	0,4592	2,7319	0,5857	0,6704	0,4592	2,7319	0,5857
Rua Carlos Penachi	15 – 5	0,058	0,043	102,5	0,0756	0,32	0,6704	0,2145	4,0517	0,4216	0,6704	0,2145	4,0517	0,4216
Rua Jair Comune	22 – 16	0,038	0,065	93,5	0,0349	0,68	0,5806	0,3948	2,7467	0,5674	0,5806	0,3948	2,7467	0,5674
Rua Jair Comune	16 – 6	0,053	0,070	102,5	0,0712	0,31	0,1969	0,0610	3,1548	0,5415	0,1969	0,0610	3,1548	0,5415
Rua Minas Gerais	23 – 17	0,037	0,052	92	0,0370	0,64	0,5806	0,3716	2,8278	0,5422	0,5806	0,3716	2,8278	0,5422
Rua Minas Gerais	17 – 7	0,046	0,059	102,5	0,0537	0,44	1,2504	0,5502	3,9344	0,4342	0,0761	0,0335	2,2314	0,7656
Rua Abílio Zucato	24 – 18	0,037	0,042	90	0,0244	0,77	0,8211	0,6322	2,3078	0,6500	0,8211	0,6322	2,3078	0,6500
Rua Abílio Zucato	18 – 8	0,041	0,050	102,5	0,0254	0,75	0,8211	0,6158	2,3509	0,7267	0,8211	0,6158	2,3509	0,7267
Av. Presidente Getúlio Vargas	26 – 19	0,025	0,054	72,5	0,0138	0,8	0,5806	0,4645	1,7276	0,6994	0,0310	0,0248	0,9250	1,3063
Av. Presidente Getúlio Vargas	19 – 10	0,049	0,048	103,5	0,0203	0,8	0,5806	0,4645	2,0953	0,8233	0,0310	0,0248	1,1219	1,5375
Rua Prefeito José Carlos	27 – 20	0,000	0,015	71	0,0183	0,8	0,2785	0,2228	1,6064	0,7366	0,2785	0,2228	1,6064	0,7366
Rua Prefeito José Carlos	20 – 11	0,074	0,048	103,5	0,0493	0,53	0,2785	0,1476	2,6353	0,6546	0,2785	0,1476	2,6353	0,6546
Rua Maurício Zucato	21 – 22	0,000	0,050	99	0,0752	0,31	0,5806	0,1800	4,0325	0,4092	0,1969	0,0610	3,2407	0,5092
Rua Maurício Zucato	22 – 23	0,000	0,032	71,5	0,0820	0,28	0,5806	0,1626	4,2111	0,2830	0,1969	0,0551	3,3842	0,3521
Rua Maurício Zucato	23 – 24	0,062	0,041	83,5	0,0719	0,31	0,5806	0,1800	3,9431	0,3529	0,1969	0,0610	3,1688	0,4392
Rua Maurício Zucato	24 – 25	0,062	0,043	89,5	0,0380	0,64	1,2504	0,8003	3,3104	0,4506	0,1969	0,1260	2,3041	0,6474
Praça Prefeito Mário Zucato	26 – 27	0,000	0,101	139,5	0,0358	0,68	0,2785	0,1894	2,2476	1,0344	0,2785	0,1894	2,2476	1,0344
Rua Juscelino Kubitschek de Oliveira	13 – 14	0,038	0,042	93,5	0,0781	0,28	0,8211	0,2299	4,1244	0,3778	0,8211	0,2299	4,1244	0,3778
Rua Juscelino Kubitschek de Oliveira	14 – 15	0,038	0,062	96,5	0,0860	0,25	0,8211	0,2053	4,3289	0,3715	0,8211	0,2053	4,3289	0,3715
Rua Juscelino Kubitschek de Oliveira	15 – 16	0,052	0,051	96,5	0,0767	0,285	0,8211	0,2340	4,0875	0,3935	0,8211	0,2340	4,0875	0,3935
Rua Juscelino Kubitschek de Oliveira	16 – 17	0,035	0,035	73,5	0,0816	0,27	0,8211	0,2217	4,2173	0,2905	0,8211	0,2217	4,2173	0,2905
Rua Juscelino Kubitschek de Oliveira	17 – 18	0,054	0,051	80,5	0,0596	0,42	0,8211	0,3449	3,6044	0,3722	0,8211	0,3449	3,6044	0,3722
Rua Juscelino Kubitschek de Oliveira	18 – 19	0,039	0,054	80,5	0,0298	0,74	0,8211	0,6076	2,5487	0,5264	0,8211	0,6076	2,5487	0,5264
Rua Juscelino Kubitschek de Oliveira	19 – 20	0,096	0,140	144	0,0368	0,66	0,8211	0,5419	2,8318	0,8475	0,8211	0,5419	2,8318	0,8475
Rua do Mercado	1- 2	0,000	0,034	47,5	0,0579	0,43	0,1969	0,0847	2,8444	0,2783	0,1969	0,0847	2,8444	0,2783
Rua do Mercado	2 – 3	0,061	0,039	95	0,0400	0,37	0,1969	0,0729	2,3643	0,6697	0,1969	0,0729	2,3643	0,6697
Rua do Mercado	3 – 4	0,165	0,052	94,5	0,2011	0,23	0,1969	0,0453	5,3006	0,2971	0,1969	0,0453	5,3006	0,2971
Rua do Mercado	4 – 5	0,239	0,059	95,5	0,1031	0,17	0,1969	0,0335	3,7965	0,4192	0,1969	0,0335	3,7965	0,4192
Rua do Mercado	5 – 6	0,187	0,069	93,5	0,0743	0,31	0,1969	0,0610	3,2229	0,4835	0,1969	0,0610	3,2229	0,4835
Rua do Mercado	6 – 7	0,205	0,032	76	0,0553	0,41	0,1969	0,0807	2,7790	0,4558	0,0049	0,0020	1,2018	1,0540
Rua do Mercado	7 – 8	0,200	0,037	79	0,0241	0,78	0,1969	0,1536	1,8333	0,7182	0,0310	0,0242	1,2215	1,0779
Rua do Mercado	8 – 9	0,184	0,014	50	0,0240	0,78	0,1969	0,1536	1,8313	0,4550	0,1969	0,1536	1,8313	0,4550
Rua do Mercado	9 – 10	0,184	0,013	23,5	0,0298	0,74	0,1969	0,1457	2,0402	0,1920	0,1969	0,1457	2,0402	0,1920
Rua do Mercado	10 – 11	0,771	0,069	150	0,0193	0,42	0,5806	0,2439	2,0453	1,2223	0,5806	0,2439	2,0453	1,2223
Rua do Mercado	11 – final	2,364	0,085	72	0,0875	0,789	0,5806	0,4581	4,3512	0,2758	0,5806	0,4581	4,3512	0,2758

Fonte: Autor



## **9.6 ANEXO 6 – Projeto do sistema de drenagem proposto na solução 1**

## **9.7 ANEXO 7 – Projeto do sistema de drenagem proposto na solução 2**