

N. CLASS.	M 627.42
CUTTER	V 657 a
ANO/EDIÇÃO	2015

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS- UNISMG

ENGENHARIA CIVIL

DANIELA NAIRA VIEIRA

ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM DA RUA
EDSON BERNARDES NO MUNICÍPIO DE ILICÍNEA

Varginha
2015

DANIELA NAIRA VIEIRA

ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM DA RUA
EDSON BERNARDES NO MUNICÍPIO DE ILICÍNEA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em 30 / 11 / 2015

Prof.Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Junior

Prof.Me.Roberto Luiz Queiróz

Prof. Esp.Armando Belato Pereira

OBS:

DANIELA NAIRA VIEIRA

**ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DO SISTEMA DE MICRODRENAGEM DA RUA
EDSON BERNARDES NO MUNICÍPIO DE ILICÍNEA**

Trabalho apresentado como requisito para obtenção dos créditos da disciplina TCC II, 10º período do Curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG sob orientação do Prof.º Leopoldo Uberto Ribeiro Junior.

**Varginha
2015**

Dedico este trabalho a todos aqueles que
contribuíram diretamente ou indiretamente
para a construção e realização deste.

AGRADECIMENTOS

Agradeço incondicionalmente a Deus que permitiu o renascimento em cada obstáculo que impossibilitasse minhas conquistas.

À minha família por me ensinarem a lutar incessantemente, superar e surpreender. Pela paciência, estímulo, e por acreditarem que seria capaz.

Aos familiares, amigos e colegas de classe, pela solidariedade e apoio, pela partilha de experiências e conhecimento, tenho absoluta certeza, esta vitória é de todos nós.

Aos mestres em especial ao Orientador deste trabalho Prof. Leopoldo Uberto Ribeiro Junior, pela paciência e atenção quando em dúvidas e questionamentos.

Ao Prof. Leopoldo Freire pela colaboração e auxílio em minhas dificuldades.

À Coordenadora do Curso de Engenharia Civil Prof.^a Ivana Prado Vasconcelos, pela disponibilidade e contribuição para a realização deste.

RESUMO

O presente trabalho tem como intuito buscar medidas estruturais para o sistema de micro drenagem na Rua Edson Bernardes no Município de Ilicínea a fim de atenuar os impasses que assolam a população e o tráfego em períodos de intensa precipitação. Para o diagnóstico das possíveis falhas inerentes ao sistema existente foi necessário levantar dados pertinentes ao mesmo, bem como as características específicas de cada dispositivo de captação, e condução das águas pluviais. Através de visitas a região em estudo foi possível detectar as irregularidades de funcionamento do sistema, e com auxílio de referenciais teóricos e diretrizes técnicas de profissionais da área de drenagem verificar a sobrecarga no sistema, uma vez que os dispositivos de captação possuem a capacidade de engolimento inferior a que de fato deveriam suportar, além de apresentarem restrição quanto a sua capacidade de condução da vazão pluvial. Embora a implantação apresente elevado custo, é evidente a sua necessidade, visto que o sistema existente apresenta-se deficiente quanto a sua finalidade. Desta forma fez-se necessário a readequação do sistema com inserção de galerias em pontos cujas sarjetas não suportaram o excessivo escoamento, e instalação de novas bocas de lobo considerando as particularidades da bacia em análise.

Palavras Chave: Drenagem Urbana; Micro drenagem; Recursos Hídricos.

ABSTRACT

This paper has the intention to pursue structural measures for the system of micro drainage in Edson Bernardes Street in the City of Ilícinea to mitigate the impasses that plague the population and traffic in periods of intense rainfall. For the diagnosis of possible faults inherent in the existing system it was necessary to raise relevant data to it, as well as the specific features of each capture device, and driving rainwater. Through visits the area under study was able to detect the running irregularity of the system and with the aid of theoretical references and technical guidelines drain professionals verify overhead in the system, once the collection devices have the capability of swallowing less than that actually should bear, in addition to present restriction on their driving ability of rainwater flow. Although the present implementation high costs, their need is evident, since the existing system presents poor as its purpose. Thus it was necessary to readjust the system with insertion points galleries whose gutters did not support the excessive flow, and installation of new sluice gates, considering the particularities of the basin in question.

Keywords: Urban Drainage; Micro Drainage; Water Resources.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de C para áreas urbanas restritas.....	25
Tabela 2 - Fatores de redução de escoamento das sarjetas.....	28
Tabela 3 - Especificações da bacia.....	33
Tabela 4 - Vazão de projeto margens esquerda e direita da bacia.....	40
Tabela 5 - Especificação para calculo da capacidade da sarjeta.....	40
Tabela 6 - Capacidade real das sarjetas.....	41
Tabela 7 - Características físicas das Bocas de Lobo existentes.....	41
Tabela 8 - Análise comparativa da vazão das bocas de lobo existentes.....	42
Tabela 9 - Determinação da depressão nas bocas de lobo simples.....	43
Tabela 10 - Fator de redução do escoamento das bocas de lobo existentes.....	46
Tabela 11 - Análise da distribuição das bocas de lobo.....	48
Tabela 12 - Condutos circulares parcialmente cheios.....	49
Tabela 13 - Coeficiente de rugosidade “n” de Manning.....	50
Tabela 14 - Tabela resumo: Dimensionamento das galerias.....	53
Tabela 15 - Velocidade de escoamento nas galerias.....	54
Tabela 16 - Dimensionamento dos tubos de ligação.....	55
Tabela 17 - Espaçamento entre poços de visitas.....	55
Tabela 18 - Descrição dos serviços a serem executados.....	56
Tabela 19 - Levantamento do custo unitário	57
Tabela 20 - Levantamento do quantitativo de insumos.....	58
Tabela 21 - Composição do custo total dos serviços.....	59

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação em planta dos divisores de área e sentido do fluxo.....	23
Figura 2 - Localização da Rua Edson Bernardes.....	24
Figura 3 - Representação do perfil de elevação e curvas de nível da bacia.....	24
Figura 4 - Ineficiência do sistema de drenagem no bairro Bela Vista-Ilicínea MG.....	29
Figura 5 - Boca de lobo localizada na Rua Amélia Maria de Jesus.....	29
Figura 6 - Alagamento em Rua Edson Bernardes em Ilicínea	30
Figura 7 - Vista da Rua Edson Bernardes com pavimentação asfáltica.....	34
Figura 8 - Boca de lobo 1 localizada na Rua Amélia Maria de Jesus.....	35
Figura 9 - Boca de lobo 2 sem manutenção na Rua Amélia Maria de Jesus.....	35
Figura 10 - Boca de lobo com grelha e transversal na Rua Edson Bernardes.....	36
Figura 11 - Boca de lobo com grelha na Rua Francisco de Ouro.....	36
Figura 12 - Localização das bocas de lobo existentes.....	37
Figura 13 - Determinação da equação de chuvas intensas no município de Ilicínea.....	38
Figura 14 – Detalhe das características da boca de lobo.....	44
Figura 15 – Demonstração em planta de boca de lobo com depressão.....	44
Figura 16 – Capacidade de esgotamento das bocas de lobo simples.....	45
Figura 17 – Características dos condutos circulares.....	50

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Justificativa	12
2 OBJETIVOS	13
2.1 Geral	13
2.2 Específicos	13
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
3.1 Micro drenagem	14
3.2 Dispositivos constituintes do sistema de micro drenagem	15
3.3 Parâmetros de Projeto	16
3.4 Bocas de Lobo	17
3.5 Galerias	18
3.6 Método racional	18
3.7 Fatores intervenientes no sistema de drenagem	19
3.8 Soluções para sistema eficaz	20
3.9 Levantamento de custos	21
4 MATERIAL E MÉTODOS	23
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	33
5.1 Características físicas da bacia em estudo	33
5.2 Caracterizações físicas das bocas de lobo existentes	34
5.3 Análise do sistema	37
5.4 Readequação das bocas de lobo	43
5.5 Implantação das galerias	49
5.6 Dimensionamento de tubulação secundária	54
5.7 Implantação de Poços de visita	55
5.8 Custo de implantação	56
6 CONCLUSÃO	60
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62
APÊNDICE A	64
APÊNDICE B	71
APÊNDICE C	72

1 INTRODUÇÃO

São visíveis os impactos causados pela ineficiência de sistemas de drenagem pluvial, uma vez que estes são providos de processos insustentáveis e deteriorização do meio ambiente. O efeito desses processos abrange toda infraestrutura relativa aos recursos hídricos, aos quais consiste tratamento, abastecimento e drenagem pluvial.

Os principais fatores intermitentes na funcionalidade do sistema de drenagem consistem na ausência de gestão, planejamento e dimensionamento inadequado, embora atuem individualmente eles estão diretamente associados uns aos outros de forma complexa, afetando sobre tudo as condições econômicas, sociais e ambientais. A caracterização de suas causas e feitos se dá através da interpretação de sua correlação entre os possíveis fatores agravantes.

O crescimento populacional interfere gradualmente na taxa de ocupação, induzindo no aumento de áreas impermeabilizadas, ou seja, quanto mais aumenta a população, mais haverá ocupação do solo e redução de áreas permeáveis, conseqüentemente dificulta-se a penetração da água pluvial e sua percolação no solo. Todavia, com o aumento excessivo do escoamento superficial, há-se desequilíbrio no balanço hídrico e mudanças no comportamento dos hidrogramas das chuvas, observada sobre a bacia ou micro bacia ocupada.

O principal responsável pela discrepância de eficiência é a ausência de planejamento urbano, tanto para a otimização de sistemas, quanto ao planejamento de ocupações regulares. As ocupações irregulares favorecem locais propícios às inundações, fatores intermitentes que assolam o tráfego e a população local. Quando associado à falta de manutenção dos sistemas, e projetos displicentes têm-se a obstrução dos sistemas de captação e condução, restringindo a sua eficiência de operação.

Os lixos representam um agrave ao sistema, pois quando dispostos nas vias podem vir a serem transportados pelas águas pluviais e provocam acúmulos de sedimentos nas bocas de lobo e galerias, ocasionando entupimentos e deteriorização dos mesmos.

O sistema pode vir a ser obstruído apenas pela velocidade excessiva do escoamento pluvial, e uma vez deteriorizado impede a capacidade de condução das águas, assim como o dimensionamento incorreto dos dispositivos de captação, cuja finalidade é incorporar as águas transportadas pela calha e direcioná-la as galerias, cabe ao projetista buscar todas as informações relevantes para o desenvolvimento do projeto referente à área em estudo, principalmente em obras de drenagem, e rigor técnico para que o trabalho resulte em um sistema hidraulicamente equilibrado.

Para que o sistema de drenagem trabalhe em condições de máxima eficácia, é perceptível a atuação de projetos aplicáveis a região de estudo considerando as particularidades a que possam vir a afeta-lo, além de planejamento urbano adequado ao qual ao qual cabe a limpeza assídua do sistema, ruas e descarte de resíduos, e eficiência executiva para que assim seja limitada a incidência de abalroamentos urbanos.

O objeto deste trabalho é identificar os problemas oriundos da ausência de planejamento do sistema de micro drenagem de uma área comercial e habitacional, utilizando os conceitos da Engenharia civil, e buscar soluções que reduzam os impactos causados pelo escoamento excessivo e deficiência no sistema de captação, a fim de atender as condições estabelecidas para o Trabalho de Conclusão de Curso-TCC.

1.1 Justificativa

A redução de áreas impermeabilizadas provoca um acréscimo na sobrecarga do sistema de drenagem devido ao excessivo aumento no escoamento pluvial. Os dispositivos de captação e condução devem ser providos de planejamento, considerando as particularidades da área projetada e seus parâmetros, uma vez que obstruídas ou em colapso geram transtornos à sociedade. Além do mais, devem ser avaliadas as adversidades atuais e futuras que interferem em cada projeto, como também considerações pertinentes cabíveis ao discernimento do projetista, desenvolvimento do projeto e sua exatidão executiva. As considerações sobre as informações pertinentes ao desenvolvimento do projeto, exatidão técnica e discernimento do projetista são assuntos de suma importância para os graduandos em Engenharia Civil. O trabalho apresentado a seguir fornece informações e conhecimentos de modo a sanar dúvidas a esse respeito. Vale ressaltar que toda análise procura buscar soluções em infraestrutura a fim de atenuar aos impactos causados ao Município.

2. OBJETIVOS

2.1 Geral

- Este trabalho tem como intuito a caracterização dos principais problemas inerentes ao sistema de drenagem no Bairro Bela Vista, Município de Ilicínea e propor soluções para a atenuação de seus impasses em períodos de precipitação intensa.

2.2 Específicos

- Caracterizar as propriedades hidrológicas da bacia a fim de analisar seu comportamento e estabelecer critérios para a obtenção de vazões
- Caracterizar os aspectos topográficos da bacia contribuinte.
- Apresentar as características físicas das estruturas existentes.
- Indicar soluções para minimizar ou eliminar as patologias detectadas no sistema de drenagem em estudo.
- Determinar as medidas estruturais em soluções para drenagem pluvial e controle de enchentes.
- Dimensionar os dispositivos que constituem o sistema de micro drenagem para a respectiva área receptora.
- Readequar o sistema existente, ao qual consiste em dispositivos de condução e captação.
- Estimar o custo final de implantação do sistema.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Micro drenagem

O sistema de micro drenagem caracteriza-se como sendo a coleta e afastamento das águas superficiais ou subterrâneas através de pequenas e médias galerias, fazendo parte do sistema todos os componentes para que o mesmo ocorra, sendo composto por pavimentos das vias públicas, meio-fio, sarjetas, bocas de lobo e poços de visita.

Segundo Tucci (2002) o intuito dos projetos de drenagem é o escoamento das águas pluviais que se referem às águas provenientes de precipitações atmosféricas estando em contato com a superfície urbana, projetado de forma a captar o escoamento de precipitações com risco atenuado através de dispositivos chamados de Bocas de lobo, instalados em guias ou nas sarjetas e posteriormente são transportados por canais integrados a rede de galerias de águas pluviais.

Para Botelho (2011), o planejamento das redes de drenagem deve ser estabelecido conforme suas características, ou seja, percurso de maior declividade, para que sejam reduzidos os custos providos de escavações, e com declividade que proporcione velocidade adequada na tubulação sendo impostas em ruas nas quais sua execução seja menos onerosa.

Ao elaborar um projeto de micro drenagem é preciso realizar um levantamento das informações da área em estudo, é de suma importância seu levantamento topográfico, planta geral da bacia contribuinte, planta plani-altimétrica, locação das redes existentes, verificação do uso e o tipo de ocupação dos lotes, além dos dados relativos ao curso receptor.

Quando lançados nos cursos de água naturais, as águas pluviais podem percorrer caminhos sobre a superfície que podem ser bem ou mal planejados.

Righetto (2009) afirma que após a criação ou ampliação de uma cidade, o decurso sinuoso e desconhecido das enxurradas é determinado pelo traçado das ruas e o fluxo das águas pluviais pode ser analisado quantitativa e qualitativamente, de maneira que se defere de seu comportamento original.

A observação da funcionalidade e da capacidade de condução dos deflúvios superficiais nas galerias do sistema de micro drenagem e nos condutos do sistema de macro drenagem é imprescindível para o planejamento urbano, construção de condomínios, loteamentos e áreas industriais, uma vez que podem ocasionar alagamentos e danos às regiões de jusante.

3.2 Dispositivos constituintes do sistema de micro drenagem

O sistema de micro drenagem é composto por sarjetas, guias, sarjetões e rasgos, caixas com grelhas e ralos, bocas de lobo, canaletas de topo, poços de visitas, rampas e escadarias hidráulicas.

A calha da rua consiste no caminho natural para a passagem da águas pluviais que muitas das vezes possui capacidade de condução inferior a vazão das águas pluviais ocasionando em inundações e alagamentos, desta forma surge à necessidade re recolher o fluxo excedente através dos dispositivos, visto como armadilha apropriada, sendo que as águas pluviais só entram quando o dispositivo de captação for adequadamente localizado, se a captação for adaptada hidraulicamente e se não houver obstrução da captação.

As sarjetas geralmente produzidas de concreto simples, moldado in loco ou de paralelepípedos argamassados tem a finalidade de fixar as guias e compor o piso de passagem de água.

Para Cardoso Neto (2014) as guias ou meio fio são constituídos de blocos de concreto ou de pedra, situados entre a via pública e o passeio, com sua face superior nivelada com o passeio, formando uma faixa paralela ao eixo da via pública.

Conforme Botelho (2011) boca de lobo consiste num sistema de rebaixamento da sarjeta, guia chapéu, caixa de captação, tampa de cobertura, conexão da caixa à galeria pluvial através de tubos de concreto, sendo o dispositivo de captação mais simples. Para o autor as caixas com grelhas e ralos como captações verticais de água compostas por grelha de ferro fundido, caixa de recepção e tubo de ligações ao sistema principal, geralmente são utilizadas em locais nivelados sem declividade transversal, em ambiente do leito carroçável.

