



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
CAMPUS VARGINHA - MG

**AVALIAÇÃO DIAGNÓSTICA DO SISTEMA DE DRENAGEM
LOCALIZADO NA AVENIDA OTÁVIO MARQUES DE PAIVA NO
MUNICÍPIO DE VARGINHA-MG, APÓS IMPLANTAÇÃO DE
CANALIZAÇÃO DE CURSO DE ÁGUA**

SAMUEL CAMPOS REIS VIEIRA

VARGINHA – MG

2023

SAMUEL CAMPOS REIS VIEIRA

AVALIAÇÃO DIAGNÓSTICA DO SISTEMA DE DRENAGEM
LOCALIZADO NA AVENIDA OTÁVIO MARQUES DE PAIVA NO
MUNICÍPIO DE VARGINHA-MG, APÓS IMPLANTAÇÃO DE
CANALIZAÇÃO DE CURSO DE ÁGUA.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Campus Varginha, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Valéria Antônia Justino Rodrigues, Dra.
Coorientador: William Gregório Grande

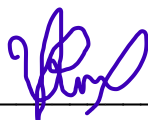
VARGINHA – MG

2023

SAMUEL CAMPOS REIS VIEIRA

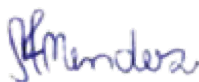
AVALIAÇÃO DIAGNÓSTICA DO SISTEMA DE DRENAGEM
LOCALIZADO NA AVENIDA OTÁVIO MARQUES DE PAIVA NO
MUNICÍPIO DE VARGINHA-MG, APÓS IMPLANTAÇÃO DE
CANALIZAÇÃO DE CURSO DE ÁGUA.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
curso de Graduação em Engenharia Civil do
Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais (CEFET-MG), Campus Varginha,
como requisito parcial para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil



Valéria Antônia Justino Rodrigues, Dr.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET/MG) – Unidade
Varginha



Luana Ferreira Mendes, Me.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET/MG) – Unidade
Varginha

Heuler Hordones Chaves, Me.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET/MG) – Unidade
Varginha

Wagner Francisco Marinho da Silva, Dr.

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET/MG) – Unidade
Varginha

AGRADECIMENTOS

À Deus, cuja bondade concedeu-me uma família abençoada, saúde, sabedoria e todas demais coisas que até aqui me sustentou e formou o que de melhor se encontra em mim.

À minha esposa Sarah Franco, por todo companheirismo, incentivo, amor e dedicação em toda nossa história.

Aos meus pais, Fernando e Cristina, e minha irmã Sarah, pelo exemplo de vida e caráter, por todo amor, paciência e suporte dedicado a mim durante esta trajetória.

À professora Dra. Valéria Rodrigues, pela oportunidade de orientação, paciência e sugestões para desenvolvimento deste trabalho.

Ao Secretário William Gregório, pela acessibilidade, prestatividade demonstrada durante a coorientação deste trabalho.

Ao Marcelo e William, pela oportunidade de trabalho concedida e por todo conhecimento transmitido que possibilitou o meu desenvolvimento pessoal e profissional durante a formação.

Ao CEFET e aos professores do curso de engenharia civil, por todo esforço em exercer este nobre trabalho que nos concede a oportunidades de crescer como profissional e como pessoa.

Às demais pessoas que de alguma maneira, direta ou indiretamente, contribuíram para realização deste trabalho, meus sinceros agradecimentos.

Para aprender a sabedoria e o ensino; para entender as palavras de inteligência; para obter o ensino do bom proceder, a justiça, o juízo e a equidade; para dar aos simples prudência e aos jovens, conhecimento e bom siso. Ouça o sábio e cresça em prudência; e o instruído adquira habilidade para entender provérbios e parábolas, as palavras e enigmas dos sábios. O temor do Senhor é o princípio do saber, mas os loucos desprezam a sabedoria e o ensino.”

(Provérbios 1: 2-7)

RESUMO

O avanço da impermeabilização no meio urbano dificulta a infiltração das águas pluviais nas superfícies. O impacto causado por essa ocupação promove o desequilíbrio do balanço hídrico natural, ocasionando o aumento do escoamento superficial e, em consequência, a ocorrência de alagamentos. Os sistemas de drenagem são construídos para conduzir as águas pluviais, de forma a reduzir o escoamento superficial causado pela ocupação nas cidades. Entretanto, as falhas na concepção de projetos e a falta de planejamento da ocupação urbana retratam a realidade dos centros urbanos que convivem com sistemas de drenagem ineficientes. O objetivo do trabalho foi diagnosticar o sistema de drenagem urbana na Avenida Otávio Marques de Paiva, em Varginha – MG. Desta forma, o estudo realizou, por meio de visitas em campo, análises de projetos e cálculos, as estimativas de escoamentos produzido sob os cenários de chuvas, bem como, a verificação dos trechos, bueiros e travessias que compõem o sistema. Para tanto, foi realizada a análise isolada de três trechos específicos da canalização e das estruturas de comunicação e travessias, sob cenário do tempo de retorno de 25 anos. Neste cenário, foi observado que os canais que compõem a rede de drenagem suportariam as vazões máximas de cheia, com uma ressalva ao Trecho III que possui pequena borda livre (folga). Ademais, o Trecho III apresentou estado de conservação mais precário que os Trechos I e II. Por outro lado, verificou-se que os bueiros e travessia final da canalização não comportam as vazões máximas calculadas. No mais, foi observado que na travessia mais a jusante, local de estreitamento do canal, foi o ponto mais crítico do sistema estudado. Desta forma, concluiu-se que a rede de drenagem está subdimensionada e operando sob condições críticas, mesmo para chuvas de pequena intensidade e curto tempo de duração. Com o estudo, sugeriu-se que sejam adotadas medidas de intervenção estrutural que favoreçam o escoamento total da água pluvial drenada na sub-bacia hidrográfica.

Palavras-chave: Urbanização, Escoamento superficial, Controle de Cheias, Alagamentos.

ABSTRACT

The advancement of waterproofing in urban areas makes it difficult for rainwater to infiltrate occupied surfaces. The impact caused by occupation promotes a change in the natural water balance, causing an increase in surface runoff and the occurrence of floods. Drainage systems are built to carry rainwater, in order to reduce the water chance caused by occupation in cities. However, flaws in project design and lack of planning portray the reality of urban centers that coexist with inefficient or unsustainable transport systems. The objective of the work was to diagnose the urban drainage system on Avenida Otávio Marques de Paiva, in Varginha – MG. In this way, the study carried out, through field visits, project analysis and calculations, estimates of runoff produced under rain scenarios, as well as verification of the sections, culverts and crossings that make up the system. Therefore, an isolated analysis was carried out on three specific snippets of the plumbing and structures of communication and passages, under a return time scenario of 25 years. In this scenario, it was observed that the channels that make the drainage system would withstand the maximum flood flows, with the exception of Section III, which has a small freeboard (clearance). Furthermore, Section III presented a more precarious state of conservation than Sections I and II. On the other hand, we found that the culverts and final crossing of the pipeline did not bear as calculated maximum flows. Furthermore, it was shown that the most downstream crossing, where the channel narrowed, was the most critical point of the studied system. Therefore, it was concluded that the drainage network is undersized and operating under critical conditions, even for low-intensity and short-term rainfall. With the study, it was suggested that structural intervention measures be adopted that favor the total runoff of rainwater drained in the local river basin.

