

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS/MG

ENGENHARIA CIVIL

WILLER LUIZ DE SOUZA

**PROPOSTA DE READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM URBANA
DO BAIRRO JARDIM DAS MAGNÓLIAS NO MUNICÍPIO DE TRÊS CORAÇÕES-
MG**

Varginha - MG

2016

WILLER LUIZ DE SOUZA

**PROPOSTA DE READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM URBANA
DO BAIRRO JARDIM DAS MAGNÓLIAS NO MUNICÍPIO DE TRÊS CORAÇÕES-
MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS/MG como
pré-requisito para obtenção do grau de bacharel sob
orientação do professor Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro
Junior.

Varginha - MG

2016

WILLER LUIZ DE SOUZA

**PROPOSTA DE READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM URBANA
DO BAIRRO JARDIM DAS MAGNÓLIAS NO MUNICÍPIO DE TRÊS CORAÇÕES-
MG**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS/MG como
pré-requisito para obtenção do grau de bacharel sob
orientação do professor Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro
Junior.

Aprovado em / / 2016

Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Junior

Prof.^a Esp. Luana Ferreira Mendes

Tamara Amabile Roberto Fonseca

OBS.:

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida, autor do meu destino e fonte de força inesgotável na minha caminhada; e aos anjos que ele me presenteou em especial a minha mãe Marisa, cuja força e fé serviram de expiração e a todos meus amigos e familiares que direta ou indiretamente contribuíram na minha jornada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pois sem sua força nada disso seria possível, agradeço a minha mãe Marisa por acreditar em minha vitória e me apoiar desde o início, ao meu pai Luís e ao meu irmão Miller e a todos os amigos que foram de fundamental importância nesta caminhada. Sou resultado da energia e da amizade de cada um de vocês. Obrigado!

“Sonhos determinam o que você quer. Ação
determina o que você conquista.”

Aldo Novak.

RESUMO

No documento a seguir é apresentado o estudo de causas e suas respectivas soluções dos problemas de microdrenagem urbana encontrados na Avenida Capitão Reis. Tal avenida, é uma importante via do bairro Jardim das Magnólias, localizado em Três Corações-MG. A mesma vem sofrendo com as consequências dos impactos causados pela ausência de um projeto eficiente de microdrenagem, que aliado a falta de declividade longitudinal em parte da rua, tem provocado empoçamento de água e erosões significativas na pavimentação asfáltica; além de enxurradas nos trechos de maior declividade, o que acaba impactando negativamente no trânsito local e na qualidade de vida dos moradores. Visando entender a causa dessas patologias, o presente estudo busca através de pesquisas bibliográficas, metodologias capazes de explicar a ocorrência desses fatos e os artifícios utilizados para solucioná-los. Uma vez detectadas as causas, a solução proposta é o dimensionamento e implantação de meio fio; sarjetas; boca de lobo e galerias; dispositivos de microdrenagem que irão solucionar tais problemas. O empreendimento tem a estimativa de custo de R\$ 1.849.094,16 e se executado, eliminará todos os transtornos mencionados acima.

Palavras-chave: Microdrenagem. Dimensionamento. Galerias.

ABSTRACT

The following document presents the study of causes and their respective solutions to the urban microdrainage problems found at Avenida Capitão Reis. Such an avenue, is an important way of the neighborhood of the Garden of the Magnolias, located in Três Corações-MG. It has been suffering from the impact of the absence of an efficient microdrainage project, which, together with the lack of longitudinal slope in part of the street, has caused water depletion and significant erosion in the asphalt pavement; In addition to flooding in the stretches of greater declivity, which negatively impacts the local traffic and the quality of life of the residents. Aiming to understand the cause of these pathologies, the present study searches through bibliographical researches, methodologies capable of explaining the occurrence of these facts and the artifices used to solve them. Once the causes are detected, the proposed solution is the dimensioning and implantation of bundle; gutters; Mouth of wolf and galleries; Devices that will solve such problems. The project has a cost estimate of R \$ 1,849,094.16 and, if executed, will eliminate all of the above mentioned problems.

Keywords: *Microdrainage; Sizing; Galleries.*

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 01- Ilustração de sarjeta e meio-fio..... | 20 |
| Figura 02 - Fluxograma das fases de um projeto de Microdrenagem Urbana. | 21 |
| Figura 03 - Fluxograma para calcular a descarga de projeto. | 24 |
| Figura 04 - Ilustração de uma bacia hidrográfica e seus elementos | 25 |
| Figura 05 - Tipos de Erosões causadas pela água da chuva..... | 33 |
| Figura 06 - Exemplo de levantamento do fluxo das ruas..... | 34 |
| Figura 07 - Divisão das áreas de contribuição para as ruas | 35 |
| Figura 08 – Exemplo de gabarito de ruas e avenidas. | 36 |
| Figura 09 - Tipos de inclinações de sarjetas..... | 37 |
| Figura 10 - Esquema de uma rede coletora..... | 41 |
| Figura 11 - Tipos de boca de lobo | 42 |
| Figura 12 - Determinação de área útil de boca de lobo de grelha | 44 |
| Figura 13 - Ábaco de fator de correção de capacidade de esgotamento. | 45 |
| Figura 14 - Vista em corte de um Poço de visita..... | 46 |
| Figura 15 - Vista em planta de um Poço de visita. | 46 |
| Figura 16 - Esquema de locação da caixa de Ligação | 48 |
| Figura 17 - Relação autor e seus critérios para dimensionamento de galerias..... | 49 |
| Figura 18 - Galerias e suas variações geometria. | 50 |
| Figura 19 - Ábaco de fator de correção galerias pluviais..... | 51 |
| Figura 20 - Ilustração de alinhamento de um Poço de Visita..... | 55 |
| Figura 21 - Ilustração de alinhamento de um Poço de Visita..... | 56 |
| Figura 22 –Esquema de uma descida d’água | 56 |
| Figura 23 – Tipos de Descida d’água | 57 |
| Figura 24 - Mapa territorial da cidade de Três Corações –MG..... | 60 |
| Figura 25 - Fotos da Avenida Capitão Reis | 61 |
| Figura 26 - Localização da Avenida Capitão Reis. | 61 |
| Figura 27 - Delimitação da Bacia de contribuição. | 62 |
| Figura 28 - Bacia de drenagem da área em estudo. | 63 |
| Figura 29 - Desenho esquemático da sarjeta..... | 67 |
| Figura 30 - Boca de lobo utilizada..... | 68 |
| Figura 31 - Dados obtidos através do software Plúvio (UFV, 2006) | 73 |
| Figura 325 - Água empoçada na Avenida Capitão Reis | 99 |

| | |
|---|-----|
| Figura 336 – Foto Pavimentação no bairro | 99 |
| Figura 347 - Patologias no bairro Jardim das Magnólias..... | 100 |
| Figura 358 - Boca de lobo - Bairro Morada do Sol | 100 |
| Figura 36 - Foto de um trecho da Avenida Capitão Reis | 101 |
| Figura 37 - Foto de um trecho sem declividade da Avenida Capitão Reis | 101 |
| Figura 38 - Vista área da bacia de drenagem emita pelo Google Earth..... | 119 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 01 - Precipitação média brasileira em (mm)..... | 27 |
| Tabela 02 - Períodos de retorno proposto para projetos de drenagem urbana | 28 |
| Tabela 03 - Períodos de retorno proposto para zoneamento de várzeas e áreas ribeirinhas | 29 |
| Tabela 04 - Riscos em função da vida útil e do tempo de retorno. | 29 |
| Tabela 05 - Relação coeficientes de Runoff..... | 31 |
| Tabela 06 - Coeficientes de rugosidade de Manning..... | 39 |
| Tabela 07 - Fatores de redução de escoamento das sarjetas | 39 |
| Tabela 08 - Fator de redução de escoamento para boca de lobo. | 41 |
| Tabela 09 - Variação de dimensão A em função do maior diâmetro (D). | 47 |
| Tabela 10 - Dimensões mínimas para chaminé e balão de PV. | 47 |
| Tabela 11- Espaçamento dos poços de visita em metros. | 48 |
| Tabela 12 - Relação diâmetro comercial e sua declividade mínima | 52 |
| Tabela 13 – Valores de velocidade recomendado para dispositivos de microdrenagem..... | 54 |
| Tabela 14 - Largura da vala em função do diâmetro e da profundidade. | 55 |
| Tabela 15 - Comparativo da evolução populacional da cidade de Três Corações. | 59 |
| Tabela 16 - Áreas e suas respectivas porcentagens da bacia de contribuição..... | 62 |
| Tabela 17 - levantamento final das áreas da bacia e seus coeficientes de Runoff. | 71 |
| Tabela 18- Intensidade de chuva em função do Tempo de retorno em anos. | 74 |
| Tabela 19 – Variação da vazão final de projeto em função do tempo de retorno | 75 |
| Tabela 20 - Área de contribuição..... | 76 |
| Tabela 21- Dados dos Trechos | 77 |
| Tabela 22 - Verificação de capacidade de vazão das sarjetas e necessidade de galerias..... | 81 |
| Tabela 23 - Quantitativos das Boca de Lobo | 86 |
| Tabela 24 - Dados Galerias | 89 |
| Tabela 25 - Estimativa de Custo..... | 92 |
| Tabela 26 - Orçamento projeto de microdrenagem pluvial | 102 |

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CETESB – Companhia Ambiental do Estado de São Paulo

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica

GPRH – Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IDF – Intensidade-Duração-Frequência

SMDU – Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano

UFSC – Universidade Federal de São Carlos

UFV – Universidade Federal de Viçosa

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| 1 INTRODUÇÃO | 15 |
| 2 JUSTIFICATIVA | 16 |
| 3 OBJETIVOS | 17 |
| 4 REFERENCIAL TEÓRICO | 18 |
| 4.1 Drenagem | 18 |
| 4.2 Principais terminologias da microdrenagem | 19 |
| 4.3 Fases de projeto | 20 |
| 4.3.1 Aquisição de dados | 21 |
| 4.3.2 Definições de procedimentos hidrológicos e hidráulicos | 22 |
| 4.3.3 Diagnóstico da situação atual | 22 |
| 4.3.4 Levantamento de dados adicionais..... | 23 |
| 4.3.5 Horizonte de projeto..... | 23 |
| 4.4 Fatores que influenciam no sistema de microdrenagem | 23 |
| 4.4.1 Área de contribuição da bacia hidrográfica..... | 25 |
| 4.4.2 Intensidade da chuva | 26 |
| 4.4.3 Período de Retorno..... | 27 |
| 4.4.4 Relação entre Precipitação e escoamento | 30 |
| 4.4.5 Erosões urbanas | 31 |
| 4.5 Dimensionamento dos dispositivos | 33 |
| 4.5.1 Traçado da rede pluvial | 33 |
| 4.5.2 Vias Urbanas..... | 35 |
| 4.5.3 Sarjetas | 37 |
| 4.5.4 Boca de Lobo / Coletores | 40 |
| 4.5.5 Poços de Visita..... | 45 |
| 4.5.6 Caixa de Ligação..... | 48 |
| 4.5.7 Galerias de águas pluviais | 49 |
| 4.5.8 Descidas d'água | 56 |
| 4.6 Estimativa de Custo | 58 |
| 5 MATERIAL | 59 |
| 5.1 A cidade de Três Corações-MG | 59 |
| 5.2 Análise do local de estudo | 60 |
| 5.3 Bacia de contribuição | 62 |
| 6 METODOLOGIA | 64 |
| 6.1 Obtenção de dados | 64 |
| 6.1.1 Área de drenagem da bacia..... | 64 |
| 6.1.2 Caracterização do solo..... | 65 |
| 6.1.3 Intensidade de Chuva | 65 |
| 6.1.4 Tempo de Retorno..... | 65 |
| 6.1.5 Tempo de Concentração..... | 65 |
| 6.1.6 Vazão atual de projeto | 66 |
| 6.1.7 Verificação de velocidade de escoamento na avenida capitão Reis. | 66 |
| 6.2 Obtenção dos parâmetros hidráulicos | 66 |
| 6.2.1 Determinação da capacidade de escoamento pelas sarjetas | 66 |

| | | |
|-------------|---|------------|
| 6.2.2 | Determinação da capacidade de engolimento das bocas de lobo | 67 |
| 6.2.3 | Determinação Poço de visita | 69 |
| 6.2.4 | Caixa de Ligação..... | 69 |
| 6.2.5 | Determinação das galerias | 69 |
| 6.2.7 | Disposição final | 70 |
| 7 | RESULTADOS E DISCUSSÕES | 71 |
| 7.1 | Caracterização do escoamento superficial (Coeficiente de Runoff) | 71 |
| 7.2 | Intensidade de Chuva..... | 72 |
| 7.2.1 | Período de Retorno..... | 72 |
| 7.2.2 | Tempo de Concentração | 72 |
| 7.3 | Vazão de projeto | 74 |
| 7.4 | Velocidade de água na via..... | 75 |
| 7.5 | Dimensionamento dos dispositivos de microdrenagem | 76 |
| 7.6 | Verificação da Capacidade de transporte das sarjetas..... | 79 |
| 7.7 | Dimensionamento da boca de lobo | 85 |
| 7.8 | Cálculo das Galerias | 87 |
| 7.9 | Cálculo das Tubulações secundárias | 90 |
| 7.10 | Cálculo do dispositivo de lançamento ao rio | 90 |
| 8 | ESTIMATIVA DE CUSTO | 92 |
| 9 | CONCLUSÃO | 93 |
| | REFERÊNCIAS..... | 95 |
| | APÊNDICE A | 98 |
| | APÊNDICE B..... | 102 |
| | APÊNDICE C | 110 |
| | APÊNDICE D | 115 |
| | APÊNDICE E..... | 116 |
| | APÊNDICE F..... | 117 |
| | APÊNDICE G | 118 |
| | ANEXO A..... | 119 |

1 INTRODUÇÃO

É impossível negar que o avanço da urbanização trouxe muitos benefícios e desenvolvimento para a vida das pessoas. Porém, o modo intenso e desordenado que a mesmo foi implantado desencadeou em alguns problemas, principalmente os relacionados ao meio ambiente e recursos hídricos. A microdrenagem urbana, vem como uma ferramenta de auxílio e prevenção, visando corrigir, reduzir ou eliminar totalmente os danos causados pela água em um determinado local.

Segundo Botelho (2011, pg. 17), a implantação de um loteamento, ocasiona diversos impactos ambientais; dentre eles a prática de retirar parte da vegetação de um determinado lugar, fazer corte e aterros com a abertura de vias urbanas, criar *plateau* para as edificações, ou seja, confeccionar uma nova situação alterando assim uma estrutura milenar que ali existia. Entretanto, as águas pluviais tendem a não se adaptar positivamente a essas mudanças, mantendo seu ciclo hidrológico e escoando superficialmente sobre o solo sem respeitar a vontade dos novos residentes deste local, conforme aconteceu na avenida em estudo.

Conforme mencionado, a Avenida Capitão Reis é uma importante via de acesso do bairro Jardim das Magnólias localizado na cidade de Três Corações-MG. Essa rua vem sofrendo com enxurradas, água parada em alguns pontos e erosões na pavimentação. Tais gargalos desencadeou alguns problemas, dentre eles a desvalorização dos lotes, dificuldade no trânsito de veículos e pedestres, além de muito incômodo tanto para os moradores quanto para a prefeitura. Buscando verificar junto a prefeitura local sobre as possíveis causas destes gargalos, foi constatado que o bairro não possui um projeto de drenagem pluvial. E uma vez identificado o possível problema (ausência do sistema de drenagem), faz-se necessário um estudo do local para definição dos dados fundamentais para início da elaboração do projeto como os dados hidrológicos, topográficos, os dispositivos existentes no bairro entre outros que serão citados no decorrer do presente documento.

2 JUSTIFICATIVA

Segundo o plano diretor de drenagem e manejo de águas pluviais da cidade de São Paulo (PMAPSP), emitido pela Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano de São Paulo (SMDU/SP) (2012); são muitas as vantagens decorrentes de um planejamento de drenagem urbana quando bem elaborado, dentre elas destaca-se a redução do custo de manutenção das vias de pavimento asfáltico, melhorias no tráfego de pedestres e veículos, melhoria nas áreas de várzea, menor custo na implantação de projetos futuros, recuperação de áreas degradadas e é claro, melhor valorização do loteamento que possui o sistema.

O bairro Jardim das Magnólias, objeto de estudo desta monografia é um bairro ainda novo da cidade de Três Corações, que não possui um sistema de microdrenagem urbana; algo que vem impactando negativamente na vida dos moradores do local, principalmente na Avenida Capitão Reis.

Detecta-se nesta importante via de acesso ao bairro, problemas com alagamento nas partes baixas; e é possível verificar inúmeras patologias na pavimentação asfáltica, decorrentes do fluxo desordenado e acelerado das águas pluviais, e ausência dos dispositivos de microdrenagem. Gargalos que tendem a ser evitadas com a implantação de um sistema eficiente de drenagem.

Frente a isso, propõe-se com este estudo apontar e detalhar a bacia de contribuição e coletar os dados necessários para o desenvolvimento de um projeto de microdrenagem para o local com intuito de melhorar a vida das pessoas que ali residem.

3 OBJETIVOS

Objetivo Geral:

Analisar e diagnosticar os impactos causados pela água pluvial na Avenida Capitão Reis, propondo o dimensionamento de dispositivos de microdrenagem a fim de solucionar os problemas encontrados na avenida.

Objetivos Específicos:

- Reunir informações necessárias adquiridas através do referencial bibliográfico que possibilite identificar a causa dos problemas locais;
- Analisar e diagnosticar os problemas encontrados;
- Caracterizar o bairro Jardim das Magnólias determinando sua bacia de contribuição, área de drenagem, escoamento superficial, período de retorno, tempo de concentração e vazão de projeto;
- Verificar e analisar as causas dos problemas encontrados com base no Referencial Bibliográfico;
- Propor de acordo com o estudo, o dimensionamento de dispositivos a fim de solucionar os problemas encontrados.
- Estimar o custo da implantação do projeto.

4 REFERENCIAL TEÓRICO

Para melhor compreensão e desenvolvimento do projeto de microdrenagem, é necessário entender a finalidade de alguns dos seus componentes físicos e terminológicos. Para isso, o referencial teórico presente nesta monografia, vem como ferramenta de auxílio para explicar o conceito básico de drenagem urbana, as principais diferenças entre macro e microdrenagem e os componentes e metodologias de um sistema de microdrenagem.

4.1 Drenagem

“A drenagem pode ser compreendida como o termo empregado na designação das instalações destinadas a eliminar o excesso de água” (NETO, 2000); em outras palavras, a drenagem pode ser definida como o ato de eliminar ou conduzir um líquido de um determinado lugar ao outro.

No caso das drenagens urbanas; segundo o DAEE/CETESB (1980, pg. 4) para compreende-las, é necessário dividi-las em dois sistemas distintos, que devem ser planejados e projetados sob critérios diferenciados; que são os sistemas de macrodrenagem e microdrenagem.

O Sistema de macrodrenagem, segundo o DAEE/CETESB (1980, pg. 4), é constituído em geral por canais de maiores dimensões (cursos d'água, fundos de vales, etc.) que receberão a vazão dos sistemas de microdrenagem, e apresenta período de retorno de aproximadamente 100 anos.

Já a microdrenagem urbana, tema em estudo; é definida por Tucci (1995, pg. 77) como o sistema de condutos pluviais a nível de loteamento ou de rede primária urbana. O DAEE/CETESB (1980 pg. 4) complementa essa afirmação de Tucci, acrescentando que o sistema de microdrenagem, sistema de drenagem pluvial ou sistema coletor de águas pluviais, pode ser definido como aquele composto por pavimentos das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo ou coletores, galerias de água pluviais, e canais de pequenas dimensões.

Ambos os sistemas de macro ou microdrenagem, tem como objetivo conduzir a água de forma mais organizada possível até uma jusante, tentando evitar inundações, enxurradas, alagamentos, danos na pavimentação asfáltica entre tantos outros tantos gargalos que a ausência da implantação do mesmo pode ocasionar.

Segundo Carvalho (1995) e DAEE/CETESB (1980), a microdrenagem urbana, tem como intuito, melhorar a qualidade de vida da comunidade, assim como os demais sistemas de

melhoramento público; sejam eles cabos elétricos, telefônicos, pavimentação, iluminação, redes de água, esgoto sanitário ou qualquer outro projeto que traga benefícios.

Porém, os projetos de microdrenagem se diferenciam dos demais, e são muitas vezes deixados de lado, pelo fato de haver escoamento pluvial quando há declividade, mesmo sem a implantação correta do sistema ou ausência total do mesmo. Este fato acontece devido a falta de conhecimento dos empreendedores sobre os impactos que a implantação de um sistema eficiente de microdrenagem ou ausência do mesmo, pode ocasionar em um determinado local.

“Quando o sistema de drenagem não é considerado desde o início da formulação do planejamento urbano, é bastante provável que esse sistema, ao ser projetado, revele-se ao mesmo tempo, de alto custo e ineficiente.” (DAEE/CETESB, 1980, pg.3). Porém, deve ser analisado, se os prejuízos que serão sanados com a implantação de um projeto, para depois definir se serão viáveis ou não para o empreendimento.

4.2 Principais terminologias da microdrenagem

O SMDU/SP (2012) divide e classifica a microdrenagem em vários elementos artificiais, associados à pavimentação que tem o objetivo garantir as características de tráfego e conforto dos usuários destas estruturas.

Dentre as principais terminologias e dispositivos utilizados nos sistemas de microdrenagem, o SMDU/SP (2012) os classificam da seguinte maneira:

→ Galeria: canalização pública, que tem como objetivo conduzir as águas pluviais oriunda das bocas de lobo e canalizações privadas.

→ Poço de visita: nome designado ao dispositivo que tem como função permitir a inspeção da rede.

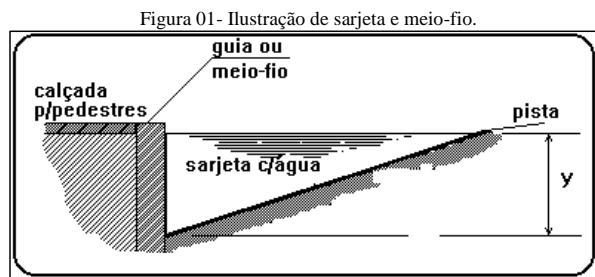
→ Trecho: porção ou parte da galeria, delimitado entre dois poços de visita, ou mudança de fluxo;

→ Bocas de lobo: dispositivos localizados nas sarjetas que tem como função captar as águas pluviais e leva-las para as galerias.

→ Tubos de ligação: são tubos destinados a conduzir a água coletada nas bocas de lobo para os postos de visita.

→ Meio Fio: Tucci (1995) o define como um elemento de concreto ou pedra, que se localiza entre o passeio e a via pública paralelo ao eixo da via, com sua face superior no mesmo nível do passeio; tem como função principal evitar que água invada a calçada, serve também como obstáculo para que a mesma não saia do curso definido no projeto.

→ Sarjeta: faixas de via pública, paralelas e vizinhas ao meio-fio (TUCCI, 1995); tem a função de receber as águas que escoam da faixa pavimentada da via pública, e conduzi-las até as bocas de lobo ou sarjetões. Conforme mostra a figura 01.



Fonte: (VERÓL, 2013)

→ Sarjetões: calhas feitas pela própria pavimentação, localizada no cruzamento de avenidas com a finalidade de conduzir/ orientar as águas de uma determinada sarjeta até a outra sarjeta ou boca de lobo.

→ Condutos forçados: são obras que tem como finalidade conduzir as águas superficiais coletadas de maneira segura e eficiente, sem preencher completamente a seção transversal do conduto (SMDU, 2012; pg.35).

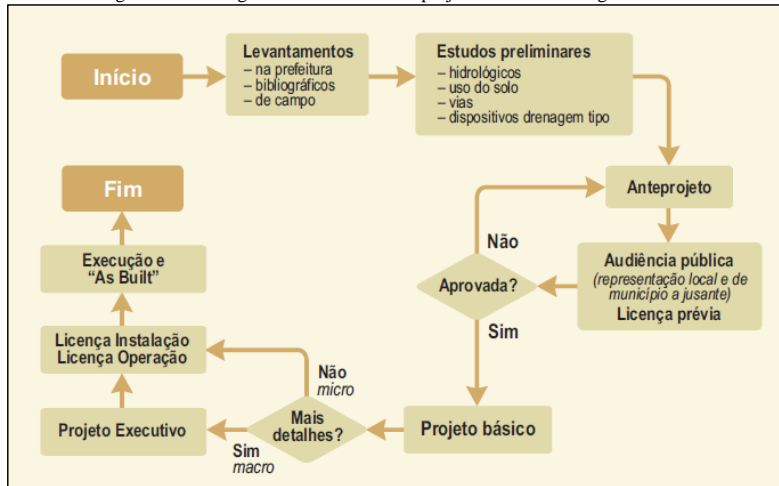
→ Estações de bombeamento: dispositivo utilizado para conduzir as águas de um canal de drenagem para outro canal em nível mais elevado ou a um receptor final, se faz necessário quando não há mais possibilidade de ser conduzida por gravidade.

4.3 Fases de projeto

São várias as fases e etapas existentes no processo de elaboração de um projeto de microdrenagem urbana, e as mesmas podem variar de autor para autor, mas ambas tendem a seguir a mesma linha de raciocínio e atender a tópicos simples, como aquisição de dados, definição de procedimentos, diagnóstico do local, horizonte de projeto entre outros.

Diogo e Sciammarella (2008) apresenta o fluxograma na figura 02 que caracteriza as fases de planejamento de um projeto de microdrenagem urbana.

Figura 02 - Fluxograma das fases de um projeto de Microdrenagem Urbana.



Fonte: (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008, p. 26).

Já o SMDU/SP (2012) apresenta a seguinte sequência descrita como primordial para a elaboração de um projeto de microdrenagem.

4.3.1 Aquisição de dados

Segundo o SMDU/SP (2012), antes da elaboração de um projeto de microdrenagem urbana é preciso analisar todos os dados, informações e projetos já existentes no local; caso já exista um projeto. Esse ato, tende a evitar gastos desnecessários e possibilita um melhor aproveitamento dos dispositivos já existentes; dentre esses aspectos, deve observar os seguintes:

- Planta da bacia hidrográfica, com as suas delimitações;
- Características da faixa de implantação das obras;
- Contribuição lateral a drenagem principal (afluentes, transposições de bacias, etc.);
- Análise dos pontos críticos (pontos baixos que necessitem de dispositivos específicos para a drenagem do local.);
- Compatibilidade do projeto de microdrenagem com os demais de utilidades públicas (luz, telefone, saneamento, etc.);

- Análises de desenvolvimento futuros, (loteamentos que venham a interferir no projeto atual de microdrenagem, projeções de população futura, análises dos planos diretores locais, leis de uso e ocupação do solo, etc.);
- Análise das condições de ocupação da bacia atual e futura
- Tipo de cobertura existente no local (vegetal, pavimentação asfáltica, piso intertravado, etc.);
- Características geológicas da bacia (avaliação das características hidrogeológicas);
- Características geotécnicas e do lençol freático na faixa de implantação de obras;
- Estudos anteriores;
- Outras informações relevantes;
- Análises de eventos observados (chuvas e inundações ocorridas).

Quanto mais dados coletados, mesmo não contendo muita precisão, contribuirão significativamente para uma melhor avaliação das características da bacia; aumentando a confiabilidade do projeto a ser implantado.

4.3.2 Definições de procedimentos hidrológicos e hidráulicos

Segundo o SMDU (2012), após o reconhecimento do local deve-se definir os procedimentos hidrológico e hidráulicos minimamente aceitáveis, para não apresentar grandes diferenças no resultado final. Ou seja, utilizar autores e fontes confiáveis; pois apenas com metodologias padronizadas (apesar da ausência de normas) é possível fazer análises comparativas entre sistemas.