Cardoso (2014) explica que a localização das bocas de lobo deve respeitar o critério de eficiência na condução das vazões superficiais para as galerias. É necessário colocar bocas de lobo nos pontos mais baixos do sistema, com vistas a impedir alagamentos e águas paradas em zonas mortas.

Segundo Botelho (2011), as canaletas de topo e de pé de talude são empregadas na interceptação e direcionamento de águas pluviais para proteção de topo e pé de taludes de solos, impedindo que as águas pluviais cheguem com alta velocidade causando erosão à face do talude, as águas interceptadas superiormente serão destinadas finalmente a uma rampa, uma escadaria ou uma tubulação de águas pluviais.

Para Cardoso (2014) a colocação dos poços de visita deve atender à necessidade de visita em mudanças de direção, de declividade e de diâmetro, ao entroncamento dos trechos e

às bocas de lobo. O afastamento entre poços de visita consecutivos deve ser o máximo possível, por critérios econômicos.

É sucinta a utilização as bocas de lobo sempre que as calhas superarem a sua capacidade, ou quando houver velocidade excessiva, e sempre em locais onde há formação de alagamentos e pontos baixos. As galerias são dispostas em locais propícios a inundações, ou seja, trechos com menor declividade, com o objetivo de direcionar toda água pluvial excedente, a qual a calha natural da rua não foi capaz de suportar.

3.3 Parâmetros de projeto

Segundo CETESB (1986), cabe ao projetista buscar todas as informações relevantes para o desenvolvimento do projeto referente à área em estudo, principalmente em obras de drenagem, sendo que não há condições similares em projetos distintos, além de rigor técnico para que o trabalho resulte em um sistema hidráulicamente equilibrado.

Em termos de projeto a CETESB estabelece seus parâmetros básicos:

- A planta da área a ser drenada deve apresentar escalas de 1:500 ou 1:1000.
- Curvas de nível equiespaçadas de 0,5 m a 1,00 m.
- Dependendo das particularidades topográficas e acrescenta que o mapa geral da bacia de drenagem que abrange a área a ser drenada deve estar em escalas 1:5000 ou 1:10000 ou outra escala mais reduzida se não houver outro levantamento disponível.
- A planta da área deve conter as indicações de ruas existentes ou projetadas, seções transversais, características físicas para seu desenvolvimento.
- Para o dimensionamento devem ser considerados os perfis longitudinais das ruas e avenidas da área em estudo, as informações geotécnicas, incluindo o lençol freático, a localização e elevação da jusante, as curvas de intensidade, a duração e a frequência de chuvas intensas referentes à região, além de outras informações julgadas indispensáveis.
- Qualificação do tipo de ocupação futura na bacia à medida que possa influenciar nos aspectos hidrológicos e hidráulicos do projeto.

3.4 Bocas de lobo

Para Botelho (2011) a capacidade de engolimento das bocas de lobo é em função da sua largura, rebaixamento da sarjeta quando este existir, altura da água ao escoar, declividade longitudinal da rua e principalmente manutenção.

O dimensionamento das bocas de lobo visa atender aos parâmetros hidráulicos estabelecidos pela CETESB (1986):

- Recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas de lobo, caso não seja analisada a capacidade de escoamento da sarjeta;
- As bocas de lobo devem ser distribuídas de tal forma que não comprometa a travessia de pedestres e nos cruzamentos de ruas, sendo instaladas em ambos os lados da rua, quando a saturação das sarjetas assim o exigir e em locais cuja capacidade de engolimento seja ultrapassada.
- A localização das bocas de lobo se dá em pontos intermediários; quando se tem trechos contínuos e com declividade uniforme das sarjetas e a entrada das águas pluviais se dá através de apenas uma das extremidades da boca de lobo, já nos pontos baixos é feito junto à curvatura dos meios fios, no cruzamento de ruas, onde a entrada das águas pluviais ocorre pelas duas extremidades.
- A altura da lamina de água inferior a abertura na guia ($y \leq h$) a boca de lobo tem funcionamento de um vertedouro e sua capacidade de esgotamento aumenta proporcionalmente.
- A capacidade do esgotamento de uma boca de lobo simples é função da rapidez com que se processa a mudança de direção do fluxo na sarjeta. Portanto, aumentando-se a altura de fluxo, através de uma depressão na sarjeta junto à face do meio fio, a capacidade de esgotamento será substancialmente aumentada.
- Instalação das bocas de lobo com abertura na guia em locais cuja declividade é inferior a 0,05 m/m.
- As bocas de lobo com grade propiciam o acúmulo de dejetos provenientes do descarte indevido de materiais, causando a obstrução do sistema e redução em sua capacidade de esgotamento.

3.5 Galerias

Botelho (2011) estabelece para os critérios de dimensionamento que o diâmetro mínimo da canalização principal seja de 400 mm evitando-se assim a obstrução e entupimentos provenientes de detritos lançados a boca de lobo. Para o autor dimensionam-se os condutos de forma que o escoamento esteja em regime permanente, ou seja, h , Q , V permanecem constantes com relação ao tempo e uniforme, constantes ao longo do canal.

No dimensionamento das galerias deste projeto foram consideradas as seguintes particularidades conforme Sudecap (2004):

- As galerias de águas pluviais são projetadas para seu funcionamento de 0,80% da seção plena com vazão de projeto.
- Recomenda-se o recobrimento mínimo para tubulações isenta de estruturas especiais o mínimo de 1,0 m.
- Para mudanças de diâmetros os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior.
- Nunca se devem diminuir as seções à jusante, pois qualquer detrito que venha a se alojar na tubulação deve ser conduzido até a descarga final.
- Para que se minimize o volume de escavação, a declividade dos condutos deve se adaptar o mais que for possível à declividade do terreno.
- Os tubos de diâmetros superiores a 600 mm serão de concreto armado.
- As velocidades limites nas canalizações serão: mínima 0,6 m/s e máxima 5 m/s para vazão de projeto.

3.6 Método racional

Vazão de projeto é o volume de água que esco superficialmente pelas ruas, originado pela chuva. Calcular esta vazão possibilita dimensionar a micro drenagem adequadamente. Para obras de micro drenagem, o método mais empregado em todo o mundo é o Método Racional, por ser o de mais fácil manipulação.

O Método Racional leva em consideração a intensidade máxima de precipitação local e características da bacia de contribuição, como o tempo de concentração, área e impermeabilização dos terrenos. A intensidade da chuva é a quantidade desta, por unidade de tempo, para um intervalo de recorrência e duração previsto.

Segundo Barbosa (2014) o período de retorno ou intervalo de recorrência de um evento hidrológico, como a chuva, é o tempo médio, em anos, em que o evento hidrológico é igualado ou superado pelo menos uma vez.

Portanto, o que determina o tempo em que a população ficará segura quanto a enchentes é o período de retorno adotado para calcular toda a estrutura de drenagem.

Segundo Cardoso Neto (2014) na estimativa da chuva de projeto para micro drenagem, é também necessário prever uma duração para a mesma. Adota-se, via de regra, uma duração igual ao tempo de concentração da bacia de contribuição. O tempo de concentração é o tempo necessário para que a água precipitada no ponto mais distante da bacia participe na vazão do fundo do vale.

A ocupação do terreno é um fator primordial para a estimativa da vazão de micro drenagem, sendo que o grau de impermeabilização do terreno pode ser identificado através do coeficiente de deflúvio superficial direto.

3.7 Fatores intervenientes no sistema de drenagem

O aumento de vazão gera uma sobrecarga no sistema, que muitas vezes não comporta o crescimento urbano. Outro fator agressivo consiste na quantidade de resíduos descartados indevidamente e transportados às redes de água pluvial, devido à falta de consciência ambiental da população, provocando a deterioração do sistema e, conseqüentemente, agravando os alagamentos localizados, por isso a limpeza periódica é imprescindível, sobretudo em períodos que antecede, mas temporadas chuvosas.

Botelho (2011) retrata que a alta velocidade das águas pluviais interferem na eficiência do sistema de drenagem, assim como erros de dimensionamento para definição da localização das bocas de lobo e quantidade em ruas cuja declividade transversal e longitudinal não existam direcionamento das águas, implicam na incapacidade de captação das águas causando erosões e inundações.

Segundo Tucci (2002) a pavimentação, independe da qual seja, e a compactação do solo restringi a penetração das águas pluviais proporcionando excessivo aumento do escoamento superficial e mudanças no comportamento dos hidrogramas das chuvas observadas sobre a bacia ou micro bacia ocupada.

Conforme Botelho (2011) a implantação de vias sobre local cuja finalidade era depósito de lixo, mesmo que revestido por aterro, conseqüentemente apresentará seu sistema

pluvial comprometido, uma vez que a água não correrá para os dispositivos de captação, formando poças de água sem esgotamento, ou seja, haverá perca do sistema de esgotamento devido à decomposição e da redução do volume do lixo.

Para Righetto (2009) a substituição da camada vegetal natural, pavimentação de vias, desmatamento, impermeabilização das superfícies, instalação de redes de drenagem artificial, a ocupação das áreas de inundação, redução do tempo de concentração, aumento do deflúvio superficial refletem diretamente sobre o processo hidrológico urbano, com alterações drásticas de funcionamento dos sistemas de drenagem.

Phillippi Jr (2005) retrata que os fatores propícios para a produção de inundações urbanas consistem na falta de conscientização da população que de tal forma deveriam contribuir para o controle de emissão de resíduos sólidos e seu descarte em locais indevidos, como também a falta de legislação adequada para abordar os problemas advindos de sistemas ineficientes e controle de fiscalização vigente para com a execução de obras irregulares, destinação incorreta de resíduos, muitas vezes descartados em córregos e rios, provenientes de sistema de coleta ineficiente, principalmente em áreas de classe econômica inferior, áreas ribeirinhas, morros entre outros.

A redução da capacidade de engolimento das bocas de lobo se dá através da declividade da sarjeta e rua, altura da lamina de água, não somente cabe as estes, como também é responsável, a falta de manutenção, limpeza, e possíveis obstruções, uma vez inviabilizam a percolação da água em seu interior quando coberto por lixos e cobertura vegetal.

3.8 Soluções para a sistema eficaz

A falha em incorporar a drenagem na fase inicial do desenvolvimento urbano, em geral, resulta em projetos muito dispendiosos ou inviáveis.

Righetto (2009) salienta a importância das ações preventivas de caráter não estrutural como uma maneira, de evitar possíveis implantações de obras com elevado custo futuramente, uma vez que possibilita a resolução de problemas na fonte quanto pela pulverização dos custos com obras de drenagem.

De acordo com CETESB (1986), um plano gerenciador de drenagem urbana é de suma importância para administração pública, empresários e sociedade em geral, pois permite que todos conheçam as obras que serão executadas, seus respectivos prazos e o potencial de utilização do solo urbano em suas diversas regiões.

Para que tenha planejamento urbano adequado, em âmbito administrativo e executivo com medidas técnicas, é necessária a implantação do Plano Diretor.

Para Righetto (2009) as medidas compensatórias do controle de escoamento na fonte compreendem quatro tipos de ações, planejamento, projeto e implantação de estruturas de retenção e armazenamento; manutenção apropriada das superfícies permeáveis e impermeáveis; educação e treinamento para conscientizar a população em relação aos problemas ambientais e sua relação com a água; regulamentação, vigilância e mecanismos de sanções.

A limpeza das vias e redes de drenagem são formas de as cargas de detritos sólidos e sedimentos nos deflúvios uma vez que avarredura das ruas é considerada medida essencial para a redução da carga de sólidos em suspensão e de lavagem transferida para o corpo receptor.

São mencionados alguns exemplos para soluções de um sistema de drenagem, entre eles estão: fiscalização da ocupação do solo urbano no que se refere às leis atreladas à drenagem urbana integrada ao poder de punir os transgressores da lei; informatização de todas as atividades de gestão da drenagem; estabelecimento de critérios técnicos de projetos de drenagem na sua área de ação; além do desenvolvimento e implantação de um sistema de conhecimentos de drenagem urbana, com fácil acesso.

3.9 Levantamento de custo

Mattos (2006) ressalta que o início do orçamento de uma obra requer o conhecimento dos diversos serviços que a compõe, não bastando apenas conhecer os serviços que serão realizados, mas também o quanto de cada item será feito.

Segundo Cardoso (2009), orçamento é um documento valioso em qualquer estudo preliminar ou de viabilidade. Uma obra iniciada sem a definição do seu custo, ou sem o seu provisionamento adequado dos recursos necessários, pode resultar numa obra inacabada.

O orçamento é de suma importância para abordar os custos oriundos de uma obra, sendo essencial para sua realização efetuar o levantamento de dados ,afim de um orçamento com maior exatidão e o mais próximo da realidade.

Conforme ressalta Tisaka (2011) para iniciar um orçamento é necessário estudar, analisar e entender o conjunto detalhado dos fatores que compõem o projeto. De forma que contenha todos os serviços a serem executados, levantamento dos quantitativos físicos do projeto, composição de custos unitários de cada serviço apresentados em planilhas.

A planilha orçamentária reúne todos os serviços de forma discriminada correspondente aos custos diretos especificados nos projetos, suas unidades de medições, quantidades e seus respectivos preços unitários e totais.

Segundo Cordeiro (2007), na análise de interpretação do projeto, é indispensável extrair os dados necessários para compor o projeto, como instalações, estrutura, fundações e outros dados que discriminam os itens e subitens relacionados aos serviços que compõem o orçamento obtendo uma relação completa de informações.

De acordo com Tissaka (2011) é na TCPO que se encontram os parâmetros de quantitativos, produtividade e de consumo necessárias para a composição dos principais serviços utilizados na construção civil. De modo que o orçamentista possa comparar alguns índices de produtividade com os seus próprios levantamentos.

Cardoso (2009) esclarece que o orçamento é um documento que necessita de absoluta credibilidade, para que as informações produzidas em decorrência, como o controle de custo da obra possa funcionar como ferramentas seguras para tomada de decisão.

Segundo Tissaka (2011), o memorial descritivo é a descrição detalhada do objeto projetado na forma escrita, apresentando soluções técnicas adotadas e as justificativas que são necessárias ao pleno entendimento do projeto.

Desta forma o memorial descritivo corresponde de maneira manuscrita às etapas a serem realizadas na obra de maneira a explicitar o modo de utilização dos materiais e as especificações técnicas que deverão ser abordadas, evitando erros durante o processo de execução da obra.

A composição de preços unitários corresponde ao custo de uma unidade de insumo, para o mesmo têm-se o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) disponibilizado pela Caixa Econômica Federal, que fornecem subsídios para a formulação dos preços dos insumos sem a composição, de forma a auxiliar na idéia da grandeza dos custos dos serviços.

De acordo com Mattos (2006) a quantificação dos diversos materiais ou levantamento de quantidades de um determinado serviço deve ser feita com base em desenhos fornecidos pelo projetista, considerando-se as dimensões especificadas e suas características técnicas. A etapa de levantamento de quantidades é uma das que intelectualmente mais exigem do orçamentista, porque demanda leitura de projeto, cálculos de áreas e volumes, consulta a tabelas de engenharia, tabulação de números, entre outros.

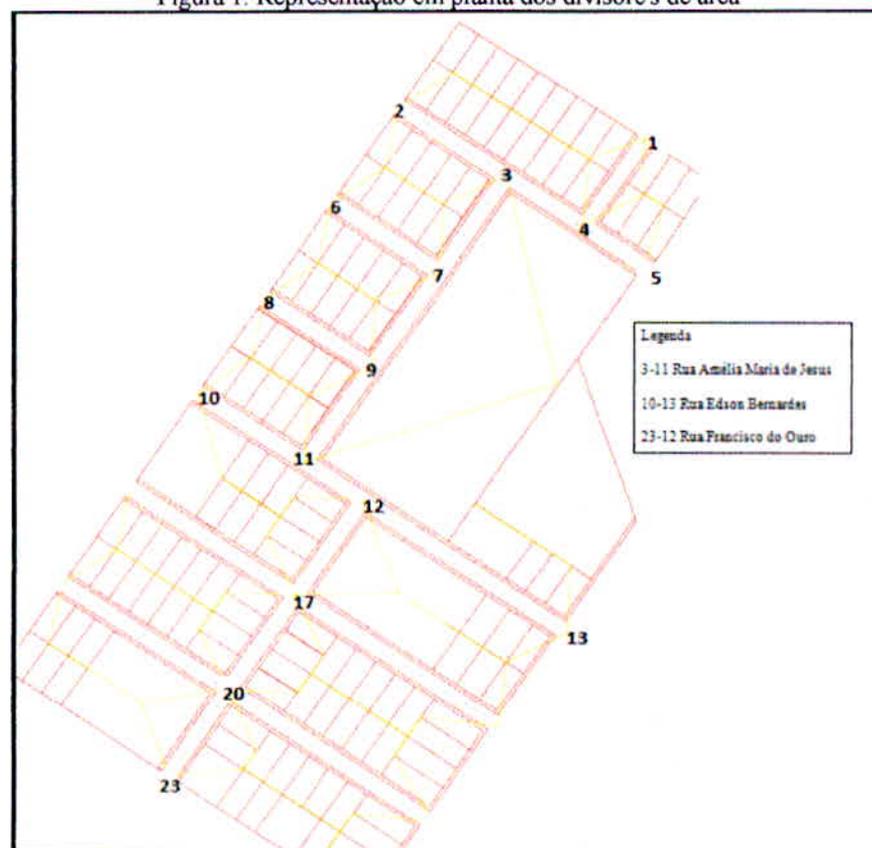
4 MATERIAL E MÉTODOS

Para o desenvolvimento do presente estudo foi necessário analisar a situação atual do sistema de drenagem da Rua Edson Bernardes no Município de Ilícinea-Mg, onde há preceitos de alagamentos em períodos chuvosos. Desta forma, optou-se por realizar o seu estudo de caso possibilitando a análise das estruturas de drenagem existentes, afim de soluções aceitáveis.