Keywords: Urbanization, Surface runoff, Flood control, Flooding.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Inundação na Avenida Otávio Marques de Paiva em janeiro de 2022.....	4
Figura 2: Inundação na Avenida Otávio Marques de Paiva em fevereiro de 2023 (resultado de uma chuva de 20,8 mm/h segundo Estação Automática Varginha (A515) - INMET).....	5
Figura 3: Inundação na Avenida Otávio Marques de Paiva em fevereiro de 2023(resultado de uma chuva de 20,8 mm/h segundo Estação Automática Varginha (A515) - INMET).....	5
Figura 4: Hidrograma baseado no Método Racional.	14
Figura 5: Operação hidráulica dos bueiros.	18
Figura 6: Ilustração esquemática dos conceitos de reservação x canalização (técnica higienista).	20
Figura 7: Representação de um jardim de chuva implantado em um estacionamento.	23
Figura 8: Telhado Verde.	24
Figura 9: Reservatórios para o aproveitamento da água da chuva (RAAC).....	25
Figura 10: Detalhe Esquemático da Seção Transversal de Pavimentação com Bloquetes de Concreto intertravado.....	26
Figura 11: Efeitos do amortecimento em reservatórios urbanos.	27
Figura 12: Reservatórios on-line (cima) e off-line (inferior).	28
Figura 13: Local de Estudo (Av Otávio Marques de Paiva).	30
Figura 14: Trechos da canalização do curso d'água.	31
Figura 15: Trechos da canalização do curso d'água e áreas com histórico de inundações.	36
Figura 16: Ponto final do Trecho I.	37
Figura 17: Mapeamento do sistema de drenagem de Varginha.	37
Figura 18: Dimensões do sistema de drenagem principal do Trecho I.	38
Figura 19: Trecho II (aduelas de concreto).....	38
Figura 20: Detalhamento do trecho com aduelas abertas de concreto armado.....	39
Figura 21: Detalhamento da seção do trecho em gabião.....	39
Figura 22: Area de drenagem 1.	40
Figura 23: Área de drenagem 2.	41
Figura 24: Coeficientes (k, a, b, c) da equação de intensidade de chuva.	42
Figura 25: Vazão máxima da seção do Trecho II obtida por meio do "Canal".	44
Figura 26: Lâmina de água formada pela vazão de cheia para o Trecho II.....	44
Figura 27: Seção composta do trecho em gabião (Trecho III).	45
Figura 28: Vazão máxima da seção do Trecho III obtida por meio do "Canal".	46
Figura 29: Lâmina de água formada pela Vazão de cheia para o Trecho III.....	46

Figura 30: Bueiro (travessia ao fim do Trecho III da canalização).	47
Figura 31: Vazão máxima do bueiro retangular obtida por meio do "Canal".	48
Figura 32: Bueiros (Fotos: à esquerda - final do Trecho II e à direita – início do Trecho III). ...	49
Figura 33: Corte das seções que ligam os Trechos II e III.	49
Figura 34: Ocupação do solo em 2003 (esquerda) e 2023 (direita).	54
Figura 35: Áreas passíveis de ocupação e alteração da superfície do solo.	55
Figura 36: Acúmulos de sedimentos no Trecho III.	56
Figura 37: Interferência de rede de esgoto em galeria de água pluvial (Trecho I).	57
Figura 38: Chegada da manilha de 1500 mm da canalização de curso d'água.	58
Figura 39: Chegada da manilha de 1500 mm da canalização de curso d'água.	59
Figura 40: Bueiro na Avenida Otávio Marques.	60
Figura 41: Bueiro na Avenida Otávio Marques.	60
Figura 42: Bueiro na Otavio Marques com Alameda Olívio Bregalda.	60
Figura 43: Bueiro na Avenida Santa Luiza.	60
Figura 44: Levantamento das áreas permeáveis.	61
Figura 45: Dimensionamento nova estrutura (4,00 m de largura)	64
Figura 46: Degrau presente próximo à entrada dos bueiros.	65
Figura 47: Lâmina de água formada pela Vazão de cheia para seção proposta.	66

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Medidas não estruturais para controle de inundações Urbanas.	21
Quadro 2: Divisão dos Trecho.....	32
Quadro 2: Seções transversais típicas.....	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Resumo características e verificações da capacidade de escoamento das seções que compõe o sistema de drenagem.	52
Tabela 2 - Valores de C para superfícies, declividade e tempo de retorno.	77
Tabela 3 - Valores de Coeficiente de "run-off".	77
Tabela 4 - Coeficiente de Deflúvio para Área < 4 km ²	78

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANA – Agência Nacional das Águas

BH – Bacia Hidrográfica

BSCC – Bueiro Simples Celular em Concreto

BSTC – Bueiro Simples Tubular em Concreto

ESD – Escoamento Superficial Direto

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

GIS – Geographic Information System

LID – Low Impact Development

MR – Microrreservatórios

PDDU – Plano Diretor de Drenagem Urbana

RAAC – Reservatórios para o aproveitamento da água da chuva

SCS – Soil Conservation Service

SI – Sistema Internacional de Unidades

SOSUB – Secretaria de Obras e Serviços Urbanos de Varginha

SUDS – Sistemas de Drenagem Urbana Sustentáveis

MDE – Modelo Digital de Elevação

TC – Técnicas Compensatórias

T_C – Tempo de concentração

T_R – Tempo de retorno

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
2.	JUSTIFICATIVA	4
3.	OBJETIVOS	6
3.1.	Geral	6
3.2.	Específicos	6
4.	REFERENCIAL TEÓRICO	7
4.1.	Impactos da urbanização	7
4.2.	Ciclo hidrológico	8
4.2.1.	Grandezas que caracterizam o escoamento superficial.....	10
4.3.	Vazão de referência.....	12
4.3.1.	Métodos de para determinação das vazões de projeto	13
4.4.	Drenagem urbana.....	16
4.5.	Hidráulica de canais	17
4.6.	Medidas de controle de inundação	20
4.6.1.	Técnicas compensatórias.....	22
4.7.	Reservatório de detenção	27
5.	METODOLOGIA.....	30
5.1.	Local de estudo	30
5.2.	Delimitação da bacia de contribuição	31
5.3.	Cálculo do tempo de concentração (T_C)	32
5.4.	Determinação da chuva de projeto	33
5.5.	Tempo de retorno (T_R)	33
5.6.	Determinação da vazão de projeto	34
5.7.	Capacidade de escoamento dos trechos da canalização.....	35
6.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	36
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	69

8.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	71
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72
	APÊNDICE A – Tabelas para valores de Coeficientes de Escoamento.....	77
	APÊNDICE B – Planilha de cálculos das vazões de cheia.	79
	ANEXO A – Projeto Geométrico, detalhamento, corte e perfil da linha d’água da canalização concluída em 2021 (Trecho II e Trecho III).	82

1. INTRODUÇÃO

O intenso processo de urbanização das cidades vem provocando inúmeros impactos sob o cotidiano da sociedade. No que se refere aos processos hidrológicos, o aumento da vazão oriunda das chuvas intensas e a frequência de inundações se tornaram consequências comuns advindas do processo de urbanização, expondo as comunidades a riscos crescentes e que tendem a aumentar se combinados com as projeções de mudanças climáticas futuras (TUCCI, 2007; OLIVEIRA, 2021).

Historicamente, os terrenos localizados às margens de rios ou ribeirões foram incorporados ao sistema viário por meio dos processos de urbanização. A fim de adaptar a topografia e modernizar as estruturas viárias para possibilitar às condições de uso, inúmeros cursos d'água foram retificados e canalizados a céu aberto ou encerrados em galerias. Estas alterações, em áreas que sazonalmente estão sujeitas as inundações, provocaram além da aceleração dos escoamentos, um aumento considerável dos picos de vazão e, por conseguinte, dos alagamentos das áreas alteradas (CANHOLI, 2015).

O uso do solo para fins urbanos altera as características da superfície da área ocupada, modificando a infiltração da água no solo e incrementando o escoamento superficial direto (ESD). Como consequência, a rede de drenagem da bacia hidrográfica local deve conduzir maiores vazões quando comparada às condições de pré-ocupação. As inundações urbanas ocorrem na saturação da capacidade dos sistemas, naturais ou construídos, de escoar a vazão produzida pela precipitação excedente (LUCAS *et al.*, 2015).