4.3.3 Diagnóstico da situação atual

No caso de loteamentos que contenham um sistema de microdrenagem urbana, é preciso fazer um diagnóstico da situação atual do mesmo, quais são os problemas e suas causas, “... O diagnóstico hidrológico e hidráulico é de fundamental importância para se ter uma avaliação física do funcionamento do sistema de drenagem existente, que embasará as alternativas e soluções a serem analisadas e propostas.” (SMDU, 2012; pg. 10);

Esse diagnóstico, além de um melhor aproveitamento dos dispositivos artificiais e naturais ali existentes, ainda possibilita ao projetista uma menor chance de falha para seu projeto, pois através dele é possível conhecer e sanar os problemas.

4.3.4 Levantamento de dados adicionais

Os levantamentos de dados adicionais são aqueles que podem ou não interferir na qualidade do sistema de microdrenagem urbana que será implantado. O SMDU (2012, pg. 10) os definem como aqueles dados complementares, que se referem a dados relacionados ao meio ambiente como informações hidrometeorológicas, topográficas, geológicas, geotécnicas ou relacionadas com o meio ambiente local.

4.3.5 Horizonte de projeto

O horizonte de projeto conforme o SMDU/SP (2012), é uma espécie de garantia de funcionamento sem manutenção do projeto que será executado, ou seja, qual a vida útil deste projeto até que o mesmo tenha que passar por uma manutenção ou reforma. No caso dos sistemas de microdrenagem, existem algumas características da bacia hidrográfica que influem no horizonte de projeto do sistema, dentre elas estão as características geológicas e morfológicas do solo, a cobertura vegetal da bacia, as características do tipo de uso e ocupação do solo e avaliações das condições de permeabilidade regionais e locais, que são influenciadas pela análise do crescimento populacional e do uso do solo.

Portanto, segundo o SMDU (2012, pg. 10), os períodos de retorno e o horizonte de projeto, devem ser definidos de acordo com os aspectos de ocupação urbana e projeções demográficas; além das taxas de escoamento superficiais futuras.

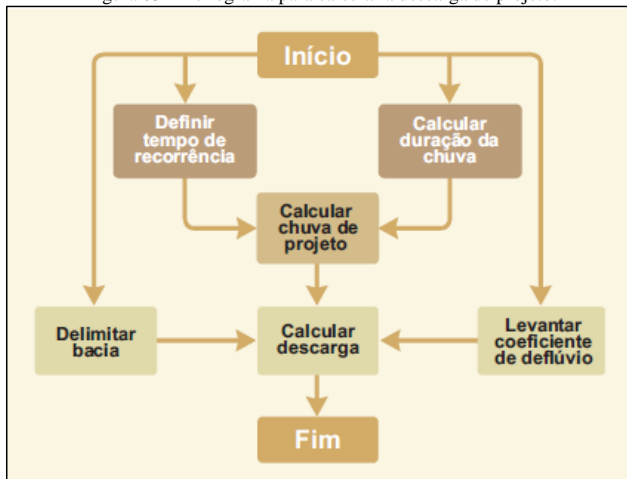
4.4 Fatores que influenciam no sistema de microdrenagem

Após conhecidos os dados existentes no local que será implantado o sistema de microdrenagem, é possível prever e identificar com mais clareza quais fatores tendem a alterar os projetos de microdrenagem. Dentre os aspectos determinantes estão:

- Área de contribuição;
- Intensidade da precipitação;
- Relação entre precipitação e escoamento.

A figura 03 apresenta um fluxograma feito por Diogo e Sciammarella (2008) para determinação da descarga de projeto.

Figura 03 - Fluxograma para calcular a descarga de projeto.



Fonte: (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008, p. 41).

Tucci (1995, pg. 109) aponta duas abordagens para cálculos de hidrologia urbana: o usual método racional, aplicável a bacias urbanas com área de drenagem inferior a 3km², e os métodos baseados na teoria do hidrograma unitário, recomendado para bacias de maior porte.

Para determinação da vazão pluvial, será utilizado o método racional expresso na equação 01 a seguir:

$$Q = 0,278 \times C \times i \times A$$

(Equação 01)

Onde:

- Q = vazão pluvial (m³/s);
- C = coeficiente de *Runoff* (adimensional);
- i = intensidade da precipitação (mm/h);
- A = área de contribuição (km²).

4.4.1 Área de contribuição da bacia hidrográfica

Bacia hidrográfica, segundo Paula e Mendonça (2000), pode ser definida como uma região de estudo sobre a terra, onde toda a água captada converge para um único ponto fixo, o exutório; geralmente são delimitadas topograficamente. A figura 04 a seguir ilustra este conceito:

Figura 04 - Ilustração de uma bacia hidrográfica e seus elementos



Fonte: (UFSC, 2015)

Uma vez definida a delimitação da área analisada e sua bacia de contribuição, é possível se obter a divisão das subbacias; tendo assim a determinação da área de contribuição com a qual será calculada as vazões de escoamento.

A ausência de um levantamento topográfico da bacia de contribuição, é um agravante na elaboração do projeto, que impossibilita que o mesmo seja produzido com sucesso. Para solucionar esse problema, é comum que muitos engenheiros recorram à análise de delimitação da bacia através da ferramenta de imagem de satélite como o Google *Earth*, da empresa Google, Global Mapper, ou outros softwares que possibilitem encontrar o resultado.

4.4.2 Intensidade da chuva

A intensidade da chuva é a relação entre a altura de água precipitada por uma chuva por um certo tempo, e diz respeito ao volume de água que precipitará por unidade de tempo. O cálculo da intensidade depende do período de retorno (T ou TR) dado em anos e o tempo de concentração (t ou tc) em minutos definido pelo projetista com base em dados históricos antes de iniciar o projeto.

Quando não se tem dados históricos para a intensidade de chuvas, uma das alternativas é o uso de formulas de intensidade de chuva através de equações de caráter empírica para cada região. Sendo assim, é necessário procurar a cidade ou região mais próxima que tenha essa equação. Por exemplo, Festi (2006, pg. 8) apresenta a equação 02 para a cidade de Belo Horizonte - MG:

$$i = \frac{1447,87 \times T^{0,10}}{(tc+20)^{0,84}} \quad (\text{Equação 02})$$

Onde:

- i = Intensidade de Chuva (mm/h);
- Tr = Período de Retorno (em anos);
- tc = Tempo de Concentração (minutos).

Outro modo de achar a intensidade de chuva é pelo Plúvio, software desenvolvido pela universidade Federal de Viçosa (UFV) através de seu Grupo de Pesquisa em Recursos hídricos (GPRH), que possibilita ao usuário selecionar o local de estudo e fornece os dados necessários para o cálculo de intensidade de chuva; que são coeficientes K, a, b e c, que posteriormente são aplicados na equação que correlaciona as características fundamentais de uma chuva intensa (IDF - intensidade, duração e frequência), proposta por Chen (1983), conforme mostra a equação 03:

$$Im = \frac{K \times Tr^a}{(t+b)^c} \quad (\text{Equação 03})$$

Onde:

- I_m = intensidade média de chuva (mm/h);
- T_r = tempo de retorno (anos);
- t = tempo de concentração (minutos);
- K, a, b e c = coeficientes disponibilizados pelo software (adimensionais).

Já Botelho (2011, pg. 81) apresenta a tabela 01 de precipitação média brasileira, que segundo o autor pode ser usada para regiões que não possuem dados hidrológicos definidos; conforme mostra a tabela 01.

Tabela 01 - Precipitação média brasileira em (mm)

| Regiões | Tempo de recorrência 10 anos | | | | Tempo de recorrência 25 anos | | | |
|--------------------|------------------------------|----|----|-----|------------------------------|----|-----|-----|
| | Duração em minutos | | | | Duração em minutos | | | |
| | 15 | 30 | 60 | 120 | 15 | 30 | 60 | 120 |
| Alta pluviosidade | 41 | 63 | 75 | 110 | 50 | 82 | 118 | 150 |
| Média pluviosidade | 34 | 51 | 61 | 81 | 38 | 63 | 85 | 109 |
| Baixa pluviosidade | 27 | 39 | 46 | 51 | 30 | 44 | 52 | 67 |

Fonte: (BOTELHO, 2011)

Tucci (1955, pg.69) ainda alerta, que a escolha da tormenta deve variar de projeto para projeto de obras de drenagem urbana e deve se considerar a natureza das obras e os riscos envolvidos quanto á segurança da população e as perdas materiais.

4.4.3 Período de Retorno

O período de retorno segundo Tomaz (2013, pg. 5), pode ser denominado como o intervalo de tempo estimado para que um evento seja igualado ou ultrapassado e está diretamente ligado ao risco de falha do projeto, e sua escolha segundo Tucci (1995); pode ser compreendida como uma “escolha de risco”; pois está associada a volta da tormenta. Portanto, sua escolha deve ser associada ao nível da obra, afinal um nível de segurança alto, requer um investimento elevado. Por isso é possível afirmar que ao se decidir o período de retorno, automaticamente decide-se o grau de proteção da obra para com a população ou os bens materiais.

Vale lembrar que o período de retorno é o inverso da frequência, ou seja, para um evento se repetir num período de retorno de dez anos, a frequência corresponde a 0,1. Isso implica em dizer que há uma chance em cada dez desse evento se repetir ou superar. Conforme mostra a equação 04:

$$F = \frac{1}{Tr}$$

(Equação 04)

Onde:

- F = Frequência;
- Tr = Tempo ou Período de retorno da tormenta (anos).

Os períodos de retorno sugeridos no meio técnico, conforme a SMDU/SP (2012, pg.28) explicado anteriormente variam de 2 a 10 anos para obras de microdrenagem, podendo chegar até a 100 anos nas obras de macrodrenagem que tendem a ter um prejuízo maior quando falham. A escolha varia de acordo com a análise de cada projeto. Sempre seguindo a lógica; quanto maior o prejuízo que se pode ter, maior deve ser o coeficiente de segurança, portanto, maior o período de retorno.

A tabela 02, mostra a relação aconselhável para os períodos de retorno e suas respectivas obras:

Tabela 02 - Períodos de retorno proposto para projetos de drenagem urbana

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

Fonte: (SMDU/SP, 2012)

Já a tabela 03 apresenta a relação aconselhável para os períodos de retorno em função da sua faixa inundável:

Tabela 03 - Períodos de retorno proposto para zoneamento de várzeas e áreas ribeirinhas

| Faixa inundável | Tr (anos) |
|---|-----------|
| Parques, jardins, quadras esportivas etc. | 2 a 10 |
| Clubes, instalações institucionais, edificações sobre pilotis, etc. | 25 a 100 |

Fonte: (SMDU/SP, 2012)

O mesmo estudo feito pelo SMDU/SP (2012) traz ainda a tabela 04 que relaciona as chances de falha de um sistema em função da vida útil do projeto e o tempo de retorno.

Tabela 04 - Riscos em função da vida útil e do tempo de retorno.

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

Fonte: (SMDU/SP, 2012)

Contudo, é possível verificar que para um projeto de microdrenagem cujo o período de retorno é de 2 a 10 anos, em um prazo de 50 anos de vida útil, o sistema terá 99% de risco de falhar.

4.4.3.1 Tempo de concentração

O tempo de concentração pode ser definido como o tempo que a chuva leva para sair do divisor mais distante e chegar à seção em estudo. Segundo Tucci (1995), adota-se para a chuva crítica de uma pequena bacia hidrográfica, uma duração igual ao tempo de concentração da bacia. Portanto, o tempo de concentração depende basicamente da porcentagem de cobertura vegetal, declividade e tempo de escoamento.

Segundo Tomaz (2013), existe diversas fórmulas para o cálculo do tempo de concentração, fórmula de Kirpich que é utilizada para bacias até 50ha (hectare); fórmula *California Culverts Practice*, aplicado em bacias rurais para áreas maiores que 1km²; fórmula

de *Kerby*, recomendado para bacias muito pequenas, menor que 4ha e comprimento talvegue menor que 365 m e a fórmula de George Ribeiro, utilizada em bacias menores e maiores, expressa na equação 05.

$$t_c = \left[\frac{16L}{(1,05 - 0,2\rho) \cdot (100D)^{0,04}} \right] + 10$$

(Equação 05)

Onde:

- t_c : tempo de concentração da bacia (min.);
- L : comprimento do talvegue principal (km.);
- ρ : fração da área da bacia coberta com vegetação (adimensional);
- D : declividade média do talvegue principal (m/m.).

4.4.4 Relação entre Precipitação e escoamento

Uma vez definida a precipitação da bacia ou subbacias em estudo, é possível identificar as vazões de escoamento e as vazões excedentes, segundo o SMDU/SP (2012), a vazão excedente ou de escoamento superficial pode ser definida como uma parcela da precipitação total que escoar pelo solo por enxurradas e ou em cursos maiores d'água.

Desta forma o volume de escoamento superficial é definido em função da precipitação, do tipo de solo e do uso e ocupação do mesmo; podendo ser alterado em função do processo de urbanização de uma bacia, principalmente como consequência da impermeabilização da superfície o que produz maiores picos e vazões. Para calcular essa impermeabilidade utiliza-se o coeficiente de “*Runoff*”.

4.4.4.1 Coeficiente de *Runoff*:

O coeficiente de *Runoff* é definido pelo DAEE/CETESB (1980, pg.146), como sendo uma variável do método racional. O seu uso e valor na equação implica numa relação fixa para qualquer área de drenagem.

Para isso, o coeficiente que é um número adimensional que engloba e avalia os efeitos de infiltração no solo, armazenamento por detenção, retenção, evaporação, encaminhamento das descargas e interceptação; efeitos que afetam a distribuição cronológica e magnitude do pico de deflúvio e magnitude superficial direto.

A tabela 05 contém os valores do coeficiente de *Runoff* adotados nos cálculos pelo método racional.

Tabela 05 - Relação coeficientes de Runoff.

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

Fonte: (SMDU/SP, 2012)

Em áreas como loteamentos; é comum haver dentro da mesma bacia de contribuição ocupações e taxas de impermeabilização diferentes, divididas em zoneamentos urbanos emitidos pela prefeitura local. Para esses casos é calculado o C médio, que é o somatório das áreas multiplicadas pelo coeficiente de *Runoff* a elas atribuído e divididas pela área total; conforme demonstrado na equação 07:

$$C_{\text{médio}} = \frac{\sum A_1 \times C_1 + A_2 \times C_2 \dots + A_n \times C_n}{\sum A_1 + A_2 \dots + A_n}$$

(Equação 07)

Onde:

- $C_{\text{médio}}$: coeficiente de escoamento superficial médio;
- C_1, C_2, C_n : coeficientes de escoamento superficial das áreas A_1, A_2, A_n ;
- A_1, A_2, A_n : áreas que possuem os coeficientes C_1, C_2, C_n .

4.4.5 Erosões urbanas

Outro fator que influencia significativamente na vida útil dos projetos de microdrenagem são as erosões urbanas; Tucci (1995, pg. 241), associa o acontecimento das

erosões urbanas com a falta de planejamento prévio e adequado da ocupação de bacias, ele acrescenta ainda que as erosões no solo podem ser de caráter hidráulico ou eólico,

As erosões de caráter eólico, segundo Tucci (1995, pg. 242), são produzidas por ações aerodinâmicas sobre a bacia que faz com que as partículas do solo se desprendam e fiquem suspensa pela ação turbulenta do escoamento; sendo transportadas até algum local que tenha condições de disposição.

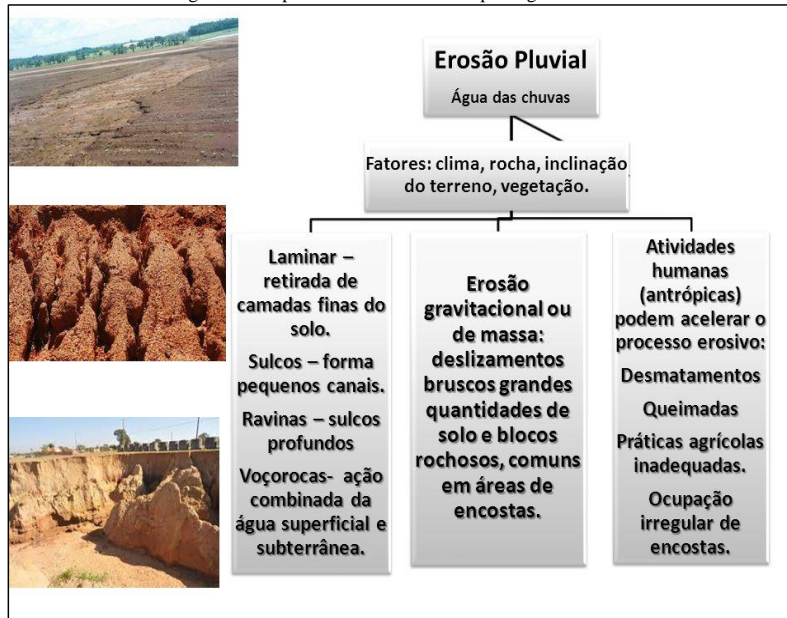
Já as erosões de caráter hidráulico, comumente encontrada nas cidades brasileiras, são ocasionadas de diversas formas; a primeira fase da erosão artificial segundo Tucci (1995; pg. 246), ocorre devido ao impacto das gotas de chuva. “ Existe, nessa fase, um primeiro efeito de desagregação das partículas do solo, e um segundo efeito, de expulsão desse material do local de origem, expondo-o as ações hidrodinâmicas do escoamento superficial. ” (Tucci, 1995; pg. 247).

Já quando a chuva supera a capacidade de infiltração no solo ocorre a Erosão Laminar; que segundo Tucci (1995, pg. 247), é ocasionada devido ao início de um processo de sedimentação superficial, recorrente predominantemente das forças trativas do escoamento superficial; e que a intensidade deste tipo de erosão não é muito acentuada, mas devido a abrangência acaba produzindo muitos resíduos sólidos.

A Erosão Sulco, geralmente encontrada em lugares que não possuem sarjetas específicas para conduzir o escoamento superficial; é ocasionada devido a concentração do escoamento por um caminho preferencial, que faz com que produza um aumento significativo da força cortante sobre o solo, resultando no aprofundamento desse sulco ou sarjeta. Conforme disse Tucci (1995, pg.47), o não tratamento da erosão sulco pode ser de extremo risco no futuro. Pois, quando não são tratadas no início, pode atingir grandes proporções com formações de *ravinas*. “Se a erosão produzir aprofundamentos a ponto de atingir o lençol freático, podem ocorrer grandes escorregamentos, principalmente se o material do substrato for arenoso, por efeito de erosões tubulares. A essa fase de erosão denomina-se *voçoroca*. ” (Tucci, 1995; pg. 247).

Dentre as erosões mencionadas, ao contrário da laminar que não apresenta grandes taxas de erosão específicas; as outras (sulcos, ravinas e voçorocas) possuem intensidades mais acentuadas e localizadas. A voçoroca, é mais agressiva conforme Tucci (1995, pg. 247). A figura 05 demonstra os tipos de erosões pluviais existentes.

Figura 05 - Tipos de Erosões causadas pela água da chuva.



Fonte: (FLORES, 2015)

4.5 Dimensionamento dos dispositivos

Após a aquisição dos dados existentes no local que será implantado o projeto de microdrenagem, Tucci (1995), resumi e destaca os processos para os cálculos hidrológicos conforme a linha de raciocínio a seguir:

- Subdivisão da área e traçado;
- Determinação das vazões que afluem à rede de condutores;
- Dimensionamento da rede de condutores.

4.5.1 Traçado da rede pluvial

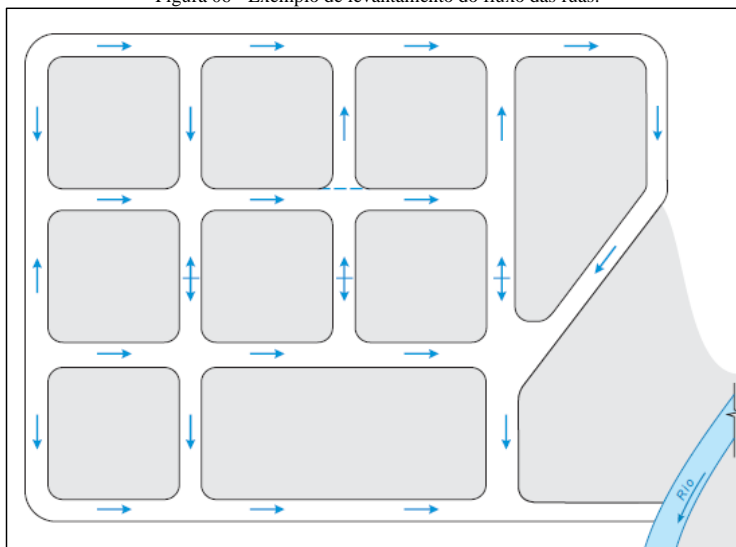
Segundo o DMDU/SP (2012), para os traçados dos projetos de microdrenagem urbana deve-se conter os seguintes tópicos; por exemplo, a rede coletora deve ser lançada em planta

baixa na escala de 1:2.000 ou 1:1.000 de acordo com as condições naturais de escoamento superficial, e seguindo as seguintes regras:

- Plantas:
 - Planta de situação e localização dentro do Estado; Planta plani-altimétrica do local (área) do projeto (Escala 1:2000 ou 1:1000); Planta geral da bacia contribuição (Escala 1:5000 ou 1:10000);
- Cadastro das redes existentes que possam interferir no projeto que será desenvolvido;
- Levantamento topográfico;
- Informações da urbanização da bacia:
 - Tipos de ocupação (residência, comércio, praças, área verde, etc.); Porcentagem de ocupação dos lotes; ocupação e recobrimento do solo.
- Dados do curso d'água receptor:
 - Indicação do máximo nível d'água; Levantamento topográfico do local e descarga final.

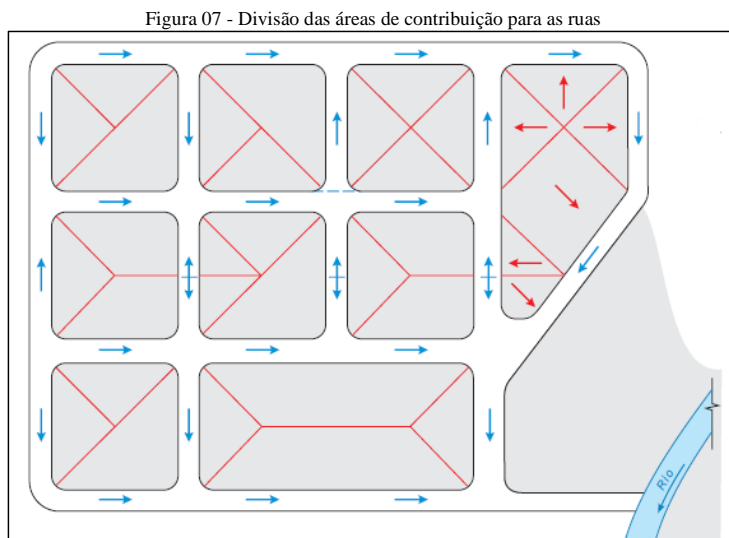
As figuras 06 e 07 apresentam um exemplo de divisão das áreas de contribuição das ruas. Onde o fluxo das águas (em azul) pode ser obtido por visita "in loco" ou através das curvas de nível.

Figura 06 - Exemplo de levantamento do fluxo das ruas.



Fonte: (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008, p. 47).

Uma vez definido o fluxo das ruas é possível dividir as áreas de contribuição conforme figura 07.



Fonte: (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008, p. 47).

4.5.2 Vias Urbanas

Confirmando a linha de raciocínio de Tucci, Carvalho (1995; pg. 58), define as vias urbanas como componente inicial do sistema de drenagem e completa afirmando que a mesma deve ser dimensionada como elemento hidráulico também. Portanto, alguns pontos devem ser observados e respeitados na hora da pavimentação das mesmas; dentre eles a declividade transversal; as dimensões e materiais das sarjetas; os locais das bocas de lobo entre outros. O não cumprimento desses itens pode ocasionar em impactos no fluxo de veículos e pedestres. Carvalho (1995), descreve entre os principais impactos a aquaplanagem; os espirros d'água; alagamento; interferência no escoamento das sarjetas; patologias sobre o pavimento e comprometimento do fluxo de pedestres.

O DAEE/CETESB (1980, pg.256), afirma que um bom projeto de drenagem proporciona benefícios diretos ao tráfego e menores custos de manutenção das ruas. Em um estudo que os autores fizeram sobre a pavimentação de superfície betuminosa, foi possível observar que as vias estão expostas aos mais diversos tipos de patologias e problemas, entre

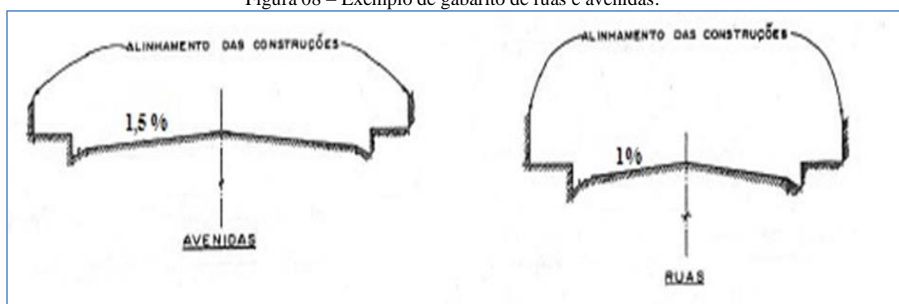
eles envelhecimento, fendas alongadas, fissuras, desagregação, depressões, buracos, rupturas das bordas entre outros; e a água, é apontada pelo autor como uma das grandes causas dessas patologias. Por isso a importância dos projetos de microdrenagem.

Complementando a análise sobre as vias o DAEE/CETESB (1980, pg. 256), conclui que o escoamento d'água sobre a superfície de um pavimento betuminoso, não ocasiona em muitos efeitos na via se a mesma mantiver suas condições de impermeabilidade. Porém, vários fatores contribuem para que a via se torne mais permeável, fazendo com que a água consiga atingir a base da via. E uma vez que isto ocorre, a medida que a base se desagrega ocasionará em um aumento progressivo de fendas na superfície. Para evitar o problema de fissuras, as cidades brasileiras optam pelo recapeamento asfáltico periódico variando de 5 a 10 anos dependendo das condições da via. Porém, essa pratica é prejudicial a longo tempo para os sistemas de microdrenagem, pois a mesma altera a espessura do capeamento asfáltico, alterando assim as características de declividade que fora adotado no projeto.

Por fim, o DAEE/CETESB (1980, pg. 253), ressalta que o sistema de drenagem além de necessário para criar condições de tráfego de veículos e pedestres numa dada área urbana, é de fundamental importância para condução das águas pluviais para as sarjetas; pois as chuvas caem diretamente sobre os pavimentos onde se tem origem ao escoamento superficial, que se inicia transversalmente do eixo da rua para as sarjetas. Por isso, a velocidade de escoamento deverá ser zero ou o mais próximo possível disso no eixo da via e ir aumentando conforme chega perto da guia.

Por esses e outros motivos, é necessário que se pense no projeto de drenagem desde a implantação das vias e da sua declividade transversal conforme desenho da figura 08 do perfil transversal das vias:

Figura 08 – Exemplo de gabarito de ruas e avenidas.