O estudo consiste em uma análise fundamentada no sistema de micro drenagem existente relacionando com as diretrizes técnicas segundo especialistas em drenagem urbana para obter dados necessários a fim de propor soluções para um sistema eficaz.

A área de drenagem será considerada as áreas de contribuição da bacia, estabelecidas pela topografia do terreno, para tanto foram utilizados alguns softwares como o AUTO CAD 2010, que permitiu a subdivisão da bacia de acordo com a caracterização da região em estudo, ou seja, a determinação das áreas referentes aos lotes habitacionais, comerciais, áreas verdes e pavimentadas. A figura 1 mostra a representação em planta dos divisores de área realizados no Auto CAD 2010.

Figura 1. Representação em planta dos divisores de área



Fonte: Próprio Autor, 2015

Já para a localização da área de estudo foi utilizado o Google Earth conforme representado na figura 2, onde se localiza a Rua Edson Bernardes ao qual consiste na região em estudo, com alto índice de alagamentos devido a sua baixa declividade.

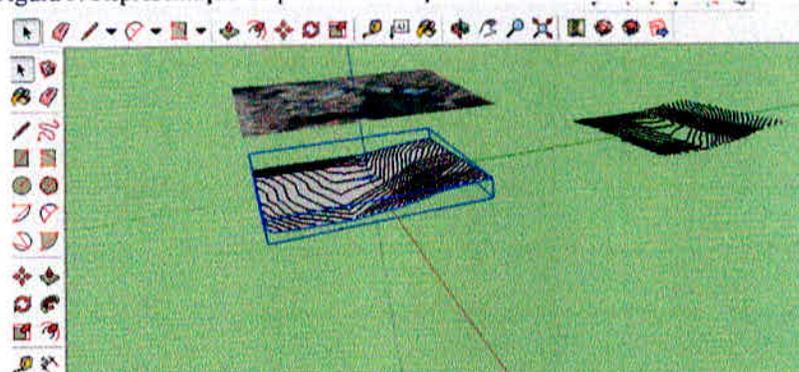
Figura 2. Localização da Rua Edson Bernardes



Fonte: Google Earth

Para a determinação do escoamento superficial utilizou-se o Sketchup, onde se gerou as curvas de nível de metro a metro e verificação da bacia hidrográfica, logo representada na figura 3 o perfil de elevação e curvas de nível da bacia.

Figura 3. Representação do perfil de elevação e curvas de nível da bacia



Fonte: Desenvolvido pelo Próprio Autor -Sketchup 2015.

Para dar início a um diagnóstico foi utilizado o cálculo da vazão pluvial através da equação do Método Racional.

Segundo o autor Botelho (2011), para bacias menores que 50 hectares ou com complexidade inferior utilizam-se o método racional a fim de determinar as vazões de chuvas que precipitam nas ruas. Como a bacia do loteamento possui aproximadamente 3,9 hectares, este será calculado pelo método racional dado pela fórmula:

$$Q = C \times i \times A \quad \text{Equação 1}$$

Onde (Q) representa a vazão a ser determinada, dada em m³/s; o (C) é o coeficiente de Run Off ou deflúvio superficial, (i) é a intensidade da precipitação, sua unidade é em m/m e (A) representa a área de contribuição, sendo em m² ou ha.

Para calcular o coeficiente de Run Off ou coeficiente de deflúvio será utilizada a fórmula dada por:

$$C_{Méd} = \frac{\sum A_i \times C_i}{A_t} \quad \text{Equação 2}$$

Sendo que, (Ai) é a Área específica para cada tipo de uso que compõem a área da bacia em estudo, tais como área verde, área de lotes, pátios e estacionamentos em m²; (Ci) é o C médio retirado na tabela 1 onde especificam os valores de C para áreas urbanas restritas com base no uso e/ou ocupação da área, e (At) designa a área total da bacia em estudo em m².

Tabela 1 – Valores de C para áreas urbanas restritas.

CARACTERISTICAS DA ÁREA	C – MINIMO	C – MAXIMO
Pátios e estacionamentos	0,90	0,95
Áreas cobertas	0,75	0,95
Lotes urbanos grandes	0,30	0,45
Parques e cemitérios	0,10	0,25
Terreno rochoso montanhoso	0,5	0,85
Relvado arenoso plano	0,05	0,10

Fonte: SUDECAP, 2004.

Outro fator importante para o diagnóstico foi à utilização das equações de chuvas intensas da região em estudo. Existem várias equações, todavia ambas com a mesma finalidade. Para sua determinação é necessário que se conheçam o período de retorno, medido em anos, em que um evento leva para ser igualado ou superado. Usa-se para dimensionamento de micro drenagem TR = 2 a 10 anos. Para a bacia em estudo utilizaremos TR = 10 anos por se tratar de uma região com índices de atuação industrial.

O software Plúvio 2.1 trabalha com dados de chuvas intensas pelo método inverso, e dentre as 28 combinações de interpolação, o método tem apresentado melhores resultados na estimativa da intensidade média de precipitação, desenvolvido pelo Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de

Viçosa. Devido a sua precisão será utilizada para os cálculos da intensidade proposta pela seguinte equação.

$$I_m = \frac{k \times TR^a}{(t + b)^c} \text{ Equação 3}$$

Onde (I_m) é a intensidade máxima média de precipitação em $mm.h^{-1}$; (Tr) representa o tempo de retorno da chuva em anos, (K, a, b, c) são parâmetros locais obtidos por regressão não linear, com base nas informações extraídas de pluviogramas e (t) é o tempo de duração mínima (min).

A duração da chuva ou tempo de concentração representa em minutos a duração da precipitação, devendo ser acrescido a este o seu tempo morto. Utilizaremos a equação de George Ribeiro.

$$T_s = \frac{16 \times L}{(1,05 - 0,2p) \times (100 \times I_m^{0,04})} \text{ Equação 4}$$

Ao qual (L) é o comprimento do talvegue principal, km; (p) é a porcentagem de cobertura vegetal, em decimal; (I_m) é a declividade média do talvegue principal, em m/m; (t_s) tempo de escoamento superficial, em min. O t_c pode ser calculado acrescentando ao tempo de concentração 10 minutos que representa o tempo morto para o escoamento.

Para a análise das estruturas existentes será calculado sua vazão real, no caso do estudo referido as bocas de lobo sem depressão serão utilizadas as equações de Tomaz (2013) cuja altura da lamina d água seja menor que a altura da abertura na guia, considerado como vertedor, tendo sua capacidade de engolimento calculado pela equação abaixo:

$$Q = 1,60 \times l \times y^{1,5} \text{ Equação 5}$$

Onde (l) representa o comprimento da abertura em metros, e (y) a altura da lamina d água em metros, sendo (Q) a capacidade de engolimento em m^3/s .

Seguindo ao mesmo autor Tomaz (2013), para bocas de lobo com grelha com lamina d água acima de 42 cm, uma vez que serão calculados para as bocas de lobo existentes, temos:

$$Q = 2,91 \times A \times y^{1/2} \text{ Equação 6}$$

Onde (A) é a área da seção sendo retirada a área efetiva das barras, e (y) altura da lamina d água.

Através das equações acima com as aplicações necessária do projeto foi possível fazer um diagnóstico do sistema.

Onde L representa o comprimento em metros, Q é vazão dimensionada e (y) é a altura da Lâmina de água em metros.

Para analisar a capacidade de escoamento da sarjeta são utilizados a formula para condutos livres, conhecida com a fórmula de Manning modificada por Ezzard, ao qual considera declividade mínima de 0,5%.

$$Q_{st} = 0,375 \times \frac{z}{n} \times y \times \sqrt{I} \quad \text{Equação 7}$$

Onde (Q_{ST}) representa a capacidade de escoamento pela sarjeta em m^3/s , (z) é o inverso da declividade transversal da sarjeta em m/m , (y) é a altura da lamina de água na guia em metros, (I) é a declividade longitudinal da sarjeta em m/m , e (w) a largura da sarjeta em (m) .

Como as sarjetas da bacia são revestidas em concreto e a pavimentação da rua é a base asfáltica, e não há nenhuma avenida na área em estudo, a capacidade da sarjeta é dada pela equação:

$$Q_{ST} = 0,375 \times \left(\frac{z_1}{n} \times y_0^{\frac{8}{3}} - \frac{z_1}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} + \frac{z_2}{n} \times y_2^{\frac{8}{3}} \right) \times I^{0,5} \quad \text{Equação 8}$$

Onde (z_1) é o inverso da declividade transversal da rua, e (z_2) é o inverso da declividade transversal da sarjeta, (n) é o coeficiente de Manning.

A capacidade real das sarjetas é dada por:

$$Q_{SR} = Q_{ST} \times F \quad \text{Equação 9}$$

A variável (f) é o fator de redução especificado na tabela 2, sendo em função da declividade da sarjeta. A condição estabelecida para a análise hidrológica e hidráulica é que o escoamento da maioria das ruas se dê através das calhas, para que isto aconteça a vazão pluvial de cada trecho deve ser inferior a capacidade real da sarjeta, caso o mesmo não ocorra há se a necessidade de instalação de galerias, apenas para a vazão excedente.

Tabela 2. Fatores de redução de escoamento das sarjetas

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

Fonte: CETESB, 1980.

Para o dimensionamento das galerias e tubulação secundária utilizou-se a fórmula de Manning, a fim de determinar seu diâmetro, e possível verificação da velocidade de escoamento.

$$Q = \frac{1}{n} RH^{2/3} \times A\sqrt{i} \quad \text{Equação 10}$$

Onde n representa o coeficiente de rugosidade, RH é o raio hidráulico, dado pela relação da área molhada sobre o perímetro molhado dado em m sendo D/4. E A é a área dado em m², e i é a declividade da calha da rua dado em m/m.

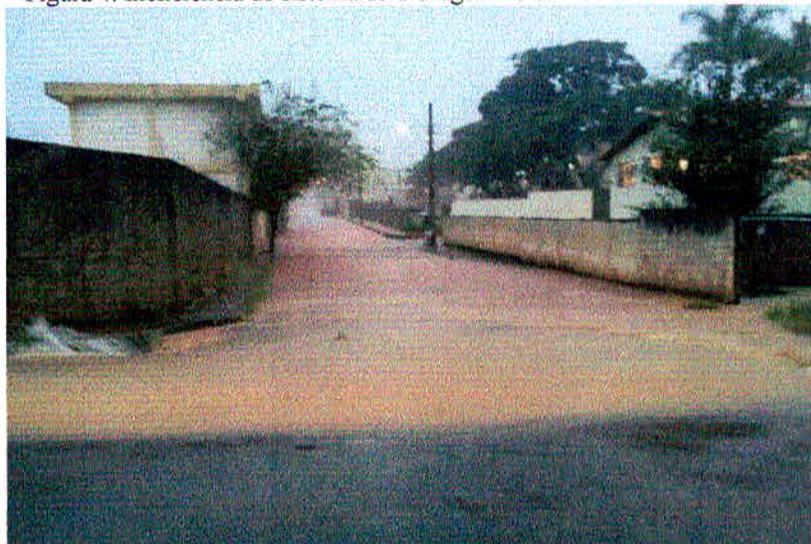
Uma vez que determinado o diâmetro das galerias, podemos verificar a velocidade através da equação da continuidade.

$$Q = V \times A \quad \text{Equação 11}$$

Onde V são a velocidade em m/s, A é a área em m² e Q é a vazão em m³/s

A fim de diagnosticar os preceitos de cheias urbanas na Rua Edson Bernardes, foram realizadas visitas técnicas, pesquisas e consultorias a órgãos do município (Prefeitura e Copasa), buscando medidas significativas e que melhor se adéquem ao estabelecido a fim de proporcionar condições de estabilidade pluvial e atenuar os impactos ambientais causados pela incondicionante precariedade local. A figura 4 mostra-nos a situação irregular que o município enfrenta, ou seja, a ineficiência do sistema de drenagem.

Figura 4. Ineficiência do sistema de drenagem no bairro Bela Vista -Ilicínea



Fonte: Próprio Autor, 2015.

A visita in loco permitiu caracterizar as bocas de lobo existentes, e contextualização do problema, bem como designar coeficientes, medições e discretização do problema local. Para o entendimento do comportamento da bacia contribuinte, foi necessária a caracterização física da bacia através de estudos, e referencial teórico para que se comprovasse a necessidade de avaliação do sistema de drenagem existente no Bairro Belo Vista Município de Ilhéus. Na busca de dados pôde determinar as características físicas das bocas de lobo. Logo abaixo na figura 5 podem ser vistos a boca de lobo em grelha situado na Rua Amélia Maria de Jesus, sob períodos de precipitação intensa.

Figura 5. Boca de lobo em grelha situado na Rua Amélia Maria de Jesus



Fonte: Próprio autor, 2015.

Os alagamentos na Rua Edson Bernardes conforme representa a figura 6, são freqüentes e gera transtornos a toda região, todavia o estudo da região visa à averiguação das condições locais dos sistemas de drenagem urbano e indicar soluções que melhor se adéqüem ao estabelecido.

Figura 6. Alagamento na Rua Edson Bernardes em Illicínea-Mg.



Fonte: Próprio Autor, 2015.

Nos períodos chuvosos as bocas de lobo uma vez que não possuem depressão, e conseqüentemente não suportam a vazão e provocam desconforto aos moradores devido aos alagamentos ocasionados, por se tratar de uma rua com alto índice de trafego, este fica impossibilitado à circulação dos pedestres e veículos. Embora já sejam suficientes seus impactos, as residências locais acompanham a topografia com declividade da cota 876 para cota 864.

A pavimentação da rua constitui a base asfáltica ao qual impossibilita a impermeabilização da água pluvial. Por obsolência de uma serie de fatores associados a falhas do subsistema, para tanto cabe à concepção de um conjunto que englobe a micro drenagem, buscando a máxima operação do sistema e redução dos impactos oriundos de sua disparidade

Com base nos dados levantados em campo e a partir das diretrizes técnicas citadas em livros e manuais sobre drenagem será possível identificar os problemas na estrutura existente, e assim propor soluções para um sistema eficiente.

Para a análise do custo total do empreendimento será necessário a elaboração do projeto de drenagem, para que assim sejam determinados os quantitativos e levantamento do custo de insumos.

Para o levantamento dos quantitativos de materiais, é necessário conhecer as cotas as quais se encontram as galerias e poços de visita, a fim de se obter o seu volume de escavação, quantidade linear de tubulações entre outros.

Para a determinação das cotas, declividades e recobrimento da tubulação, a partir de dados apresentados em planta ao qual permitem através das curvas de nível, tal análise, ao qual se utilizou a seguinte expressão:

$$I_{\text{greide}} = \frac{CTM - CTJ}{L} \text{ Equação 12}$$

Onde I_{greide} representa a declividade no trecho analisado (m/m ou %); CTM a cota do terreno no ponto do poço de visita a montante (m); CTJ a cota do terreno no ponto do poço de visita a jusante (m); e L é comprimento do trecho estudado (m). A condição mais econômica de trabalho é quando o I da galeria pode ser igual ao I rua.

Com todas as cotas e declividades do terreno em mãos, pode-se implementar tais dados em um desenho de perfil dos trechos estudados.

As declividades da rede, em comparação às declividades dos greides, implicam em diferenças mínimas ou desprezíveis de recobrimento ao longo das galerias.