O dimensionamento adequado dos sistemas de drenagem e a consequente manutenção preventiva são de suma importância para mitigar os impactos negativos advindos dos eventos de chuvas intensas, principalmente, sobre áreas urbanas consolidadas. É fundamental que o dimensionamento das galerias de águas pluviais atenda aos critérios e parâmetros estabelecidos em manuais e instruções técnicas, de forma a garantir o bom funcionamento e o conhecimento

das possíveis interferências de redes das concessionárias com o sistema de drenagem urbana (BONAVITA; FONSECA, 2019).

No que diz respeito ao gerenciamento das águas pluviais, o processo de urbanização das cidades combinado com o aumento dos episódios de eventos extremos de inundações, tornou os sistemas de drenagem urbana usuais insuficientes no controle do volume de água escoado superficialmente. No Brasil, esses sistemas foram implementados seguindo a filosofia do “rápido escoamento das águas”, onde a drenagem foi constituída por dois sistemas físicos interligados; o de microdrenagem (sarjeta, bocas-de-lobo, tubulação de ligação, galerias e poços de visita) e o de macrodrenagem (rios e córregos pré-existentes a urbanização) (NASCIMENTO; HELLER, 2005).

Dentre as medidas não convencionais mais empregadas para o aumento ou readequação da eficiência hidráulica dos sistemas de drenagem está a que almeja promover o retardamento dos escoamentos por meio da retenção em reservatórios, garantindo o aumento do tempo de concentração e a redução das vazões máximas; o amortecimento dos picos e a redução dos volumes de enchentes. As ações que objetivam a retenção, remetem ao conceito de restaurar, tanto quanto possível, as funções reguladoras de cheias nas condições naturais originais, ou mais próximas a elas, dos rios e cursos de águas urbanos. (CANHOLI, 2014).

O município de Varginha, localizado no Estado de Minas Gerais, tem apresentado um contingente populacional crescente. De acordo com os dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), a cidade, no censo realizado em 2010, apresentava a população de 123.081. Já, no censo de 2022 foram contabilizados 136.467 habitantes, o que equivale a um aumento percentual de aproximadamente 10,87%. Segundo Bueno (2022), na cidade de Varginha, mais especificamente na região próxima ao Ribeirão Santana, o processo de urbanização sem controle e a crescente impermeabilização da área culminaram com os episódios de cheia ocorridos na Avenida Zoroastro Franco de Carvalho.

Neste contexto, o presente estudo propôs o diagnóstico do sistema de drenagem que compõe a sub-bacia hidrográfica do curso d'água da Avenida Otávio Marques de Paiva, afluente do Ribeirão Açude Doce. O local é de grande

importância para o município por se tratar de uma via de acesso à pontos de interesse, como o shopping e a rodoviária municipal, além de dispor de edificações residenciais e comerciais, bem como efetuar a ligação a outros bairros e com a rodovia que dá acesso às cidades vizinhas. A proposta do estudo consistiu na análise do sistema de drenagem visto que, mesmo após as obras da prefeitura, foi observado alagamentos em dois pontos principais da sua extensão. Para tanto, foi verificado a capacidade de drenagem de projeto para avaliar o escoamento da água nos períodos com chuvas intensas.

Ademais, foram avaliadas as possíveis causas, como exemplos: a crescente urbanização e a impermeabilização da área, os efeitos da topografia e o direcionamento das águas de chuva para curso d'água que são fatores que podem explicar a persistência dos problemas de alagamento no local durante o período chuvoso.

2. JUSTIFICATIVA

Inundações e alagamentos de ruas em áreas urbanas têm sido recorrentes na maioria das cidades brasileiras e estão entre os impactos ambientais urbanos presentes nas grandes e médias cidades, sendo estes eventos de calamidade pública, visto que causam perdas humanas e materiais (BUENO, 2022; FAGUNDES, 2022; FONSECA, 2017; SARDINHA, 2016).

No mais, os projetos de drenagem, em muitos dos casos, são dimensionados utilizando informações baseadas na probabilidade de ocorrência, havendo ainda grandes incertezas na estimativa de vazões de projeto, especialmente devido à carência de informações para caracterização da superfície do terreno (uso do solo, topografia, etc.), em função das dificuldades e altos custos para sua obtenção.

Exemplificando, os problemas de alagamentos, a Avenida Otávio Marques de Paiva, via de grande importância para o município de Varginha/MG, no ano de 2021 passou por uma implantação de um sistema de drenagem urbana contemplando uma canalização do curso d'água Córrego São José (afluente do ribeirão Açude Doce) visando amenizar os danos ambientais e sociais resultantes de episódios de cheias. Entretanto, a referida avenida apresentou, em momentos posteriores à execução das obras de melhoria, alagamentos em dois pontos principais da sua extensão.

Em reportagens realizadas nos últimos anos (Figuras 1, 2 e 3), são retratados os prejuízos ocasionados pela inundação ocorrida na Avenida.

Figura 1: Inundação na Avenida Otávio Marques de Paiva em janeiro de 2022.



Fonte: G1 Sul de Minas (2022).

Figura 2: Inundação na Avenida Otávio Marques de Paiva em fevereiro de 2023 (resultado de uma chuva de 20,8 mm/h segundo Estação Automática Varginha (A515) - INMET).



Fonte: G1 Sul de Minas (2022).

Figura 3: Inundação na Avenida Otávio Marques de Paiva em fevereiro de 2023 (resultado de uma chuva de 20,8 mm/h segundo Estação Automática Varginha (A515) - INMET).



Fonte: G1 Sul de Minas (2023).

Segundo informações extraídas do sistema Tempo, do banco de dados meteorológicos do INMET, a chuva que ocasionou os alagamentos observados nas Figuras 2 e 3 (12/02/2023), foi de 20,8 mm para período de uma hora. Entretanto, mesmo favorecendo uma percepção, este valor não representa a intensidade da chuva uma vez que a duração da mesma não foi necessariamente uma hora.

Neste sentido, o simples dimensionamento das estruturas de drenagem pelos métodos convencionais pode não resolver o problema em sua integralidade, sendo necessário a adoção de medidas isoladas. Portanto, o levantamento e estudos de mais variáveis e características específicas dos sistemas de drenagem no local, podem contribuir significativamente com informações para o controle de enchentes em áreas urbanas sujeitas à alagamentos e inundações.

3. OBJETIVOS

3.1. Geral

Avaliar a capacidade de escoamento da canalização do curso d'água localizada na Avenida Otávio Marques de Paiva, em Varginha-MG, como sistema de drenagem local, sob os cenários de chuvas intensas e propensão da ocorrência de alagamentos.

3.2. Específicos

- Determinar as vazões de referências (vazões de projeto) para os trechos que compõem a sub-bacia hidrográfica do sistema de drenagem da Avenida Otávio Marques de Paiva;
- Determinar a capacidade de escoamentos de cada trecho da canalização de curso d'água implantada no ano de 2021;
- Levantar as principais causas para ocorrência das inundações identificando os pontos críticos;
- Propor alternativas para melhoria do escoamento e da capacidade suporte do sistema de drenagem estudado.

4. REFERENCIAL TEÓRICO

4.1. Impactos da urbanização

A urbanização, por ocasionar a concentração de pessoas e atividades produtivas sobre um espaço limitado, tem acarretado diversos impactos sobre o meio natural. Pode-se citar a ocupação de áreas inadequadas para a construção de habitações, a remoção da vegetação, a degradação gradativa das áreas de manancial, como também, a deterioração da qualidade dos cursos de água incorporados as zonas urbanas (REZENDE; ARAÚJO, 2015).