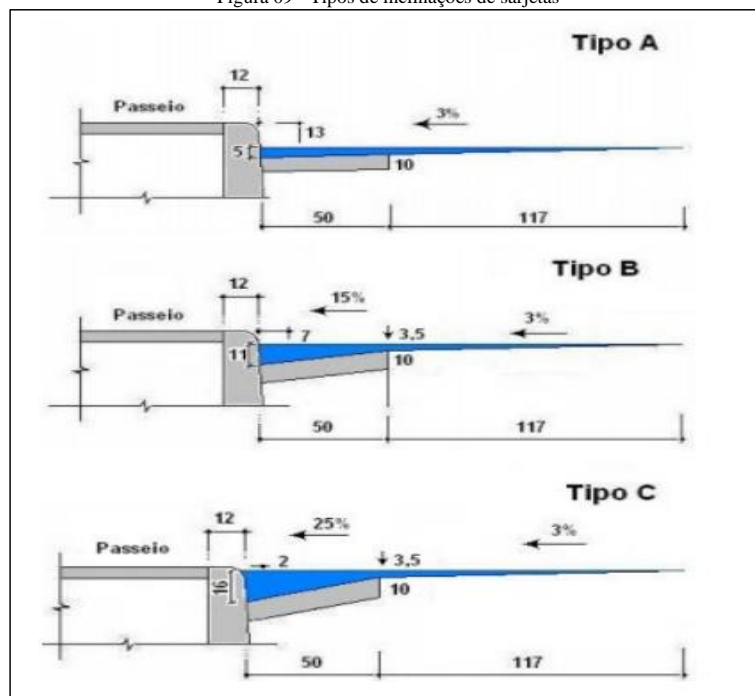


Fonte: (DAEE/CETESB, 1980)

4.5.3 Sarjetas

As águas ao caírem no solo nas áreas urbanizadas escoam para as ruas; como as ruas via de regra são abauladas (possuem declividade transversal), escoam para as sarjetas e descem rua abaixo. A SUDECAP (1995), aponta a existência de três tipos de sarjetas conforme figura 09.

Figura 09 - Tipos de inclinações de sarjetas



Fonte: (SUDECAP,1995)

Caso a vazão de escoamento seja excessiva, deverá ocasionar em três problemas:

- (I) Alagamento e seus reflexos;
- (II) Inundação das calçadas;
- (III) Velocidades exageradas e aparecimento de erosões.

Quanto os cálculos, o SMDU/SP (2012), apresenta duas hipóteses de condução de escoamento da água.

- 1) A água escoada por toda a calha da rua

2) A água escoada somente pela sarjeta.

Para a primeira hipótese, admite a declividade transversal da rua como 3%, e a altura da água da sarjeta como 0,15 m. Já no segundo caso, adota-se a mesma declividade transversal de 3% para a rua e considera a altura da água da sarjeta como 0,10 m. e uma vez definido as seções ou a vazão que deverá ser escoada, o Cetesb (1980) utiliza a equação 08 de Manning modificada por Izzard para saber a capacidade de vazão transversal:

$$Q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{z_1}{n} \times y_0^{\frac{8}{3}} - \frac{z_1}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} + \frac{z_2}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} \right) \times i^{0,5}$$

(Equação 08)

Onde:

- Q_{st} : capacidade de escoamento teórico pela sarjeta, em m³/s;
- z_1 : inverso da declividade transversal da sarjeta, m/m;
- z_2 : inverso da declividade transversal da via, m/m;
- n : coeficiente de rugosidade de Manning;
- y_0 : altura da lâmina d'água junto ao meio fio, usualmente 80% da altura do meio fio, em m;
- i : declividade longitudinal do trecho, em m/m.
- y_1 : calculado pela equação 09:

$$y_1 = y_0 - (i_{ts} \cdot b)$$

(Equação 09)

Onde:

- y_0 : altura da lâmina d'água junto ao meio fio, (usualmente 80% da altura do meio fio) em m;
- i_{ts} : declividade transversal da sarjeta, em m/m;
- b : largura da sarjeta, em m.

A tabela 06 apresenta coeficientes de rugosidade de Manning que são utilizados para os cálculos das sarjetas, galerias e canais conforme Tucci (1995).

Tabela 06 - Coeficientes de rugosidade de Manning.

| CARACTERÍSTICAS | <i>n</i> |
|--|---------------|
| Canais retilíneos com grama de até 15cm de altura | 0,30 - 0,40 |
| Canais retilíneos com capins de até 30cm de altura | 0,30 - 0,060 |
| GALERIAS DE CONCRETO | |
| Pré-moldado com bom acabamento | 0,011 - 0,014 |
| Moldado no local com formas metálicas simples | 0,012 - 0,014 |
| Moldado no local com formas de madeira | 0,015 - 0,020 |
| SARJETAS | |
| Asfalto suave | 0,013 |
| Asfalto rugoso | 0,016 |
| Concreto suave com pavimento de asfalto | 0,014 |
| Concreto rugoso com pavimento de asfalto | 0,015 |
| Pavimento de concreto | 0,014 - 0,016 |
| Pedras | 0,016 |

FONTE: Adaptado de (TUCCL, 1995)

O manual da CETESB (1980) aponta maior incidência de obstruções em sarjetas de menor declividade devido a sedimentações de materiais. Seguindo a relação que ao passo de que declividades aumentam, tendem a trazer problemas a população em consequência do aumento da velocidade, fissuras, etc. Visando atenuar este problema o SMDU/SP (2012, pg.40), indica o uso do fator de redução da capacidade da sarjeta em função da declividade no sentido do escoamento conforme mostra a tabela 07.

Tabela 07 - Fatores de redução de escoamento das sarjetas

| Declividade da sarjeta (%) | Fator de redução |
|----------------------------|------------------|
| 0,4 | 0,50 |
| 1 a 3 | 0,80 |
| 5 | 0,50 |
| 6 | 0,40 |
| 8 | 0,27 |
| 10 | 0,20 |

Fonte: (SMDU/SP, 2012)

Com isto a vazão real da sarjeta é calculada pela equação 10:

$$qs_{real} = qst \times F$$

(Equação 10)

Onde:

- qs_{real} = vazão real (m³/s);
- qst = vazão teórica (m³/s);
- F = fator de redução (Adimensional).

Quando a vazão calculada é maior que a de transporte das sarjetas, se faz necessário a colocação de bocas de lobo para que diminua o fluxo superficial.

4.5.4 Boca de Lobo / Coletores

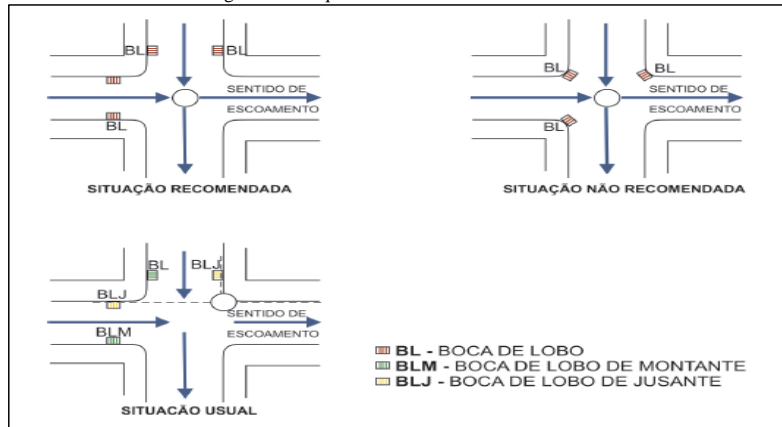
Segundo o SMDU/SP (2012), podem ser colocados sobre duas hipóteses:

- (I) Sobre a guia (meio fio) mais utilizada;
- (II) Sobre via pública conforme mostra a figura 10.

Vale ressaltar também que as mesmas devem ser colocadas estrategicamente no sistema viário de modo a evitar zonas mortas com alagamento, águas paradas ou onde a sarjeta não conseguir por si só comportar o fluxo águas pluviais; dentre outros aspectos relacionados a sua locação, o SMDU/SP (2012) aconselha a observar as seguintes considerações:

- 1) Serão colocadas nos dois lados da rua quando a saturação da sarjeta assim exigir, ou quando necessário devido ao fato da capacidade de engolimento.
- 2) Serão locadas nos pontos baixos das quadras.
- 3) Caso não seja analisada a capacidade de descarga da sarjeta, recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas de lobo.
- 4) A melhor solução para locação das mesmas, é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento de pedestres junto as esquinas;
- 5) Não é aconselhável sua locação junto aos vértices das esquinas.

Figura 10 - Esquema de uma rede coletora



Fonte: (SMDU/SP, 2012).

Ainda sobre as bocas de lobo, elas podem ser de ponto baixo: localizam-se em pontos de mudança de declividade da rua ou junto à curvatura das guias no cruzamento das ruas, tendo entrada de água por mais de uma extremidade. Ou de ponto intermediário, localizando-se em trechos contínuos e de declividade constante, possuindo entrada das águas pluviais por apenas uma extremidade. Sua eficiência em relação à localização está mostrada na tabela 08.

Tabela 08 - Fator de redução de escoamento para boca de lobo.

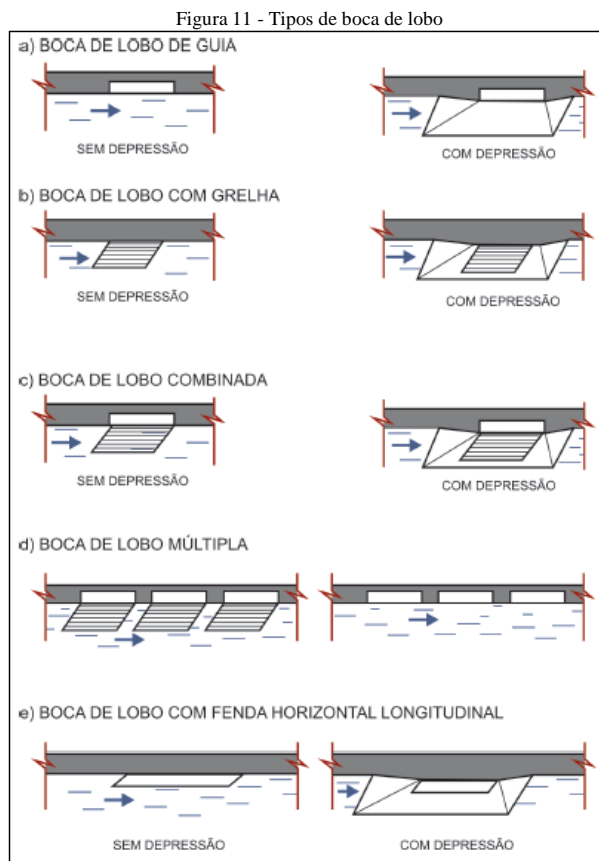
| Localização na sarjeta | Tipo de boca de lobo | % permitida sobre o valor |
|------------------------|---|---------------------------|
| Ponto baixo | De guia | 80 |
| | Com grelha | 50 |
| | Combinada | 65 |
| Ponto intermediário | De guia | 80 |
| | Grelha longitudinal | 60 |
| | Grelha transversal ou longitudinal com barras transversais combinadas | 60 |

Fonte: SMDU/SP 2012 adaptado de (DAEE/CETESB, 1980).

Basicamente existem quatro tipos de boca de lobo:

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

Para todos estes tipos de boca de lobo existentes, pode ser usado a depressão no meio das sarjetas ou nos pontos baixos; conforme mostram a figura 11 a seguir:



Fonte: (SMDU/SP, 2012)

4.5.4.1 Dimensionamento Boca de Lobo simples

O CETESB/SP (1980), aponta que a boca de lobo pode funcionar sob duas condições de escoamento que são:

- Escoamento com superfície livre – Onde a boca de lobo funciona como um vertedor;
- Escoamento afogado – No qual funciona como um orifício.

Os métodos utilizados pelos autores para determinação da capacidade de engolimento das sarjetas são o ábaco demonstrado na figura 13 baseado nos resultados obtidos pelo “*Bureau of Public Roads*” para dimensionamento de boca de lobo simples com depressão de 5 cm.

➤ Ponto baixo funcionando como vertedor:

Para boca de lobo com lamina d’água menor que a abertura da guia ($y < h$): a boca de lobo tem funcionamento semelhante ao de um vertedor de soleira livre, e sua capacidade de engolimento aumenta proporcionalmente.

$$Q = 1,7 \cdot L \cdot y^{3/2}$$

(Equação 11)

Onde:

- Q= vazão de engolimento (m³/s);
- L= comprimento da soleira (m);
- y= atura da água próximo a abertura da guia (m).

➤ Ponto baixo funcionando como orifício

Quando a altura da água for o dobro da abertura da guia ($y \geq 2h$): a boca de lobo passa a funcionar semelhante a um orifício.

$$Q = 3,101 \cdot L \cdot h^2 \cdot \left(\frac{yt}{h}\right)^{1/2}$$

(Equação 12)

Onde:

- Q= vazão de engolimento (m³/s);
- L= comprimento da soleira (m);
- h= atura da guia (m);
- yt= carga da abertura da guia (m);
- h = altura da guia(m).

Para boca de lobo tipo grelha: funcionam como um vertedor de soleira livre, para profundidade de lamina de até 12cm (Tucci, 1995) apresenta a equação 13 a seguir:

$$Q = 1,7 \cdot P \cdot y^{\frac{3}{2}}$$

(Equação 13)

Onde:

- Q : vazão de engolimento da boca de lobo (m³/s);
- P : comprimento da soleira (m.);
- y : altura de água próxima à abertura na guia (m).

Para vazão de engolimento entre 12 e 42 cm, Tucci (1995) apresenta equação 14 a seguir:

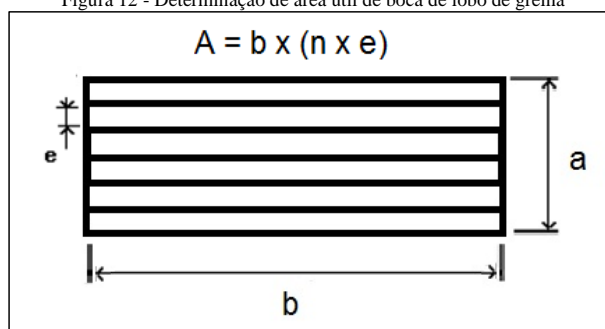
$$Q = 2,91 \cdot A \cdot y^{1/2}$$

(Equação 14)

Onde:

- Q = vazão (m³/s);
- y = altura da lâmina d'água junto à guia y = altura da sarjeta sobre a grelha (m).
- A = área de escoamento útil (conforme figura 12 a seguir).

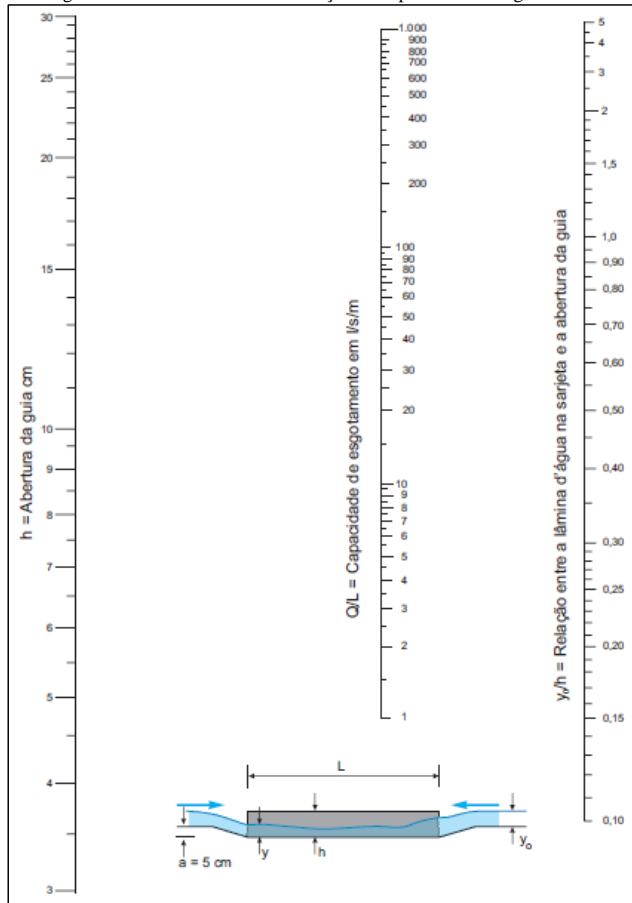
Figura 12 - Determinação de área útil de boca de lobo de grelha



FONTE: O autor

Para verificar a razão de engolimento da boca de lobo simples de altura de lâmina d'água de até 5 cm. utiliza-se o ábaco desenhado na figura 13:

Figura 13 - Ábaco de fator de correção de capacidade de esgotamento.



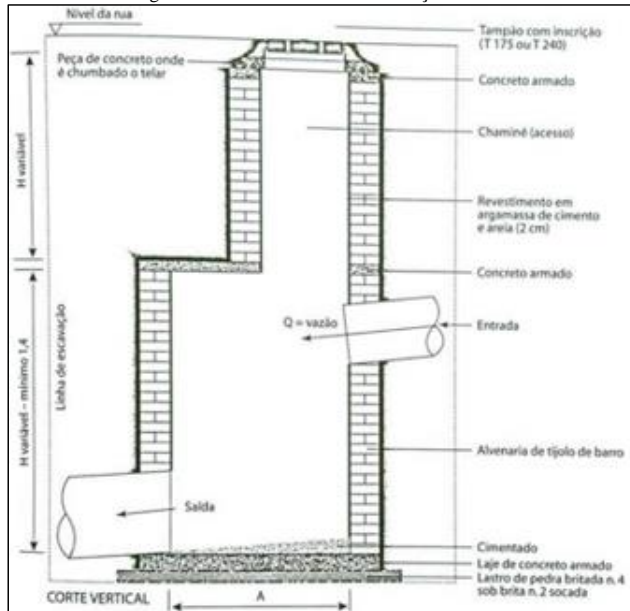
Fonte: (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008, p. 89).

4.5.5 Poços de Visita

O SMDU/SP (2012), relata que o poço de visita tem como função a primordial permitir o acesso às canalizações de limpeza e inspeção; suas locações são sugeridas nos pontos de mudança de sentido de fluxo, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), ou mudança de declividade ou diâmetro. Quando as diferenças de nível entre os tubos afluentes e efluentes forem superiores a 0,70 m; o poço de visita recebe a denominação de poço de queda.

A figura 14 e 15 apresentam os detalhamentos de um poço de visita.

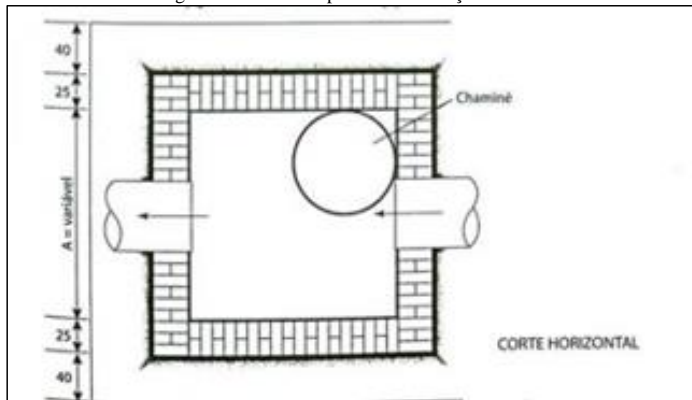
Figura 14 - Vista em corte de um Poço de visita.



Fonte: (BOTELHO, 2011)

A figura 15 a seguir apresenta um poço de visita visto em planta.

Figura 15 - Vista em planta de um Poço de visita.



Fonte: (BOTELHO, 2011)

Botelho (2011, p. 48), faz ainda uma ressalva importante sobre o poço de visita. O autor pede para economizar na implantação dos mesmos, alertando para que eles sejam instalados

apenas nos lugares que haja necessidade; pois o seu valor é relativamente caro se comprado ao das caixas de ligação.

A tabela 09 determina a variação de A em função do maior diâmetro do Poço de visita.

Tabela 09 - Variação de dimensão A em função do maior diâmetro (D).

| D (mm) | A (mm) |
|--------|--------|
| 600 | 1,40 |
| 700 | 1,50 |
| 800 | 1,60 |
| 900 | 1,70 |
| 1000 | 1,80 |
| 1200 | 2,00 |
| 1500 | 2,30 |

Fonte: (BOTELHO, 2011)

Já Fernandes (2002), explica que tanto a chaminé quanto o tampão devem ter diâmetro mínimo útil de 0,60m, para permitir o movimento vertical de um operador. O balão, se recomenda que possua uma altura útil mínima de 2 metros, tais dimensões são adotadas para permitir que os operários consigam limpar as tubulações com relativa folga nos seus movimentos. Por fim, o autor completa lembrando que a chaminé não deve apresentar altura superior a 1 metro por recomendações funcionais, operacionais e até mesmo psicológicas para o operador. A tabela 10 a seguir mostra as dimensões mínimas recomendadas por Fernandes (2002) para chaminé e balão, em função da profundidade e do diâmetro D da tubulação de jusante.

Tabela 10 - Dimensões mínimas para chaminé e balão de PV.

| Profundidade h do PV e diâmetro D de saída (m) | Altura h_c da chaminé (m) | Diâmetro D_b do balão* (m) |
|--|-----------------------------|------------------------------|
| $h \leq 1,50$ e qualquer D | $h_c = 0,30$ | $D_b = D$ |
| $1,50 < h < 2,50$ e $D \leq 0,60$ | $h_c = 0,30$ | $D_b = 1,20$ |
| $1,50 < h < 2,50$ e $D > 0,60$ | $h_c = 0,30$ | $D_b = D + 1,20$ |
| $h > 2,50$ e $D \leq 0,60$ | $0,30 < h_c < 1,00$ | $D_b = 1,20$ |
| $h > 2,50$ e $D > 0,60$ | $0,30 < h_c < 1,00$ | $D_b = D + 1,20$ |

* Para PV quadrangular, D_b = aresta

Fonte: (Fernandes, 2002)

Já tabela 11, mostra os espaçamentos dos poços de visita

Tabela 11- Espaçamento dos poços de visita em metros.

| Diâmetro (ou altura do conduto) (m) | Espaçamento (m) |
|-------------------------------------|-----------------|
| 0,30 | 50 |
| 0,50 - 0,90 | 80 |
| 1,00 ou mais | 100 |

Fonte: (DAEE/CETESB, 1980)

4.5.6 Caixa de Ligação

Conforme Tucci (1995, pg.95), são utilizadas quando há necessidade de fazer a locação de bocas de lobo intermediárias ou para evitar a chegada em um mesmo poço de visita de mais de quatro tubulações. Tem praticamente a mesma função do poço de visita; porém, se diferenciam por não serem visíveis. E de acordo com Tomaz (2002), a declividade mínima das caixas de ligação deve ser de 1%; e para os diâmetros pode-se consultar a tabela 12 a seguir:

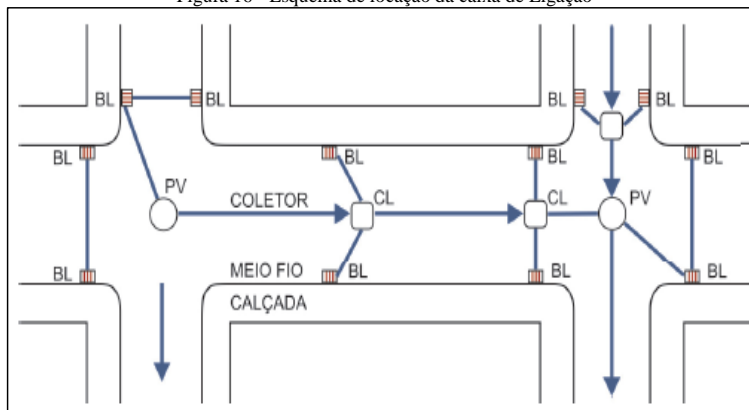
Tabela 12 - Numero de bocas de lobo em série e seus respectivos diâmetros.

| Número de bocas de lobo em série | Diâmetro dos tubos (m) |
|----------------------------------|------------------------|
| 1 | 0,4 |
| 2 | 0,5 |
| 3 | 0,6 |
| 4 | 0,6 |

Fonte: (TOMAZ, 2002)

A figura 16 apresenta um desenho esquemático das caixas de ligação vista em planta.

Figura 16 - Esquema de locação da caixa de Ligação



Fonte: (SMDU/SP, 2012)

4.5.7 Galerias de águas pluviais

Segundo Tomaz (2002, pg. 369), as galerias são projetadas para funcionamento a seção plena para a vazão do projeto e a velocidade de escoamento depende do tipo de material que será usado. Para os tubos de concreto, a velocidade mínima varia de 0,65m/s e a máxima pode chegar a 5,0m/s. Já o recobrimento varia de 300mm a 1500 mm. Porém, essa afirmação tende a variar de autor para autor conforme correlaciona a figura 17 a seguir:

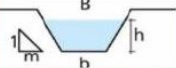
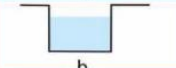
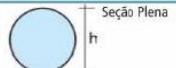
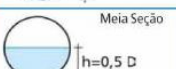

Figura 17 - Relação autor e seus critérios para dimensionamento de galerias.

| Autor/ Instituição | V _{mín} (m/s) | V _{máx} (m/s) | t _{ci} (min) | r _m (m) | Seção plena ou h/d | Tipo de escoam. | Remanso | |
|-------------------------------------|-------------------------------|---------------------------|--------------------------|-----------------------|--------------------------|-----------------------|-----------|--|
| Tucci et. Al. (2004) | 0,60 | 5,00 | 10 ^a | 1,00 | plena | Unif. | - | a – Valor citado, porém, segundo o autor pode estar superestimado, necessitando ser calculado em caso de dúvida. b – Fonte: Curso de Canais, EE-UFG, Dep. Eng. Hidráulica. c – Valor não fixado d – Valores adotados pela ASCE (1992) – <i>American Society of Civil Engineers</i> . e – Pode-se adotar até 6 m/s se for previsto revestimento adequado para o conduto. |
| Azevedo Netto e Araújo (1998) | 0,75 | 5,00 | 5 | 1,00 | plena ou 0,90 | Unif. | - | |
| Wilken (1978) | 0,75 | 3,50 ^e | 5 até 15 | - | plena | Unif. | - | |
| Alcântara apud Azevedo Netto (1969) | 1,00 | 4,00 | 7 até 15 | - | 0,70 | Grad. Variado | Considera | |
| Porto (1999) | Vmédia = 4 até 6 ^b | | - | - | 0,75 | Unif. | - | |
| Cirilo (2003) | 0,60 | 4,50 | - | - | h/D ^c | Unif. | - | |
| Haestad-Durrans ^d (2003) | 0,60 até 0,90 | 4,50 | - | 0,90 | 0,85 | Unif. e Grad. Variado | Considera | |
| DAEE - CETESB (1980) | - | - | - | - | 0,82 | Unif. | - | |
| Prefeitura Municipal de Goiânia | 0,75 | 5,00 | - | - | 0,85 até 0,90 | Unif. | - | |
| Costa et. Al. (2007) | 0,75 | 5,00 | 5 | 1,00 | 0,85 | Unif. | - | |

Fonte: (MENEZES FILHO e COSTA, 2012)

Existem ainda para as galerias várias formas geométricas para a condução dos líquidos; que são de extrema importância conhecê-las para poder dimensionar corretamente a seção que melhor atende o sistema. Pois suas equações de raio hidráulico variam conforme mostra figura 18 a seguir:

Figura 18 - Galerias e suas variações geometria.

| Geometria da Seção | Área Molhada (A_m) | Perímetro Molhado (P_m) | Raio Hidráulico (R_H) | Largura Superficial (B) |
|--|---------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-------------------------|
|  | $(b+mh)h$ | $b + 2h\sqrt{1+m^2}$ | $\frac{(b+mh)h}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$ | $b+2mh$ |
|  | $b \cdot h$ | $b+2h$ | $\frac{b \cdot h}{b+2h}$ | b |
|  Seção Plena | $\frac{\pi \cdot D^2}{4}$ | $\pi \cdot D$ | $\frac{D}{4}$ | ---- |
|  Meia Seção | $\frac{\pi \cdot D^2}{8}$ | $\frac{\pi \cdot D}{2}$ | $\frac{D}{4}$ | ---- |
|  Vazão Máxima | $0,7662 \cdot D^2$ | $2,6467 \cdot D$ | $0,2895 \cdot D$ | ---- |

Fonte: Adaptado de (EVANGELISTA, 2002)

Uma vez conhecida a seção transversal da galeria e as equações que a ela pertence, é possível prosseguir com os cálculos, segundo Tomaz (2002), a equação de Manning pode ser usada para qualquer dimensionamento das seções existentes com as unidades do sistema internacional (S.I).

$$Q = n^{-1} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

(Equação 15)

Onde:

- Q = vazão (m³/s);
- n = coeficiente de rugosidade de Manning;
- A = área molhada da seção (m²);
- R = raio hidráulico (m);
- S = declividade (m/m).