Sob profundidade de pelo menos 1,00 m abaixo da cota do terreno ou $1,5 \times \emptyset$, foram alocados os poços de visita. Isto garantiu que as galerias dimensionadas possuíssem o mínimo recobrimento preconizado pela fórmula a seguir:

$$R = \frac{D}{2} + 0,40 \text{ Equação 13}$$

Ao qual R é o recobrimento (m); e D é o diâmetro da tubulação (m).

Cotas das valas, dos fundos dos poços de visita e volumes de escavação As valas tiveram suas cotas calculadas conforme a fórmula abaixo.

$$CV = CT - PC - D - 0,2 \text{ Equação 14}$$

Onde CV é a cota da vala a montante ou a jusante dado em metros; CT é a cota do terreno a montante ou jusante em metros; PC é a profundidade da galeria a montante ou à jusante dado em metros e D é o diâmetro da galeria em metros.

As cotas dos fundos dos poços de visita foram calculadas pela equação:

$$CPV = CCM - D \text{ Equação 15}$$

Ao qual CPV é a cota no fundo do poço de visita dado em metros; CCM é a cota da galeria a montante dado em metros e D é o diâmetro da galeria também dado em metros.

Conhecendo as profundidades o volume de escavação pôde ser calculado através da equação:

$$V = (D + (2 \times 0,2)) \times L \times \left(\left(\frac{PCJ + PCM}{2} \right) + 0,2 \right) \text{ Equação 16}$$

Onde Vesc é o volume escavado (m³); D = diâmetro da galeria (m); L é o comprimento do trecho (m); PCJ a profundidade da galeria à jusante (m); e PCM é a profundidade da galeria à montante (m);

Com a especificação do projeto, pôde realizar o estudo detalhado do sistema de drenagem a ser implantado, através da execução do memorial descritivo, cuja finalidade consiste no detalhamento da solução proposta.

A Tabela de Composição de Preços para Orçamento (TCPO) norteou para a elaboração dos preços dos insumos da construção. Buscou-se através do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) disponibilizado pela Caixa Econômica Federal.

5 RESULTADO E DISCUSSÃO

5.1 Características físicas da bacia em estudo

A área em estudo está localizada no município de Ilícinea- MG no Bairro Bela Vista, situado próximo ao centro da cidade, nas coordenadas de latitude 20°56'09"S longitude 45°49'58"W.

A bacia constitui a fins residenciais e comerciais com apenas uma bacia que caracteriza o escoamento das águas pluviais, cuja área total, considerada no estudo. O sistema de drenagem abrange toda a área do empreendimento de extensão com aproximadamente (78516,86) setenta e oito mil, quinhentos e dezesseis e oitenta e seis metros quadrados. Na tabela 3 está demonstrada a caracterização da região em estudo conforme a sua distribuição, e fins específicos.

Tabela 3. Especificação da bacia

Descrição	Área (m ²)	Porcentagem (%)
Cobertura vegetal	3101,41	3,95
Comercial	9137,46	11,63
Industrial	1801,3	2,29
Residencial	56089,44	71,46
Pavimentada	7518,88	9,57
Institucional	868,37	1,10
Área total	78516,86	100

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Sendo a mesma localizada entre as cotas 864 e 886, ponto de menor e maior cota respectivamente, determinado através do software Sketchup 2015. Na figura 7 são observados a declividade do trecho em análise, e o revestimento ao qual são constituídas as ruas da bacia.

Figura 7. Vista da Rua Edson Bernardes com pavimentação asfáltica.



Fonte: Próprio Autor -2015

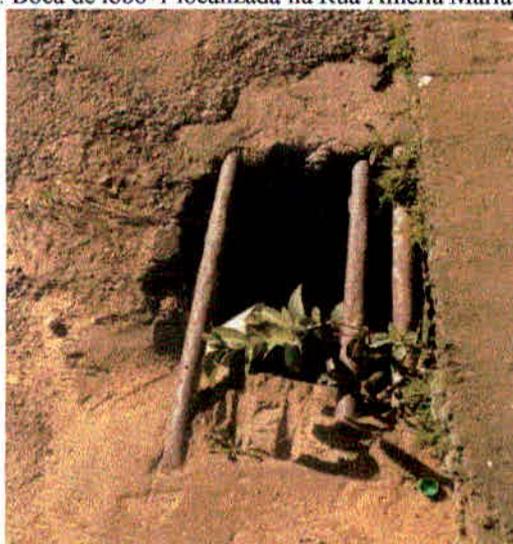
O trecho alagado possui a extensão de 33,88 metros e com área de contribuição equivalente a (78516,86) setenta e oito mil, quinhentos e dezesseis e oitenta e seis metros quadrados ao qual se constitui as Ruas Guanabara, Vicente, Bela Vista, Eugenio Magalhães, Amélia de Jesus, Edson Bernardes, Francisco do Ouro, e José Bueno de Sousa, ocupada por residências e grande variabilidade industrial, situada próxima a região central do município.

5.2 Caracterizações físicas das bocas de lobo existentes

As visitas na Rua Amélia Maria de Jesus, Francisco do Ouro e Edson Bernardes, onde estão instalados os sistemas de captação permitiu analisar a precariedade das bocas de lobo e sua indevida disposição e a sua ineficiência quando em períodos chuvosos.

Na Rua Amélia Maria de Jesus possui duas bocas de lobo, localizadas na curvatura da rua, ambas na margem esquerda, porém uma com abertura na guia sem depressão, e a outra com grelha equidistante a um metro 1 metro, o que inviabiliza a entrada do escoamento pluvial conforme mostra a figura 8 foi ao qual esta representada a boca de lobo situada na Rua Amélia Maria de Jesus, com grelha sem depressão, e suas irregularidades quanto à disposição das barras e dimensionamento.

Figura 8. Boca de lobo-1 localizada na Rua Amélia Maria de Jesus.



Fonte: Próprio Autor -2015

Na boca de lobo simples, ou seja, abertura da guia situado na Rua Amélia Maria de Jesus, representado pela figura 9 mostra a ineficiência da gestão pública quanto à manutenção do sistema de drenagem urbano no Município, onde a mesma apresenta coberta por vegetação o que atribui a precariedade do dispositivo e obstrução do sistema.

Figura 9. Boca de lobo-2na Rua Amélia Maria de Jesus.



Fonte: Próprio autor, Illicinea-Mg 2015.

Já na Rua Edson Bernardes encontram-se na margem esquerda duas bocas de lobo sendo uma abertura na guia e a outra em grelha equidistante sessenta centímetros (60 cm), para a boca de lobo com grelha, as barras possuem uma espessura maior, o que de fato reduz a capacidade de engolimento da mesma, praticamente toda a água escoada entra por baixo da

grelha já que a mesma não é rente ao pavimento. A figura 10 retrata uma das bocas de lobo simples, cujo acréscimo da abertura se dá através da obstrução da via, devido á ausência de manutenção.

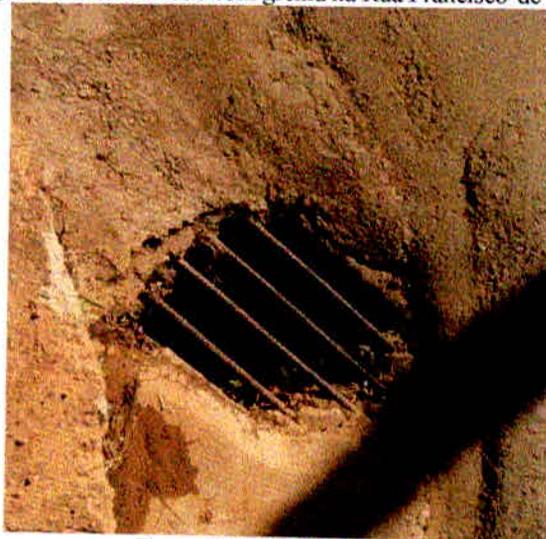
Figura 10. Boca de lobo 3 e 4 na Rua Edson Bernardes.



Fonte: Próprio Autor -2015

A boca de lobo situada na Rua Francisco do Ouro é do tipo em grelha e localiza-se na curvatura da rua, na margem direita vista na figura 11, logo se percebe que o município advém de um sistema de drenagem urbano antigo, cujo dimensionamento apresenta-se irregular com sua distribuição inapropriada para a área respectiva.

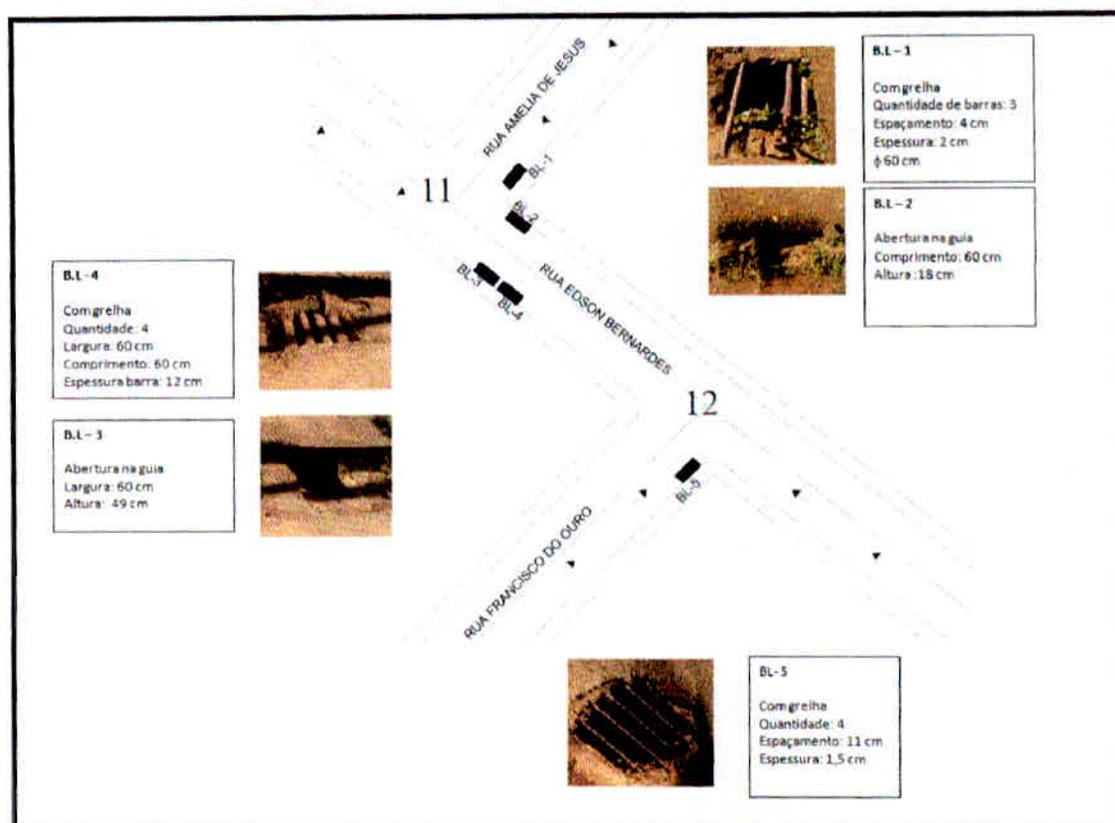
Figura 11. Boca de lobo com grelha na Rua Francisco de Ouro



Fonte: Próprio Autor -2015

Como em toda extensão da bacia apresentam se apenas o dispositivo de captação mencionado cabe a avaliação deste sistema de forma a sanar duvidas a seu respeito e buscar soluções adequadas. A fim de auxiliar em sua análise a esquematização da disposição das bocas de lobo da bacia em análise a figura 12 dispõe da localização bem como a descrição física das mesmas.

Figura 12 . Localização das bocas de lobo existentes

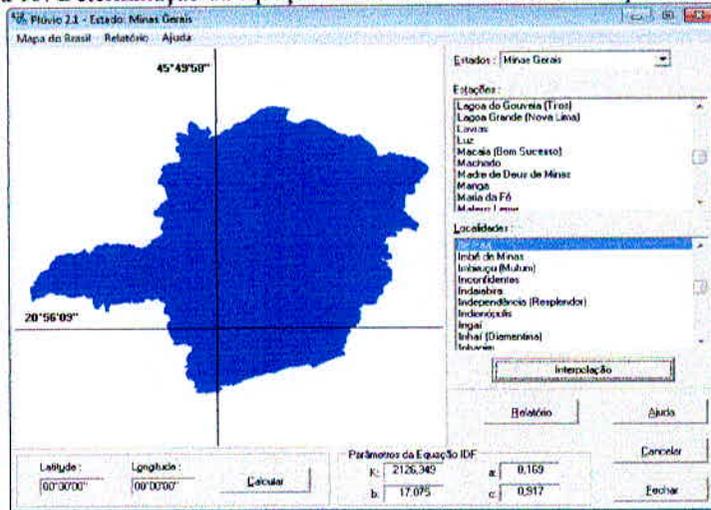


Fonte: Próprio Autor, 2015.

5.3 Análise do sistema

Para a determinação da intensidade de chuva utilizou-se o Software Pluvio2. Com as variáveis determinadas, k, b, a, c conforme figura 13.

Figura 13. Determinação da equação de chuvas intensas no município de Illicínea



Fonte: Próprio autor-Plúvio 2.1

Podemos assim calcular a intensidade pela equação 3 descrita abaixo, considerando o seu tempo de retorno de 10 anos, tendo em vista a caracterização da área receptora.

$$I_m = \frac{k \times TR^a}{(t + b)^c} \quad \text{Equação 3}$$

Onde T é o tempo de retorno, medido em anos e t; representa duração da chuva, dado em mm, e k, a, b, c são as constantes de ajuste locais.

Para a determinação do tempo de concentração foi utilizados a equação de George Ribeiro representada pela equação 4, onde considera-se o comprimento total do talvegue a declividade média e a porcentagem de cobertura vegetal da bacia

$$T_s = \frac{16 \times L}{(1,05 - 0,2p) \times (100 \times I_m^{0,04})} \quad \text{Equação 4}$$

Tendo o trecho em linha reta da maior a menor cota, obtivemos 171,19 metros e com a diferença de cota de 886 a 864, com 22 metros. A relação entre a diferença de cota pelo comprimento tem se à declividade média, calculada para a bacia 0, 1285 m/m.

Desta forma calcula-se o tempo de concentração acrescido de 10 minutos, este por sua vez representa o tempo morto, ou seja, período após a precipitação o em que o escoamento ainda permanece na via.

O comprimento do talvegue é de 269 metros, a maior distancia percorrida entre os pontos de maior e menor cota, e com porcentagem de cobertura vegetal de 3,95 %.

Substituindo os valores na equação 4, temos:

$$T_s = \frac{16 \times 0,269}{(1,05 - 0,2 \times 0,39) \times (100 \times 0,1285^{0,04})} = 0,04 \text{ minutos}$$

O t_c ou t pode ser calculado: $t_s + 10 \text{ min}$ (tempo morto)

$$T_c = 0,04 + 10 \text{ min} = 10,04 \text{ min}$$

Agora já conhecendo T_c e as variáveis de chuva intensa, podemos calcular a intensidade substituindo os valores conhecidos na equação 3:

$$I_m = \frac{2126,34 \times 10^{0,169}}{(10,04 + 17,07)^{0,917}} = 152,24 \frac{\text{mm}}{\text{h}}, \text{ logo temos } 4,22 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

Para a determinação do coeficiente de deflúvio, uma vez que conhecida as distribuições e áreas e tipos de ocupação, substituímos na equação 2 .

$$C_{Méd} = \frac{\sum A_i \times C_i}{A_t} \text{ Equação 2}$$

Porem para exatidão nos cálculos foi realizado o coeficiente de Runoff para cada trecho, respeitando as condições estabelecidas, tendo assim diferentes resultados para o coeficiente de deflúvio.

A vazão de projeto foi determinada pelo método racional em cada trecho e margem da bacia. Como representa ser uma bacia pequena, critério para a opção pelo método.

$$Q = C \times i \times A \text{ Equação 1}$$

Onde C é o coeficiente de deflúvio, i a intensidade de precipitação mm/min e (A) é a área de contribuição em m^2 .