É importante salientar que o processo de urbanização tem transformando o espaço natural, anteriormente ocupado por vegetação e solos permeáveis, em novas áreas urbanas impermeabilizadas (NOCCEI, 2008). Além disto, os impactos das pressões físicas nos rios que drenam as bacias urbanas, ou seja, a redução da seção de escoamento por aterros, a construção de taludes e pontes de estradas que obstruem o escoamento, os projetos e obras de drenagem inadequadas e o assoreamento, também alteram a dinâmica da vazão (PARANÁ, 2002).

Os fatores mencionados corroboram para o aumento da quantidade de água que escoam superficialmente e são direcionadas aos cursos d'água. Daí o fato que, durante as precipitações, o volume de água na zona urbana aumenta rapidamente ocasionando desastres hidrológicos com magnitudes e frequências maiores (FONSECA; CHRISTOFOLETTI, 2017).

Dentre os desastres naturais intensificados por esse processo cita-se: inundações, enchentes, enxurradas e alagamentos. Tendo em vista o uso equivocado destes termos, que persistem no cotidiano e, até mesmo, no meio técnico, vê-se a necessidade de distinção entre eles. Inicialmente, a inundação pode ser conceituada como um processo em que ocorre transbordamento de zonas fora dos limites normais da calha de cursos hídricos em áreas que habitualmente não se encontram submersas. O transbordamento ocorre em áreas mais baixas, também chamadas de planícies de inundação. Nos casos em que há apenas uma elevação do nível de água do curso d'água, não ocorrendo o transbordamento do rio, apesar

deste ficar acima de sua vazão normal, tem-se uma enchente e não uma inundação (SOBRINHO, 2014).

Comumente, nos grandes centros, o conceito de inundação atribui-se de forma errônea ao processo de alagamento urbano. O alagamento diferente da inundação, é causado pela deficiência no sistema de drenagem urbana que, durante fortes precipitações pluviométricas, têm sua capacidade de escoamento extrapolada gerando acúmulo de água no leito das ruas e no perímetro urbano. Consequentemente, o alagamento é ocasionado por fatores antrópicos não podendo ser definido como um desastre natural (KOBIYAMA, 2006). Por fim, a enxurrada pode ser definida como um escoamento superficial com grande velocidade, podendo ou não estar associada a cursos de água, resultante de chuvas de alta intensidade (AMARAL; GUTJAHR, 2015).

Os desastres definidos podem ainda acarretar, para a população, perdas humanas e de bens materiais, contaminação da água através do contato com substâncias poluentes, contaminação de pessoas por doenças de veiculação hídrica e interrupção da atividade econômica das áreas alagadas. Por isso, devem ser realizadas ações no intuito de mitigá-los e/ou evitar que estas consequências ocorram (ARAÚJO, 2018).

4.2. Ciclo hidrológico

O ciclo hidrológico corresponde ao fenômeno global de circulação fechada da água no ambiente de forma dinâmica na qual, por compreender diferentes estados físicos (sólido, líquido e gasoso) passa por transformações contínuas sendo transportada entre os reservatórios naturais: oceanos, atmosfera e continentes (TUCCI, 2001, GROTZINGER; JORDAN, 2006). Sob certas condições de temperatura, a água é evaporada do solo, rios, lagos, oceanos, e evapotranspirada pelas plantas passando para a atmosfera e, posteriormente, condensada, dando origem a precipitação que atinge, a superfície terrestre. Em seguida, a água é escoada retornando aos reservatórios naturais ou infiltrada no solo, o que possibilita a recarga de aquíferos e o abastecimento de nascentes (MARTINS, 2019).

Essa dinâmica da água no meio ambiente pode ser analisada em escala global, e/ou continental; em bacias hidrográficas de pequeno e médio porte, com áreas de centenas de hectare a alguns km² ou em bacias com algumas dezenas de hectares (MELLO, 2013). As bacias de captação ou de drenagem são áreas constituídas sendo delimitada espacialmente pelos divisores de água, no qual o fluxo é direcionado para um único ponto, denominado exutório ou seção de controle da bacia.

Vale ressaltar que o comportamento hidrológico é afetado por ações antrópicas onde, o homem ao intervir no meio natural, altera também nos processos do ciclo da água. Segundo Teodoro *et al.* (2007), o comportamento hidrológico de uma bacia hidrográfica é regido por suas características geomorfológicas (relevo, área, forma, rede de drenagem, solo, dentre outros) e também pelo tipo de cobertura vegetal. Dessa forma, as características tanto físicas quanto bióticas de uma bacia apresentam importância fundamental nos processos do ciclo hidrológico, influenciando a infiltração e a quantidade de água produzida como o deflúvio, a evapotranspiração, os escoamentos, superficial e subsuperficial.

Para o manejo integrado da bacia hidrográfica, aproveitamentos hídricos e dimensionamentos hidráulicos, o componente mais relevante do ciclo hidrológico é o escoamento superficial (MELLO, 2013). Teixeira (2010) definiu o escoamento superficial como a parcela de água de chuva que escoar pela superfície do solo até atingir os cursos hídricos, ou seja, corresponde ao excesso de água precipitada não infiltrada totalmente no solo. Os fatores que influenciam esse tipo de escoamento podem ser de natureza fisiográficas e, portanto, ligados as características da bacia ou ainda ter relação com as obras hidráulicas (HARTWIG, 2012). A bacia hidrográfica possui dois formatos básicos aproximados, sendo eles: círculo ou elipse. O primeiro formato mencionado apresenta uma tendência de promover vazões maiores e adiantadas em comparação com as bacias em formato de elipse, por apresentar um trecho menor do dreno principal da bacia (MELLO, 2013).

Já, dentre os fatores de natureza climática destaca-se a “precipitação antecedente”, chuva que acontece anteriormente a um evento de precipitação, ocasionando assim uma maior facilidade de escoamento devido as condições

iniciais de umidade do solo. Cita-se ainda a intensidade e a duração da precipitação, sendo que as chuvas intensas saturam a capacidade de retenção de água no solo de forma mais rápida e a chuva com maiores durações aumentam a oportunidade de ocorrer a infiltração (CARVALHO; SILVA, 2010).

Destaca-se ainda que as obras hidráulicas como, por exemplo, as barragens e as obras de retificação de trechos de rios interferem no comportamento da bacia hidrográfica. Enquanto a primeira pode reduzir as vazões máximas, a segunda favorece o aumento da velocidade do escoamento superficial.

4.2.1. Grandezas que caracterizam o escoamento superficial

A vazão de escoamento superficial representa um importante parâmetro para os projetos de sistemas de drenagem, de obras para controle da erosão e cheias. Trata-se do volume escoado por unidade de tempo, normalmente expresso em metros cúbicos por segundo (m^3/s) ou em litros por segundo (L/s) (CARVALHO; SILVA, 2010).

A vazão pode ser determinada pelo uso de diversos métodos que estimam os valores por meio de equações que levam em contas as características fisiográficas, os coeficientes de deflúvio e a precipitação incidente no local. O coeficiente de escoamento superficial, também denominado “runoff”, ou ainda, coeficiente de deflúvio é a relação entre os volumes escoado e precipitado na bacia hidrográfica (HARTWIG, 2012). Esse coeficiente pode ser estimado em função de parâmetros da bacia de contribuição ou obtido em tabelas (SOARES *et. al.*, 2021).

A partir dos valores do coeficiente de deflúvio para uma determinada precipitação e com uma certa duração é possível, se as durações forem iguais, determinar o escoamento superficial de outras chuvas intensas (CARVALHO; SILVA, 2010). Segundo Soares *et al.* (2021), o mesmo é empregado no mundo todo para estimativa de vazões, de projeto e de pico, em planejamentos de obras hidráulicas.