E R (Raio hidráulico) para seção circular pode ser obtido segundo Tucci (1995) através da fórmula:

$$R = \frac{d}{4}$$

(Equação 16)

Onde:

- R = raio hidráulico (m);
- d = diâmetro (m).

Para as galerias de seção plena:

$$Q = 0,312 \cdot n^{-1} \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

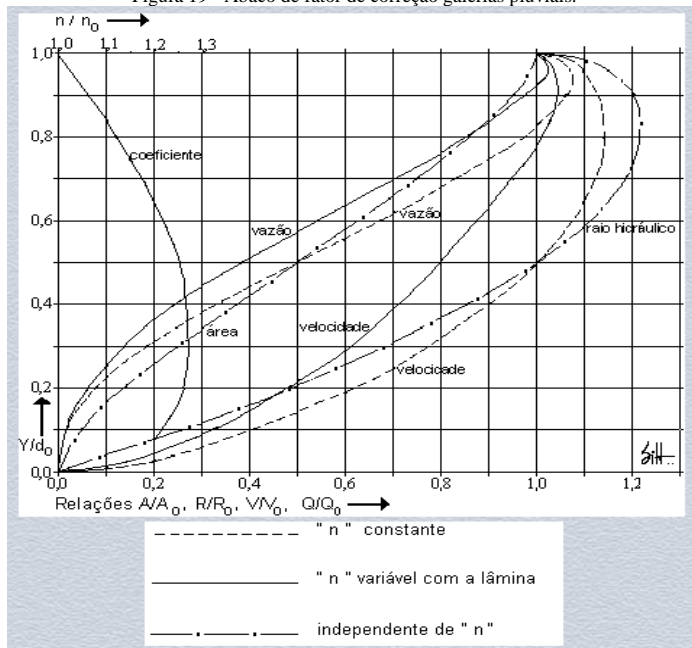
(Equação 17)

Onde:

- Q = vazão (m³/s);
- n = coeficiente de rugosidade de Manning;
- D = diâmetro da tubulação (m);
- S = declividade (m/m).

A literatura recomenda, que para seções circulares com relações y/D diferentes de 0,5 e 1, deve-se buscar o fator de correção de vazão através do Ábaco especificado na figura 19.

Figura 19 - Ábaco de fator de correção galerias pluviais.



Fonte: (FERNANDES, 2012)

Aplica-se o fator de correção de vazão (referente à projeção da linha tracejada de vazão da figura 19) encontrado no valor da vazão. De modo que:

$$Q_{gal} = Q_{ent} \times fcQ \quad (\text{Equação 18})$$

Após aplicar o fator de correção no item que se procura, pode-se prosseguir os cálculos considerando a galeria a seção plena. Para determinar seu diâmetro, conforme equação 19.

$$D = \sqrt[2,667]{\frac{10,08 \times Q_{gal} \times n}{\pi \times I^{0,5}}} \quad (\text{Equação 19})$$

Onde:

- D = diâmetro mínimo da seção; (m)
- Qgal = Vazão a ser escoada pela galeria; (m³/s)
- n = coeficiente de rugosidade; (Adimensional)
- I = inclinação da galeria. (m/m)

Por fim, uma vez definido o valor mínimo de diâmetro; com base na tabela 13 a seguir, é possível definir o diâmetro comercial mais próximo acima do valor encontrado. Atentando-se sempre para as declividades e velocidades mínimas e máximas.

Tabela 12 - Relação diâmetro comercial e sua declividade mínima

| Ø comercial (mm) | Declividade mínima (m/m) |
|------------------|--------------------------|
| 300 | 0,0030 |
| 350 | 0,0023 |
| 400 | 0,0019 |
| 500 | 0,0014 |
| 600 | 0,0011 |
| 700 | 0,0009 |
| 800 | 0,0007 |
| 900 | 0,0006 |
| 1000 | 0,0005 |
| 1200 | 0,0004 |

Fonte: (BOTELHO, 2011)

Com o ábaco apresentado na figura 19, também é possível conhecer o raio hidráulico real conforme mostra a equação 20. Que segue a mesma metodologia da equação 18.

$$Rh_{real} = \frac{\frac{D_{real}}{4}}{fcRh} \quad (\text{Equação 20})$$

Onde:

- Rh real = raio hidráulico real; (m)
- D real = diâmetro usual escolhido; (m)
- fcRh = fator de correção do raio hidráulico encontrado no ábaco (referente a projeção da linha pontilhada/ seccionada do raio hidráulico da figura 19).

Já a velocidade; após os valores reais e corrigidos, é possível encontra-la na equação 21.

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times I^{0,5}}{n} \quad (\text{Equação 21})$$

Onde:

- V = velocidade de escoamento (m/s);
- Rh = raio hidráulico real e corrigido (m);
- I = inclinação da galeria (m/m);
- n = coeficiente de rugosidade (Adimensional).

Para evitar resíduos e patologias, Diogo e Sciammarella (2008) apresenta a tabela 14 com os valores máximos e mínimos aconselháveis para velocidade dos dispositivos de microdrenagem urbana.

Tabela 13 – Valores de velocidade recomendado para dispositivos de microdrenagem.

| MATERIAL | | Velocidade (m/s) | |
|----------|-------------------------------------|------------------|--------|
| | | Máxima | Mínima |
| SARJETA | Revestimento asfáltico | 3,0 | 0,75 |
| GALERIA | Concreto | 5,0 | |
| TUBO | | | |
| CANAL | | | |
| | Fundo em terra e talude em concreto | | |
| | Fundo e talude em terra | 1,8 | |

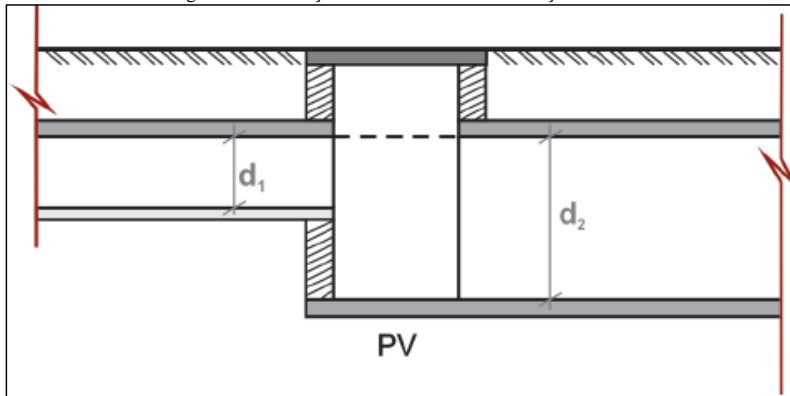
Fonte: (DIOGO e SCIAMMARELLA,2008)

Ainda sobre as galerias; é necessário atentar-se sempre para as velocidades mínimas e máximas de acordo com as literaturas ou especificações que se adotou de referência; pois o não cumprimento destas normas podem levar a fazer com que haja sedimentação ou rompimentos nas tubulações.

O SMDU/SP (2012 vol. III) faz algumas exigências relacionadas ao diâmetro mínimo das galerias é de 0,50 m. Os diâmetros correntes são: 0,50; 0,60; 1,00; 1,20 e 1,50 m. Mas deve se atentar a alguns critérios básicos do projeto como por exemplo:

- 1) As galerias pluviais são dimensionadas para funcionar a seção plena conduzindo a vazão de projeto, e a velocidade máxima admissível varia de acordo com o material utilizado na rede. Para os tubos de concreto (mais usual), a velocidade máxima é de 5,0 m/s e a mínima de 0,60 m/s;
- 2) Para recobrimento mínimo da rede existem várias especificações relacionadas a profundidade da mesma; porém conforme dito na SMDU (2012), será adotado um recobrimento mínimo de 1,00 m. para tubulações sem estruturas especiais. Caso haja necessidade de um cobrimento de espessura menor, as tubulações deverão obrigatoriamente ser protegidas com algum artifício estrutural que garanta sua integridade;
- 3) Nas mudanças de diâmetro das galerias localizados nos poços de visitas; as tubulações deverão ser alinhadas pela geratriz superior. Conforme mostra figura 20 a seguir.

Figura 20 - Ilustração de alinhamento de um Poço de Visita



Fonte: (SMDU/SP, 2012)

Ainda sobre as galerias circulares, segundo Tomaz (2012) as tubulações de concreto das mesmas devem estar de acordo com a NBR 8890/2007 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT); tanto para as galerias de água pluviais quanto para as de esgoto; devem ser realizados ainda os métodos de ensaio da Associação Brasileira dos Fabricantes de tubos de concreto (ABTC 2010). E a nomenclatura correta para denomina-las é Pluvial Simples 1 (PS1) ou Pluvial Simples 2 (PS2); e as tubulações de concreto armado recebem os nomes de Pluvial Armado 1 (PA1), Pluvial Armado 2 (PA2), Pluvial Armado 3 (PA3), Pluvial Armado 4 (PA4).

Tomaz (2012) finaliza lembrando sobre a necessidade de deixar no mínimo 1 metro de recobrimento para as tubulações; pois recobrimentos inferiores segundo o autor, poderão ocasionar interferência com trechos de rede de esgoto; já a largura da vala depende da profundidade da mesma; conforme mostra tabela 15 a seguir:

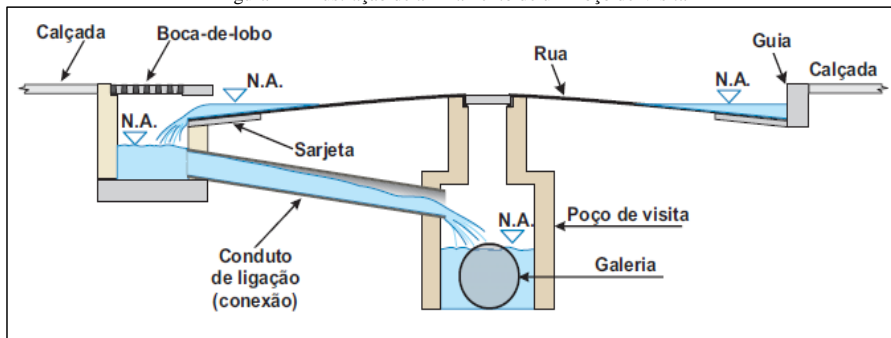
Tabela 14 - Largura da vala em função do diâmetro e da profundidade.

| Diâmetro (mm) | Largura da vala em metros para profundidade de até 2 metros | Largura da vala em metros, para profundidade acima de 2 metros |
|---------------|---|--|
| 600 | 1,4 | 1,6 |
| 800 | 1,6 | 1,8 |
| 1000 | 1,9 | 2,1 |
| 1200 | 2,2 | 2,4 |
| 1500 | 2,5 | 2,7 |

Fonte: (Tomaz, 2012)

Por fim, a figura 21 apresenta um corte de uma seção transversal onde é apresentada a forma ideal segundo Diogo e Sciammarella (2008) de captação e escoamento de uma via urbana.

Figura 21 - Ilustração de alinhamento de um Poço de Visita

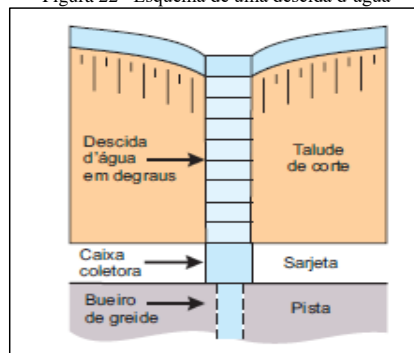


Fonte: (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008, p. 98).

4.5.8 Descidas d'água

Segundo Diogo e Sciammarella (2008, pg. 135), se define as descidas “d’água” como os dispositivos de drenagem superficial, que tem a função de conduzir a água captada de outros dispositivos nos taludes de corte e aterro até um ponto de saída. Esses dispositivos tem a função de conduzir a água de cotas mais altas para cotas de menores elevações; e o desague deve ocorrer de forma segura no terreno natural ou em caixas coletoras. A figura 22 a seguir demonstra um corte da mesma.

Figura 22 –Esquema de uma descida d’água



Fonte: (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008, p. 135).

Segundo o autor existe ainda dois tipos de descida d'água: rápido e em degraus. Conforme mostra figura 23 a seguir.

Figura 23 – Tipos de Descida d'água



Fonte: (DIOGO e SCIAMMARELLA, 2008, p. 136).

4.5.8.1 Cálculo de vazão da descida d'água

Segundo Diogo e Sciammarella (2008), o dimensionamento pode ser feito através da equação empírica a seguir, onde se fixa o valor da largura (L) e determina o valor da altura (H) conforme mostra equação 22 a seguir:

$$Q = 2,07x L^{0,9}xH^{1,6}$$

Onde:

(Equação 22)

- Q = Descarga de projeto a ser conduzida pela descida d'água (m³/s);
- L = Largura da descida d'água (m);
- H = Altura das paredes laterais da descida (m)

4.5.8.2 Cálculo de velocidade no pé da descida d'água

Diogo e Sciammarella (2008), atenta para a importância de verificar a velocidade nas descidas d'água, pois é apenas com base no resultado encontrado nesta equação, que é possível

afirmar se será ou não necessário a utilização de dissipadores de energia. A equação 23 é utilizada nesse cálculo:

$$V = (2xgxm)^{1/2}$$

Onde:

(Equação 23)

- V = Velocidade no pé da descida (m/s);
- g = aceleração da gravidade (9,81 m/s²);
- h = Diferença de cota do topo e a cota de desague da descida d'água (m).

Sobre os dissipadores de energia, Diogo e Sciammarella (2008) os definem como sendo plataformas utilizadas para reduzir a velocidade do fluxo d'água, seja no escoamento de desague para o terreno natural ou para qualquer outro tipo de dispositivo de drenagem. Sua principal função é evitar erosões no terreno e são classificados como dissipadores contínuos e localizados.

4.6 Estimativa de Custo

No ramo da construção civil em geral, antes de iniciar uma determinada obra qualquer, o custo final da mesma surge como um dos fatores mais preocupantes pelos proprietários. No caso dos projetos de microdrenagem, que via de regra envolvem valores mais expressivos, ainda mais quando se trata de um loteamento existente, se faz necessário uma consulta prévia e cirúrgica dos gastos que estarão envolvidos no empreendimento. Para isso os engenheiros usam dos mais variados artifícios, dentre eles se destacam o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) desenvolvido pela parceria entre a Caixa Econômica Federal e o IBGE e SETOP que é a planilha de referencial de preços do estado de Minas Gerais. Para desenvolvimento da estimativa dos custos do presente documento, serão utilizadas a tabela da SINAPI do mês de agosto de 2016 e para os valores não existente na mesma, foi consultado a tabela da SETOP publicada em junho do mesmo ano.

5 MATERIAL

Se compreende como material, o local de estudo, suas limitações, seus dados físicos, ambientais, áreas e estimativas relacionados a cidade ou bacia em análise; além dos problemas existentes no local e análise dos dispositivos de drenagem presentes no trecho.

5.1 A cidade de Três Corações-MG

Localizada as margens da BR 381 (Fernão Dias) e no Sul de Minas Gerais; a cidade de Três Corações conforme os dados do IBGE (2015), apresenta uma população estimativa de aproximadamente 77.921 habitantes (ano de 2015), distribuídos numa área de 828,038 km². Conforme mostra mapa na figura 22.

A cidade pode ser considerada hoje como uma cidade em desenvolvimento conforme informações apresentadas pelo IBGE. Esse desenvolvimento é refletido claramente na sua população conforme mostra tabela 16.

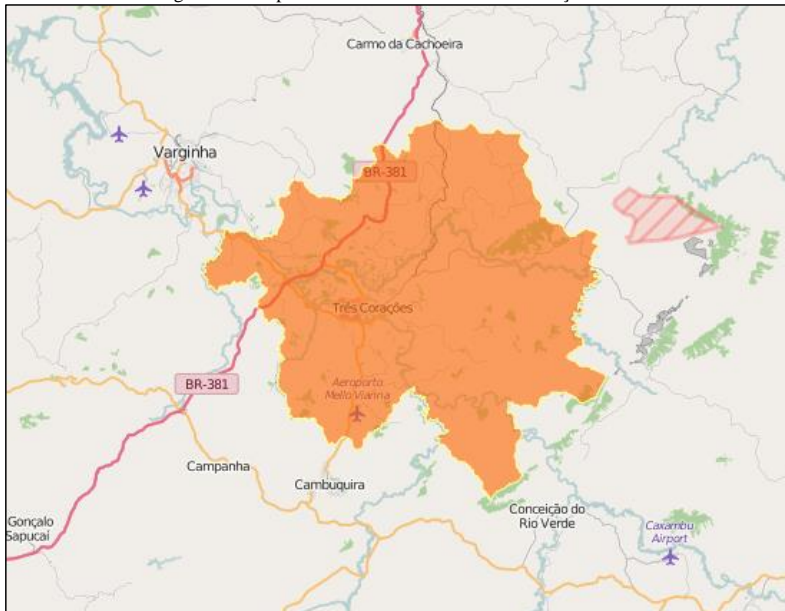
Tabela 15 - Comparativo da evolução populacional da cidade de Três Corações.

| Ano | Três Corações | Minas Gerais | Brasil |
|------|---------------|--------------|-------------|
| 1991 | 57.045 | 15.743.152 | 146.825.475 |
| 1996 | 60.550 | 16.567.989 | 156.032.944 |
| 2000 | 65.291 | 17.891.494 | 169.799.170 |
| 2007 | 71.737 | 19.273.506 | 183.987.291 |
| 2010 | 72.765 | 19.597.330 | 190.755.799 |

Fonte: (IBGE, 2010)

A cidade faz fronteira com os municípios de Carmo da Cachoeira, Varginha, Conceição do Rio Verde, Cambuquira, São Bento Abade, São Tomé das Letras, Campanha e Monsenhor Paulo. E possui suas limitações territoriais conforme figura 24.

Figura 24 - Mapa territorial da cidade de Três Corações –MG



Fonte: (IBGE, 2016)

5.2 Análise do local de estudo

O local de estudo é a Avenida Capitão Reis; ela pertence ao bairro Jardim das Magnólias localizado no município de Três Corações – MG e recebe água pluvial a partir do bairro Morada do Sol que também contribui na área de drenagem da via.

Dentre os principais problemas existentes na avenida, estão o acúmulo de poças d'água, que dificulta o trânsito tanto de pedestres quanto de automóveis nos dias chuvosos, além de patologias na pavimentação asfáltica ocasionados devido ao fluxo desordenado das águas. Ambos gargalos podem ser explicados pela ausência de um projeto de microdrenagem.

Em visita feita ao local, é possível verificar que a via em estudo não possui nenhuma boca de lobo, ou galerias, além de não conter declividade longitudinal na parte inferior e nem sarjetas ou meio-fio em inúmeros trechos. Aparentemente, parece que o bairro em estudo se desenvolveu sem nenhum planejamento ou fiscalização da prefeitura e vale lembrar que o local é considerado novo e se desenvolveu em meados dos anos dois mil; por isso, o bairro não está totalmente loteado e esses problemas tendem a piorar à medida que o local cresça e

impermeabilização dos lotes também; por isso a necessidade da implantação de um projeto eficiente de microdrenagem. A figura 25 demonstra algumas dessas patologias.

Figura 25 - Fotos da Avenida Capitão Reis



Fonte: O autor.

É interessante lembrar que existe na prefeitura local um projeto de microdrenagem urbana do bairro Morada do Sol (bairro adjacente). Esse projeto começou a ser executado e poderia eliminar um pouco os danos na via em estudo; porém esse projeto está paralisado a algum tempo devido ao desacordo entre a prefeitura e os empreiteiros contratados. A figura 26 mostra a localização da Avenida

Figura 26 - Localização da Avenida Capitão Reis.

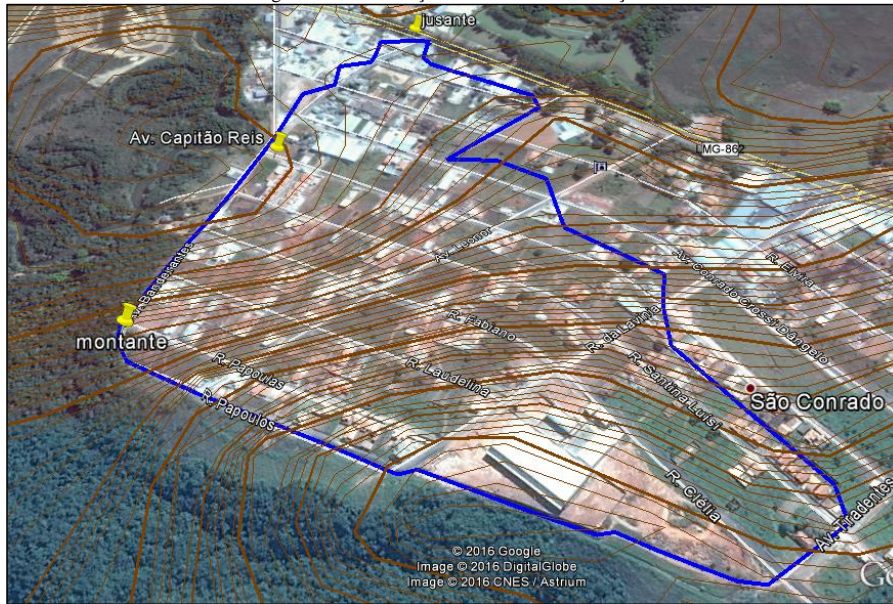


FONTE: (GOOGLE EARTH, 2016)

5.3 Bacia de contribuição

A bacia de contribuição que influencia na Avenida Capitão Reis, comporta uma área total de 375.615,860 m², algo em torno de 0,375 Km², e tem suas limitações conforme figura 27.

Figura 27 - Delimitação da Bacia de contribuição.



Fonte: (Google Earth com cotas de nível obtidas através do Global Mapper, adaptado pelo autor)

Um mapa adquirido na prefeitura local classificou o bairro como sendo zona mista (ZMI) e zona mista adensada (ZMA). E para o local em estudo existe uma área verde, praça ou qualquer outra área que venha a interferir na vazão que chega na avenida Capitão Reis. Os dados da bacia estão mensurados na tabela 17.

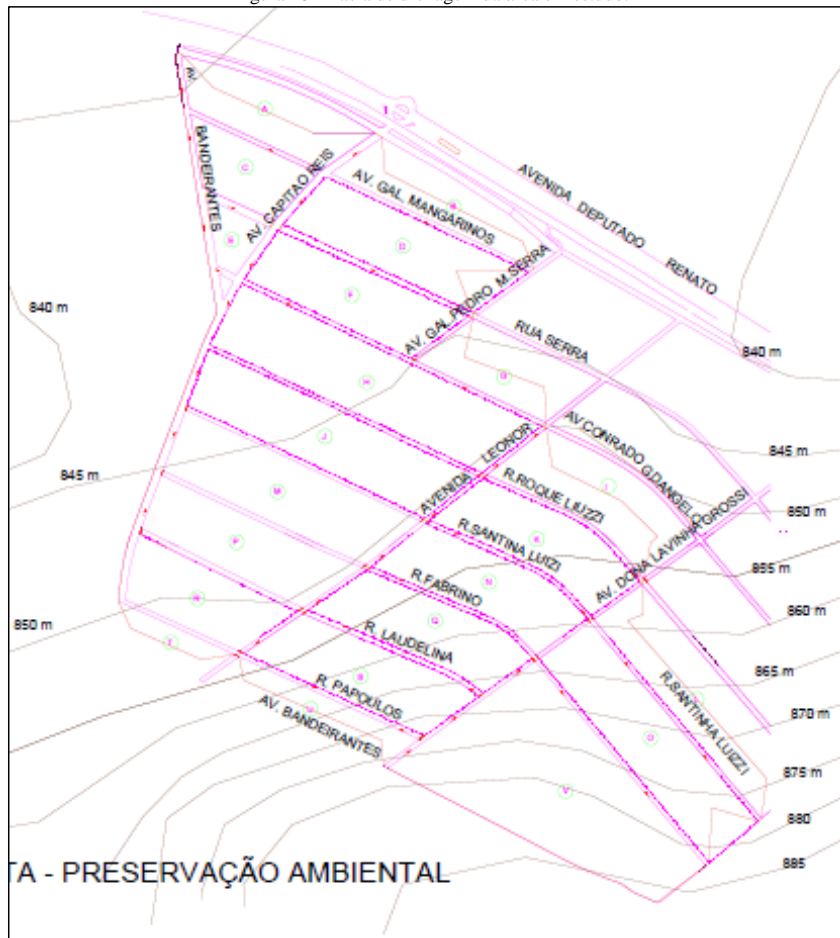
Tabela 16 - Áreas e suas respectivas porcentagens da bacia de contribuição.

| Item | m ² | % |
|---------------------|----------------|------|
| Área total da Bacia | 375615,86 | 100% |
| Área industrial | 135221,71 | 36% |
| Área residencial | 165270,98 | 44% |
| Área pavimentada | 75123,17 | 20% |

Fonte: O autor

Na figura 28 segue o mapa disponibilizado em formato dwg. pela prefeitura de Três Corações. Com as curvas de nível adaptado pelo autor através do Global Mapper e do AutoCad.

Figura 28 - Bacia de drenagem da área em estudo.



Fonte: O autor.

6 METODOLOGIA

Os métodos utilizados para a obtenção dos dados e caracterização da bacia podem variar de autor para autor. Para a monografia em estudo as informações foram extraídas de fontes e softwares como o Google Earth, Global Mapper, Plúvio, além de visita in loco, aquisição de dados na prefeitura local, consulta ao IBGE e algumas formulas descritas no referencial teórico.

Vale lembrar que ambos os cálculos foram desenvolvidos no programa Excel.

6.1 Obtenção de dados

O procedimento usado para adquirir as informações necessárias para caracterizar a bacia e o trecho em estudo é de extrema importância para poder avaliar se os dispositivos ali existentes estão sendo ou não suficiente para vazão pluvial do local. Dentre os itens analisados estão:

- Área de drenagem da bacia
- Caracterização do solo e seus coeficientes de *Runoff*
- Intensidade de Chuva
- Período de retorno
- Tempo de concentração
- Vazão de projeto
- Verificação de boca de lobo
- Verificação de velocidade de escoamento

6.1.1 Área de drenagem da bacia

Para obtê-la foi feita uma visita a prefeitura local que concedeu o mapa da cidade de Três Corações. A mesma ainda alertou que o bairro não possui um projeto de microdrenagem. Portanto, a metodologia utilizada para obtê-la, foi visita “*in loco*” para identificar o fluxo das águas; e auxílio de softwares como o Google Earth da empresa Google que emite imagem por satélite; o *Global Mapper*, da empresa *Blue Marble Geographics*, que fornece o traçado das curvas de nível; além do auxílio do AutoCad da empresa AutoDesk para quantificar e desenhar as áreas.

6.1.2 Caracterização do solo

Uma vez definida a área de drenagem, foi possível dividi-la com auxílio do Autocad. Por se tratar de um loteamento ainda jovem, na bacia em estudo foi possível encontrar solos destinados a:

- Edificação residencial simples;
- Indústria e;
- Vias pavimentadas.

Os valores para os coeficientes de Runoff foram retirados da tabela 05 e o resultado final da equação 07.

6.1.3 Intensidade de Chuva

Para obtenção dos dados referentes a intensidade de chuva e precipitação da bacia, foi utilizado o software Plúvio, desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos (GPRH) da Universidade Federal de Viçosa (UFV). O software disponibilizou os coeficientes K, a, b e c; que posteriormente foram aplicadas na equação 03.