Todos os cálculos para vazão de projeto estão apresentados na tabela 4, logo se percebe que para o trecho alagado temos uma vazão de projeto total de $0,58 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabela 4- Vazão de projeto margens esquerda e direita da bacia

Trecho	lograd.	Coef.	I	Área de contrib.		Q(vazão m³/s)	
				Dir.	Esq.	Dir.	Esq.
1-4	Rua Bela Vista	0,74	4,22E-05	338,14	312,75	0,011	0,010
5-4	Rua Eugenio Magalhães	0,69	4,22E-05	1575,85	535,20	0,046	0,016
4-3	Rua Eugenio Magalhães	0,69	4,22E-05	816,49	686,97	0,024	0,020
2-3	Rua Eugenio Magalhães	0,72	4,22E-05	1086,30	1193,51	0,033	0,036
3-7	Rua Amélia Maria de Jesus	0,71	4,22E-05	1766,30	386,00	0,053	0,012
6-7	Rua Aristides Oliveira	0,63	4,22E-05	1086,14	1079,16	0,029	0,029
7-9	Rua Amélia Maria de Jesus	0,77	4,22E-05	1749,72	383,41	0,057	0,012
8-9	Rua Jose Bueno de Souza	0,63	4,22E-05	1076,82	1073,50	0,029	0,029
9-11	Rua Amélia Maria de Jesus	0,68	4,22E-05	1764,75	388,41	0,051	0,011
10-11	Rua Edson Bernardes	0,71	4,22E-05	1078,82	1019,03	0,032	0,031
23-20	Rua Francisco do ouro	0,63	4,22E-05	701,15	614,12	0,019	0,016
22-20	Rua 12 de Outubro	0,59	4,22E-05	1669,13	1642,91	0,042	0,041
20-17	Rua Francisco do ouro	0,57	4,22E-05	1517,37	4905,91	0,036	0,118
14-12	Rua Edson Bernardes	0,72	4,22E-05	4653,20	1982,92	0,141	0,060
19-17	Rua Guanabara	0,62	4,22E-05	2026,66	1659,53	0,053	0,043
17-12	Rua Francisco do ouro	0,35	4,22E-05	2915,98	11461,51	0,043	0,169
12-11	Rua Edson Bernardes	0,6	4,22E-05	5008,20	18360,40	0,127	0,465

Fonte: Próprio Autor – Excel

Para a análise hidráulica, conhecendo as características da sarjeta conforme tabela 5, pode-se determinar a capacidade de condução das sarjetas do município.

Tabela 5. Especificação para cálculo da capacidade da sarjeta

Largura da rua: 7 metros	$z_1 = \frac{1}{0,02} = 50 \text{ m/m}$
Inclinação da rua: 2%	
Largura da sarjeta: 50 cm	$z_2 = \frac{1}{0,05} = 20 \text{ m/m}$
Inclinação da sarjeta: 5 %	
Altura da guia: 25 cm	$y_0 = 0,8 \times 25 = 20 \text{ cm}$ $y_1 = 0,175 \text{ m}$ $y_2 = 0,025 \text{ m}$
$n = 0,016$, conforme tabela revestimento em concreto.	

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Substituindo na equação 8, estabelecemos a capacidade de escoamento da sarjeta.

$$Q_{ST} = 0,375 \times \left(\frac{z_1}{n} \times y_0^{\frac{8}{3}} - \frac{z_1}{n} \times y_1^{\frac{8}{3}} + \frac{z_2}{n} \times y_2^{\frac{8}{3}} \right) \times I^{0,5} \quad \text{Equação 8}$$

$$Q_{st} = 0,375 \times \left(\frac{50}{0,016} \times 0,20^{\frac{8}{3}} - \frac{50}{0,016} \times 0,175^{\frac{8}{3}} + \frac{20}{0,016} \times 0,025^{\frac{8}{3}} \right) \times I^{0,5}$$

$$Q_{ST} = 4,82 \times I^{0,5}$$

Substituindo a inclinação na fórmula, encontramos a capacidade real da sarjeta, conforme resultados apresentados na tabela 6.

Tabela 6. Capacidade real das sarjetas

Trecho	lograd.	L (m)	Diferença de cota	declivid.(%) long trecho		
					Qst	Qsr
tr 1-- 4	Rua Bela Vista	41,81	4,00	9,57	0,76	0,38
tr 5--4	Rua Eugenio Magalhães	34,78	1,00	2,88	0,23	0,11
tr 4--3	Rua Eugenio Magalhães	37,74	1,00	2,65	0,21	0,10
tr 2--3	Rua Eugenio Magalhães	56,41	1,00	1,77	0,14	0,07
tr 3--7	Rua Amelia Maria de Jesus	40,88	4,00	9,78	0,77	0,39
tr 6--7	Rua Aristides Oliveira	55,56	1,00	1,80	0,14	0,07
tr 7--9	Rua Amelia Maria de Jesus	39,8	7,00	17,59	1,39	0,69
tr 8--9	Rua Jose Bueno de Souza	55,98	1,00	1,79	0,14	0,07
tr 9--11	Rua Amelia Maria de Jesus	40,4	6,00	14,85	1,17	0,59
tr 10--11	Rua Edson Bernardes	55,88	3,00	5,37	0,42	0,21
tr 23--20	Rua Francisco do ouro	58,55	2,00	3,42	0,27	0,13
tr 22--20	Rua 12 de Outubro	99,46	2,00	2,01	0,16	0,08
tr 20--17	Rua Francisco do ouro	45,88	1,00	2,18	0,17	0,09
tr 14--12	Rua Edson Bernardes	93,9	5,00	5,32	0,42	0,21
tr 19--17	Rua Guanabara	98,21	5,00	5,09	0,40	0,20
tr 17--12	Rua Francisco do ouro	49,61	1,00	2,02	0,16	0,08
tr 12--11	Rua Edson Bernardes	33,88	1,00	2,95	0,23	0,12

Fonte: Próprio Autor, 2015.

As características físicas de cada boca de lobo estão representadas na tabela 7, onde estão apresentados os parâmetros físicos de cada boca de lobo e sua respectivas dimensões.

Tabela 7. Características físicas das Bocas de Lobo existentes

CARACTERÍSTICAS	B.L - 1	B.L - 2	B.L - 3	B.L - 4	B.L - 5
Largura (cm)	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00
Altura (cm)	60,00	18,00	49,00	60,00	60,00
Quantidade de barras	3,00	-	-	4,00	4,00
Espessura das barras (cm)	2,00	-	-	12,00	1,50
Espaçamento entre barras (cm)	4,00	-	-	3,00	11,00
Área total (cm)	3240,00	1080,00	2940,00	720,00	3240,00
Área efetiva (cm)	360,00	-	-	2880,00	360,00
Altura da lamina d água (cm)	10,00	14,00	14,00	25,00	15,00

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Para a averiguação das bocas de lobo existentes na bacia em estudo foram analisadas as estruturas reais para a área, a fim de estabelecer critérios para a ineficiência do sistema e buscar soluções compatíveis ao proposto. Uma vez que já conhecidas suas dimensões, foram utilizados a fórmula de Plinio para as boca de lobo simples, abertura na guia sem depressão, calculado trabalhando como vertedor, contudo por apresentar uma fina lamina de água.

$$Q = 1,60 \times l \times y^{1,5} \quad \text{Equação 5}$$

Substituindo na equação acima temos para a boca de lobo 2 e 3 situada na Rua Edson Bernardes a vazão de engolimento de 0,05 m³/s.

$$Q = 1,6 \times 0,6 \times 0,14^{\frac{3}{2}} = 0,0502 \text{ m}^3/\text{s}$$

Já para as boca de lobo em grelha, deverão ser considerados a área cujo vão efetivo deverá ser descontado, desta forma serão utilizados a equação 6 expressa abaixo:

$$Q = 2,91 \times A \times y^{1/2} \text{ Equação 6}$$

Para a boca de lobo 5 temos a vazão de engolimento de 0,05 m³/s, conforme determinado.

$$Q_i = 2,91 \times 0,324 \times 0,15^{1,5} = 0,05 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para a boca de lobo 4, existente na Edson Bernardes conforme a estrutura in loco foram calculados sua vazão de engolimento, margem direita do trecho 11-12.

$$Q_i = 2,91 \times 0,072 \times 0,25^{1,5} = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como a boca de lobo situada na Rua Amélia de Jesus apresenta seção irregular, para que fossem realizadas sua análise, utilizei seção circular com diâmetro de 600 mm, logo a área das barras de 0,0942 m², tendo como sua capacidade de engolimento igual a 0,0173 m³/s:

$$Q_i = 2,91 \times 0,189 \times 0,10^{1,5} = 0,0173 \text{ m}^3/\text{s}$$

A análise comparativa das bocas de lobo de a vazão escoada e sua capacidade de engolimento está expressa na tabela 8 conforme cálculos apresentados anteriormente.

Tabela 8- Análise comparativa da vazão das bocas de lobo existentes

Tipo da boca de lobo	Vazão de projeto (m ³ /s)	Vazão de engolimento (m ³ /s)
B.L - 1	0,05	0,0173
B.L - 2	0,05	0,05
B.L - 3	0,46	0,05
B.L - 4	0,46	0,026
B.L - 5	0,04	0,05

Fonte: Próprio Autor, 2015

Percebe-se que a disposição das barras e quantidade influi significativamente na eficiência das bocas de lobo, uma vez que limita a área de captação, e intervém na sua capacidade de engolimento, estimado para as bocas de lobo em grelha de 50 l/s, e as mesmas apresentam conforme cálculos o equivalente a 26 l/s, no caso da boca de lobo 4 e para a boca de lobo 1 sua capacidade de engolimento é de apenas 17,3 l/s. Com as bocas de lobo de abertura na guia tem a capacidade de engolimento para a boca de lobo 2 de 50 l/s.

Conforme a análise apresentada da vazão de escoamento superficial da bacia pôde-se observar que na Rua Francisco do Ouro nos trechos 20-17; 17-12; e na Rua Edson Bernardes no trecho 12-11 a sarjeta não comportou o escoamento pluvial sendo necessária a implantação de galerias e redimensionamento de suas bocas de lobo, uma vez que as mesmas apresentam deficientes e com capacidade de engolimento reduzida devido a sua obstrução.

Visto que as bocas de lobo instaladas não supriram a vazão a ser escoada cabe seu redimensionamento afim de que atendam a demanda a ser captada

5.4 Readequação das bocas de lobo

É evidente a necessidade de instalação de galerias em trechos aos qual a calha da rua não comporta o escoamento, além do mais os dispositivos de captação apresentam-se irregulares quanto ao seu funcionamento, pois comportam a vazões de engolimento relativamente baixas ao se comparar a eficiência hidráulica que deveriam suportar.

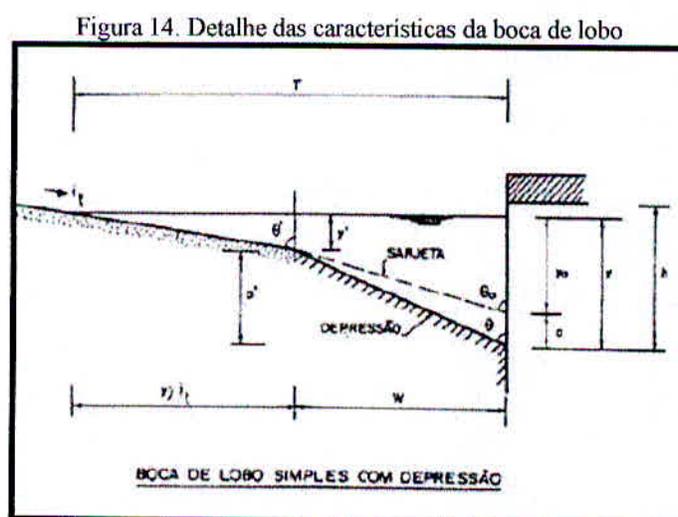
Segundo Tomaz (2013) a abertura máxima de uma boca de lobo simples é de 0,15 m, evitando-se assim a passagem de crianças que possam vir a serem carregadas pelo escoamento excessivo. A depressão de uma boca de lobo varia de 25 mm a 125 mm conforme exposto na tabela 9, onde a depressão é em função das características físicas da região implantada.

Tabela 9. Determinação da depressão em boca de lobo simples

Determinação depressão (a)	
Depressão (a) cm	Localização BL
1,25	Área de trafego
$2,5 \leq a \leq 7,5$	Fora do trafego
$\geq 7,0$ cm	Ruas de trafego leve

Fonte: Plinio Tomaz, 2013.

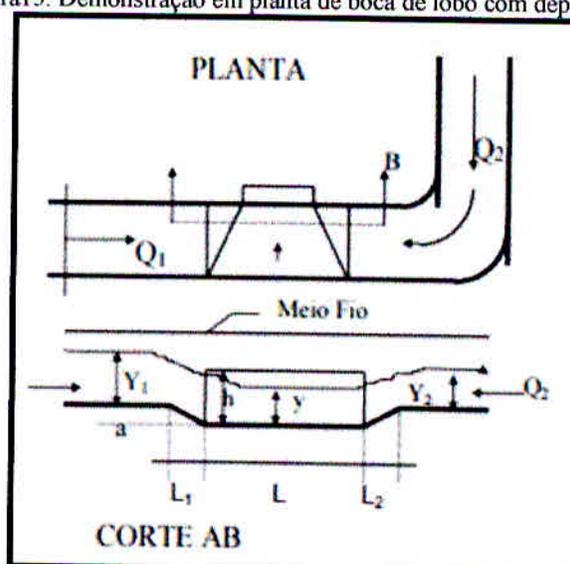
Devido a declividade da rua ser inferior a $0,05\text{m/m}$ foram estabelecidos que todas as bocas de lobo serão de abertura na guia simples. Uma vez sua distribuição será imposta em áreas cujo tráfego considera-se leve, sendo adotado sua depressão de 5 cm. A figura 14 retrata a representação transversal de uma boca de lobo simples com depressão.



Fonte: Manual SUDECAP 1993- Belo Horizonte.

As bocas de lobo simples com abertura na guia serão implantadas em locais onde não há travessia de pedestres e nas curvaturas das ruas, respeitando a distância estabelecida de 3 metros dos cruzamentos. Na figura 15 estão representadas em planta as bocas de lobo e a forma que serão instaladas.

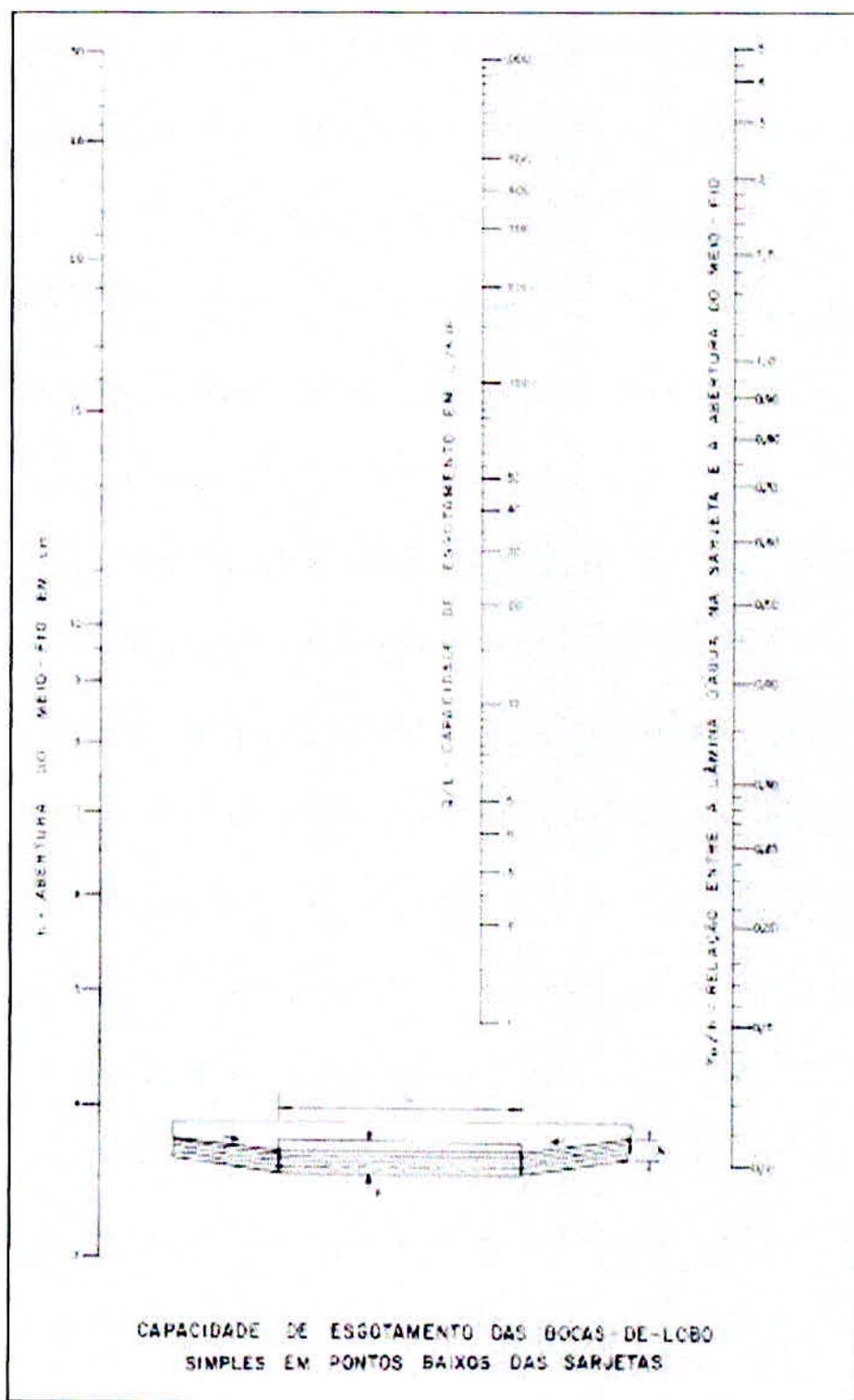
Figura 15. Demonstração em planta de boca de lobo com depressão.