Segundo Mello e Silva (2013), chuva intensa é um elemento básico para dimensionamento de estruturas como: barragens de terra, canais, terraços, bacias de contenção, dentre outras obras hidráulicas. Ainda de acordo com os autores, a

chuva intensa é todo evento de precipitação cuja lâmina ou sua intensidade supere um valor mínimo em função do tempo de duração, considerando que tanto a intensidade quanto a lâmina precipitada dependem da frequência com que os valores ocorrem. Em termos de hidrologia, a forma mais usual de expressar a frequência das chuvas é por meio do tempo de retorno (T_R).

O período de retorno (T_R) ou de recorrência, é a probabilidade com que uma dada variável hidrológica possa ser igualada ou superada, pelo menos uma vez, num ano qualquer e de forma independente (MELLO, 2013). Pode ser entendido também como o tempo médio para que um dado evento hidrológico como, por exemplo, a precipitação, probabilisticamente, acontecerá novamente ou superada. Os cálculos de T_R são relevantes para o planejamento de áreas sujeitas às inundações e no estudo de sistemas de previsão e alerta. Estes valores calculados auxiliam no prognóstico de ocorrência ou não de inundação podendo estimar a magnitude e o alcance da lâmina de água sobre as áreas inundadas, garantindo maior segurança (KUREK, 2012).

Segundo Canholli (2014), a chuva intensa é um dos principais parâmetros a se considerar no dimensionamento de canalização e para determinar a vazão de projeto. O pico dos deflúvios está diretamente ligado a uma precipitação crítica e a um determinado risco assumido. Desta forma, quando se dimensiona uma obra de hidráulica ou de reservação a partir de uma determinada precipitação de projeto, espera-se que, em média, sua capacidade sirva para proteger a bacia contra eventos de mesma recorrência.

A intensidade de chuva também está associada à duração e à frequência. De acordo com Chow *et al.* (1988), o tempo de concentração (T_C) corresponde ao tempo necessário para que uma gota de chuva em excesso ou efetiva se desloque do ponto mais distante de uma bacia hidrográfica até o exutório. Compreender o comportamento da bacia hidrográfica em relação ao tempo de concentração (T_C) permite a mitigação e a prevenção das consequências de desastres naturais. Por isso, T_C é um parâmetro essencial para dimensionar qualquer projeto hidrológico e, também, o mais utilizado para averiguar o tempo de resposta de uma bacia

(ALMEIDA, 2016). Segundo Bondelid *et al.* (1982), a estimativa dos cálculos de T_C são responsáveis por até 75% do erro nos resultados da vazão de pico.

Há diversas fórmulas para calcular o tempo de concentração (T_C), a grande maioria considera apenas a declividade do curso principal e a área da bacia. Dentre as fórmulas citadas, destaca-se a equação de Kirpich por ser uma equação menos restritiva, originando menores valores de T_C , o que resulta em uma maior vazão de cheia, ou seja, uma intensidade de chuva maior (TEIXEIRA, 2010).

4.3. Vazão de referência

Segundo Tucci (2001), a vazão máxima de um curso hídrico pode ser definida como o valor associado de um risco ser igualado ou ultrapassado. A determinação dos valores máximos de vazões de projeto para bacias hidrológicas, a partir de estudos hidrológicos, são necessários principalmente para o dimensionamento de estruturas hidráulicas (SCHLICKMANN, 2020).

A estimativa da vazão máxima pode ser realizada pela análise da probabilidade das enchentes ou por modelos hidrológicos matemáticos a partir da precipitação máxima (TUCCI, 2007). A primeira forma de estimativa é, muitas vezes, inviabilizada devido à escassez de dados de vazão no Brasil, tornando-se viável apenas para monitoramento hidrológico em grandes bacias que possuem dados disponibilizados pela Agência Nacional das Águas (ANA). Vale ressaltar que como há uma maior quantidade de estações pluviométricas em funcionamento em relação à postos fluviométricos, a disponibilidade de dados de precipitação torna-se superior aos dados de vazão. Em decorrência deste fato, os modelos hidrológicos que relacionam a precipitação à vazão ou ao escoamento superficial direto são comuns para desenvolvimento de projetos de obras hidráulicas (MELLO, 2013).

Além da precipitação de projeto, os modelos para estimar a vazão máxima levam em consideração a área de drenagem e os parâmetros como relevo, tipo e uso do solo. Devido a quantidade de variáveis envolvidas e também a escassez de dados de vazão existentes, o desenvolvimento de modelos hidrológicos que sejam

adequados as condições de projeto tornam-se um desafio aos engenheiros e pesquisadores da área de recursos hídricos (TUCCI, 2003).

Os métodos de estimativa disponíveis para estimar a vazão máxima em bacias hidrográficas, são inúmeros e a escolha é baseada em pressupostos assumidos em cada um. Caso haja aplicação em condições diferentes ao que foi definido anteriormente pode haver erros na estimativa, tendo como consequência obras sub ou superdimensionadas (SCHLICKMANN, 2020).

Para determinação da vazão de projeto são comumente empregados métodos tradicionais, como por exemplos, o Método Racional, sugerido para bacias/áreas de drenagens com áreas inferiores a 2 km² e o Método Racional Modificado, utilizado para áreas de drenagens superiores a 2 km², entre outros.

4.3.1. Métodos de para determinação das vazões de projeto

De acordo com Mello (2013), o método para determinação de vazão é conhecido como “racional” devido a coerência na análise dimensional de suas variáveis. O autor considera o método como o mais simples e usual, aplicado para pequenas áreas de drenagem da bacia hidrográfica. Ademais, é um modelo empírico que estabelece uma relação entre a intensidade máxima média da precipitação, o escoamento superficial e a área de drenagem da bacia. A equação 1 é utilizada para calcular a vazão de projeto de determinada bacia.

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3,6} \quad (1)$$

Onde:

Q = vazão (em m³/s);

C = coeficiente de escoamento (adimensional);

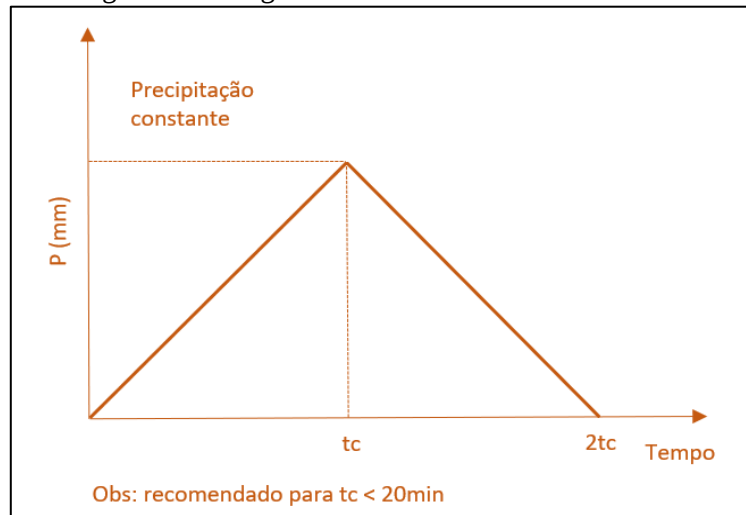
I = intensidade precipitação (mm/h);

A = área (km²).

Segundo Canholli (2014), o hidrograma é a representação gráfica da variação da vazão em relação ao tempo numa determinada seção de controle do curso de água, decorrentes de uma chuva excedente. Como a precipitação de projeto normalmente possui intensidade variável ao longo de sua duração, um hietograma da chuva excedente é interpretado como sequência de blocos de chuva de mesma duração. Logo, dispondo-se do hidrograma unitário para essa duração,

obtêm-se os parciais relativos a cada bloco e somando-se os deflúvios, tem-se o referente a chuva de projeto. De forma geral, para o modelo racional, adota-se um hidrograma em forma de triângulo isósceles, com base igual ao dobro do tempo de concentração ($2T_C$) e a duração da precipitação adotada é igual ao tempo de concentração (T_C), conforme ilustrado na Figura 4.

Figura 4: Hidrograma baseado no Método Racional.