6.1.4 Tempo de Retorno

Para definição do tempo de retorno da bacia, será utilizada duas variáveis de 7 e 10 anos ambos dentro do limite indicado pela literatura (2 a 10 anos); sabendo que o bairro não apresenta inundações seria aceitável adotar 7 anos, agora caso a escolha seja a favor da segurança se aconselha adotar 10 anos.

6.1.5 Tempo de Concentração

Para obtenção do tempo de concentração, foi utilizado a fórmula de George Ribeiro descrita na equação 05 da monografia. Para chegar ao resultado foi necessário obter os dados de declividade média da bacia, obtido pelo programa Global Mapper, o comprimento percorrido pela água do divisor mais distante até a seção de estudo adquirido através do auto e a fração vegetal existente no local; obtida através da ajuda do Autocad e visita in loco.

6.1.6 Vazão atual de projeto

Por fim, após o levantamento dos itens anteriores (área de contribuição, precipitação e o coeficiente médio de *Runoff*); e aplicação do método racional apresentado na equação 01, foi possível obter a vazão pluvial do local.

6.1.7 Verificação de velocidade de escoamento na avenida capitão Reis.

Sem o projeto de microdrenagem; para definir a velocidade que a água chega no ponto crítico de patologia asfáltica, será utilizado a inclinação de 5,88% adquirida através das curvas de nível gerada pelo Global Mapper e a equação de Manning descrita na equação 21, admitindo que a via tem um comportamento semelhante as galerias de conduto livre de seção retangular para os dias de chuva; as formulas de raio hidráulico, área e perímetro molhado está descrita na figura 18; os coeficientes de rugosidades estão descritos na tabela 06; e o restante dos dados foram retirados “*in loco*”.

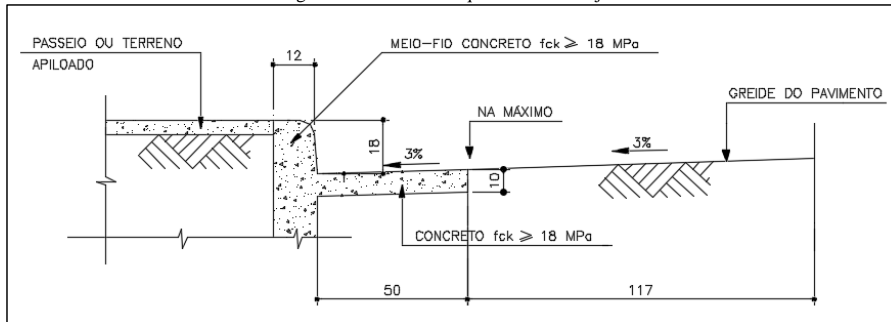
6.2 Obtenção dos parâmetros hidráulicos

Os critérios usados para o dimensionamento dos dispositivos de drenagem, foi primeiramente o aproveitamento dos dispositivos existentes quando possível. E após levantamento das áreas das subbacias, o sentido do fluxo das águas pluviais e os trechos. Foram utilizadas equações e metodologias encontradas no referencial bibliográfico conforme será apresentado a seguir.

6.2.1 Determinação da capacidade de escoamento pelas sarjetas

No presente projeto foi adotado meio fio com altura fora da terra de 18 centímetros, a escolha dessa altura se dá pelo fato de algumas residências existentes já possuírem meio fio com tais dimensões. Como o bairro não possui sarjetas, foi dimensionado a colocação das mesmas com as dimensões conforme figura 29 a seguir:

Figura 29 - Desenho esquemático da sarjeta



Fonte: o autor

Para chegar no resultado final do cálculo da vazão de escoamento das sarjetas, foi necessário usar o fator de correção de vazão da sarjeta obtido na Tabela 07 de Fatores de redução de escoamento das sarjetas em função da declividade da SMDU (2012). E uma vez adquiridos os dados, foram utilizadas as equações 08 de capacidade de escoamento teórico pela sarjeta e 10 do cálculo e vazão real.

6.2.2 Determinação da capacidade de engolimento das bocas de lobo

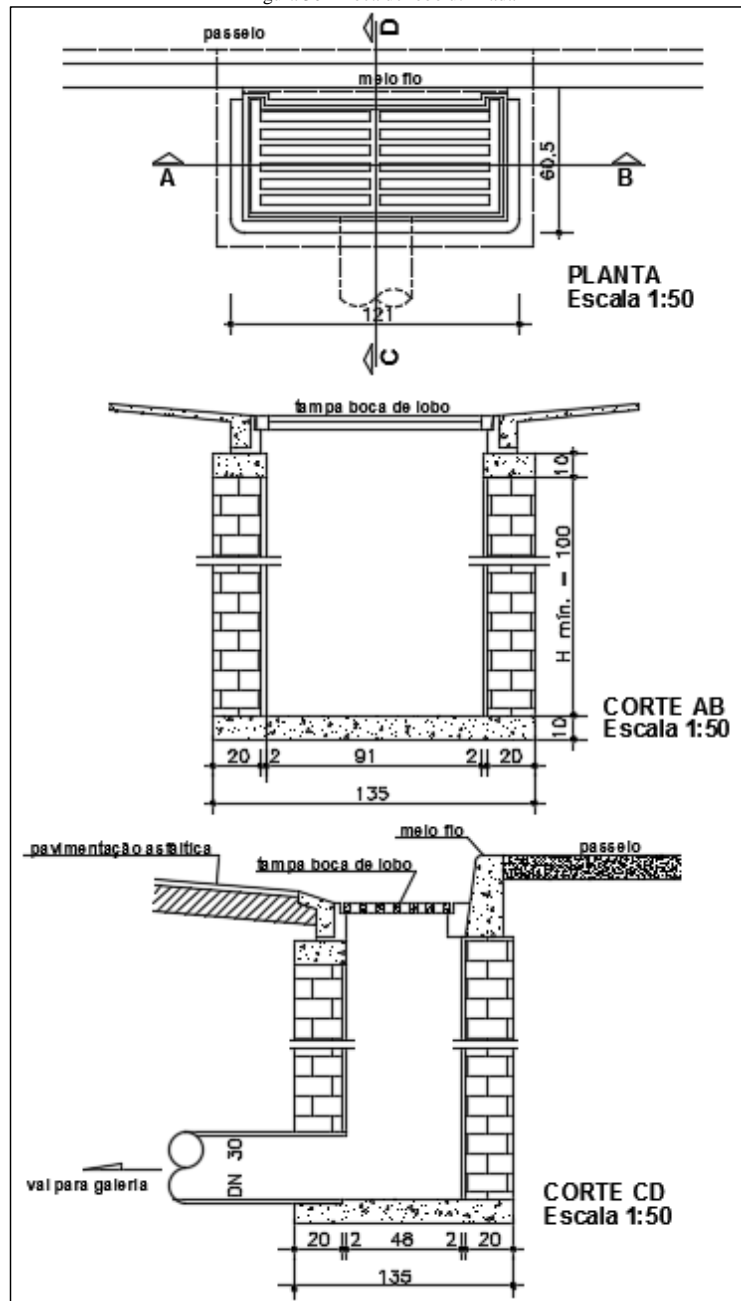
As bocas de lobo serão do tipo grelha de ponto intermediário e foram dimensionadas para funcionarem como vertedouro devido a altura da lamina d'água (em torno de 80% da altura do meio fio). Foram colocadas nos trechos onde a sarjeta não tinha capacidade de conduzir as águas pluviais e onde não houvesse declividade transversal, para evitar pontos de alagamentos.

Já as dimensões das bocas de lobo localizadas na figura 30 a seguir, foram adotadas desta maneira para seguir o padrão das bocas de lobo existentes no bairro Morada do Sol (bairro vizinho), além da padronização; essa escolha se deu devido à grande eficiência de engolimento das mesmas.

Para o cálculo da sua vazão de engolimento foi utilizada a equação 14 de Tucci; e aplicado o fator de correção encontrado na tabela 08 do SMDU/SP.

Suas dimensões ficaram da seguinte maneira conforme mostra figura 30.

Figura 30 - Boca de lobo utilizada



Fonte: o autor

6.2.3 Determinação Poço de visita

Visando utilizar a menor quantidade de poço de visita, eles foram locados apenas onde realmente houvesse necessidade; no cruzamento de ruas, mudança de declividade, diâmetro das galerias ou espaçamento máximo.

Suas dimensões foram definidas de acordo com a ABNT NBR 9649 (1986), que diz que o diâmetro mínimo do tampão deve ser de 0,60 m e a dimensão mínima da câmara deve ser de 0,80 m. e outras informações quanto ao dimensionamento foram retiradas da tabela 9 de Variação de diâmetro A em função do maior diâmetro D e 10 de Espaçamento de poços de visita em metros, ambos de Botelho 2011 e DAEE/CETESB de 1980 respectivamente.

6.2.4 Caixa de Ligação

Conforme mencionado anteriormente, serão utilizadas somente quando há necessidade de fazer a locação de bocas de lobo intermediárias ou para evitar a chegada em um mesmo poço de visita de mais de quatro tubulações. E de acordo com Tomaz (2002), a declividade mínima das caixas de ligação deve ser de 1%; e para os diâmetros foi consultado a 12:

6.2.5 Determinação das galerias

A seção escolhida foi a circular, por ser a mais usual. A relação y/D adotada no presente projeto é de 0,7 trabalhando com um coeficiente de segurança para as galerias; sendo assim, o fator de correção de vazão equivalente foi de aproximadamente 0,85, e o de correção de raio hidráulico aproximadamente 1,185 (valores retirados do ábaco recontratado na figura 19)

As galerias foram locadas através do cálculo das vazões e da capacidade de transporte das sarjetas, pois com a análise desses resultados, foi possível verificar onde seria necessário fazer a implantação das mesmas para a vazão excedente das sarjetas, e uma vez conhecida a vazão a ser entubada, foi possível conhecer a vazão transportada pelas galerias.

Após conhecido essa vazão que escoar pela galeria foi possível proceder com cálculos para determinar inclinação dos trechos da galeria, verificar a velocidade de escoamento e definir o diâmetro das mesmas. Ambos realizados visando atender aos critérios de velocidade e escavação mínima. Para isso foram utilizadas as equações 15 e 16 para definir o diâmetro e as

inclinações; e 21 para verificar a velocidade. Os resultados encontrados foram analisados com os sugeridos nas tabelas 12 de Relação diâmetro comercial e sua declividade mínima de Botelho (2011), e na Tabela 14 de Valores máximos e mínimos de velocidade para dispositivos de microdrenagem urbana; de Diogo e Sciammarella (2008).

6.2.7 Disposição final

A água drenada do loteamento será direcionada através de uma única galeria com o diâmetro de 1500 mm para o curso d'água do Rio do Peixe que se localiza a cerca de 60 metros do ponto de jusante em estudo.

Cabe ainda salientar que para efetivação do projeto, faz-se necessária a busca de licenciamento ambiental para a disposição do fluxo no curso d'água mencionado. Pois as atividades referentes à drenagem que modificam o meio ambiente estão previstas na Deliberação Normativa 74 de 9 de setembro de 2004 do Conselho Estadual de Política Ambiental (COPAM) e deve ser analisada a abrangência das atividades para que sejam tomadas as devidas medidas de regularização ambiental.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após definido a metodologia a ser utilizada e colocando em prática as formulas e dados adquiridos, é possível quantificar os dados a seguir.

7.1 Caracterização do escoamento superficial (Coeficiente de Runoff)

Uma vez obtido as áreas existentes na bacia, definidas no material teórico; conforme tabela 18 a seguir:

Tabela 17 - levantamento final das áreas da bacia e seus coeficientes de Runoff.

| Ocupação | Área (m ²) | % | C |
|---------------------|------------------------|------|-------|
| Área total da Bacia | 375615,86 | 100% | |
| Área industrial | 135221,71 | 36% | 0,6 |
| Área residencial | 165270,98 | 44% | 0,5 |
| Área pavimentada | 75123,17 | 20% | 0,925 |

Fonte: O autor

Pode-se aplicar a formula de C médio conforme a equação 07.

$$C_{\text{médio}} = \frac{\sum A_1 \times C_1 + A_2 \times C_2 \dots + A_n \times C_n}{\sum A_1 + A_2 \dots + A_n}$$

(Equação 07)

Onde:

- $C_{\text{médio}}$: coeficiente de escoamento superficial médio;
- C_1, C_2, C_n : coeficientes de escoamento superficial das áreas A_1, A_2, A_n ;
- A_1, A_2, A_n : áreas que possuem os coeficientes C_1, C_2, C_n .

$$C_{\text{médio}} = \frac{135221,71 \times 0,6 + 165270,98 \times 0,5 + 75123,17 \times 0,925}{135221,71 + 165270,98 + 75123,17}$$

$C_{\text{médio}} = 0,62$

7.2 Intensidade de Chuva

Para definir a intensidade de chuva é necessário estudar os períodos de retorno na região.

7.2.1 Período de Retorno

Para definição do período de retorno ou tempo de retorno, foi feito um estudo com as possíveis variáveis de tempo de retorno, e se optou pelo de maior segurança; no caso **10 anos**; conforme explicado na metodologia.

7.2.2 Tempo de Concentração

Já tempo de concentração da bacia foi determinado pela equação 05 de George Ribeiro, que necessitou dos dados referentes ao:

- Comprimento do talvegue principal= **1,69 km**
- Porcentagem de cobertura vegetal = **0**
- Declividade média do talvegue principal $= D = \frac{887,5-840}{1690} = \mathbf{0,04 \text{ (m/m) (m/m)}}$

(Os dados acima foram obtidos através de observação no mapa disposto pela prefeitura encontrado na figura 26) e aplicado na formula de George Ribeiro (equação 05)

$$t_c = \left[\frac{16L}{(1,05 - 0,2\rho) \cdot (100D)^{0,04}} \right] + 10$$

Onde:

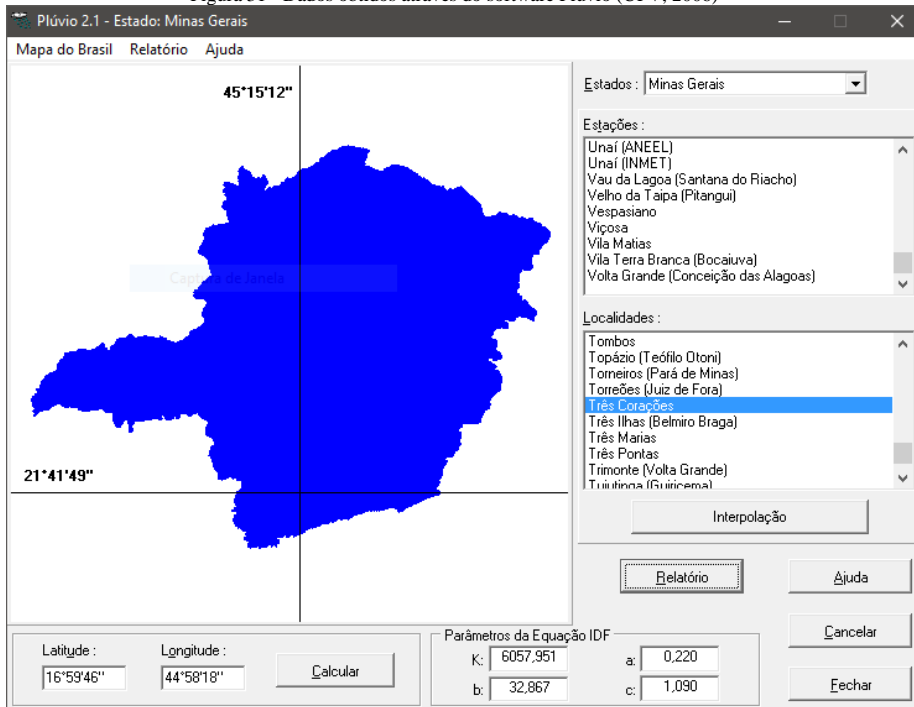
- t_c : tempo de concentração da bacia, em min.;
- L : comprimento do talvegue principal, em km;
- ρ : fração da área da bacia coberta com vegetação, adimensional;
- D : declividade média do talvegue principal, em m/m.

$$t_c = \left[\frac{16 * 1,69}{(1,05 - 0,2 * 0,0) \cdot (100 * 0,045)^{0,04}} \right] + 10$$

$$tc = \mathbf{34,45 \text{ min}}$$

Por fim, foi necessária consulta ao software Plúvio, conforme mencionado anteriormente. Que disponibilizou os coeficientes necessários para cálculo da equação 03, como mostra a figura 31

Figura 31 - Dados obtidos através do software Plúvio (UFV, 2006)



Fonte: Plúvio.

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

(Equação 03)

Onde:

- Im = intensidade média de chuva (mm/h);
- Tr = tempo de retorno (anos); **10 anos**
- t = tempo de concentração (minutos); **34,45 min**
- K, a, b e c = coeficientes disponibilizados pelo software (adimensionais).
Respectivamente (6057,951; 32,867, 0220 e 1,090)

Para $T_r = 10$ anos:

$$I_m = \frac{6057,951 \times 10^{0,22}}{(34,45 + 32,867)^{1,09}}$$

$$I_m = 102,26 \text{ mm/h}$$

A tabela 19 a seguir mostra a relação entre os possíveis resultados para tempo de retornos menores.

Tabela 18- Intensidade de chuva em função do Tempo de retorno em anos.

| Tempo de Retorno (anos) | I (mm/h) |
|-------------------------|----------|
| 2 | 71,77 |
| 3 | 78,46 |
| 4 | 83,59 |
| 5 | 87,80 |
| 6 | 91,39 |
| 7 | 94,54 |
| 8 | 97,36 |
| 9 | 99,92 |
| 10 | 102,26 |

Fonte: o Autor

7.3 Vazão de projeto

Uma vez definido a área de contribuição, o coeficiente escoamento (Runoff) médio da bacia e a Intensidade de chuva do local. Foi possível utilizar o método racional descrito na equação 01.

$$Q = 0,278 \times C \times i \times A$$

(Equação 01)

Onde:

- Q = vazão pluvial (m^3/s);
- C = coeficiente de *Runoff* (adimensional); **(0,62)**
- i = intensidade da precipitação (mm/h); **(102,26 mm/h)**
- A = área de contribuição (km^2). **(0,375 Km^2)**

Para T_r de **10 anos**:

$$Q = 0,278 \times 0,62 \times 102,26 \times 0,375$$

$$Q = 6,63 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vale lembrar que tal fórmula, foi utilizada para definir a vazão de projeto e das áreas de contribuição de cada trecho. Contendo os mesmos dados e modificando apenas as áreas.

Aplicando as mesmas condições para outros tempos de retorno se obtém os resultados expressos na tabela 20 a seguir

Tabela 19 – Variação da vazão final de projeto em função do tempo de retorno

| Tempo de Retorno (anos) | I (mm/h) | Q (m ³ /s) |
|-------------------------|----------|-----------------------|
| 2 | 71,77 | 4,65 |
| 3 | 78,46 | 5,09 |
| 4 | 83,59 | 5,42 |
| 5 | 87,80 | 5,69 |
| 6 | 91,39 | 5,93 |
| 7 | 94,54 | 6,13 |
| 8 | 97,36 | 6,31 |
| 9 | 99,92 | 6,48 |
| 10 | 102,26 | 6,63 |

Fonte: O autor

7.4 Velocidade de água na via

A principal causa das erosões além da água parada pode ser explicada pela velocidade do fluxo da água na via, e colocando em pratica os dados da via se chegou no seguinte valor:

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times I^{0,5}}{n} \quad \text{(Equação 21)}$$

Onde:

- V = velocidade de escoamento (m/s);
- Rh = raio hidráulico real e corrigido (m);
- I = inclinação (m/m); **0,0588**
- n = coeficiente de rugosidade (Adimensional). **0,016**

$$Rh = \frac{\text{Área molhada (m)}}{\text{Perímetro molhado (m)}}$$

$$Rh = \frac{10 \times 0,15}{10 + 2 \times 0,15}$$

$$Rh = 0,1445 \text{ m}$$

Para $I = 0,0588 \text{ m/m}$

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times I^{0,5}}{n}$$

$$V = \frac{0,1445^{2/3} \times 0,0588^{0,5}}{0,016}$$

$$V = 4,175 \text{ m/s}$$

7.5 Dimensionamento dos dispositivos de microdrenagem

Antes de se iniciar o dimensionamento dos dispositivos de microdrenagem e após definido as características do solo do loteamento, é necessário conhecer o comportamento das águas (sentido de escoamento) para poder dividir a bacia em trechos que posteriormente influenciarão nos cálculos.

Por isso é necessário reunir dados do loteamento como o comprimento dos trechos, as áreas de influência, declividade; as tabelas 20 e 21 a seguir trazem esses números que são usados como informações iniciais para os cálculos.

Tabela 20 - Área de contribuição.

| Áreas das Bacias | | | | | | | |
|------------------|-----------|------------------------|-------------------------------|---------|-----------|------------------------|-------------------------------|
| Quadr a | Sub bacia | Área (m ²) | Área quadra (m ²) | Quadr a | Sub bacia | Área (m ²) | Área quadra (m ²) |
| A | 1 | 1049,41 | 8369,7 | L | 1 | 949,55 | 10447,56 |
| | 2 | 5587,54 | | | 2 | 9498,01 | |
| | 3 | | | M | 1 | 1828,06 | 23317,18 |
| | 4 | 1732,75 | | | 2 | 8356,89 | |
| B | 1 | 1423,09 | 7629,4 | 3 | 10889,4 | 2242,83 | |
| | 2 | 6206,31 | | 4 | 2242,83 | | |
| C | 1 | 906,13 | 10043,66 | N | 1 | 2139,6 | 15046,0246 |
| | 2 | 3643,55 | | | 2 | 6953,9 | |
| | 3 | 3676,61 | | | 3 | 3736,634 6 | |
| | 4 | 1817,37 | | | 4 | 2215,89 | |
| D | 1 | 2041,04 | 17438,16 | O | 1 | 1798,33 | 22736,58 |
| | 2 | 7864,06 | | | 2 | 11580,83 | |
| | 3 | 7533,06 | | | 3 | 9357,42 | |
| | 4 | | | | 4 | | |
| E | 1 | 911,9 | 2346,04 | P | 1 | 1748,69 | 18429,23 |
| | 2 | 188,39 | | | 2 | 6317,72 | |

| Áreas das Bacias | | | | | | | | |
|------------------|-----------|------------------------|-------------------------------|--------|-----------|------------------------|-------------------------------|---------|
| Quadra | Sub bacia | Área (m ²) | Área quadra (m ²) | Quadra | Sub bacia | Área (m ²) | Área quadra (m ²) | |
| F | 3 | 1245,75 | 17809,41 | Q | 3 | 7860,69 | 18172,96 | |
| | 1 | 1951,45 | | | 4 | 2502,13 | | |
| | 2 | 6721,38 | | | 1 | 2055,73 | | |
| | 3 | 7454,53 | | | 2 | 9134,57 | | |
| | 4 | 1682,05 | | | 3 | 5484,63 | | |
| G | 1 | 1335,46 | 5388,5 | R | 1 | 1518,9 | 14220,05 | |
| | 2 | 4053,04 | | | 2 | 4655,98 | | |
| H | 1 | 2290,03 | 33262,22 | R | 3 | 6362,09 | | |
| | 2 | 12798,22 | | | 4 | 1683,08 | | |
| | 3 | 15830,6 | | | 1 | 2782,92 | | |
| I | 1 | 2543,51 | 10582,85 | S | 2 | 7927,55 | 18327,74 | |
| | 2 | 8039,34 | | | 3 | 6092,93 | | |
| J | 1 | 1511,21 | 49063,96 | U | 4 | 1524,34 | | |
| | 2 | 22386,53 | | | 1 | 2557,65 | | 2557,65 |
| | 3 | 22366,12 | | | 1 | 4731,58 | | 5401,05 |
| | 4 | 2800,1 | | | 2 | 669,47 | | |
| K | 1 | 1923,17 | 16479,88 | V | 1 | 8026,37 | 48544,22 | |
| | 2 | 5643,41 | | | 2 | 9907,8 | | |
| | 3 | 7091,71 | | | 3 | 5566,59 | | |
| | 4 | 1821,59 | | | 4 | 25043,46 | | |

Fonte: o autor

Tabela 21- Dados dos Trechos

| DADOS TRECHOS | | | | | | | |
|-------------------------|--------|------------|------------|--------|--------|---------------|-------|
| RUA | TRECHO | COTA M (m) | COTA J (m) | L (m) | Δh (m) | i(m/m) trecho | i(%) |
| R. Fabrino | 31-26 | 885 | 864 | 325,76 | 21,00 | 0,064 | 6,45% |
| Santinha Luizzi | 30-24 | 878,5 | 859,5 | 319,86 | 19,00 | 0,059 | 5,94% |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 29-28 | 877 | 872,5 | 58,43 | 4,50 | 0,077 | 7,70% |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 28-27 | 872,5 | 867,5 | 87,65 | 5,00 | 0,057 | 5,70% |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 27-26 | 867,5 | 864 | 79,21 | 3,50 | 0,044 | 4,42% |
| P. Papoulos | 28-25 | 872,5 | 854 | 247,81 | 18,50 | 0,075 | 7,47% |
| Laudelina | 27-23 | 867,5 | 852,5 | 242,65 | 15,00 | 0,062 | 6,18% |
| R. Fabrino | 26-20 | 864 | 852 | 232,42 | 12,00 | 0,052 | 5,16% |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 26-24 | 864 | 859,5 | 80,96 | 4,50 | 0,056 | 5,56% |
| Santinha Luizzi | 24-18 | 859,5 | 851,5 | 234,27 | 8,00 | 0,034 | 3,41% |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 24-21 | 859,5 | 856 | 80,96 | 3,50 | 0,043 | 4,32% |

| DADOS TRECHOS | | | | | | | |
|------------------------|--------|------------|------------|--------|----------------|---------------|--------|
| RUA | TRECHO | COTA M (m) | COTA J (m) | L (m) | Δh (m) | i(m/m) trecho | i(%) |
| R. Roqui Liuzzi | 21-17 | 856 | 851 | 234,66 | 5,00 | 0,021 | 2,13% |
| Av. Leonor | 25-23 | 854 | 852,5 | 93,16 | 1,50 | 0,016 | 1,61% |
| Av. Leonor | 23-20 | 852,5 | 852 | 93,69 | 0,50 | 0,005 | 0,53% |
| Av. Leonor | 20-18 | 852 | 851,5 | 91,31 | 0,50 | 0,005 | 0,55% |
| Av. Leonor | 18-17 | 851,5 | 851 | 89,12 | 0,50 | 0,006 | 0,56% |
| Av. Leonor | 17-15 | 851 | 850 | 98,54 | 1,00 | 0,010 | 1,01% |
| Av. Conrado G. Dangelo | 15-9 | 850 | 844,7 | 410,31 | 5,30 | 0,013 | 1,29% |
| Av. Bandeirantes | 1-2 | 845,5 | 845 | 69,95 | 0,50 | 0,007 | 0,71% |
| Av. Capitão Reis | 3-4 | 845 | 845 | 81,32 | 0,00 | 0,000 | 0,00% |
| Av. Gal Mangarinos | 8-4 | 845,1 | 845 | 278,99 | 0,10 | 0,000 | 0,04% |
| Av. Gal Mangarinos | 2-4 | 845 | 845 | 184,18 | 0,00 | 0,000 | 0,00% |
| Av. Capitão Reis | 4-7 | 845 | 845 | 83,94 | 0,00 | 0,000 | 0,00% |
| R. Serra | 5-7 | 845 | 845 | 97,72 | 0,00 | 0,000 | 0,00% |
| Av. Gal Pedro M. Serra | 13-11 | 845,2 | 845,1 | 91,85 | 0,10 | 0,001 | 0,11% |
| R. Serra | 11-7 | 845,1 | 845 | 261,75 | 0,10 | 0,000 | 0,04% |
| Av. Capitão Reis | 7-9 | 845 | 844,7 | 81,31 | 0,30 | 0,004 | 0,37% |
| Av. Bandeirantes | 2-6 | 845 | 845 | 98,67 | 0,00 | 0,000 | 0,00% |
| Av. Bandeirantes | 6-10 | 845 | 844,5 | 138,11 | 0,50 | 0,004 | 0,36% |
| P. Papoulos | 25-22 | 854 | 849 | 156,7 | 5,00 | 0,032 | 3,19% |
| Av. Capitão Reis | 22-19 | 849 | 847,5 | 88,84 | 1,50 | 0,017 | 1,69% |
| Laudelina | 23-19 | 852,5 | 847,5 | 226,05 | 5,00 | 0,022 | 2,21% |
| Av. Capitão Reis | 19-16 | 847,5 | 845 | 73,72 | 2,50 | 0,034 | 3,39% |
| R. Fabrino | 20-16 | 852 | 845 | 280,06 | 7,00 | 0,025 | 2,50% |
| Av. Capitão Reis | 16-14 | 845 | 845 | 85,02 | 0,00 | 0,000 | 0,00% |
| Santinha Luizzi | 18-14 | 851,5 | 845 | 326,07 | 6,50 | 0,020 | 1,99% |
| Av. Capitão Reis | 14-12 | 845 | 845 | 79,13 | 0,00 | 0,000 | 0,00% |
| R. Roqui Liuzzi | 17-12 | 851 | 845 | 371,21 | 6,00 | 0,016 | 1,62% |
| Av. Capitão Reis | 12-9 | 845 | 844,7 | 89,86 | 0,30 | 0,003 | 0,33% |
| Av. Conrado G. Dangelo | 9-10 | 844,7 | 844,5 | 34,71 | 0,20 | 0,006 | 0,58% |
| | 10-FIM | 844,5 | 837 | 60 | 7,50 | 0,125 | 12,50% |

Fonte: o autor

Esses valores foram obtidos através do Autocad, e o desenho da bacia ficou da seguinte maneira conforme apêndice F.