Fonte: Manual SUDECAP, 1993-Belo Horizonte.

Conhecendo a altura da guia, cujo valor representa a 25 cm, e fixando a relação $y_0/d = 0,8$, pode-se determinar a vazão de esgotamento da boca de lobo, através da figura 16, que estabelece a capacidade de esgotamento das bocas de lobo em pontos baixos.

Figura 16. Capacidade de esgotamento das bocas de lobo simples em pontos baixos



Fonte: Manual DENIT, 2006

Com a vazão de 75l/s, foi determinada a redução do escoamento das bocas de lobo através da figura 14, por estar localizada em um ponto baixo e sendo abertura na guia seu fator de redução é de 0,8 conforme tabela 10, fator de redução das bocas de lobo.

$$\frac{Q}{L} = 0,8 \times 75 = 60 \text{ L/S}$$

Tabela 10. Fator de redução do escoamento para bocas de lobo

Localização	Tipo da boca de lobo	% permitida sobre valor teórico
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 combinada	60

Fonte: Manual CETESB 1980-São Paulo

No trecho 20-17 a vazão na sarjeta margem direita é de 118 l/s e para margem esquerda 36 l/s. Desta forma para a vazão de 60 l/s temos o comprimento da boca de lobo de 2,56 m.

$$\frac{Q}{L} = \text{Capacidade de esgotamento}$$

Substituindo na fórmula da capacidade de esgotamento das bocas de lobo simples com depressão, temos o comprimento de 2,56 m.

$$\sum 36 + 118 = \frac{154}{60} = 2,56 \text{ m}$$

Adotando o comprimento de 80 cm, será necessário o equivalente a 4 bocas de lobo a serem implantadas para a vazão de 154 l/s.

Já para o trecho 17-12 tem-se a vazão margem esquerda de 169 l/s e margem direita de 43 l/s, totalizando em 212 l/s. Com depressão de 5 cm, altura de 15 cm e vazão a ser esgotada de 75 l/s, logo temos o comprimento de 3,53 m.

$$\sum 169 + 43 = \frac{212}{60} = 3,53 \text{ m}$$

Sendo seu comprimento de 80 cm, logo será preciso 5 bocas de lobo para atender a vazão de 212 l/s.

No trecho 12-11 a vazão da margem esquerda é de 465 l/s e margem direita 127 l/s, totalizando em 592 l/s. Com depressão de 5 cm, altura de 15 cm e vazão a ser esgotada de 75 l/s, assim seu comprimento será de 9,86 m. Com 80 cm de comprimento temos 13 bocas de lobo.

$$\sum 127 + 465 = \frac{592}{60} = 9,86 \text{ m}$$

Para as bocas de lobo conforme pré dimensionado considerando o comprimento padrão de 80 cm, altura da lâmina de água de 12 cm, sua capacidade de engolimento será de 56 l/s, conforme equação 7.

$$Q = 1,60 \times l \times y^{1,5} \quad \text{Equação 5}$$

$$Q = 1,6 \times 0,8 \times 0,12^{3/2} = 0,0532 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 54 \text{ l/s}$$

Para distribuir as bocas de lobo ao longo da bacia é necessário que as mesmas atendam a vazão respectiva de sua área de contribuição, desta forma foram necessário seu lançamento inicial e avaliado sua capacidade de engolimento com relação à vazão demandada. Determinando-se novamente o coeficiente de Run Off médio, e a área de contribuição para cada boca de lobo, obteve-se a vazão através da equação 1 onde determina-se a vazão pelo método racional.

$$Q = C \times i \times A \quad \text{Equação 1}$$

Onde (Q) representa a vazão a ser determinada, dada em m^3/s ; o (C) é o coeficiente de Run Off ou deflúvio superficial, (i) é a intensidade da precipitação, sua unidade é em m/m e (A) representa a área de contribuição, sendo em m^2 ou ha.

Todos os cálculos estão representados na tabela 11, análise da distribuição das bocas de lobo, uma vez que estão dispostas em projeto no APÊNDICE C.

Tabela 11. Análise da distribuição das bocas de lobo

TABELA RESUMO DISTRIBUIÇÃO DAS BOCAS DE LOBO						
Descrição	Área (m^2)	i mm/min	C _{méd}	Q(m^3/s)	Q eng.(m^3/s)	Localização
BL1	614,12	$4,22 \times 10^{-5}$	0,63	0,016327	0,054	Margem esquerda
BL2	1669,13	$4,22 \times 10^{-5}$	0,75	0,052828	0,054	Margem esquerda
BL3	2546,01	$4,22 \times 10^{-5}$	0,74	0,079507	0,054	Margem esquerda
BL4	2026,66	$4,22 \times 10^{-5}$	0,64	0,054736	0,054	Margem esquerda
BL5	2183,22	$4,22 \times 10^{-5}$	0,75	0,069099	0,054	Margem esquerda
BL 6	597,42	$4,22 \times 10^{-5}$	0,83	0,020925	0,054	Margem esquerda
BL7	701,15	$4,22 \times 10^{-5}$	0,63	0,018641	0,054	Margem direita
BL8	906,15	$4,22 \times 10^{-5}$	0,79	0,030209	0,054	Margem direita
BL9	907,35	$4,22 \times 10^{-5}$	0,67	0,025654	0,054	Margem direita
BL10	1982,92	$4,22 \times 10^{-5}$	0,8	0,066943	0,054	Margem esquerda
BL 11	1355,67	$4,22 \times 10^{-5}$	0,67	0,03833	0,054	Margem direita
BL 12	1637,64	$4,22 \times 10^{-5}$	0,8	0,055287	0,054	Margem direita
BL 13	1048,22	$4,22 \times 10^{-5}$	0,71	0,031407	0,054	Margem direita
BL14	1408,85	$4,22 \times 10^{-5}$	0,75	0,04459	0,054	Margem direita
BL 15	946,24	$4,22 \times 10^{-5}$	0,8	0,031945	0,054	Margem direita
BL 16	704,78	$4,22 \times 10^{-5}$	0,85	0,02528	0,054	Margem direita
BL 17	2500,65	$4,22 \times 10^{-5}$	0,9	0,094975	0,054	Margem direita
BL 18	2037,9	$4,22 \times 10^{-5}$	0,73	0,06278	0,054	Margem direita
BL 19	612,37	$4,22 \times 10^{-5}$	0,74	0,019123	0,054	Margem direita
BL 20	3592,81	$4,22 \times 10^{-5}$	0,59	0,089454	0,054	Margem direita
BL 21	1470,73	$4,22 \times 10^{-5}$	0,61	0,03786	0,054	Margem direita
BL 22	319,62	$4,22 \times 10^{-5}$	0,73	0,009846	0,054	Margem direita

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Conforme previsto a maior parte das bocas de lobo atenderão a sua vazão de engolimento, as que excederam, toda sua vazão passante pode ser atribuída à boca de lobo a

jusante, não somente a sua característica física dimensionada como a disposição das mesmas ao longo da bacia.

5.5 Implantação de galerias

As galerias foram dimensionadas através da equação de Manning de acordo com as diretrizes técnicas. Para início de cálculo, foi somada a vazão nos trechos margem esquerda e direita:

No trecho 20-17 margem esquerda 0, 118 m³/s e margem direita de 0, 036 m³/s equivalendo ao total de 0, 154 m³/s.

Verificando se a estrutura existente, esta atendendo aos critérios da vazão, será preciso lançar os dados na fórmula do escoamento superficial. Sendo que o ajuste da vazão para diferentes relações Y/D é mostrado na tabela 12.

Fixando Y/D em 0,80 temos o coeficiente $Q/Q_p = 0,9774$; valor obtido através da tabela 12.

Tabela 12. Condutos circulares parcialmente cheios.

Características dos condutos circulares parcialmente cheios											
y/d	Qx/Qp	Ux/Up	y/d	Qx/Qp	Ux/Up	y/d	Qx/Qp	Ux/Up	y/d	Qx/Qp	Ux/Up
0,07	0,01	0,32	0,36	0,26	0,82	0,51	0,51	1,00	0,66	0,76	1,10
0,10	0,02	0,41	0,37	0,27	0,83	0,51	0,52	1,01	0,66	0,77	1,10
0,12	0,03	0,46	0,38	0,28	0,85	0,52	0,53	1,01	0,67	0,78	1,11
0,14	0,04	0,47	0,39	0,29	0,87	0,52	0,54	1,02	0,68	0,79	1,11
0,15	0,05	0,49	0,39	0,30	0,87	0,54	0,55	1,02	0,68	0,8	1,12
0,16	0,06	0,51	0,39	0,31	0,88	0,55	0,56	1,02	0,69	0,81	1,12
0,18	0,07	0,53	0,40	0,32	0,89	0,55	0,57	1,03	0,69	0,82	1,13
0,19	0,08	0,54	0,41	0,33	0,90	0,56	0,58	1,03	0,70	0,83	1,13
0,2	0,09	0,59	0,41	0,34	0,90	0,56	0,59	1,04	0,70	0,84	1,13
0,22	0,10	0,62	0,42	0,35	0,91	0,57	0,60	1,04	0,71	0,85	1,13
0,22	0,11	0,63	0,42	0,36	0,92	0,58	0,61	1,05	0,72	0,86	1,13
0,25	0,12	0,65	0,43	0,37	0,93	0,58	0,62	1,06	0,73	0,87	1,13
0,26	0,13	0,67	0,44	0,38	0,93	0,58	0,63	1,06	0,74	0,88	1,13
0,27	0,14	0,68	0,45	0,39	0,93	0,58	0,64	1,06	0,74	0,89	1,13
0,28	0,15	0,69	0,46	0,40	0,94	0,59	0,65	1,07	0,75	0,90	1,14
0,28	0,16	0,71	0,47	0,41	0,95	0,60	0,66	1,08	0,75	0,91	1,14
0,28	0,17	0,71	0,47	0,42	0,96	0,60	0,67	1,08	0,76	0,92	1,14

Continuação da tabela 12. Condutos circulares parcialmente cheios

0,29	0,18	0,72	0,48	0,43	0,97	0,61	0,68	1,08	0,77	0,93	1,14
0,30	0,19	0,73	0,48	0,44	0,97	0,62	0,69	1,08	0,78	0,94	1,14
0,31	0,20	0,77	0,48	0,45	0,98	0,62	0,70	1,08	0,78	0,95	1,15
0,32	0,21	0,78	0,49	0,46	0,99	0,62	0,71	1,09	0,78	0,96	1,15
0,33	0,22	0,79	0,49	0,47	0,99	0,63	0,72	1,09	0,79	0,97	1,15
0,34	0,23	0,80	0,50	0,48	0,99	0,63	0,73	1,09	0,8	0,97	1,15
0,35	0,24	0,81	0,50	0,49	0,99	0,64	0,74	1,09	0,81	0,99	1,15
0,36	0,25	0,82	0,50	0,50	1,00	0,65	0,75	1,10	0,82	1,00	1,15

Fonte: Batista e Lara, 2012.

Conhecendo o ajuste da vazão foi determinada a vazão trabalhando como seção plena.

$$\text{coeficiente} = \frac{Q_{dim}}{Q_p}$$

$$0,9774 = \frac{0,154}{Q_p} \text{ logo, } Q_p = 0,157 \frac{m^3}{s}$$

Considerando a inclinação da rua de 0,02, ou seja, 2% temos a o diâmetro estabelecido pela fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} RH^{2/3} \times A \sqrt{i} \text{ Equação 10}$$

Onde Δh é a diferença de cotas entre a cota jusante e montante; e L é o comprimento do trecho do canal. E I é dado em m/m.

$$I = \frac{\Delta h}{L}$$

$$RH = \frac{A_m}{P_m}$$

Ao qual (A_m) representa a area molhada da seção em m^2 ; e (P_m) representa o perímetro molhado da seção em m, como estamos calculando para seção plena o raio hidráulico será de $D/4$. Considerando o coeficiente de rugosidade de 0,016 em concreto, conforme tabela 13.

Tabela 13 – Coeficiente de rugosidade “n” de Manning.

Tipo de superfície	Coeficiente de rugosidade “n”
Tubo de concreto	0,016
Tubo de PVC	0,010

Fonte: SUDECAP-1993

Desta forma substituindo na equação temos:

$$D = \sqrt[8]{\left(\frac{0,157 \times 4 \times 0,016 \times 4^{2/3}}{\pi \times 0,02^{0,5}}\right)^3} = 0,341 \text{ m}$$

Para a vazão calculada foi adotado o diâmetro comercial de 400 mm conforme tabela.

Calculando a velocidade na tubulação, para verificação da força de arraste. Sendo que a velocidade dentro do tubo não pode ser menor 0,75 m/s para não ocorrer sedimentação do material, e nem ultrapassar os 8,0 m/s nas tubulações de concreto

Verificando a velocidade de escoamento da seção plena temos a equação da continuidade:

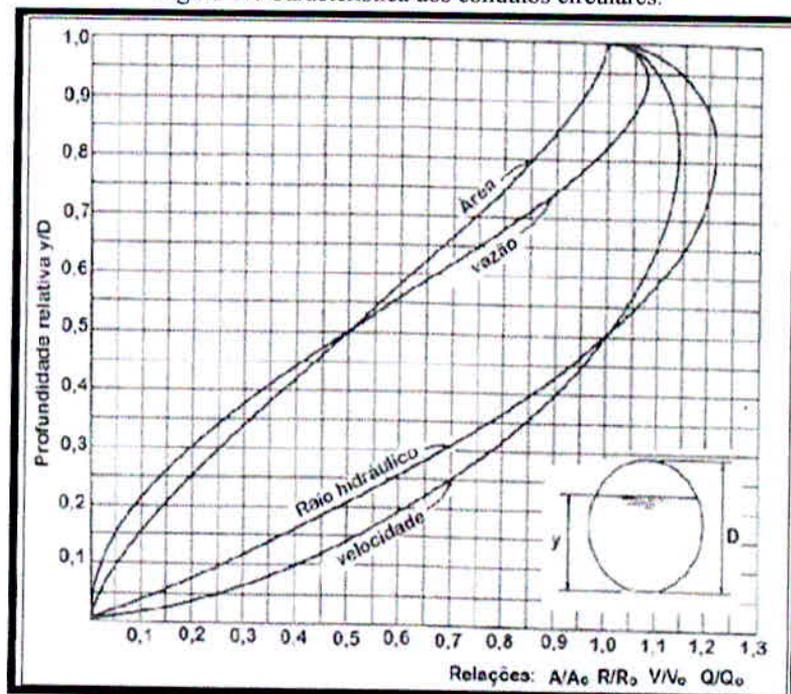
$$Q = V \times A \text{ Equação 11}$$

Onde V representa a velocidade em m/s e A é a área da seção em m². Substituindo:

$$V_{plena} = \frac{0,157 \times 4}{\pi \times 0,4^2} = 1,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para $V_p = 1,14$, e mantendo $y/d = 0,8$, temos o coeficiente de 1,13 conforme figura 17, características dos condutos circulares.

Figura 17. Característica dos condutos circulares.



Fonte: CETESB 1998

$$\text{coeficiente} = \frac{V_r}{V_p}$$

$$1,14 = \frac{V}{1,24} = 1,41 \text{ m/s}$$

Trecho 17-12 margem esquerda 0,169 m³/s e margem direita de 0,043 m³/s equivalendo ao total de 0,212 m³/s.

Fixando Y/D em 0,80 temos o coeficiente Q/Q_p = 0,9774. Desta forma multiplicando o coeficiente através da equação abaixo temos a vazão trabalhando como seção plena:

$$Q_o = \frac{Q_{dim}}{Q_p}$$

$$0,9774 = \frac{0,212}{Q} \text{ logo, } Q_{dim} = 0,216 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Considerando a inclinação da rua de 0,0202, ou seja, 2% temos a o diâmetro estabelecido pela fórmula de Manning:

$$D = \sqrt[4]{\left(\frac{0,216 \times 4 \times 0,016 \times 4^{2/3}}{\pi \times 0,02^{0,5}}\right)^3} = 0,384 \text{ m}$$

Adotando o diâmetro comercial de 400 mm.