Fonte: Adaptado de CANHOLLI (2014).

A grande diferença entre os métodos, Racional Modificado e Racional, é a presença do coeficiente de retardo aplicado na equação do primeiro modelo, enquanto o segundo parte do princípio de que a vazão máxima ocorre quando todas as partes da bacia contribuem simultaneamente com escoamento na seção de deságue. Este coeficiente reduz a vazão de projeto calculada para áreas de até 10 km² e leva em consideração a declividade e área da bacia (SCHLICKMANN, 2020). De acordo com o método racional modificado, a vazão máxima é calculada pela equação 2.

$$Q = 0,278 \times C \times I \times A \times w \quad (2)$$

Onde:

Q = vazão (em m³/s);

C = coeficiente de escoamento (adimensional);

I = intensidade precipitação (mm/h);

A = Área (km²);

w = coeficiente de retardo, dado pela equação 3:

$$w = \frac{1}{n\sqrt{100.A}} \quad (3)$$

Onde:

n = 4, para declividades inferiores a 0,5%;
 n = 5, para declividades inferiores a 1,0%;
 n = 6, para declividades superiores a 1,0%.

Outro método utilizado para calcular a vazão é o Soil Conservation Service (SCS), apresentando grande aceitação e amplamente usado para estimar o escoamento superficial em estudos hidrológicos e projetos de infraestrutura, drenagem e irrigação (BUENO, 2022). Esse método é aplicado para determinação das precipitações efetivas, e para calcular, a partir da chuva excedente, o hidrograma de escoamento superficial direto. O Método SCS é um dos mais populares métodos de transformação chuva-vazão utilizados no meio técnico nacional devido a sua simplicidade, facilidade e qualidade dos resultados fornecidos (SIA; DA SILVA, 2021).

Para calcular a Chuva Excedente no Modelo SCS, foi estabelecida a relação mostrada abaixo (MELLO, 2013).

$$\frac{\text{volume infiltrado}}{\text{capacidade máxima de absorção}} = \frac{\text{precipitação efetiva}}{\text{precipitação total}}$$

Neste cenário, existem perdas iniciais associadas à retenção pelas depressões do terreno e cobertura vegetal. Assim obtém-se a formulação geral do método, apresentada na equação 4.

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (4)$$

Onde:

F_a = é a infiltração após início do escoamento superficial direto (mm);

S = é a infiltração potencial máxima (mm);

P_e = é a chuva excedente (mm);

P = é a chuva total (mm);

I_a = é a infiltração inicial (mm/h).

Ao isolar P_e e estudar resultados de diversas bacias, os autores desse modelo definiram a I_a sendo correspondente a 20% de S . Desta forma, o SCS chegou a seguinte relação apresentada na equação (5).

$$P_e = \frac{(P - 0,20 \cdot S)^2}{P + 0,80 \cdot S} \quad (5)$$

O método preconiza ainda que a capacidade máxima de absorção S, é obtida com base na Curva Número (CN) (MELLO, 2013), de acordo com a equação 6.

$$S = \frac{25400 - 254 \cdot CN}{CN} \quad (6)$$

Os valores de CN variam de 0 a 100 e estão associados a parâmetros fisiográficos como cobertura vegetal, umidade do solo e classe do solo, onde para áreas impermeáveis: CN=100 e para outras superfícies: CN<100.

Segundo Fia e da Silva (2021), aplicando-se os dados sobre o tipo de solo presente na bacia, ocupação predominante e os valores de CN, acumulam-se as precipitações do hietograma, sendo aplicadas na fórmula e diferenciam-se para obter o hietograma excedente, sendo gerado em seguida o Hidrograma de Escoamento Superficial Direto, que é um método sintético amplamente utilizado em bacias urbanas, podendo ser de formato triangular (simplificado) e adimensional.

4.4. Drenagem urbana

A drenagem urbana consiste em sistemas de direcionamento dos escoamentos superficiais e de prevenção às inundações, principalmente nas áreas mais baixas das comunidades sujeitas a alagamentos ou marginais de cursos naturais de água. Estes sistemas devem avaliar a melhor alternativa para o escoamento das águas sem produzir impactos no local, bem como a jusante (ANDRADE FILHO *et al.*, 2000).

Os sistemas clássicos de drenagem ainda podem ser subdivididos em dois, macrodrenagem e microdrenagem. A macrodrenagem é constituída por um conjunto de canais que em geral, corresponde à rede natural existentes nos terrenos antes da ocupação, ou seja, sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem (TUCCI, 2003). Já, a microdrenagem é definida pelo sistema de condutos ou canais que atua em nível de loteamento ou de rede primária urbana. O sistema de macrodrenagem é constituído por um conjunto de canais que em geral, corresponde à rede natural de canais existentes nos terrenos antes da

ocupação, sendo composto pelos córregos, riachos e rios, localizados nos talwegues e vales (BAPTISTA, 2007).

4.5. Hidráulica de canais

Segundo Canholi (2014), o dimensionamento hidráulico dos canais constitui importante atividade no projeto dos sistemas de macrodrenagem. No campo da drenagem urbana o escoamento permanente uniforme é frequentemente considerado no dimensionamento e na verificação da capacidade de vazão dos canais.

Ainda de acordo com Canholi (2014), o escoamento em regime uniforme ocorre quando, em um canal com geometria e declividade constantes, a profundidade, a área molhada e a velocidade, em todas as seções transversais, são constantes e há o equilíbrio entre a energia disponível e a despendida pelo fluxo. A equação de Chézy, desenvolvida em 1969, descreve o escoamento uniforme em condutos livres conforme mostrado na equação 7.

$$V = C\sqrt{R_h \cdot i} \quad (7)$$

Onde:

V – Velocidade média de escoamento;

C – Fator de resistência (coeficiente de Chézy);

R_h – Raio Hidráulico;

i – declividade de fundo.

Manning e Strackler em 1889 apresentaram uma nova equação (equação de Manning) por meio de discriminação da constante de Chézy. A expressão tem grande uso, até os dias atuais e é muito disseminada no meio técnico (CANHOLI, 2014). A seguir é apresentada a equação 8 que representa a fórmula de Manning.

$$V = \frac{R_h^{2/3} i^{1/2}}{n} \quad (8)$$

Onde:

n - coeficiente de resistência de Manning.

Para a obtenção da vazão (Q) no regime uniforme, faz a transformação da equação de Manning conforme mostrado na equação 9.

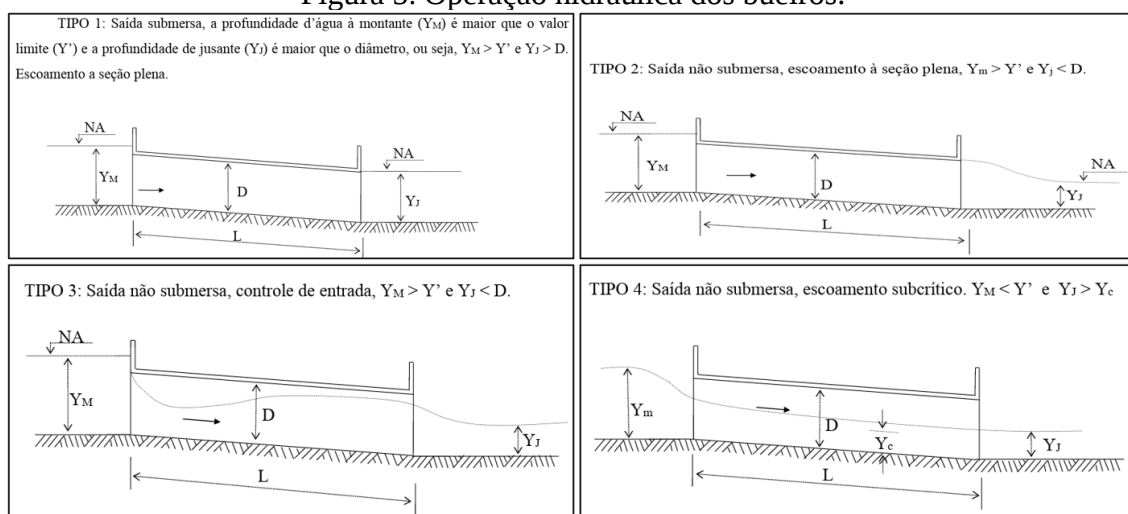
$$Q = V \cdot A_m \rightarrow A_m \cdot \frac{R_h^{2/3} i^{1/2}}{n} \quad (9)$$

Onde A_m é a área molhada do canal determinada pela profundidade da lâmina de água no regime de escoamento e denominado de altura normal (y_N).