7.6 Verificação da Capacidade de transporte das sarjetas

Seguindo orientação do SMDU/SP (2012) e admitindo que a água será escoada por toda a calha da rua; sabendo que a declividade transversal da rua como 3%, e a altura da água da sarjeta sendo algo em torno de 80% da altura do meio fio (aproximadamente 0,15 m); e aplicando as dimensões da sarjeta encontrada na figura 29 na equação 08 de Manning modificada por Izzard, se obtém o da capacidade de vazão transversal.

$$Q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{z_1}{n} \times y_0^{\frac{8}{3}} - \frac{z_1}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} + \frac{z_2}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} \right) \times i^{0,5}$$

(Equação 08)

Onde:

- Q_{st} : capacidade de escoamento teórico pela sarjeta, em m³/s;
- z_1 : inverso da declividade transversal da sarjeta, m/m; ($\frac{1}{0,03} = 33,33$);
- z_2 : inverso da declividade transversal da via, m/m; ($\frac{1}{0,03} = 33,33$);
- n : coeficiente de rugosidade de Manning; **(0,013)**;
- y_0 : altura da lâmina d'água junto ao meio fio, usualmente 80% da altura do meio fio, em m; **(0,8x0,18 ≈ 0,15m)**;
- i : declividade longitudinal do trecho, em m/m. **(particular do trecho)**
- y_1 : calculado pela equação 09:

$$y_1 = y_0 - (i_{ts} \cdot b)$$

(Equação 09)

Onde:

- y_0 : altura da lâmina d'água junto ao meio fio, (usualmente 80% da altura do meio fio) em m; ; **(0,8x0,18 ≈ 0,15m)**;
- i_{ts} : declividade transversal da sarjeta, em m/m; **(3%)**
- b : largura da sarjeta, em m. **(0,50 em)**

$$y_1 = y_0 - (i_{ts} \cdot b)$$

$$y_1 = 0,15 - (0,03 \cdot 0,5)$$

$$y_1 = 0,135 \text{ ??}$$

$$Q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{z_1}{n} \times y_0^{\frac{8}{3}} - \frac{z_1}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} + \frac{z_2}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} \right) \times i^{0,5}$$

$$Q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{33,33}{0,013} \times 0,15^{\frac{8}{3}} - \frac{33,33}{0,013} \times 0,135^{\frac{8}{3}} + \frac{33,33}{n0,013} \times 0,135^{\frac{8}{3}} \right) \times i^{0,5}$$

$$Q_{st} = 6,10768576 \times i^{0,5}$$

Após de descobrir o valor de transporte fictício da sarjeta, se aplica o fator de correção encontrado na tabela 07 que é dado em função da declividade do trecho.

$$Q_{sreal} = q_{st} \times F$$

(Equação 10)

Onde:

- Q_{sreal} = vazão real (m³/s);
- q_{st} = vazão teórica (m³/s);
- F = fator de redução (Adimensional encontrado na tabela 07).

Utilizando a equação 01 de cálculo de vazão em cada área de contribuição dos trechos e subtraindo da capacidade de vazão transportada pela sarjeta. Se obtém o valor da vazão excedente que será engolida pelas bocas de lobo e conseqüentemente terá necessidade de implantação de galerias pluviais. A tabela 23 a seguir mostra esses valores.

Onde as colunas:

- “I(%)”, é a inclinação do terreno natural em %
- “MD e ME”, são as áreas de contribuição em metros;
- “QMD” e “QME” é a vazão de escoamento nas margens em m³/s;
- “Qsreal” é a vazão real transportadas pelas sarjetas em m³/s;
- “Q Entubada”, é a vazão que a sarjeta não conseguiu conduzir em m³/s;
- “Verificação” é os lugares onde terá que implantar boca de lobo e conseqüentemente galerias.

Tabela 22 - Verificação de capacidade de vazão das sarjetas e necessidade de galerias.

| DADOS TRECHOS | | | VERIFICAÇÃO SARJETA | | | | | | | | NECESSIDADE DE GARELIA | | | |
|-------------------------|--------|-------|----------------------|-----------|----------|-------|-------|-----------|------|---------------|------------------------|-------------|-------------|---------|
| RUA | TRECHO | i(%) | ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO | | Q (m³/s) | | | QS (m³/s) | F | Qsreal (m³/s) | Q Entubada | | VERIFICAÇÃO | |
| | | | MD (m²) | ME (m²) | MD | ME | TOTAL | | | | Q MD (m³/s) | Q ME (m³/s) | MD | ME |
| R. Fabrino | 31-26 | 6,45% | 11.580,83 | 25.043,46 | 0,204 | 0,442 | 0,647 | 1,55073 | 0,40 | 0,620 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Santinha Luizzi | 30-24 | 5,94% | 9.357,42 | 9.498,01 | 0,165 | 0,168 | 0,333 | 1,48858 | 0,50 | 0,744 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 29-28 | 7,70% | 8.026,37 | 669,47 | 0,142 | 0,012 | 0,154 | 1,69498 | 0,40 | 0,678 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 28-27 | 5,70% | 17.934,17 | 2.193,81 | 0,317 | 0,039 | 0,355 | 1,45877 | 0,50 | 0,729 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 27-26 | 4,42% | 23.500,76 | 3.691,84 | 0,415 | 0,065 | 0,480 | 1,28387 | 0,80 | 1,027 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| P. Papoulos | 28-25 | 7,47% | 6.092,93 | 4.731,58 | 0,108 | 0,084 | 0,191 | 1,66880 | 0,40 | 0,668 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Laudelina | 27-23 | 6,18% | 9.134,57 | 7.927,55 | 0,161 | 0,140 | 0,301 | 1,51856 | 0,40 | 0,607 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| R. Fabrino | 26-20 | 5,16% | 18.534,73 | 57.720,69 | 0,327 | 1,019 | 1,346 | 1,38781 | 0,50 | 0,694 | 0,000 | 0,325 | ✓ | GALERIA |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 26-24 | 5,56% | 1.798,33 | 2.215,89 | 0,032 | 0,039 | 0,071 | 1,43995 | 0,50 | 0,720 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Santinha Luizzi | 24-18 | 3,41% | 15.000,83 | 17.248,86 | 0,265 | 0,305 | 0,569 | 1,12866 | 0,80 | 0,903 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 24-21 | 4,32% | 949,55 | 1.821,59 | 0,017 | 0,032 | 0,049 | 1,26992 | 0,80 | 1,016 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| R. Roqui Liuzzi | 21-17 | 2,13% | 8.039,34 | 16.952,64 | 0,142 | 0,299 | 0,441 | 0,89154 | 0,80 | 0,713 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |

| DADOS TRECHOS | | | VERIFICAÇÃO SARJETA | | | | | | | | NECESSIDADE DE GARELIA | | | |
|------------------------|--------|-------|----------------------|------------|----------|-------|-------|-----------|------|---------------|------------------------|-------------|-------------|---------|
| RUA | TRECHO | i(%) | ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO | | Q (m³/s) | | | QS (m³/s) | F | Qsreal (m³/s) | Q Entubada | | VERIFICAÇÃO | |
| | | | MD (m²) | ME (m²) | MD | ME | TOTAL | | | | Q MD (m³/s) | Q ME (m³/s) | MD | ME |
| Av. Leonor | 25-23 | 1,61% | 2.782,92 | 1.683,08 | 0,049 | 0,030 | 0,079 | 0,77501 | 0,80 | 0,620 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Leonor | 23-20 | 0,53% | 21.900,77 | 4.185,21 | 0,387 | 0,074 | 0,461 | 0,44619 | 0,60 | 0,268 | 0,119 | 0,000 | GALERIA | ✓ |
| Av. Leonor | 20-18 | 0,55% | 100.295,79 | 6.428,04 | 1,771 | 0,113 | 1,884 | 0,45196 | 0,60 | 0,271 | 1,499 | 0,000 | GALERIA | ✓ |
| Av. Leonor | 18-17 | 0,56% | 134.468,65 | 9.228,14 | 2,374 | 0,163 | 2,537 | 0,45748 | 0,60 | 0,274 | 2,099 | 0,000 | GALERIA | ✓ |
| Av. Leonor | 17-15 | 1,01% | 162.004,14 | 11.571,51 | 2,860 | 0,204 | 3,064 | 0,61528 | 0,80 | 0,492 | 2,368 | 0,000 | GALERIA | ✓ |
| Av. Conrado G. Dangelo | 15-9 | 1,29% | 10.774,42 | 189.406,25 | 0,190 | 3,344 | 3,534 | 0,69416 | 0,80 | 0,555 | 0,000 | 2,788 | ✓ | GALERIA |
| Av. Bandeirantes | 1-2 | 0,71% | - | 1.049,41 | 0,000 | 0,019 | 0,019 | 0,51638 | 0,80 | 0,413 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 3-4 | 0,00% | 1.732,75 | 1.423,09 | 0,031 | 0,025 | 0,056 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,031 | 0,025 | GALERIA | GALERIA |
| Av. Gal Mangarinos | 8-4 | 0,04% | 6.206,31 | 7.533,06 | 0,110 | 0,133 | 0,243 | 0,11563 | 0,60 | 0,069 | 0,040 | 0,064 | GALERIA | GALERIA |
| Av. Gal Mangarinos | 2-4 | 0,00% | 3.676,61 | 5.587,54 | 0,065 | 0,099 | 0,164 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,065 | 0,099 | GALERIA | GALERIA |
| Av. Capitão Reis | 4-7 | 0,00% | 12.814,27 | 17.203,50 | 0,226 | 0,304 | 0,530 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,226 | 0,304 | GALERIA | GALERIA |
| R. Serra | 5-7 | 0,00% | 188,39 | 3.643,55 | 0,003 | 0,064 | 0,068 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,003 | 0,064 | GALERIA | GALERIA |
| Av. Gal Pedro M. Serra | 13-11 | 0,11% | 1.335,46 | 1.682,05 | 0,024 | 0,030 | 0,053 | 0,20153 | 0,60 | 0,121 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |

| DADOS TRECHOS | | | VERIFICAÇÃO SARJETA | | | | | | | | NECESSIDADE DE GARELIA | | | |
|------------------|--------|-------|----------------------|-----------|----------|-------|-------|-----------|------|---------------|------------------------|-------------|-------------|---------|
| RUA | TRECHO | i(%) | ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO | | Q (m³/s) | | | QS (m³/s) | F | Qsreal (m³/s) | Q Entubada | | VERIFICAÇÃO | |
| | | | MD (m²) | ME (m²) | MD | ME | TOTAL | | | | Q MD (m³/s) | Q ME (m³/s) | MD | ME |
| R. Serra | 11-7 | 0,04% | 7.864,06 | 10.472,04 | 0,139 | 0,185 | 0,324 | 0,11938 | 0,60 | 0,072 | 0,067 | 0,113 | GALERIA | GALERIA |
| Av. Capitão Reis | 7-9 | 0,37% | 17.891,96 | 33.270,54 | 0,316 | 0,587 | 0,903 | 0,37099 | 0,60 | 0,223 | 0,093 | 0,365 | GALERIA | GALERIA |
| Av. Bandeirantes | 2-6 | 0,00% | - | 1.955,54 | 0,000 | 0,035 | 0,035 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,000 | 0,035 | ✓ | GALERIA |
| Av. Bandeirantes | 6-10 | 0,36% | - | 2.867,44 | 0,000 | 0,051 | 0,051 | 0,36749 | 0,60 | 0,220 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| P. Papoulos | 25-22 | 3,19% | 10.748,91 | 7.289,23 | 0,190 | 0,129 | 0,318 | 1,09101 | 0,80 | 0,873 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 22-19 | 1,69% | 12.267,81 | 7.289,23 | 0,217 | 0,129 | 0,345 | 0,79363 | 0,80 | 0,635 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Laudelina | 23-19 | 2,21% | 6.317,72 | 6.362,09 | 0,112 | 0,112 | 0,224 | 0,90836 | 0,80 | 0,727 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 19-16 | 3,39% | 26.696,31 | 7.289,23 | 0,471 | 0,129 | 0,600 | 1,12474 | 0,80 | 0,900 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| R. Fabrino | 20-16 | 2,50% | 8.356,89 | 7.860,69 | 0,148 | 0,139 | 0,286 | 0,96561 | 0,80 | 0,772 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 16-14 | 0,00% | 44.741,95 | 7.289,23 | 0,790 | 0,129 | 0,919 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,790 | 0,129 | GALERIA | GALERIA |
| Santinha Luizzi | 18-14 | 1,99% | 22.386,53 | 10.889,40 | 0,395 | 0,192 | 0,587 | 0,86234 | 0,80 | 0,690 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 14-12 | 0,00% | 79.529,09 | 7.289,23 | 1,404 | 0,129 | 1,533 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 1,404 | 0,129 | GALERIA | GALERIA |
| R. Roqui Luizzi | 17-12 | 1,62% | 12.798,22 | 22.366,12 | 0,226 | 0,395 | 0,621 | 0,77650 | 0,80 | 0,621 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |

| DADOS TRECHOS | | | VERIFICAÇÃO SARJETA | | | | | | | | NECESSIDADE DE GARELIA | | | |
|------------------------|--------|--------|----------------------|------------|----------|-------|-------|-----------|------|---------------|------------------------|-------------|-------------|---------|
| RUA | TRECHO | i(%) | ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO | | Q (m³/s) | | | QS (m³/s) | F | Qsreal (m³/s) | Q Entubada | | VERIFICAÇÃO | |
| | | | MD (m²) | ME (m²) | MD | ME | TOTAL | | | | Q MD (m³/s) | Q ME (m³/s) | MD | ME |
| Av. Capitão Reis | 12-9 | 0,33% | 116.983,46 | 7.289,23 | 2,065 | 0,129 | 2,194 | 0,35290 | 0,60 | 0,212 | 1,853 | 0,000 | GALERIA | ✓ |
| Av. Conrado G. Dangelo | 9-10 | 0,58% | - | - | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,46362 | 0,60 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| | 10-FIM | 12,50% | 251.343,17 | 124.272,69 | 4,437 | 2,194 | 6,631 | 2,15939 | 0,20 | 0,000 | 4,437 | 2,194 | GALERIA | GALERIA |

Fonte: o autor

7.7 Dimensionamento da boca de lobo

Para os trechos onde a capacidade de vazão transversal da sarjeta não foi suficiente para conduzir as águas, foram necessários implantar bocas de lobo e conseqüentemente galerias. Como a vazão de engolimento é entre 12 e 42 cm, Tucci (1995) apresenta equação 14 a seguir:

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

(Equação 14)

Onde:

- Q= vazão (m³/s);
- y = altura da lâmina d'água junto à guia (m). (≈ **0,15m**);
- A = área de escoamento útil (m²)

Para descobrir o valor de A se utiliza a equação a seguir:

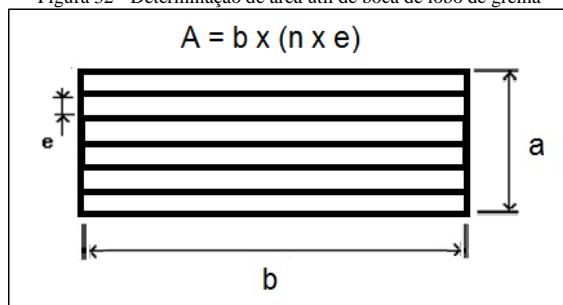
$$A = b \times (n \times e)$$

(Equação 15)

Onde:

- A = área de escoamento útil (m²)
- b = dimensão longitudinal da boca de lobo em (**1,21 m**);
- a = menor transversal da boca de lobo (**0,6 m**);
- e = números de vãos.

Figura 32 - Determinação de área útil de boca de lobo de grelha



FONTE: O autor

$$A = 1,21 \times (6 \times 0,04)$$

$$A = 0,2904 \text{ m}^2$$

Aplicando em formula se obtém:

$$Q = 2,91. A. y^{1/2}$$

$$Q = 2,91.0,294.0,15^{1/2}$$

$$Q = 0,327 m^3/s$$

Por fim, aplicando o fator de correção encontrado na tabela 08 se obtém o valor real da boca de lobo:

$$Q(real) = Qx F$$

$$Q(real) = 0,327x 60\%$$

$$Q(real) = 0,196m^3/s$$

Para adquirir a quantidade necessária de Boca de lobo que será utilizada no trecho, divide a vazão excedente das sarjetas pela vazão de engolimento real da boca de lobo e se encontra os valores.

No caso do bairro em estudo, é possível observar que grande parte dos trechos não possui declividade longitudinal, o que ocasiona a água parada principalmente na Avenida Capitão Reis, neste caso, foi colocado bocas de lobo para eliminar a água que fica parada. A tabela 2 a seguir mostra os quantitativos finais de boca de lobo.

Tabela 23 - Quantitativos das Boca de Lobo

| DADOS TRECHOS | | BOCA DE LOBO | | | | | | BL por trecho |
|---------------------|--------|-------------------|---------|-----------|-----|---------|-----|---------------|
| RUA | TRECHO | QTD. BOCA DE LOBO | | QTD FINAL | | ADOTADO | | |
| | | MD | ME | MD | ME | MD | ME | |
| R. Fabrino | 26-20 | 0,0000 | 1,6554 | - | 2,0 | - | 2,0 | 2 |
| Av. Leonor | 23-20 | 0,6056 | 0,0000 | 1,0 | - | 1,0 | - | 1 |
| Av. Leonor | 20-18 | 7,6354 | 0,0000 | 5,0 | - | 5,0 | - | 5 |
| Av. Leonor | 18-17 | 10,6906 | 0,0000 | 3,0 | - | 3,0 | - | 3 |
| Av. Leonor | 17-15 | 12,0573 | 0,0000 | 2,0 | - | 2,0 | - | 2 |
| Av. Conrado Dangelo | 15-9 | 0,0000 | 14,1993 | - | 2,0 | 4,0 | 5,0 | 9 |
| Av. Capitão Reis | 3-4 | 0,1558 | 0,1279 | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 2,0 | 4 |
| Av. Gal Mangarinos | 8-4 | 0,2046 | 0,3239 | 1,0 | 1,0 | 4,0 | 4,0 | 8 |
| Av. Gal Mangarinos | 2-4 | 0,3305 | 0,5023 | 1,0 | 1,0 | 3,0 | 3,0 | 6 |
| Av. Capitão Reis | 4-7 | 1,1520 | 1,5466 | 2,0 | 2,0 | 2,0 | 2,0 | 4 |

| DADOS TRECHOS | | BOCA DE LOBO | | | | | | |
|------------------------|--------|-------------------|---------|-----------|-----|---------|-----|---------------|
| RUA | TRECHO | QTD. BOCA DE LOBO | | QTD FINAL | | ADOTADO | | BL por trecho |
| | | MD | ME | MD | ME | MD | ME | |
| R. Serra | 5-7 | 0,0169 | 0,3275 | 1,0 | 1,0 | 3,0 | 3,0 | 6 |
| R. Serra | 11-7 | 0,3422 | 0,5767 | 1,0 | 1,0 | 4,0 | 4,0 | 8 |
| Av. Capitão Reis | 7-9 | 0,4749 | 1,8574 | 1,0 | 2,0 | 2,0 | 2,0 | 4 |
| Av. Bandeirantes | 2-6 | 0,0000 | 0,1758 | - | 1,0 | 2,0 | 2,0 | 4 |
| Av. Bandeirantes | 6-10 | 0,0000 | 0,0000 | - | - | 2,0 | 2,0 | 4 |
| Av. Capitão Reis | 16-14 | 4,0222 | 0,6553 | 5,0 | 1,0 | 5,0 | 1,0 | 6 |
| Av. Capitão Reis | 14-12 | 7,1495 | 0,6553 | 3,0 | 1,0 | 3,0 | 2,0 | 5 |
| Av. Capitão Reis | 12-9 | 9,4383 | 0,0000 | 2,0 | - | 2,0 | 3,0 | 5 |
| Av. Conrado G. Dangelo | 9-10 | 0,0000 | 0,0000 | | | 2,0 | 2,0 | 4 |
| | 10-FIM | 22,5952 | 11,1718 | | | 2,0 | 2,0 | 4 |

Fonte: o autor

A coluna 9 “boca de lobo adotado” considera os valores reais de bocas de lobo no trecho, esse valor considera as bocas de lobo que foram adotadas devido a baixa declividade. Totalizando assim 94 Boca de lobos.

7.8 Cálculo das Galerias

Sabendo que a seção transversal da galeria (circular), definido a relação y/d 0,7 (correção de vazão de aproximadamente 0,85, correção de raio hidráulico aproximadamente 1,185) que será utilizada e as equações para os cálculos de vazão e velocidade, é possível prosseguir com os cálculos, segundo Tomaz (2002) a equação de Manning pode ser usada para qualquer dimensionamento das seções existentes com as unidades do sistema internacional (S.I).

$$Q = n^{-1} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

(Equação 15)

- Q = vazão (m³/s);
- n = coeficiente de rugosidade de Manning;
- A = área molhada da seção (m²);
- R = raio hidráulico (m);
- S = declividade (m/m).

E R (Raio hidráulico) para seção circular pode ser obtido segundo Tucci (1995) através da fórmula:

$$R = \frac{d}{4xF}$$

Onde:

(Equação 16)

- R = raio hidráulico (m);
- d = diâmetro (m). d = diâmetro (m).
- F = Fator de correção

Os resultados encontrados nas equações em acima divididos pelos coeficientes de correção das galerias obtidos na figura 19 apresentaram os resultados reais e finais.

Sobre as galerias, é necessário frisar ainda que nela o projetista pode e deve fazer alterações quanto ao seu diâmetro, declividade, material. Pois esses parâmetros tendem a aumentar a qualidade e vida útil das galerias e reduzir o preço da obra que será implantada.

Ao modificar a inclinação de uma galeria por exemplo, é possível conseguir diâmetros menores e diminuir a profundidade de escavação da tubulação; em contramão, tal ato tende a aumentar a velocidade da água que pode danificar as galerias. Por isso, para o projeto em estudo foi visado atender as velocidades mínimas e máximas especificadas pelos autores, o diâmetro mínimo para cada trecho em função da inclinação. E para a declividade das tubulações primeiro se optou por seguir a declividade do terreno para se ter uma escavação constante, posteriormente onde não tinha declividade, se optou por utilizar a declividade mínima para que a galeria não se aprofundasse tanto e acabasse impactando no preço final da obra.

Aplicando as formulas e alterando tais fatores, se chegou na tabela 24 a seguir.

Onde as colunas são:

- “Q Galeria”: vazão engolida em m³/s;
- “Q projeto”: cálculo da vazão com o fator de correção em m³/s;
- “CALC”: diâmetro calculado em mm;
- “COM”: diâmetro comercial mais próximo em mm;
- “Adotado”: diâmetro final em mm;
- “RH”: Raio hidráulico;
- “V”: Velocidade na tubulação.

Tabela 24 - Dados Galerias

| DADOS TRECHOS | | inf. GALERIA | | | | | | | |
|------------------------|--------|-----------------|----------|---------|--------|------|---------|--------|---------|
| RUA | TRECHO | i galeria (m/m) | Q (m³/s) | | Ø (mm) | | | RH (m) | V (m/s) |
| | | | GALERIA | PROJETO | CALC | COM | Adotado | | |
| R. Fabrino | 26-20 | 0,0516 | 0,325 | 0,382 | 369 | 400 | 400 | 0,084 | 3,36 |
| Av. Leonor | 23-20 | 0,0053 | 0,119 | 0,140 | 388 | 400 | 400 | 0,084 | 1,08 |
| Av. Leonor | 20-18 | 0,0055 | 1,499 | 1,764 | 998 | 1000 | 1000 | 0,211 | 2,02 |
| Av. Leonor | 18-17 | 0,0070 | 2,099 | 2,470 | 1081 | 1100 | 1100 | 0,232 | 2,43 |
| Av. Leonor | 17-15 | 0,0101 | 2,368 | 2,786 | 1055 | 1100 | 1100 | 0,232 | 2,93 |
| Av. Conrado G. Dangelo | 15-9 | 0,0129 | 2,788 | 3,280 | 1072 | 1100 | 1100 | 0,232 | 3,30 |
| Av. Capitão Reis | 3-4 | 0,0030 | 0,056 | 0,066 | 325 | 400 | 400 | 0,084 | 0,81 |
| Av. Gal Mangarinos | 8-4 | 0,0030 | 0,104 | 0,122 | 410 | 500 | 500 | 0,105 | 0,94 |
| Av. Gal Mangarinos | 2-4 | 0,0090 | 0,164 | 0,192 | 396 | 400 | 400 | 0,084 | 1,40 |
| Av. Capitão Reis | 4-7 | 0,0020 | 0,530 | 0,623 | 816 | 900 | 1000 | 0,211 | 1,22 |
| R. Serra | 5-7 | 0,0030 | 0,068 | 0,080 | 349 | 400 | 400 | 0,084 | 0,81 |
| R. Serra | 11-7 | 0,0030 | 0,180 | 0,212 | 505 | 600 | 600 | 0,127 | 1,06 |
| Av. Capitão Reis | 7-9 | 0,0037 | 0,458 | 0,539 | 689 | 700 | 1000 | 0,211 | 1,66 |
| Av. Bandeirantes | 2-6 | 0,0040 | 0,035 | 0,041 | 257 | 300 | 300 | 0,063 | 0,77 |
| Av. Bandeirantes | 6-10 | 0,0030 | 0,000 | 0,000 | 0 | 0 | 300 | 0,063 | 0,67 |
| Av. Capitão Reis | 16-14 | 0,0020 | 0,919 | 1,081 | 1003 | 1100 | 1100 | 0,232 | 1,30 |
| Av. Capitão Reis | 14-12 | 0,0050 | 1,533 | 1,803 | 1023 | 1100 | 1100 | 0,232 | 2,05 |
| Av. Capitão Reis | 12-9 | 0,0040 | 1,853 | 2,181 | 1146 | 1200 | 1200 | 0,253 | 1,95 |
| Av. Conrado G. Dangelo | 9-10 | 0,0190 | 0,000 | 0,000 | 1200 | 1200 | 1200 | 0,253 | 4,24 |
| | 10-FIM | 0,0190 | 6,631 | 7,801 | 1380 | 1500 | 1500 | 0,316 | 4,92 |

Fonte: o autor

Na coluna 3, os valores que estão em vermelho, são aqueles onde a galeria não conseguiu por algum motivo teve sua inclinação diferente da inclinação natural do terreno. Essa alteração se deu possivelmente para reduzir a profundidade de escavação, alterar a velocidade do fluxo na tubulação ou diâmetro. Essas alterações são feitas visando reduzir o custo final da obra.