Verificando a velocidade de escoamento da seção plena temos a equação da continuidade e:

$$V_{plena} = \frac{0,216 \times 4}{\pi \times 0,4^2} = 1,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para V_p = 1,19, e mantendo y/d = 0,8, temos o coeficiente de 1,21 conforme tabela 3:

$$1,14 = \frac{V}{1,71} = 1,94 \text{ m/s}$$

Para o trecho 12- 11, temos para margem esquerda 0, 465 m³/s e margem direita de 0, 127 m³/s, logo somando as duas vazões temos 0, 592 m³/s.

$$0,9774 = \frac{0,592}{Q} \text{ logo, } Q_{dim} = 0,605 \frac{m^3}{s}$$

$$D = \sqrt[3]{\left(\frac{0,605 \times 4 \times 0,016 \times 4^{\frac{2}{3}}}{\pi \times 0,02^{0,5}}\right)^3} = 0,565 \text{ m}$$

Adotando o diâmetro comercial de 600 mm

$$V_{plena} = \frac{0,605 \times 4}{\pi \times 0,6^2} = 2,13 \text{ m}^3/s$$

$$1,14 = \frac{V}{2,13} = 2,42 \text{ m/s}$$

Segundo Botelho (2011) as velocidades limites nas canalizações serão a mínima de 0,7 m/s e a máxima de 5,0 m/s para vazão de projeto.

Todos os resultados referentes ao dimensionamento das galerias estão expressos na tabela 14, como tabela resumo. Já as velocidades de escoamento está expresso na tabela resumo 15.

Tabela 14. Tabela Resumo: Dimensionamento de galerias

Tabela Resumo: Dimensionamento de galerias								
Trecho	Q projeto (m ³ /s)		Fator de majoração	Q dim. m ³ /s	l (m/m)	Coeficiente (n)	Ø (m)	Ø com. (mm)
	Esq.	Dir.						
20-17	0, 118	0, 036	0, 9774	0, 157	0, 0218	0, 016	0, 341	400
17-12	0, 169	0, 043	0, 9774	0, 216	0, 0202	0, 016	0, 384	400
12-11	0, 465	0, 127	0, 9774	0, 605	0, 0295	0, 016	0, 565	600

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Tabela 15. Velocidade de escoamento

Tabela Resumo: Velocidade de escoamento nas galerias		
Trecho	VP (m/s)	V(m/s)
20-17	1,24	1,41
17-12	1,71	1,94
12-11	2,13	2,42

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Afim de um sistema mais econômico admitiu-se trabalhar a declividade da rua, para que se evite o volume de escavação; compactação e outros fatores que possam vir a tornála inviável.

5.6 Dimensionamento da tubulação secundária

Para do dimensionamento da ligação entre as bocas de lobo, foram utilizados a equação de Manning, normalmente com diâmetro é de 300 mm nesse projeto utilizou-se o diâmetro de 400 mm para prevenir entupimentos e, além disso, porque a capacidade de esgotamento deve ser sempre superior à capacidade de engolimento da boca de lobo para evitar que ele trabalhe afogada. As canalizações de ligação devem ter no mínimo 60 cm de cobertura.

$$D = \frac{Q \text{ dim } x n x 4 x 4^{2/3}}{(i^{0,5} x \pi)^{0,375}}$$

Todos os cálculos respectivos ao seu dimensionamento estão expressos na tabela 16, ao qual a tubulação secundária atendeu ao diâmetro mínimo estabelecidos sendo os mesmo de 300 mm e 400 mm.

Tabela 16. Dimensionamento dos tubos de ligação

Tabela Resumo: Dimensionamento de tubulação secundária											
Trecho	Q projeto (m³/s)		Q dim. (m³/s)		Fator majoração	I m/m	Coef. (n)	Ø calc. (m)		Ø com.(mm)	
	Esq.	Dir.	Esq.	Dir.				Esq.	Dir.	Esq.	Dir.
20-17	0,118	0,036	0,115	0,035	0,9774	0,05	0,016	0,255	0,163	300	300
17-12	0,169	0,043	0,165	0,042	0,9774	0,05	0,016	0,293	0,175	300	300
12-11	0,465	0,127	0,454	0,124	0,9774	0,05	0,016	0,428	0,199	400	400

Fonte: Próprio Autor, 2015.

5.7 Implantação dos poços de visita

Após o dimensionamento e localização das bocas de lobo e sarjetas, devem ser posicionados os poços de visita que atenderão as bocas de lobo projetadas.

Nos poços de visita deve-se evitar que a tubulação como os tubos de ligação fiquem a uma altura de 1,5 metros do fundo do poço de visita para que não haja erosão por parte das águas que chegam por estes tubos.

Os poços de visitas devem estar posicionados no mínimo 50 metros um do outro. O espaçamento máximo entre eles está demonstrado na tabela 17 seguinte. O detalhamento dos PVS esta representado em projeto conforme APÊNDICE C.

Tabela 17. Espaçamento entre poços de visita

Diâmetro (m)	Espaçamento (m)
0,3	120
0,5 - 0,9	150
1,00 ou mais	180

Fonte: DAE CETESB

Evitando os gastos relativos à implantação de poços de visita foram inseridas as caixas de ligação entre as bocas de lobo, as quais conduziram a vazão aos poços de visitas, distribuídos a cada 50 metros, com exceção do trecho final 12-11 onde se houve aumento do diâmetro e mudança de direção

5.8 Custos de implantação

Na busca de parâmetros que visem aprimorar e facilitar a elaboração de orçamentos, caracterizando seus insumos e serviços, utilizou-se a tabela de composição de preços para orçamento a fim de buscar subsídios para o levantamento de custo total para a readequação do sistema de drenagem no Município de Ilícinea representados pela tabela 18.

Tabela 18. Descrição dos serviços desenvolvidos

1	Serviços Preliminares
1.1	Locação da obra com Utilização de equipamento topográfica
1.2	Limpeza inicial de entulhos
1.3	Placa da obra
1.4	Sinalização
1.5	Demolição da sarjeta
1.6	Demolição de revestimento asfáltica
2	Movimentação de terra
2.1	Escavação mecanizada de material 1ª categoria
2.2	Transporte e remoção do material escavado
2.3	Reaterro manual de vala com placa vibratória
3	Execução da tubulação secundária
3.1	Apiloamento do fundo de vala
3.2	Lastro de brita
3.3	Escoramento de vala com logarinas
3.4	Assentamento tubo de ligação de Ø 300 mm
3.5	Assentamento tubo de ligação de Ø 400 mm
4	Execução de galerias
4.1	Apiloamento do fundo de vala
4.2	Assentamento de tubos em concreto Ø 400 mm
4.3	Assentamento de tubos em concreto Ø 600 mm
5	Boca de lobo
5.1	Execução tampão de caixa de passagem
5.2	Execução Boca de lobo simples
6	Poço de visita
6.1	Apiloamento do fundo de vala
6.2	Lastro de brita

Continuação da tabela 18: Descrição dos serviços desenvolvidos

6.3	Laje de fundo
6.4	Escoramento de vala
6.5	Execução de PV
6.6	Execução de tampão
7	Sarjetão
7.1	Lastro de brita
7.2	Execução de sarjetão em concreto
8	Limpeza
8.1	Limpeza final

Fonte: Próprio Autor, 2015.

As tabelas da SINAPI (Sistema Nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil) serviram de subsídios para a determinação do custo referente a cada serviço realizado e ou material utilizado conforme APÊNDICE A.

Tabela 19: Levantamento do custo unitário dos serviços

	Descrição dos serviços	Unidade	GPU (R\$)
1	Locação da obra com Utilização de equipamento topográfica	m	0,64
2	Limpeza inicial de entulhos	m ²	0,27
3	Placa da obra	un	35,91
4	Sinalização	un	7,81
5	Demolição da sarjeta	m ²	10,15
6	Demolição de revestimento asfáltica	m ²	18,26
7	Escavação mecanizada de material 1ª categoria	m ³	4,58
8	Transporte e remoção do material escavado	m ³	19,81
9	Reaterro manual de vala com placa vibratória	m ³	31,73
10	Apiloamento do fundo de vala	m ²	19,13
11	Lastro de brita	m ³	3,64
12	Escoramento de vala com logarinas	m	33,42
13	Assentamento tubo de ligação de Ø 300 mm	m	18,34
14	Assentamento tubo de ligação de Ø 400 mm	m	28,16
15	Assentamento de tubos em concreto Ø 600 mm	m	55,27
16	Execução tampão de caixa de passagem	un	579,71
17	Execução Boca de lobo simples	un	567,64

Continuação da tabela 19: Levantamento do custo unitário dos serviços

18	Laje de fundo de PV	m ³	2,36
19	Execução de PV	un	2790,00
20	Execução de tampão de PV em ferro fundido	un	274,22
21	Execução de sarjetão em concreto	m ³	425,73
22	Limpeza final	m ²	1,68

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Tabela 20: Levantamento do quantitativo de insumos

Descrição dos serviços		Unidade	Quantidade
1	Locação da obra com Utilização de equipamento topográfica	m	375,22
2	Limpeza inicial de entulhos	m ²	6,00
3	Placa da obra	un	1,00
4	Sinalização	un	4,00
5	Demolição da sarjeta	m ²	8,80
6	Demolição de revestimento asfáltica	m ²	285,61
7	Escavação mecanizada de material 1ª categoria	m ³	520,62
8	Transporte e remoção do material escavado	m ³	204,51
9	Reaterro mecanizado de vala com placa vibratória	m ³	316,11
10	Apiloamento do fundo de vala	m ²	75,23
11	Lastro de brita	m ³	18,43
12	Escoramento de vala com logarinas	m	100,00
13	Assentamento tubo de ligação de Ø 300 mm	m	6,56
14	Assentamento tubo de ligação de Ø 400 mm	m	338,60
15	Assentamento de tubos em concreto Ø 600 mm	m	30,06
16	Execução tampão de caixa de passagem	un	22,00
17	Execução Boca de lobo simples	un	22,00
18	Laje de fundo de PV	m ³	2,36
19	Execução de PV	un	7,00
20	Execução de tampão de PV em ferro fundido	un	7,00
21	Execução de sarjetão em concreto	m ³	3,15
22	Limpeza final	m ²	2499,14

Fonte: Próprio Autor, 2015.

Tabela 21: Composição do custo total dos serviços

Descrição	Custo total R\$
Serviços preliminares	5613,47
Movimentação de terra	16475,44
Tubulação secundária	4642,92
Execução galerias	8240,35
Boca de lobo	13497,22
Poço de visita	21824,58
Sarjetão	1725,27
Limpeza	4198,55
Custo total da obra	76217,8

Fonte: Próprio Autor, 2015.

No entanto para o concernimento dos serviços a serem executados, buscou-se a realização do memorial descritivo APÊNDICE A, com os detalhes cabíveis aos mesmos, conforme projeto executado.

Vale lembrar que o investimento representa um custo elevado conforme apresentado tabela 19 de forma sucinta e no APÊNDICE B com os seus respectivos custos unitário e custo total, sendo o seu total de setenta e seis mil, duzentos e dezessete reais e oitenta centavos (R\$ 76217,8), embora apresente elevado custo de implantação, à resultante de um sistema de drenagem ineficiente ocasiona danos muitas vezes irreparáveis à sociedade local e com custos exorbitadas, portanto cabe ao município digerir a instabilidade de funcionamento ao qual o sistema se encontra e buscar a atenuação dos impactos causados pelo mesmo.

6 CONCLUSÃO

Conforme o diagnóstico apresentado no referido trabalho de conclusão verificou-se a possível causa da ineficiência do sistema de drenagem, uma vez que as bocas de lobo apresentaram irregularidades quanto ao seu funcionamento e ineficiência dos dispositivos de condução da água pluvial.

Como visto o levantamento de dados inerentes ao sistema foi precípuo na busca pela vertente adequada. Desta forma analisando o comportamento hidráulico dos dispositivos de captação existentes, foi possível detectar a ameaça ao qual o mesmo se encontrava, sob condições precárias de operação e ausência de manutenção. A verificação solidificou através de estudos, cuja vazão encontrada para a respectiva área apresenta-se restringida a 47 % da capacidade de engolimento das mesmas. Sendo assim é evidente que o sistema atual não consiga atender a demanda, desta forma torna-se notável a necessidade de implantação de novas galerias em toda extensão da bacia e redimensionamento dos dispositivos existentes.

Na concepção do sistema buscou-se o escoamento pluvial o máximo possível através das sarjetas respeitando sua capacidade, de maneira a evitar a obstrução dos dispositivos e possibilitar conforto aos usuários e ao tráfego durante as precipitações atmosféricas.

A instalação das 17 novas bocas de lobo simples possibilitou a inserção da água pluvial, uma vez que todas apresentaram capacidade de engolimento superior a capacidade de escoamento. Através dos cálculos apresentados percebeu-se que as bocas de lobo apresentadas com características semelhantes, ou seja, o comprimento padrão de 80 cm, atendiam a vazão de escoamento referente a contribuição de cada uma das mesmas. Não apresentando possíveis obstruções devido a velocidades excessivas, ou dimensionamento inadequado, e sobretudo todo projeto foi elaborado conforme as diretrizes normativas e referencial teórico, para que não haja falhas e ou ineficiência do sistema atendendo as particularidades da região.

O levantamento do custo embora apresente um valor alto, o mesmo é irrisório quando comparado aos impasses causados à população em períodos de precipitação intensa, uma vez que o município apresenta sistemas antigos de captação e condução de águas pluviais, vale lembrar que o planejamento urbano contribui significativamente para o controle de enchentes e inundações, uma vez que se limitam o acúmulo de lixo e detritos nas ruas.

Enfim cabe-nos como futuros engenheiros incumbir a relevância dos intermitentes fatores que influenciam no sistema de drenagem urbana, bem como compreender as particularidades que o mesmo envolve, capacitando a utilização de conhecimentos adquiridos em estadia acadêmica para avaliação do sistema de drenagem da área em estudo e estabelecer parâmetros inseridos a obtenção de soluções eficientes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARBOSA, JR. Elementos de hidrologia aplicada: Cap. 6: Escoamento superficial. 2014.

BOTELHO, Manuel Henrique Campos. *Águas de chuva: Engenharia das águas pluviais nas cidades*. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2011.

CARDOSO NETO. *Sistemas Urbanos de Drenagem*. 2014. Disponível em:
<[Http://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas](http://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas)> Acesso em: 20 Março 2015.

CARDOSO, R. S. *Orçamento de obras em foco: um novo olhar sobre a engenharia de custos*. São Paulo: Pini, 2009.

CORDEIRO, F. R. F. S. *Orçamento e controle de custos na construção civil*. 2007. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. Disponível em :
< [Http://www.cecc.eng.ufmg.br/](http://www.cecc.eng.ufmg.br/)> Acesso em : 02 Dezembro 2015.

CETESB, *Drenagem urbana: Manual de projeto*. 3ºed. São Paulo: CETESB/ASCETESB, 1986.

DNIT. *Manual de implantação básica de rodovia*. 3.ed. Belo Horizonte: Publicação IPR – 742, 2010.

HASMAN, HENRIQUE ZANOTTA. Trabalho de conclusão de curso. *Descrição e Caracterização das Principais Enchentes e Alagamentos de Pelotas-RS*. Pelotas, 2013.

KOBYAMA, MASSAKO. *Recursos hídricos e saneamento*. 1ªed. Curitiba 2008, Editora Organic Trading.

LIMA, J. G. A. e COELHO, M. M. L. P. *Avaliação das Capacidades das Sarjetas e Bocas-de-lobo*, 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. [sn].

MATTOS, ALDO DÓREA. *Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudo de caso, exemplos*. São Paulo: Editora Pini, 2006.

MINAS GERAIS. Departamento de estrada e rodagem de minas gerais. *Mapa rodoviário*. Disponível em:
<<http://www.der.mg.gov.br/mapa-rodoviario-acesso>> Acesso em: 05 abril 2015.

IBGE. Instituto brasileiro de geografia espacial. *Dados demográficos: Senso 2010*. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br>> . Acesso em: 12 Abril 2015.

PACHECO, ELISA FERREIRA. Trabalho de conclusão de curso. *Estudo dos impactos da drenagem urbana nos recursos hídricos do distrito do Campeche*. UFSC. Florianópolis, Julho de 2012.

PHILLIPPI, Arlindo Jr.(Coord.) **Saneamento, saúde e ambiente: Fundamentos para um desenvolvimento sustentável.** 1ª ed. São Paulo: Manole,2005.

REEC. **Estudo de áreas vulneráveis a enchentes: o caso de São José do Rio Preto-SP.** Beatriz de Carvalho Ártico, vol.8 nº1 publicado 01/03 em 2014. Disponível em: <<http://revistas.ufg.br/index.php>>. Acesso em 03 Março 2015.

RIGHETTO, Antônio Morazzi. **PROSAB: Manejo de águas pluviais urbanas.** 1. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2009.