Os canais podem ser construídos utilizando seção fechada denominada por bueiros. Segundo Carvalho (2009), denomina-se bueiro toda tubulação curta, normalmente circular ou retangular, cuja finalidade é dar escoamento às águas e propiciar a drenagem de determinada área, transpondo e protegendo um aterro rodoviário ou ferroviário. Ainda segundo o autor, o bueiro é uma estrutura simples, mas, do ponto de vista hidráulico, pode apresentar escoamento complexo. Dependendo da geometria de entrada, declividade, comprimento, dimensão interna, rugosidade, condições de saída, o escoamento no bueiro pode se processar nas seguintes formas: como condutos, livre ou forçado, ou ambos.

Segundo Carvalho (2009), a depender das condições de escoamento, a operação hidráulica dos bueiros pode ser classificada em quatro tipos: (1) com entrada e saída submersas; (2) com entrada submersa com escoamento à plena seção e descarga livre; (3) com entrada submersa com escoamento parcial no tubo e (4) com entrada não submersa. Na Figura 5, é apresentado os tipos de operação.

Figura 5: Operação hidráulica dos bueiros.



Fonte: Adaptado de CARVALHO (2009).

Para o dimensionamento hidráulico dos bueiros admite-se que além de canais, podem funcionar como vertedouros ou como orifícios. Ademais, procura-se evitar que os bueiros trabalhem afogado. O projeto consiste em escolher uma

estrutura hidráulica capaz de escoar uma determinada vazão quando são impostas condições de montante e jusante, ou seja, quando são pré-estabelecidas alturas do nível d'água nas suas extremidades (CARVALHO, 2009).

De acordo com o DNIT (2006), para o caso de bueiros trabalhando como canais, o dimensionamento poderá ser feito considerando o funcionamento no regime supercrítico, limitando-se sua capacidade admissível a vazão correspondente ao regime crítico, com energia específica igual ao seu diâmetro ou altura, ou ainda, considerando o funcionamento do bueiro no regime subcrítico.

No caso do bueiro no regime supercrítico, a capacidade máxima considerada para o projeto está definida pela vazão correspondente a uma energia específica igual à altura da obra, estabelecendo assim a condição do bueiro funcionar com a entrada não submersa. Este método não leva em conta as condições externas ao corpo do bueiro, sendo adequado apenas se a altura d'água a jusante ficar abaixo da altura crítica correspondente à descarga (DNIT, 2006).

No caso de bueiros estarem totalmente afogados, os mesmos poderão funcionar como bocais ou tubos muito curtos sujeitos à descarga livre, sendo a definição dada pela relação comprimento do tubo e diâmetro. A determinação da vazão de tubos muito curtos pode ser feita aplicando-se a expressão geral de descarga dos bocais, mostrada na equação 10.

$$Q = C_d \cdot A \sqrt{2gH} \quad (10)$$

Onde:

Q – vazão (m³/s);

C_d – coeficiente de descarga;

g – 9,8 (m/s²);

H – carga inicial disponível em m.

Para orifícios retangulares com face suprimida, aplica-se um coeficiente de descarga corrigido (C_d'), dado por:

$$C_d' = C_d \cdot (1 + 0,15k) \quad (11)$$

$$k = \frac{b}{2(a+b)} \quad (12)$$

Onde:

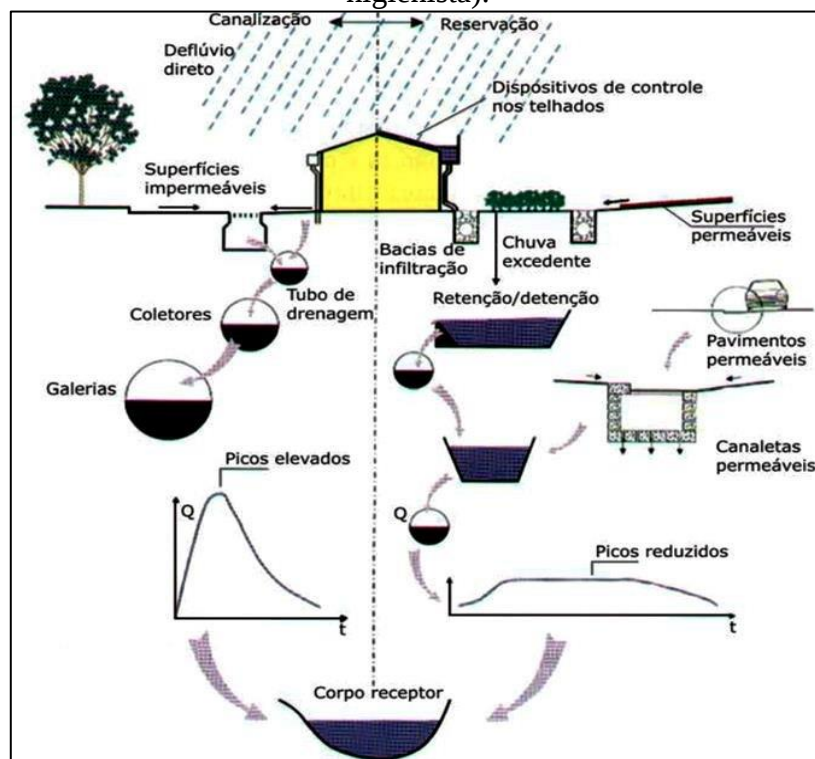
a – Altura do orifício;

b – largura do orifício.

4.6. Medidas de controle de inundação

Segundo Moura (2004), os sistemas clássicos de drenagem urbana são inspirados nos princípios do higienismo, ou seja, são sistemas baseados na captação de águas pluviais direcionamento a condutos artificiais, preferencialmente subterrâneos, funcionando por gravidade, sendo evacuadas das zonas urbanas e lançadas em corpos d'água rapidamente. Este tipo de sistema é caracterizado, portanto, pela implantação de condutos que promovem uma maior eficiência hidráulica do escoamento, que passa a ocorrer com maior velocidade. Na Figura 5, é ilustrada a comparação entres a adoção de técnicas higienistas e as compensatórias que são baseadas na reservação.

Figura 6: Ilustração esquemática dos conceitos de reservação x canalização (técnica higienista).



Fonte: CANHOLI (2014).

Tendo em vista, a reservação, as medidas de controle de inundações podem ser classificadas em: estruturais, quando modificam o sistema, buscando reduzir o risco de enchentes, pela implantação de obras para conter, reter ou melhorar a condução dos escoamentos (estas medidas envolvem construção de barragens, diques, canalizações, reflorestamento, entre outros); e as não-estruturais, quando

são propostas ações de convivência com as enchentes ou são estabelecidas diretrizes para reversão ou minimização do problema (estas envolvem o zoneamento de áreas de inundações associado ao Plano Diretor Urbano, previsão de cheia, seguro de inundação, legislações diversas, entre outros) (PARANÁ, 2002). Barbosa (2006) afirma que para o controle de inundação de forma eficiente torna-se necessário a associação de medidas estruturais e não estruturais, de modo que a aplicação das duas técnicas possibilita em conveniência harmoniosa com corpos hídricos. No Quadro 1 é apresentada algumas medidas não estruturais utilizadas para controle de inundações, bem como suas finalidades e características.