7.9 Cálculo das Tubulações secundárias

Foi utilizado os mesmos critérios do dimensionamento das galerias, e adotando uma inclinação de 1%, todas as bocas de lobo ficaram com a tubulação secundária serão dimensionadas igualmente conforme cálculo abaixo:

$$Q = n^{-1} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

(Equação 15)

- Q = vazão (0,196/f (m³/s));
- n = coeficiente de rugosidade de Manning (0,013);
- A = área molhada da seção (m²);
- R = raio hidráulico $\frac{D}{4xf}$ (m)
- f = fator de redução de raio hidráulico.
- S = declividade (m/m).
- D = diâmetro (m)

$$Q = n^{-1} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{0,196}{0,85} = 0,013^{-1} \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \cdot \left(\frac{D}{4f}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (1/100)^{\frac{1}{2}}$$

$$D = 416mm$$

Portanto, todas as bocas de lobo terão tubulação secundária igual a 500 mm.

7.10 Cálculo do dispositivo de lançamento ao rio

Na disposição final será dimensionado um canal de seção retangular de cerca de 1,5 de comprimento para que a água encontre o rio. Para calcula-lo foi utilizada a equação de Manning.

$$Q = n^{-1} \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

(Equação 15)

- Q = vazão (m³/s); 6,63 m³/s

- n = coeficiente de rugosidade de Manning; 0,013
- A = área molhada da seção (m^2); (base (b) x altura (h))
- R = raio hidráulico (m);
- S = declividade (m/m).

E R (Raio hidráulico) :

$$R = \frac{bxh}{b + 2xh}$$

Onde:

(Equação 16)

- R = raio hidráulico (m);
- b = base em contato com a água (1,5 m).
- h = altura da parede (0,45 m)

$$R = \frac{1,5x0,45}{1,5 + 2x0,45}$$

$$R = 0,27m$$

Aplicando em Manning:

$$Q = 0,013^{-1} \cdot (1,5 * (0,5 - 0,05)) \cdot 0,27^{\frac{2}{3}} \cdot 0,125^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = 7,66 \text{ m}^3/\text{s}$$

8 ESTIMATIVA DE CUSTO

Para a elaboração da estimativa de custo da execução do projeto de microdrenagem do bairro Jardim das Magnólias, foi utilizada a tabela do SINAPI do mês de agosto/2016, fornecida através do site da Caixa Econômica Federal. E outras informações foram retiradas da planilha Preço SETOP, da Secretaria de Estado de Transporte e Obras Públicas de Minas Gerais do mês de junho/2016, em ambas foi considerado a desoneração fiscal. Conforme mostra tabela 26 a seguir.

Tabela 25 - Estimativa de Custo

| ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL | |
|--------------------------------------|-------------------------|
| DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS | CUSTO TOTAL |
| DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES | R\$ 16.923,37 |
| ESCAVAÇÃO | R\$ 365.653,01 |
| BERÇO | R\$ 67.689,83 |
| TUBOS DE CONCRETO | R\$ 572.361,63 |
| SARJETA | R\$ 207.234,89 |
| BOCA DE LOBO | R\$ 62.642,54 |
| POÇO DE VISITA | R\$ 133.499,87 |
| PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA | R\$ 274.232,08 |
| GUIA (MEIO-FIO) | R\$ 148.033,98 |
| CAIXA DE PASSAGEM | R\$ 822,96 |
| SUBTOTAL | R\$ 1.849.094,16 |

Fonte: O autor.

Dentre os valores mais impactantes da implantação do projeto estão os relacionados as galerias, que são o diâmetro da tubulação e o volume escavado. Por isso, ao se desenvolver o projeto, foi visado sempre deixar a escavação mais rasa possível ou acompanhando a declividade do terreno. E mesmo assim a implantação da obra ficou em torno de R\$ 1.849.094,16.

9 CONCLUSÃO

Com base na bibliografia apresentada no decorrer do estudo e analisando os resultados obtidos dos cálculos hidrológicos e dos dispositivos de drenagem; é possível apontar algumas conclusões. Primeiramente que a existência de um projeto eficiente de microdrenagem é de fundamental importância para a qualidade de vida dos moradores de qualquer bairro; e a ausência do mesmo se reflete em danos que acabam comprometendo a vida útil da pavimentação asfáltica; a qualidade de circulação do trânsito por causa de erosões; enxurradas; água empoçada e tantos outros que acabam resultando em uma desvalorização no preço dos lotes e empreendimentos do local.

Já quanto ao custo da implantação, é interessante ressaltar que quando executados no início do loteamento, tende a ficar mais barato, pois irá evitar retrabalhos. Por isso, é de fundamental importância que a prefeitura fiscalize e cobre tais projetos.

~~A segunda análise, mas não menos importante, é quanto as etapas do desenvolvimento do projeto. Ao observar a planilha de orçamento fica nítido como o projetista pode impactar no custo final destas obras. Por exemplo, na tabela de orçamento desenvolvida no documento, os itens que mais se destacaram foi a escavação e a tubulação de galeria; esses valores podem ser alterados se o projetista conseguir economizar nas dimensões dos diâmetros dessas tubulações; mudar a inclinação de algum trecho~~ pode ser uma alternativa mas é necessário atentar-se para as exigências de velocidade e de profundidade. Ou seja, é possível perceber que quanto ~~mais superficial a água escoar melhor será para o empreendimento, pois irá diminuir o uso dos dispositivos~~ de drenagem, reduzir o risco de problemas nas galerias e manutenção das redes, amenizando o preço final do empreendimento.

Portanto, a fim de solucionar os principais problemas encontrados na avenida, se faz necessário a implantação dos dispositivos que aqui foram dimensionados. Para as patologias na pavimentação asfáltica, foi possível observar que são ocasionadas devido à alta velocidade da água na rua, que aliada a ausência de sarjetas e bocas de lobo causava as erosões. Este fato fica evidenciado se fazer um comparativo com a máxima velocidade permitida para tubulações de revestimento asfáltico que é igual a 3,0 m/s, a implantação de sarjetas de concreto que suportam até 5,0m/s e das bocas de lobo; irão solucionar este gargalo. Já as enxurradas na via estão relacionadas a falta de dispositivos capazes de coletar e organizar o fluxo d'água, com a implantação de Sarjetas, Sarjetões e Boca de Lobo isso não será mais um problema. Por fim, com a implantação dos dispositivos listados acima, mais as bocas de lobo; os alagamentos e poças d'água que se acumulam no trecho sem inclinação longitudinal da via também serão

eliminados. Essas medidas, irão aumentar a vida útil da pavimentação asfáltica, a qualidade de circulação do trânsito tanto de pedestres quanto de veículos, tornando o local um lugar melhor para se habitar.

Por esses e tantos outros motivos a implantação dos dispositivos no bairro se faz viável e irá solucionar todos os problemas de microdrenagem encontrados no local.

REFERÊNCIAS

AZEVEDO NETTO, José Martiniano de. **Manual de Hidráulica**. 8ª edição, Editora Edgard Blücher, 1998, São Paulo- SP.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos. **Águas de Chuva Engenharia das águas pluviais nas cidades**. 3ª edição, Editora Edgard Blücher, 1998, São Paulo- SP.

CARVALHO, Grover Moisés de. **Drenagem Urbana**. Manual SUDECAP. Belo Horizonte - MG. 1995.

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

DAEE / CETESB – **Drenagem Urbana - Manual de Projeto**. 2ª Edição. 1980. São Paulo - SP.

EVANGELISTA, Adão Wagner Pêgo. **Condução de água**. 2002. Universidade Federal de Goiás Disponível em < http://www.agro.ufg/up/68/o/3.1_Conduutos_livres.pdf> Acesso em 15/05/2016 as 20h 30min.

EXCEL. Microsoft Office. Disponível para compra em: <<https://products.office.com/pt-br/excel>>

FERNANDES, Carlos. **Microdrenagem** - Um Estudo Inicial, DEC/CCT/UFPB, Campina Grande, 2002. Disponível em: < <http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Dren06.html>. >. Acesso em 15/05/2016 às 19h00min.

FESTI, Aparecido Vanderlei. **Coletânea das Equações de Chuva do Brasil**. 2007. Disponível em: <<http://www.vanderleifesti.com/artigos-0908/Prof-Vanderlei-Festi/coletanea-das-equacoes-de-chuva-do-brasil.pdf>>. Acesso em 23/05/2016 às 20h45min.

FLORES, Andreia Tavares. Disponível em <<http://slideplayer.com.br/slide/5640554/>> Acesso em 08/04/2016 às 00h13min.

GLOBAL MAPPER. *Blue Marble Geographics*. Disponível para download em: <<http://www.bluemarblegeo.com/products/global-mapper.php>> Acesso em 15/05/015 as 21h 40min.

GOOGLE EARTH. Google. Disponível para download em : < <https://www.google.com.br/intl/pt-BR/earth/>> Acesso em 15/05/2015 ás 10h 25min.

IBGE, Cidades. Dados do município de Três Corações-MG - Censo 2010. Disponível em: Disponível em: < <http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=316930>>. Acesso em: 25/04/2016 às 22:30min.

MACHADO, Elizabeth. **Os rios e seus afluentes - Uma rede organizada**. 2000. Geografia. Disponível em <<http://www.prof2000.pt/users/elisabethm/geo8/rio1.htm>> Acesso em 28/03/2015 as 09h 15min.

MACHADO, Marco Aurélio de Mello; SILVA, Eder David Borges da. **Estimativa de chuvas intensas para o oeste de minas gerais e o entorno do reservatório da usina hidrelétrica de furnas**. Conexão Ciência. v. 6, n. 2. 2011.

MEDEIROS FILHO, Carlos Fernandes de. Notas de aula de Saneamento básico e Engenharia Sanitária. Universidade Federal de Campina Grande. 2009. Campina Grande - PB. Disponível em <<http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/Drenagem.html?submit=%CDndice+Drenagem>>. Acesso em 10/05/2016, às 21h05min.

MENEZES FILHO, Frederico Carlos Martins de, and. Alfredo Ribeiro da Costa. **Sistemática de Cálculo para o Dimensionamento de Galerias de Águas Pluviais: uma Abordagem Alternativa**. REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil 4.1. 2012. Disponível em: <<https://revistas.ufg.emnuvens.com.br/reec/article/view/18162/11292>>. Acesso em 02/05/2016 às 09h03min.

NETO, Antonio Cardoso, **Sistemas Urbanos de Drenagem**, 2000. Disponível em < UFSC, Universidade Federal de São Carlos, 2015. Disponível em <<http://www.sanderlei.com.br/img/Ensino-fundamental/Santa-Catarina-Historia-Geografia-35-01.jpg>> Acesso em 05/04/2016 às 13h15min.

PAULA, Eduardo Vedor; MENDONÇA, Francisco, **O Conceito de Bacia Hidrográfica**, 2000. Disponível em <http://www.meioambiente.pr.gov.br/arquivos/File/coea/pncpr/Conceito_Bacia_Hidrografica.pdf> Acesso em 14/04/2016 às 17:01min.

PLÚVIO 2.1 - *Software*. Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos - GPRH da Universidade Federal de Viçosa - UFV. Disponível para download em: <<http://www.gprh.ufv.br/?area=softwares>> Acesso em 16/05/2015 às 09h 30min.

SMDU/SP - **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: Gerenciamento do sistema de drenagem urbana vol.1**. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. São Paulo – SP. 2012.

SMDU/SP - **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: Gerenciamento do sistema de drenagem urbana vol.2**. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. São Paulo – SP. 2012.

SMDU/SP - **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: Gerenciamento do sistema de drenagem urbana vol.3**. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. São Paulo – SP. 2012.

REZENDE, Osvaldo Moura. **Desenvolvendo com baixo impacto**. 2012. Aquafluxus. Disponível em <<http://aquafluxus.com.br/?p=2032>> Acesso em 15/05/2016 as 20h 20min.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 3ª edição. Porto Alegre - RS. Editora da UFRGS/ABRH. 2004.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli (org). **Drenagem Urbana**. Editora da Universidade UFRGS. Porto Alegre - RS. 1995.

TUCCI, Carlos Eduardo Morelli. **Gerenciamento integrado das inundações urbanas no Brasil**. Associação Mundial da Água. 2004.

TOMAZ, Plínio. **Curso de Manejo de Águas Pluviais, Capítulo 2 – Método Racional**, 2013. Disponível em: < http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_metodo_calculos_vazao/capitulo02.pdf >. Acesso em 28/04/2016 às 13h00min.

TOMAZ, Plínio. **Curso de Manejo de Águas Pluviais, Capítulo 5 – Microdrenagem**, 2012. Disponível em: < http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_calculos_hidrolicos/capitulo05Microdrenagem.pdf >. Acesso em 28/04/2016 às 13h00min.

VERÓL, Aline. **Na sarjeta**. 2013. Aquafluxus. Disponível em <<http://aquafluxus.com.br/?p=3627>> Acesso em 15/05/2016 as 22h 54min.

UFSC, Universidade Federal de São Carlos, 2015. Disponível em <<http://www.sanderlei.com.br/img/Ensino-fundamental/Santa-Catarina-Historia-Geografia-35-01.jpg>> Acesso em 28/04/2016 às 13h15min.

APÊNDICE A

Figura 33 - Foto da Avenida Capitão Reis



Fonte: o autor.

Figura 34 - Patologias na Avenida Capitão Reis



Fonte: o autor.

Figura 325 - Água empoçada na Avenida Capitão Reis



Fonte: o autor.

Figura 336 – Foto Pavimentação no bairro



Fonte: o autor.

Figura 347 - Patologias no bairro Jardim das Magnólias



Fonte: o autor.

Figura 358 - Boca de lobo - Bairro Morada do Sol



Fonte: o autor

Figura 36 - Foto de um trecho da Avenida Capitão Reis



Fonte: o autor

Figura 37 - Foto de um trecho sem declividade da Avenida Capitão Reis



Fonte: o autor

APÊNDICE B

Tabela 26 - Orçamento projeto de microdrenagem pluvial

| ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL | | | | | | |
|-----------------------------------|---------------|---|--------------|-----------------------|-----------------|----------------------|
| ITEM | CÓDIGO | DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS | UNID. | PREÇO UNITÁRIO | QUANT. | CUSTO TOTAL |
| 01.00 | | DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES | | | | |
| 01.01 | 92970 | DEMOLIÇÃO DE PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA COM UTILIZAÇÃO DE MARTELO PERFURADOR, ESPESSURA ATÉ 15 CM, EXCLUSIVE CARGA E TRANSPORTE | m2 | R\$ 8,67 | 1.180,19 | R\$ 10.232,28 |
| 01.02 | DEM-SAR-005 | DEMOLIÇÃO DE SARJETA OU SARJETÃO DE CONCRETO | m2 | R\$ 10,39 | 643,99 | R\$ 6.691,09 |
| | | | | | <i>Subtotal</i> | <i>R\$ 16.923,37</i> |
| 02.00 | | ESCAVAÇÃO | | | | |
| 02.01 | 90107 | ESCAVAÇÃO MECANIZADA DE VALA COM PROFUNDIDADE MAIOR QUE 1,5 M ATÉ 3,0 M, COM (MÉDIA ENTRE MONTANTE E JUSANTE/UMA COMPOSIÇÃO POR TRECHO) COM RETROESCAVADEIRA (CAPACIDADE DA CAÇAMBA DA RETRO: 0,26 M3 / POTÊNCIA: 88 HP), LARGURA MENOR QUE 0,8 M, EM SOLO DE 1ª CATEGORIA, LOCAIS COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIA. AF_01/2015 | m3 | R\$ 8,68 | 11.613,00 | R\$ 100.800,82 |
| 02.02 | 72961 | REGULARIZACAO E COMPACTACAO DE SUBLEITO ATE 20 CM DE ESPESSURA | m2 | R\$ 1,09 | 4.643,45 | R\$ 5.061,36 |
| 02.03 | 93382 | REATERRO MANUAL DE VALAS COM COMPACTAÇÃO MECANIZADA. AF_04/2016 | m3 | R\$ 16,64 | 10.153,13 | R\$ 168.948,15 |
| 02.04 | 94040 | ESCORAMENTO DE VALA, TIPO PONTALETEAMENTO, COM PROFUNDIDADE DE 1,5 A 3,0 M, LARGURA MAIOR OU IGUAL A 1,5 M E MENOR QUE 2,5 M, EM LOCAL COM NÍVEL ALTO DE INTERFERÊNCIA. AF_06/2016 | m2 | R\$ 15,84 | 5.735,02 | R\$ 90.842,69 |

| ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL | | | | | | |
|----------------------------|--------|--|-------|----------------|--------|-----------------------|
| ITEM | CÓDIGO | DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS | UNID. | PREÇO UNITÁRIO | QUANT. | CUSTO TOTAL |
| 01.00 | | DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES | | | | |
| <i>Subtotal</i> | | | | | | <i>R\$ 365.653,01</i> |
| 03.00 | | BERÇO | | | | |
| 03.01 | 73361 | CONCRETO CICLOPICO FCK=10MPA 30% PEDRA DE MAO INCLUSIVE LANÇAMENTO | m3 | R\$ 291,55 | 232,17 | R\$ 67.689,83 |
| <i>Subtotal</i> | | | | | | <i>R\$ 67.689,83</i> |
| 04.00 | | TUBOS DE CONCRETO | | | | |
| 04.01 | 83676 | TUBO CONCRETO SIMPLES DN 300 MM PARA DRENAGEM - FORNECIMENTO E INSTALACAO INCLUSIVE ESCAVACAO MANUAL 1M3/M | m | R\$ 101,07 | 200,00 | R\$ 20.214,00 |
| 04.02 | 92210 | TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 4 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015 | m | R\$ 86,27 | 506,20 | R\$ 43.669,87 |
| 04.03 | 92211 | TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 5 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015 | m | R\$ 110,60 | 240,00 | R\$ 26.544,00 |

| ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL | | | | | | |
|----------------------------|--------|---|-------|----------------|--------|----------------|
| ITEM | CÓDIGO | DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS | UNID. | PREÇO UNITÁRIO | QUANT. | CUSTO TOTAL |
| 01.00 | | DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES | | | | |
| 04.03 | 92212 | TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 6 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015 | m | R\$ 141,14 | 261,13 | R\$ 36.855,89 |
| 04.04 | 92213 | TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 7 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015 | m | R\$ 195,22 | 79,70 | R\$ 15.559,03 |
| 04.04 | 92215 | TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 9 00 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015 | m | R\$ 257,27 | - | R\$ 0,00 |
| 04.05 | 92216 | 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 | R\$ 288,10 | 176,50 | R\$ 50.849,65 |
| 04.06 | 92816 | TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 1 200 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015 | m | R\$ 394,96 | 871,67 | R\$ 344.274,78 |

| ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL | | | | | | |
|----------------------------|-------------|---|-------|----------------|-----------|-----------------------|
| ITEM | CÓDIGO | DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS | UNID. | PREÇO UNITÁRIO | QUANT. | CUSTO TOTAL |
| 01.00 | | DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES | | | | |
| 04.07 | 92818 | TUBO DE CONCRETO PARA REDES COLETORAS DE ÁGUAS PLUVIAIS, DIÂMETRO DE 1 500 MM, JUNTA RÍGIDA, INSTALADO EM LOCAL COM BAIXO NÍVEL DE INTERFERÊNCIAS - FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO. AF_12/2015 | m | R\$ 573,24 | 60,00 | R\$ 34.394,40 |
| <i>Subtotal</i> | | | | | | <i>R\$ 572.361,63</i> |
| 05.00 | | SARJETA | | | | |
| 05.01 | DRE-SAR-005 | SARJETA TIPO 1 - 50 X 5 CM, I = 3 %, PADRÃO DEOP-MG | m | R\$ 16,33 | 12.690,44 | R\$ 207.234,89 |
| <i>Subtotal</i> | | | | | | <i>R\$ 207.234,89</i> |
| 06.00 | | BOCA DE LOBO | | | | |
| 06.01 | 83621 | ASSENTAMENTO TAMPAO FERRO FUNDIDO (FOFO), 30 X 90 CM PARA CAIXA DE RAL O, C/ ARG CIM/AREIA 1:4 EM VOLUME, EXCLUSIVE TAMPAO. | un | R\$ 73,35 | 94,00 | R\$ 6.894,90 |
| 06.02 | 83659 | BOCA DE LOBO EM ALVENARIA TIJOLO MACICO, REVESTIDA C/ ARGAMASSA DE CIM ENTO E AREIA 1:3, SOBRE LASTRO DE CONCRETO 10CM E TAMPA DE CONCRETO AR MADO | un | R\$ 593,06 | 94,00 | R\$ 55.747,64 |
| <i>Subtotal</i> | | | | | | <i>R\$ 62.642,54</i> |

| ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL | | | | | | |
|----------------------------|-----------|---|-------|----------------|--------|---------------|
| ITEM | CÓDIGO | DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS | UNID. | PREÇO UNITÁRIO | QUANT. | CUSTO TOTAL |
| 01.00 | | DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES | | | | |
| 07.00 | | POÇO DE VISITA | | | | |
| 07.01 | 74124/001 | POCO VISITA AG PLUV:CONC ARM 1X1X1,40M COLETOR D=40 A 50CM PAREDE E=15 CM BASE CONC FCK=10MPA REVEST C/ARG CIM/AREIA 1:4 INCL FORN TODOS MATERIAIS | un | R\$ 1.901,08 | 18 | R\$ 34.219,44 |
| 07.02 | 74124/002 | POCO VISITA AG PLUV:CONC ARM 1,10X1,10X1,40M COLETOR D=60CM PAREDE E=1 5CM BASE CONC FCK=10MPA REVEST C/ARG CIM/AREIA 1:4 INCL FORN TODOS MATERIAIS | un | R\$ 2.168,97 | 4 | R\$ 8.675,88 |
| 07.03 | 74124/003 | POCO VISITA AG PLUV:CONC ARM 1,20X1,20X1,40M COLETOR D=70CM PAREDE E=1 5CM BASE CONC FCK=10MPA REVEST C/ARG CIM/AREIA 1:4 INCL FORN TODOS MATERIAIS | un | R\$ 2.348,47 | 1 | R\$ 2.348,47 |

| ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL | | | | | | |
|----------------------------|-----------|--|-------|----------------|--------|--------------|
| ITEM | CÓDIGO | DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS | UNID. | PREÇO UNITÁRIO | QUANT. | CUSTO TOTAL |
| 01.00 | | DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES | | | | |
| 07.04 | 74124/004 | POCO VISITA AG PLUV:CONC ARM 1,30X1,30X1,40M COLETOR D=80CM PAREDE E=1 5CM BASE CONC FCK=10MPA REVEST C/ARG CIM/AREIA 1:4 INCL FORN TODOS MAT ERIAS | un | R\$ 2.692,53 | - | R\$ 0,00 |
| 07.05 | 74124/005 | POCO VISITA CONCRETO ARMADO P/AG PLUV 1,40X1,40X1,50M COLETOR D=90CM PAREDE E=15CM BASE CONCRETO FCK=10MPA REVESTIDO C/ARG CIM/AREIA 1:4 IN CL FORN TODOS MATERIAIS | un | R\$ 3.126,48 | - | R\$ 0,00 |
| 07.06 | 74124/006 | POCO VISITA AG PLUV:CONC ARM 1,50X1,50X1,60M COLETOR D=1M PA REDE E=15 CM BASE CONC FCK=10MPA REVEST C/ARG CIM/AREIA 1:4 INCL FORN TODOS MATE RIAS | un | R\$ 3.491,46 | 2 | R\$ 6.982,92 |

| ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL | | | | | | |
|----------------------------|-------------|---|-------|----------------|--------|-----------------------|
| ITEM | CÓDIGO | DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS | UNID. | PREÇO UNITÁRIO | QUANT. | CUSTO TOTAL |
| 01.00 | | DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES | | | | |
| 07.07 | 74124/008 | POCO VISITA AG PLUV:CONC ARM 1,70X1,70X1,80M COLETOR D=1,20M PAREDE E=15CM BASE CONC FCK=10MPA REVEST C/ARG CIM/AREIA 1:4 DEGRAUS FF INCL FORN TODOS MATERIAIS | un | R\$ 4.068,68 | 12 | R\$ 48.824,16 |
| 07.08 | DRE-CHA-005 | CHAMINÉ DE POÇO DE VISITA TIPO "A", EM ALVENARIA COM DEGRAUS DE AÇO CA-50 | m | R\$ 450,91 | 37 | R\$ 16.683,67 |
| 07.09 | 83627 | TAMPAO FOFO ARTICULADO, CLASSE B125 CARGA MAX 12,5 T, REDONDO TAMPA 60 0 MM, REDE PLUVIAL/ESGOTO, P = CHAMINE CX AREIA / POCO VISITA ASSENTAD O COM ARG CIM/AREIA 1:4, FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO | un | R\$ 363,22 | 37 | R\$ 13.439,14 |
| 07.10 | 73607 | ASSENTAMENTO DE TAMPAO DE FERRO FUNDIDO 600 MM | un | R\$ 62,87 | 37 | R\$ 2.326,19 |
| <i>Subtotal</i> | | | | | | <i>R\$ 133.499,87</i> |
| 08.00 | | PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA | | | | |

| ORÇAMENTO DRENAGEM PLUVIAL | | | | | | |
|----------------------------|-----------|--|-------|----------------|----------|-------------------------|
| ITEM | CÓDIGO | DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS | UNID. | PREÇO UNITÁRIO | QUANT. | CUSTO TOTAL |
| 01.00 | | DEMOLIÇÕES/RETIRADAS E RECOMPOSIÇÕES | | | | |
| 08.01 | 34759 | CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE (CBUQ) PARA PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA, PADRÃO DNIT, FAIXA C, COM CAP 30/45 - DMT = 10 KM | m3 | R\$ 555,80 | 94,42 | R\$ 52.476,13 |
| <i>Subtotal</i> | | | | | | <i>R\$ 274.232,08</i> |
| 09.00 | | GUIA (MEIO-FIO) | | | | |
| 09.01 | 94265 | GUIA (MEIO-FIO) CONCRETO, MOLDADA IN LOCO EM TRECHO RETO COM EXTRUSO RA, 14 CM BASE X 30 CM ALTURA. AF_06/2016 | m | R\$ 23,33 | 6.345,22 | R\$ 148.033,98 |
| <i>Subtotal</i> | | | | | | <i>R\$ 148.033,98</i> |
| 09.00 | | CAIXA DE PASSAGEM | | | | |
| 07.10 | 74162/001 | CAIXA DE CONCRETO, ALTURA = 1,00 METRO, DIAMETRO REGISTRO < 150 MM | um | R\$ 102,87 | 8 | R\$ 822,96 |
| <i>Subtotal</i> | | | | | | <i>R\$ 822,96</i> |
| TOTAL DA OBRA | | | | | | R\$ 1.849.094,16 |