SILVEIRA ANDRE LUIZ LOPES. **Drenagem urbana: Aspecto de gestão.** 1ªed. São Paulo 2002.

SUDECAP-**Instrução técnica para elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana do município de Belo Horizonte.** Outubro 2004.

TISAKA, M. **Orçamento na construção civil: consultoria, projeto e execução.** 2. ed. São Paulo: Pini, 2011.

TOMAZ, Plínio. **Cálculo hidrológico e hidráulico para obras municipais.** São Paulo: Navegar Editora, 2011, ed. pag. 263.

TUCCI, C. E. M., **Hidrologia – Ciência e Aplicação,** 2ª edição, ABRH, Porto Alegre, 2001, 588p.

_____. **Gerenciamento da drenagem urbana.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 7, N.1, jan/mar, pag. 5-27, 2002.

APÊNDICE A - Memorial de cálculo e descritivo

MEMORIAL DE CÁLCULO

1. Apresentação

Apresenta-se neste projeto o sistema de drenagem pluvial da Rua Edson Bernardes a ser implantado no Bairro Bela Vista situado no município de Ilícinea MG ao qual se constitui das Ruas Guanabara, Vicente, Bela Vista, Eugenio Magalhães, Amélia de Jesus, Edson Bernardes, Francisco do Ouro, e José Bueno de Sousa,

O projeto consiste para fins residenciais com apenas uma bacia que caracteriza o escoamento das águas pluviais, cuja área total, considerada no estudo, para o sistema de drenagem abrange toda a área do empreendimento de extensão com aproximadamente 78516,86 m² ;contendo 12 quadras,sendo que estas subdividem-se em área residencial com equivalente a 56089,44m².Com área de 3101,41 m² coberta por vegetação representando 3,95%² ,institucional com 868,37m²,com comércios que abrangem a área de 9137,46 m²,e industrias com 1801,3 m².Já as ruas apresentam cerca de 7518,88 m² da área total .A bacia situa-se entre as cotas 864 e 886,sendo que o comprimento do talvegue é de 269 metros.

2.Parâmetros hidrológicos

Por drenagem de área urbanizada entende-se a interceptação e/ou captação dos escoamentos superficiais de áreas urbanas desprovidas de infra-estrutura para drenagem, parceladas ou não.

A área de drenagem será considerada as áreas de contribuição da bacia estabelecidas pela topografia do terreno, desta forma foram subdivididas, delineando o para as respectivas sarjetas impostas sua capacidade através do sentido de escoamento pluvial. Foram colocados os sarjetões em pontos de cruzamento, para que toda água pluvial fosse direcionada as vias principais, perpetuando seu percurso ao lançamento final.

3. Critérios adotados para o dimensionamento dos dispositivos de drenagem e análise do sistema

3.1 Método Racional

Para o desenvolvimento do cálculo da rede de galeria de águas pluviais do loteamento, foi adotado o Método Racional, tendo em vista que a área a ser drenada é de pequeno porte. O método racional para avaliação da vazão de escoamento superficial consiste na aplicação da expressão

$$Q = C \times i \times A$$

Onde (Q) representa a vazão a ser determinada, dada em m³/s; o (C) é o coeficiente de Run Off ou deflúvio superficial, (i) é a intensidade da precipitação, sua unidade é em m/m e (A) representa a área de contribuição, sendo em m² ou ha.

3.2 Tempo de concentração

A duração da chuva ou tempo de concentração representa em minutos a duração da precipitação, devendo ser acrescido a este o seu tempo morto. Utilizaremos a equação de George Ribeiro.

$$T_s = \frac{16 \times L}{(1,05 - 0,2p) \times (100 \times I_m^{0,04})}$$

Ao qual (L) é o comprimento do talvegue principal, km; (p) é a porcentagem de cobertura vegetal, em decimal; (I_m) é a declividade média do talvegue principal, em m/m; (t_s) tempo de escoamento superficial, em min. O t_c pode ser calculado acrescentando ao tempo de concentração 10 minutos que representa o tempo morto para o escoamento.

3.3 Capacidade de engolimento das bocas de lobo

Para a análise das bocas de lobo simples foram utilizados a equação de Plinio Tomaz:

$$Q = 1,60 \times l \times y^{1,5}$$

Onde (l) representa o comprimento da abertura em metros, e (y) a altura da lamina d água em metros, sendo (Q) a capacidade de engolimento em m³/s.

Seguindo ao mesmo autor Tomaz (2013), para bocas de lobo com grelha com lamina d água acima de 42 cm, uma vez que serão calculados para as bocas de lobo existentes, temos:

$$Q = 2,91 \times A \times y^{1/2} \text{ Equação 6}$$

Onde (A) é a área da seção sendo retirada a área efetiva das barras, e (y) altura da lamina d água.

3.4 Dimensionamento galerias

Para o dimensionamento das galerias e tubulação secundária utilizou-se a fórmula de Manning, a fim de determinar seu diâmetro, e possível verificação da velocidade de escoamento.

$$Q = \frac{1}{n} RH^{2/3} \times A\sqrt{i}$$

Onde n representa o coeficiente de rugosidade, RH é o raio hidráulico, dado pela relação da área molhada sobre o perímetro molhado dado em m sendo D/4. E A é a área dado em m², e i é a declividade da calha da rua dado em m/m.

Uma vez que determinado o diâmetro das galerias, podemos verificar a velocidade através da equação da continuidade.

$$Q = V \times A$$

Onde V é a velocidade em m/s, A é a área em m² e Q é a vazão em m³/s.

3.5 Parâmetros Utilizados para o dimensionamento

Para a realização da avaliação do sistema existente e possível readequação dosistema, foram utilizados os seguintes critérios:

- Intensidade da chuva: 152,24 mm/h
- Tempo de concentração: 10,04 minutos
- Tempo de recorrência: 10 anos
- Declividade mínima: 0,2%
- Diâmetro mínimo da rede coletora: 400 mm
- Recobrimento mínimo: 1,00 m
- Coeficiente de escoamento médio de acordo com a área de contribuição de cada trecho em análise
- Coeficiente de rugosidade do tubo: 0,016
- Largura da sarjeta: 50 cm com inclinação de 5%

- Largura das ruas: 7 metros com inclinação de 2%, e revestimento asfáltica
- Altura da guia: 25 cm
- Bocas de lobo simples com comprimento de 80 cm com altura da abertura de 15 cm e depressão de 5 cm.
- Sistema trabalhando com $y/d = 0,8$

3.6 Serviços Preliminares

3.6.1 Limpeza inicial

Ao iniciar a implantação do projeto de drenagem pluvial cabe a limpeza inicial das ruas, sendo retirado todo e qualquer obstáculo, e ou entulhos que possam vir a interferir em sua execução, realizado com auxílio de equipamentos mecânicos de remoção e transportado ao local adequado para seu despejo.

3.6.2 Locação da obra

A metodologia adotada para levantamento foi com o uso de aparelho de Estação total, executado por profissionais e equipamentos específicos obedecendo ao projeto elaborado a fim de determinar a localização da tubulação, caixas coletoras e demais dispositivos de drenagem, cabe a empresa contratada apresentar esclarecimentos antecipadamente a qualquer divergência e mudanças relativas à locação que possam vir a acontecer

3.6.3 Placa da obra

Será de total responsabilidade da contratada providenciar o assentamento da placa da obra conforme os padrões da Prefeitura de Ilícinea.

3.6.4 Sinalização

Ficará a cargo da empresa contratada a responsabilidade de colocação de placas de sinalização, inclusive noturnas, cuja finalidade é de alertar aos pedestres e ao tráfego de veículos sobre possíveis riscos durante a execução da obra, sendo as mesmas quadradas feitas de chapas de aço galvanizado com pintura totalmente refletiva com lado mínimo de 0,45 m.

3.6.5 Demolição de dispositivos

3.6.6 Abertura das valas

As valas referentes ao assentamento da tubulação deverão ser executadas por equipamentos mecânicos do tipo escavadeira hidráulica, obedecendo ao projeto construtivo, acrescido ao diâmetro 60 cm de cada lado, e em casos cuja profundidade exceda a 1,80 m as paredes deverão ser rampadas com ângulo interno de 120°, ou escoradas. Na escavação deste projeto as valas serão escoradas com pranchões ou logarinas descontínuas de madeira eucalipto espessura de 2,5 cm, e largura de 20 cm. Para manter uma declividade constante em conformidade com a indicada nos projetos o fundo das valas será preparado sendo apiloado, com regularização e lastro de brita nº02 com espessura mínima de 0,05 m proporcionando apoio uniforme e contínuo ao longo da tubulação.

3.6.7 Assentamento de tubos

Após a preparação da vala e execução do lastro de brita, os tubos são assentados e sempre que solicitado exige-se o escoramento da vala. Os tubos deveram ser rejuntados com argamassa de cimento e areia com traço de 1:3 internamente e externamente, tubos devem ser rejuntados com argamassa de cimento e areia no traço 1:3, e procede-se o preenchimento da vala com reaterro com material de boa qualidade em camadas de 20 cm compactadas manualmente.

3.6.8 Reaterro e compactação

Os reaterros serão executados com solos provenientes de áreas de empréstimos ou das escavações locais, sendo de boa qualidade, isento de impurezas e material orgânico. A compactação será executada em camadas de 0,20 m, com compactadores manuais de placa vibratória. Visto que os serviços devem garantir a compactação do maciço, de maneira uniforme, livres de descontinuidade laminações, e deve possuir características de incompressibilidade. A sua execução se dá por etapas de lançamento, espalhamento, homogeneização e controle de teor de umidade. O preenchimento das valas, no local compreendido entre o fundo da vala e 0,30 m acima da geratriz superior do tubo, deverá merecer cuidado especial, compactando-se manualmente as camadas de no máximo 0,15 m, com soquete apropriado.

3.6.9 Tubulação

A tubulação será de seção circular constituída por tubos concreto armado, do tipo CA50, com diâmetro mínimo de 0,40 m, obedecendo na sua fabricação, às prescrições da

ABNT. Os tubos deverão ser rejuntados externa e internamente com argamassa aditivada, no traço 1:3, de cimento, areia média e impermeabilizante. A declividade do tubo deverá ser de no mínimo de 1%. Evita-se no assentamento dos tubos o corte dos mesmos, sendo recomendável a mudança de posição de caixas e poços de visita, sempre que possa vir a ocorrer. Para o assentamento e colocação dos tubos é necessário a utilização de maquinário hidráulico para que os tubos sejam descidos, sendo perfeitamente nivelados e alinhados. Antes da execução das juntas, estes serão conferidos evitando que a ponta do tubo esteja descentralizada em relação a bolsa. Caso os tubos apresentem algum defeito de fabricação, não serão utilizados ou tubos com problemas no encaixe.

3.6.10 Bocas de lobo

As caixas “bocas de lobo” serão construídas com três paredes simples e uma dupla (frontal), com tampa de concreto. A operação de preparo do local e construção das caixas se dará pela seguinte forma: primeiro será realizado a escavação e remoção do material de forma a comportar a “boca-de-lobo” prevista, execução das paredes em alvenaria, assentados com argamassa cimento-areia, traço 1:4, conectando-a a rede condutora e ajustando os tubos de entrada e/ou saída à alvenaria executada, através de rejunte com argamassa. As caixas coletoras serão executadas sobre a geratriz inferior da tubulação e terão o comprimento de 80 cm altura 1,00 e profundidade de 1,00 metro conforme as características e a necessidade do terreno no local, sendo medidas de acordo com o tipo empregado, e determinação do número de unidades executadas.

3.6.11 Caixas coletoras (pvs)

Os poços de visita serão executados em alvenaria 15 x 20 x 40 assentados com argamassa de traço 1:4 (cimento e areia), sendo revestido internamente por concreto $f_{ck} = 15$ MPA, a paredes deverão ter espessura mínima de 0,20 m e seu revestimento interno com espessura de 0,05 cm em argamassa com traço 1: 3 (cimento e areia média com impermeabilizando de argamassa). O fundo das mesmas deverá ser compactado, com uma inclinação mínima de 1% e máxima de 3%, utilizando-se soquete manual ou mecânico, receberá um lastro de brita nº. 02, com espessura mínima de 0,05 m, e uma laje de fundo, de concreto armado, com espessura mínima de 0,15 m. A tampa de fechamento será em ferro fundido, com espessura mínima de 0,15 m, ou de grelha metálica, conforme seja necessário. As formas e dimensões das caixas coletoras estão contidas no projeto construtivo.

3.6.12 Caixas de ligação

As caixas de inspeção e junção deverão ser confeccionadas conforme projeto. As caixas deverão ser executadas de acordo com os projetos no que se refere a dimensões, espessura de paredes e locação das mesmas na plataforma. As caixas de inspeção e junção serão executadas em alvenaria de tijolos maciço, assentados e rejuntados entre si com argamassa de cimento e areia média com traço em volume de 1:3 respectivamente, com reboco interno impermeabilizado. As tampas serão de concreto armado.

3.6.13 Sarjetão

Os sarjetões ou canaletas serão executados em concreto $f_{ck} = 15$ Mpa com declividade de 8% e revestimento de 0,15 m e largura de 1,5 m. Com lastro de brita de 0,05 m. Serão instaladas canaletas em alvenaria com grelha, no traço 1:3 de cimento e areia, levando tampa de concreto armado que assegure perfeita vedação hidráulica, de acordo com as exigências da concessionária local.

APÊNCIDE B – Planilha de custo total

OBRA: Projeto de drenagem

DATA: 06/11/2015

LOCAL: Itacim - MG

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	UNID	QUANTID	PR. UNIT.	PR. TOTAL
1	Serviços preliminares				5.613,47
1.1	Locação da obra com utilização de equipamentos topográficos	m	375,22	0,64	240,14
1.2	Limpeza inicial de entulhos	m²	6,00	0,27	1,62
1.3	Placa de obra	und	1,00	35,91	35,91
1.4	Sinalização	und	4,00	7,81	31,24
1.5	Demolição de sarjeta	m²	8,80	10,15	89,32
1.6	Demolição de revestimento asfáltico	m²	285,61	18,26	5.215,24
2	Movimentação de terra				16.475,44
2.1	Escavação mecanizada de vala material de 1ª categoria	m³	520,62	4,58	2.384,44
2.2	Transporte de material escavado para boca fora DMT até 5 Km	m³	204,51	19,81	4.051,34
2.4	Reatero manual de vala empregando compactador de placa vibratória em camadas de 20 cm a 40 cm	m²	316,11	31,76	10.039,65
3	Execução de tubulação secundária				4.642,92
3.1	Apiloamento de fundo de vala	m²	18,22	19,13	348,55
3.2	Lastro de brita 2 e 3 apiloado manualmente com maço de até 30 kg	m²	3,64	3,64	13,25
3.3	Escoramento de vala com emprego de pranchas e logarimas	m	50,00	33,42	1.671,00
3.4	Reatero mecanizado com placa vibratória camada de 20 a 40 cm	m²	72,89	1,49	108,61
3.5	Execução de tubo de ligação 300mm	m	6,56	18,34	120,31
3.6	Execução de tubo de ligação 400mm	m	84,56	28,16	2.381,21
4	Execução de tubulação principal				8.240,35
4.1	Apiloamento de fundo de vala	m²	56,80	19,13	1.086,58
4.2	Assentamento de tubos em concreto armado 400 mm	m	254,04	28,16	7.153,77
4.3	Assentamento de tubos em concreto armado 600 mm	m	30,06	55,27	1.661,42
5	Execução bocas de lobo simples				13.497,22
5.1	Execução tampão de caixa de passagem	und	22,00	46,27	1.017,94
5.2	Execução de boca de lobo simples	und	22,00	567,24	12.479,28
6	Execução Poço de Visita				21.824,58
6.1	Lastro de brita 2	m²	14,58	3,64	53,07
6.2	Laje de fundo	m²	2,36	240,04	566,49
6.3	Apiloamento do fundo de vala	m²	0,21	19,13	4,02
6.4	Escoramento de vala	m²	50,00	33,42	1.671,00
6.5	Poço de visita de alvenaria	und	7,00	2.790,00	19.530,00
6.6	Execução tampão de poço de visita em ferro fundido	und	7,00	274,22	1.919,54
7	Sarjeta				1725,27
7.1	Execução de sarjeta em concreto	m²	3,15	425,73	1.341,05
7.2	Lastro de brita	m²	0,21	3,64	0,76
7.3	Demolição de revestimento asfáltico	m²	21,00	18,26	383,46
8	LIMPEZA				4.198,56
8.1	Limpeza geral da obra	m²	2.499,14	1,68	4.198,56
CUSTO TOTAL					76.217,81
TOTAL GERAL COM BDI					76.217,81

APÊNDICE C – Projeto de drenagem urbana