APÊNDICE C

| DADOS TRECHOS | | | | | | | | | | VERIFICAÇÃO SARJETA | | | | | | | NECESSIDADE DE GARELIA | | | | |
|-------------------------|--------|-------|-----------|--------|-----------|--------|--------|---------------|-------|----------------------|-----------|----------|-------|-------|-----------|------|------------------------|-------------|-------------|-------------|----------|
| RUA | TRECHO | Mont. | COTAM (m) | Jusan. | COTAJ (m) | L (m) | Δh (m) | i(m/m) trecho | i(%) | ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO | | Q (m³/s) | | | QS (m³/s) | F | Qsreal (m³/s) | Q Entubada | | VERIFICAÇÃO | |
| | | | | | | | | | | MD (m²) | ME (m²) | MD | ME | TOTAL | | | | Q MD (m³/s) | Q ME (m³/s) | MD | ME |
| R. Fabrino | 31-26 | 31 | 885 | 26 | 864 | 325,76 | 21,00 | 0,064 | 6,45% | 11.580,83 | 25.043,46 | 0,204 | 0,442 | 0,647 | 1,55073 | 0,40 | 0,620 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Santinha Luizzi | 30-24 | 30 | 878,5 | 24 | 859,5 | 319,86 | 19,00 | 0,059 | 5,94% | 9.357,42 | 9.498,01 | 0,165 | 0,168 | 0,333 | 1,48858 | 0,50 | 0,744 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 29-28 | 29 | 877 | 28 | 872,5 | 58,43 | 4,50 | 0,077 | 7,70% | 8.026,37 | 669,47 | 0,142 | 0,012 | 0,154 | 1,69498 | 0,40 | 0,678 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 28-27 | 28 | 872,5 | 27 | 867,5 | 87,65 | 5,00 | 0,057 | 5,70% | 17.934,17 | 2.193,81 | 0,317 | 0,039 | 0,355 | 1,45877 | 0,50 | 0,729 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 27-26 | 27 | 867,5 | 26 | 864 | 79,21 | 3,50 | 0,044 | 4,42% | 23.500,76 | 3.691,84 | 0,415 | 0,065 | 0,480 | 1,28387 | 0,80 | 1,027 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| P. Papoulos | 28-25 | 28 | 872,5 | 25 | 854 | 247,81 | 18,50 | 0,075 | 7,47% | 6.092,93 | 4.731,58 | 0,108 | 0,084 | 0,191 | 1,66880 | 0,40 | 0,668 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Laudelina | 27-23 | 27 | 867,5 | 23 | 852,5 | 242,65 | 15,00 | 0,062 | 6,18% | 9.134,57 | 7.927,55 | 0,161 | 0,140 | 0,301 | 1,51856 | 0,40 | 0,607 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| R. Fabrino | 26-20 | 26 | 864 | 20 | 852 | 232,42 | 12,00 | 0,052 | 5,16% | 18.534,73 | 57.720,69 | 0,327 | 1,019 | 1,346 | 1,38781 | 0,50 | 0,694 | 0,000 | 0,325 | ✓ | GALE RIA |

| DADOS TRECHOS | | | | | | | | | | VERIFICAÇÃO SARJETA | | | | | | | NECESSIDADE DE GARELIA | | | | |
|-------------------------|--------|-------|-----------|---------|-----------|--------|--------|---------------|-------|----------------------|-----------|----------|-------|-------|-----------|------|------------------------|-------------|-------------|-------------|----|
| RUA | TRECHO | Mont. | COTAM (m) | Jus an. | COTAJ (m) | L (m) | Δh (m) | i(m/m) trecho | i(%) | ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO | | Q (m³/s) | | | QS (m³/s) | F | Qsr real (m³/s) | Q Entubada | | VERIFICAÇÃO | |
| | | | | | | | | | | MD (m²) | ME (m²) | MD | ME | TOTAL | | | | Q MD (m³/s) | Q ME (m³/s) | MD | ME |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 26-24 | 26 | 864 | 24 | 859,5 | 80,96 | 4,50 | 0,056 | 5,56% | 1.798,33 | 2.215,89 | 0,032 | 0,039 | 0,071 | 1,43995 | 0,50 | 0,720 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Santinha Luizzi | 24-18 | 24 | 859,5 | 18 | 851,5 | 234,27 | 8,00 | 0,034 | 3,41% | 15.000,83 | 17.248,86 | 0,265 | 0,305 | 0,569 | 1,12866 | 0,80 | 0,903 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Dona Lavinia Grossi | 24-21 | 24 | 859,5 | 21 | 856 | 80,96 | 3,50 | 0,043 | 4,32% | 949,55 | 1.821,59 | 0,017 | 0,032 | 0,049 | 1,26992 | 0,80 | 1,016 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| R. Roqui Liuzzi | 21-17 | 21 | 856 | 17 | 851 | 234,66 | 5,00 | 0,021 | 2,13% | 8.039,34 | 16.952,64 | 0,142 | 0,299 | 0,441 | 0,89154 | 0,80 | 0,713 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Leonor | 25-23 | 25 | 854 | 23 | 852,5 | 93,16 | 1,50 | 0,016 | 1,61% | 2.782,92 | 1.683,08 | 0,049 | 0,030 | 0,079 | 0,77501 | 0,80 | 0,620 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Leonor | 23-20 | 23 | 852,5 | 20 | 852 | 93,69 | 0,50 | 0,005 | 0,53% | 21.900,77 | 4.185,21 | 0,387 | 0,074 | 0,461 | 0,44619 | 0,60 | 0,268 | 0,119 | 0,000 | GALE RIA | ✓ |
| Av. Leonor | 20-18 | 20 | 852 | 18 | 851,5 | 91,31 | 0,50 | 0,005 | 0,55% | 100.295,79 | 6.428,04 | 1,771 | 0,113 | 1,884 | 0,45196 | 0,60 | 0,271 | 1,499 | 0,000 | GALE RIA | ✓ |
| Av. Leonor | 18-17 | 18 | 851,5 | 17 | 851 | 89,12 | 0,50 | 0,006 | 0,56% | 134.468,65 | 9.228,14 | 2,374 | 0,163 | 2,537 | 0,45748 | 0,60 | 0,274 | 2,099 | 0,000 | GALE RIA | ✓ |

| DADOS TRECHOS | | | | | | | | | | VERIFICAÇÃO SARJETA | | | | | | | NECESSIDADE DE GARELIA | | | | |
|------------------------|--------|-------|-----------|---------|-----------|--------|--------|---------------|-------|----------------------|------------|----------|-------|-------|-----------|------|------------------------|-------------|-------------|-------------|----------|
| RUA | TRECHO | Mont. | COTAM (m) | Jus an. | COTAJ (m) | L (m) | Δh (m) | i(m/m) trecho | i(%) | ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO | | Q (m³/s) | | | QS (m³/s) | F | Qsr real (m³/s) | Q Entubada | | VERIFICAÇÃO | |
| | | | | | | | | | | MD (m²) | ME (m²) | MD | ME | TOTAL | | | | Q MD (m³/s) | Q ME (m³/s) | MD | ME |
| Av. Leonor | 17-15 | 17 | 851 | 15 | 850 | 98,54 | 1,00 | 0,010 | 1,01% | 162.004,14 | 11.571,51 | 2,860 | 0,204 | 3,064 | 0,61528 | 0,80 | 0,492 | 2,368 | 0,000 | GALE RIA | ✓ |
| Av. Conrado G. Dangelo | 15-9 | 15 | 850 | 9 | 844,7 | 410,31 | 5,30 | 0,013 | 1,29% | 10.774,42 | 189.406,25 | 0,190 | 3,344 | 3,534 | 0,69416 | 0,80 | 0,555 | 0,000 | 2,788 | ✓ | GALE RIA |
| Av. Bandeirantes | 1-2 | 1 | 845,5 | 2 | 845 | 69,95 | 0,50 | 0,007 | 0,71% | - | 1.049,41 | 0,000 | 0,019 | 0,019 | 0,51638 | 0,80 | 0,413 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 3-4 | 3 | 845 | 4 | 845 | 81,32 | 0,00 | 0,000 | 0,00% | 1.732,75 | 1.423,09 | 0,031 | 0,025 | 0,056 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,031 | 0,025 | GALE RIA | GALE RIA |
| Av. Gal Mangarinos | 8-4 | 8 | 845,1 | 4 | 845 | 278,99 | 0,10 | 0,000 | 0,04% | 6.206,31 | 7.533,06 | 0,110 | 0,133 | 0,243 | 0,11563 | 0,60 | 0,069 | 0,040 | 0,064 | GALE RIA | GALE RIA |
| Av. Gal Mangarinos | 2-4 | 2 | 845 | 4 | 845 | 184,18 | 0,00 | 0,000 | 0,00% | 3.676,61 | 5.587,54 | 0,065 | 0,099 | 0,164 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,065 | 0,099 | GALE RIA | GALE RIA |
| Av. Capitão Reis | 4-7 | 4 | 845 | 7 | 845 | 83,94 | 0,00 | 0,000 | 0,00% | 12.814,27 | 17.203,50 | 0,226 | 0,304 | 0,530 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,226 | 0,304 | GALE RIA | GALE RIA |
| R. Serra | 5-7 | 5 | 845 | 7 | 845 | 97,72 | 0,00 | 0,000 | 0,00% | 188,39 | 3.643,55 | 0,003 | 0,064 | 0,068 | 0,00000 | 0,60 | 0,000 | 0,003 | 0,064 | GALE RIA | GALE RIA |
| Av. Gal Pedro M. Serra | 13-11 | 13 | 845,2 | 11 | 845,1 | 91,85 | 0,10 | 0,001 | 0,11% | 1.335,46 | 1.682,05 | 0,024 | 0,030 | 0,053 | 0,20153 | 0,60 | 0,121 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |

| DADOS TRECHOS | | | | | | | | | | VERIFICAÇÃO SARJETA | | | | | | | | NECESSIDADE DE GARELIA | | | |
|------------------|--------|-------|-----------|---------|-----------|--------|--------|---------------|-------|----------------------|-----------|----------|-------|-------|-----------|------|-----------------|------------------------|-------------|-------------|------|
| RUA | TRECHO | Mont. | COTAM (m) | Jus an. | COTAJ (m) | L (m) | Δh (m) | i(m/m) trecho | i(%) | ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO | | Q (m³/s) | | | QS (m³/s) | F | Qsr real (m³/s) | Q Entubada | | VERIFICAÇÃO | |
| | | | | | | | | | | MD (m²) | ME (m²) | MD | ME | TOTAL | | | | Q MD (m³/s) | Q ME (m³/s) | MD | ME |
| R. Serra | 11-7 | 11 | 845,1 | 7 | 845 | 261,75 | 0,10 | 0,000 | 0,04% | 7.864,06 | 10.472,04 | 0,139 | 0,185 | 0,324 | 0,11938 | 0,60 | 0,072 | 0,067 | 0,113 | GALE | GALE |
| Av. Capitão Reis | 7-9 | 7 | 845 | 9 | 844,7 | 81,31 | 0,30 | 0,004 | 0,37% | 17.891,96 | 33.270,54 | 0,316 | 0,587 | 0,903 | 0,37099 | 0,60 | 0,223 | 0,093 | 0,365 | GALE | GALE |
| Av. Bandeirantes | 2-6 | 2 | 845 | 6 | 845 | 98,67 | 0,00 | 0,000 | 0,00% | - | 1.955,54 | 0,000 | 0,035 | 0,035 | 0,000 | 0,60 | 0,000 | 0,000 | 0,035 | ✓ | GALE |
| Av. Bandeirantes | 6-10 | 6 | 845 | 10 | 844,5 | 138,11 | 0,50 | 0,004 | 0,36% | - | 2.867,44 | 0,000 | 0,051 | 0,051 | 0,36749 | 0,60 | 0,220 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| P. Papoulos | 25-22 | 25 | 854 | 22 | 849 | 156,7 | 5,00 | 0,032 | 3,19% | 10.748,91 | 7.289,23 | 0,190 | 0,129 | 0,318 | 1,09101 | 0,80 | 0,873 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 22-19 | 22 | 849 | 19 | 847,5 | 88,84 | 1,50 | 0,017 | 1,69% | 12.267,81 | 7.289,23 | 0,217 | 0,129 | 0,345 | 0,79363 | 0,80 | 0,635 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Laudelina | 23-19 | 23 | 852,5 | 19 | 847,5 | 226,05 | 5,00 | 0,022 | 2,21% | 6.317,72 | 6.362,09 | 0,112 | 0,112 | 0,224 | 0,90836 | 0,80 | 0,727 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 19-16 | 19 | 847,5 | 16 | 845 | 73,72 | 2,50 | 0,034 | 3,39% | 26.696,31 | 7.289,23 | 0,471 | 0,129 | 0,600 | 1,12474 | 0,80 | 0,900 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| R. Fabrino | 20-16 | 20 | 852 | 16 | 845 | 280,06 | 7,00 | 0,025 | 2,50% | 8.356,89 | 7.860,69 | 0,148 | 0,139 | 0,286 | 0,96561 | 0,80 | 0,772 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |

| DADOS TRECHOS | | | | | | | | | | VERIFICAÇÃO SARJETA | | | | | | | NECESSIDADE DE GARELIA | | | | |
|------------------------|---------|--------|-------------|---------|-------------|--------|--------|-----------------|--------|----------------------|------------|----------|-------|--------|------------|------|------------------------|--------------|--------------|-------------|----------|
| RUA | TREC HO | Mo nt. | CO TA M (m) | Jus an. | CO TA J (m) | L (m) | Δh (m) | i(m/ m) trec ho | i(%) | ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO | | Q (m³/s) | | | QS (m³/ s) | F | Qsr eal (m³ /s) | Q Entubada | | VERIFICAÇÃO | |
| | | | | | | | | | | MD (m²) | ME (m²) | MD | ME | TOT AL | | | | Q MD (m³ /s) | Q ME (m³ /s) | MD | ME |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Av. Capitão Reis | 16-14 | 16 | 845 | 14 | 845 | 85,02 | 0,00 | 0,00 | 0,00% | 44.741,95 | 7.289,23 | 0,790 | 0,129 | 0,919 | 0,000 | 0,60 | 0,000 | 0,790 | 0,129 | GALE RIA | GALE RIA |
| Santinha Luizzi | 18-14 | 18 | 851,5 | 14 | 845 | 326,07 | 6,50 | 0,020 | 1,99% | 22.386,53 | 10.889,40 | 0,395 | 0,192 | 0,587 | 0,86234 | 0,80 | 0,690 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 14-12 | 14 | 845 | 12 | 845 | 79,13 | 0,00 | 0,00 | 0,00% | 79.529,09 | 7.289,23 | 1,404 | 0,129 | 1,533 | 0,000 | 0,60 | 0,000 | 1,404 | 0,129 | GALE RIA | GALE RIA |
| R. Roqui Liuzzi | 17-12 | 17 | 851 | 12 | 845 | 371,21 | 6,00 | 0,016 | 1,62% | 12.798,22 | 22.366,12 | 0,226 | 0,395 | 0,621 | 0,77650 | 0,80 | 0,621 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| Av. Capitão Reis | 12-9 | 12 | 845 | 9 | 844,7 | 89,86 | 0,30 | 0,003 | 0,33% | 116.983,46 | 7.289,23 | 2,065 | 0,129 | 2,194 | 0,35290 | 0,60 | 0,212 | 1,853 | 0,000 | GALE RIA | ✓ |
| Av. Conrado G. Dangelo | 9-10 | 9 | 844,7 | 10 | 844,5 | 34,71 | 0,20 | 0,006 | 0,58% | - | - | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,46362 | 0,60 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | ✓ | ✓ |
| | 10-FIM | 10 | 844,5 | FIM | 837 | 60 | 7,50 | 0,125 | 12,50% | 251.343,17 | 124.272,69 | 4,437 | 2,194 | 6,631 | 2,15939 | 0,20 | 0,000 | 4,437 | 2,194 | GALE RIA | GALE RIA |

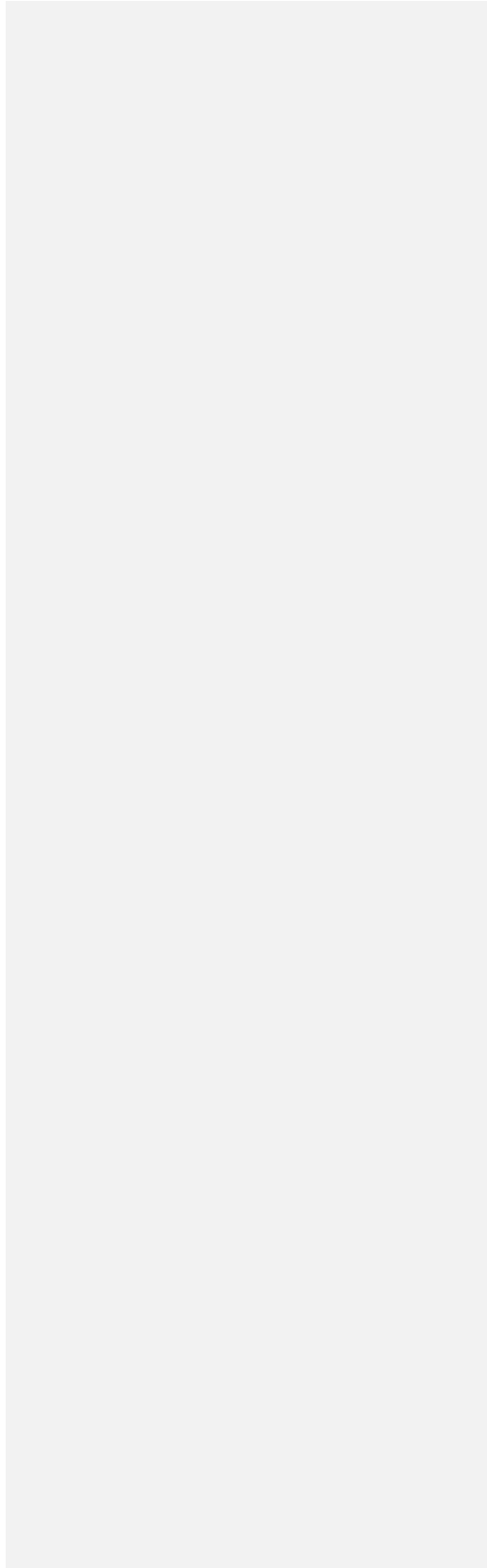
APÊNDICE D

| DADOS TRECHOS | | BOCA DE LOBO | | | | | | | | PV | | |
|------------------------|--------|---------------|--------|-------------------|---------|-----------|------|---------|-----|---------------|------|---------|
| RUA | TRECHO | Q ENGOLIMENTO | | QTD. BOCA DE LOBO | | QTD FINAL | | ADOTADO | | BL por trecho | S PV | QTDE PV |
| | | MD | ME | MD | ME | MD | ME | MD | ME | | | |
| R. Fabrino | 26-20 | 0,0000 | 0,3251 | 0,0000 | 1,6554 | - | 2,0 | - | 2,0 | 2 | 50 | 4 |
| Av. Leonor | 23-20 | 0,1189 | 0,0000 | 0,6056 | 0,0000 | 1,0 | - | 1,0 | - | 1 | 50 | 1 |
| Av. Leonor | 20-18 | 1,4994 | 0,0000 | 7,6354 | 0,0000 | 8,0 | - | 5,0 | - | 5 | 100 | 1 |
| Av. Leonor | 18-17 | 2,0994 | 0,0000 | 10,6906 | 0,0000 | 11,0 | - | 3,0 | - | 3 | 100 | 1 |
| Av. Leonor | 17-15 | 2,3677 | 0,0000 | 12,0573 | 0,0000 | 13,0 | - | 2,0 | - | 2 | 100 | 1 |
| Av. Conrado G. Dangelo | 15-9 | 0,0000 | 2,7884 | 0,0000 | 14,1993 | - | 15,0 | 4,0 | 5,0 | 9 | 100 | 5 |
| Av. Capitão Reis | 3-4 | 0,0306 | 0,0251 | 0,1558 | 0,1279 | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 2,0 | 4 | 50 | 1 |
| Av. Gal Mangarinos | 8-4 | 0,0402 | 0,0636 | 0,2046 | 0,3239 | 1,0 | 1,0 | 4,0 | 4,0 | 8 | 80 | 3 |
| Av. Gal Mangarinos | 2-4 | 0,0649 | 0,0986 | 0,3305 | 0,5023 | 1,0 | 1,0 | 3,0 | 3,0 | 6 | 50 | 3 |
| Av. Capitão Reis | 4-7 | 0,2262 | 0,3037 | 1,1520 | 1,5466 | 2,0 | 2,0 | 2,0 | 2,0 | 4 | 100 | 1 |
| R. Serra | 5-7 | 0,0033 | 0,0643 | 0,0169 | 0,3275 | 1,0 | 1,0 | 3,0 | 3,0 | 6 | 50 | 2 |
| R. Serra | 11-7 | 0,0672 | 0,1132 | 0,3422 | 0,5767 | 1,0 | 1,0 | 4,0 | 4,0 | 8 | 80 | 4 |
| Av. Capitão Reis | 7-9 | 0,0933 | 0,3648 | 0,4749 | 1,8574 | 1,0 | 2,0 | 2,0 | 2,0 | 4 | 80 | 1 |
| Av. Bandeirantes | 2-6 | 0,0000 | 0,0345 | 0,0000 | 0,1758 | - | 1,0 | 2,0 | 2,0 | 4 | 50 | 2 |
| Av. Bandeirantes | 6-10 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | - | - | 2,0 | 2,0 | 4 | 50 | 2 |
| Av. Capitão Reis | 16-14 | 0,7899 | 0,1287 | 4,0222 | 0,6553 | 5,0 | 1,0 | 5,0 | 1,0 | 6 | 100 | 1 |
| Av. Capitão Reis | 14-12 | 1,4040 | 0,1287 | 7,1495 | 0,6553 | 8,0 | 1,0 | 3,0 | 2,0 | 5 | 100 | 1 |
| Av. Capitão Reis | 12-9 | 1,8534 | 0,0000 | 9,4383 | 0,0000 | 10,0 | - | 2,0 | 3,0 | 5 | 100 | 1 |
| Av. Conrado G. Dangelo | 9-10 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | | | 2,0 | 2,0 | 4 | 100 | 1 |
| | 10-FIM | 4,4371 | 2,1939 | 22,5952 | 11,1718 | | | 2,0 | 2,0 | 4 | 100 | 1 |

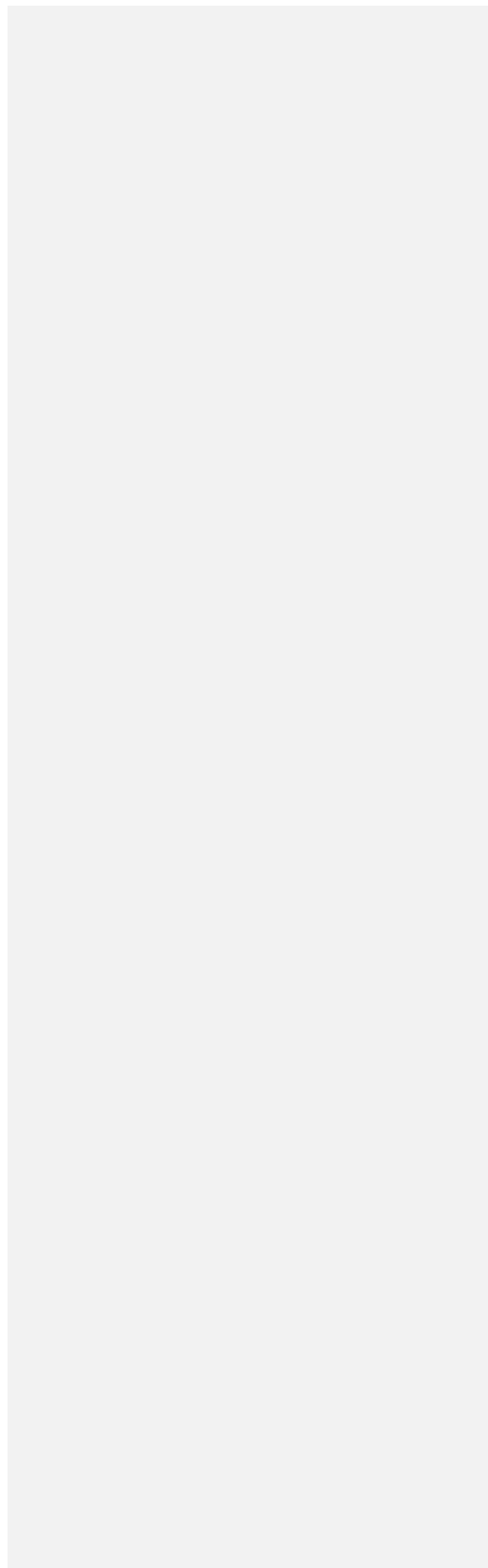
APÊNDICE E

| DADOS TRECHOS | | inf. GALERIA | | | | | | | | |
|------------------------|--------|---------------------|-----------------------|----------|---------|--------|------|---------|--------|---------|
| RUA | TRECHO | i galeria (%) | i galeria (m/m) | Q (m³/s) | | Ø (mm) | | | RH (m) | V (m/s) |
| | | | | GALERIA | PROJETO | CALC. | COM. | Adotado | | |
| R. Fabrino | 26-20 | 5,16% | 0,0516 | 0,325 | 0,382 | 369 | 400 | 400 | 0,084 | 3,36 |
| Av. Leonor | 23-20 | 0,53% | 0,0053 | 0,119 | 0,140 | 388 | 400 | 400 | 0,084 | 1,08 |
| Av. Leonor | 20-18 | 0,55% | 0,0055 | 1,499 | 1,764 | 998 | 1000 | 1000 | 0,211 | 2,02 |
| Av. Leonor | 18-17 | 0,70% | 0,0070 | 2,099 | 2,470 | 1081 | 1100 | 1200 | 0,253 | 2,58 |
| Av. Leonor | 17-15 | 1,01% | 0,0101 | 2,368 | 2,786 | 1055 | 1100 | 1200 | 0,253 | 3,10 |
| Av. Conrado G. Dangelo | 15-9 | 1,29% | 0,0129 | 2,788 | 3,280 | 1072 | 1100 | 1200 | 0,253 | 3,50 |
| Av. Capitão Reis | 3-4 | 0,30% | 0,0030 | 0,056 | 0,066 | 325 | 400 | 400 | 0,084 | 0,81 |
| Av. Gal Mangarinos | 8-4 | 0,30% | 0,0030 | 0,104 | 0,122 | 410 | 500 | 500 | 0,105 | 0,94 |
| Av. Gal Mangarinos | 2-4 | 0,90% | 0,0090 | 0,164 | 0,192 | 396 | 400 | 400 | 0,084 | 1,40 |
| Av. Capitão Reis | 4-7 | 0,20% | 0,0020 | 0,530 | 0,623 | 816 | 900 | 1000 | 0,211 | 1,22 |
| R. Serra | 5-7 | 0,30% | 0,0030 | 0,068 | 0,080 | 349 | 400 | 400 | 0,084 | 0,81 |
| R. Serra | 11-7 | 0,30% | 0,0030 | 0,180 | 0,212 | 505 | 600 | 600 | 0,127 | 1,06 |
| Av. Capitão Reis | 7-9 | 0,37% | 0,0037 | 0,458 | 0,539 | 689 | 700 | 700 | 0,148 | 1,31 |
| Av. Bandeirantes | 2-6 | 0,40% | 0,0040 | 0,035 | 0,041 | 257 | 300 | 300 | 0,063 | 0,77 |
| Av. Bandeirantes | 6-10 | 0,30% | 0,0030 | 0,000 | 0,000 | 0 | 0 | 300 | 0,063 | 0,67 |
| Av. Capitão Reis | 16-14 | 0,20% | 0,0020 | 0,919 | 1,081 | 1003 | 1100 | 1200 | 0,253 | 1,38 |
| Av. Capitão Reis | 14-12 | 0,50% | 0,0050 | 1,533 | 1,803 | 1023 | 1100 | 1200 | 0,253 | 2,18 |
| Av. Capitão Reis | 12-9 | 0,40% | 0,0040 | 1,853 | 2,181 | 1146 | 1200 | 1200 | 0,253 | 1,95 |
| Av. Conrado G. Dangelo | 9-10 | 1,90% | 0,0190 | 0,000 | 0,000 | 1200 | 1200 | 1200 | 0,253 | 4,24 |
| | 10-FIM | 1,90% | 0,0190 | 6,631 | 7,801 | 1380 | 1500 | 1500 | 0,316 | 4,92 |

APÊNDICE F



APÊNDICE G



ANEXO A

Figura 38 - Vista área da bacia de drenagem emita pelo Google Earth.



Fonte: (Google Earth, 2016)