Quadro 1: Medidas não estruturais para controle de inundações Urbanas.

Medidas	Características	Objetivos
Plano diretor.	Planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas atualmente loteadas.	Evitar ocupação sem a prevenção e previsão.
Zoneamento.	Conjunto de regras para ocupação das áreas de maior risco de inundação. (incorporado ao Plano Diretor).	Visa à minimização futura de perdas materiais e humanas decorrentes das grandes cheias.
Controle do desmatamento.	Controlar desmatamento e privilegiar o reflorestamento nos locais possíveis.	Prevenir a erosão e assoreamento.
Educação Ambiental	Realizado junto à população. A conservação das margens de rios, da vegetação e taludes.	Conscientizar a população
Medidas de apoio à população	Lugares seguros para preservar a pessoa, família e trabalhos. Construção de abrigos temporários, meios de evacuação.	Inserir nos possíveis atingidos pelas inundações um senso de proteção
Distribuição de informação a respeito das enchentes	Programa de orientação da população sobre as previsões de enchentes.	Aprimorar a qualidade da assistência externa e a reduzir falhas com a falta de informações e formas inadequadas de ajuda
Reassentamento.	Reassentamento de residentes ilegais ocupantes das margens de rios e em áreas de enchente.	Retirar a população dos locais de risco.
Solução de mitigação.	Promover o aumento de áreas de infiltração e percolação e armazenamento temporário.	Aumentar a eficiência dos sistemas de drenagem à jusante e da capacidade de controle de enchentes.
Sistema de alerta	Sistema utilizado para prevenir e comunicar população com antecedência aos eventos de enchente	Aumentar a eficiência das estruturas hidráulicas no sistema do rio, e evitar o pânico.

Medidas	Características	Objetivos
Construções à prova de enchente.	Adaptações nas construções.	Reduzir as perdas em construções localizadas nas várzeas de inundações.
Seguro contra enchentes.	Proteção econômica contra inundações.	Diminuir os prejuízos individuais causados pelas inundações.
Sistemas hidrológicos.	Histórico hidrológico da bacia e modelos que mostram o comportamento hidráulico e hidrológico do sistema do rio.	Fornecer subsídios para os estudos de comportamento da bacia, assim como previsão de cenários futuros.

Fonte: Adaptado de DE ANDRADE FILHO; SZÉLIGA; ENOMOTO, (2000).

Segundo Tucci (2005) as medidas de controle estruturais podem ser organizadas de acordo com a sua ação, em que visam garantir:

- A Infiltração e percolação: objetivando maior infiltração e percolação da água no solo, utilizando o armazenamento e o fluxo subterrâneo para retardar o escoamento superficial.
- Armazenamento: através de reservatórios, que podem ser desde residenciais (1-3m³), até terem porte para a macrodrenagem urbana (alguns milhares de m³). O efeito do reservatório urbano é o de reter parte do volume do escoamento superficial, reduzindo o seu pico e distribuindo a vazão no tempo.
- Aumento da eficiência do escoamento: por meio de condutos e canais, drenando áreas inundadas, cujo objetivo é transferir enchentes de uma área para outra.
- Diques e estações de bombeamento: solução tradicional de controle localizado de enchentes em áreas urbanas que não possuam espaço para amortecimento da inundação.

4.6.1. Técnicas compensatórias

As Técnicas compensatórias (TCs) de drenagem urbana sustentável são medidas descentralizadas e integradas à paisagem urbana, que têm como objetivo principal o gerenciamento das águas pluviais (OLIVEIRA, 2021). Baptista (2007) classifica as técnicas compensatórias estruturais em três tipos distintos, segundo a forma de controle de vazões.

- **Técnicas para controle na fonte**: poços de infiltração, micro-reservatórios individuais, valas, valetas ou áreas de armazenamento e/ou infiltração, telhados armazenadores, etc.

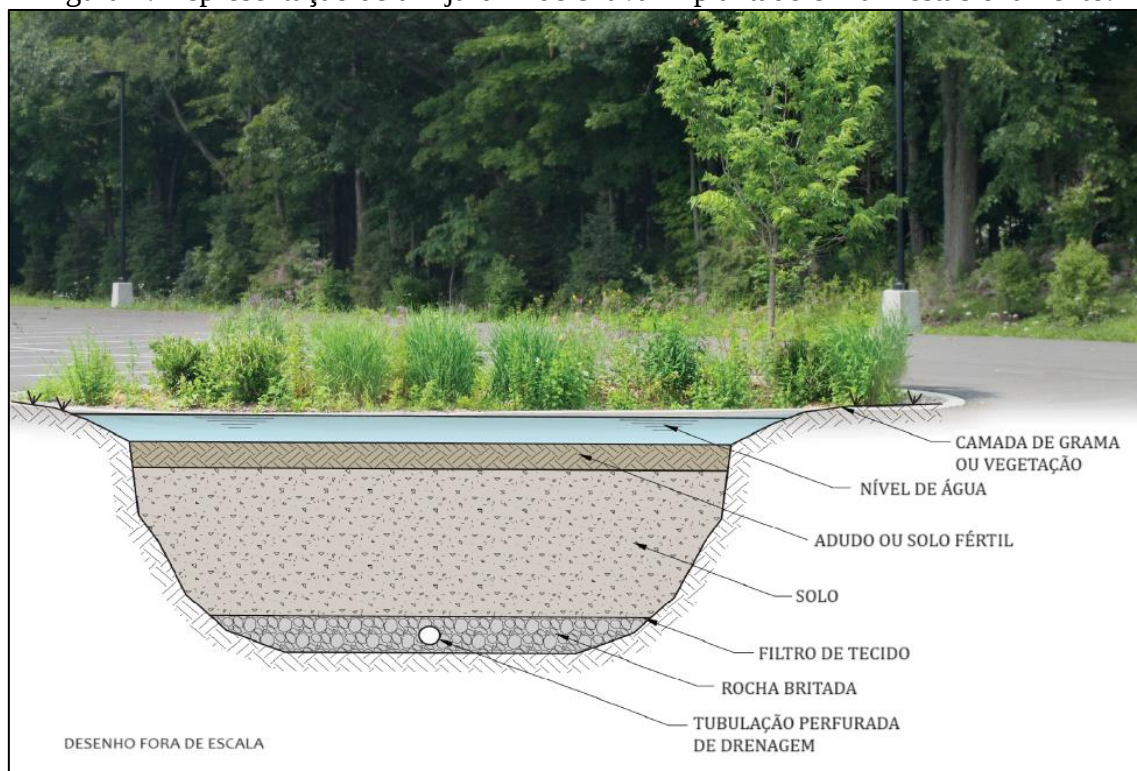
- **Técnicas para controle nos sistemas viário e de drenagem:** pavimentos porosos, valas e valetas de armazenamento e/ou infiltração, áreas de armazenamento em pátios ou estacionamentos, etc.

- **Técnicas para controle centralizado:** Bacias de retenção e/ou infiltração.

Exemplos comuns de práticas estruturais de técnicas sustentáveis são os telhados verdes, pavimentos permeáveis e biorretenção (também conhecidos como jardins de chuva), reservatórios de armazenamento individuais, entre outros (BATALINI *et al.*, 2022).

Dentre as técnicas baseadas em gerenciamento mais sustentável das águas pluviais, os jardins de chuva, também conhecidos como biorretenção, podem proporcionar a absorção e retenção do escoamento, por meio da infiltração no solo e permitir a recarga do lençol freático (EVERETT *et al.*, 2016). Na Figura 7 é representado um modelo de jardim de chuva que pode ser instalado em áreas como estacionamentos.

Figura 7: Representação de um jardim de chuva implantado em um estacionamento.



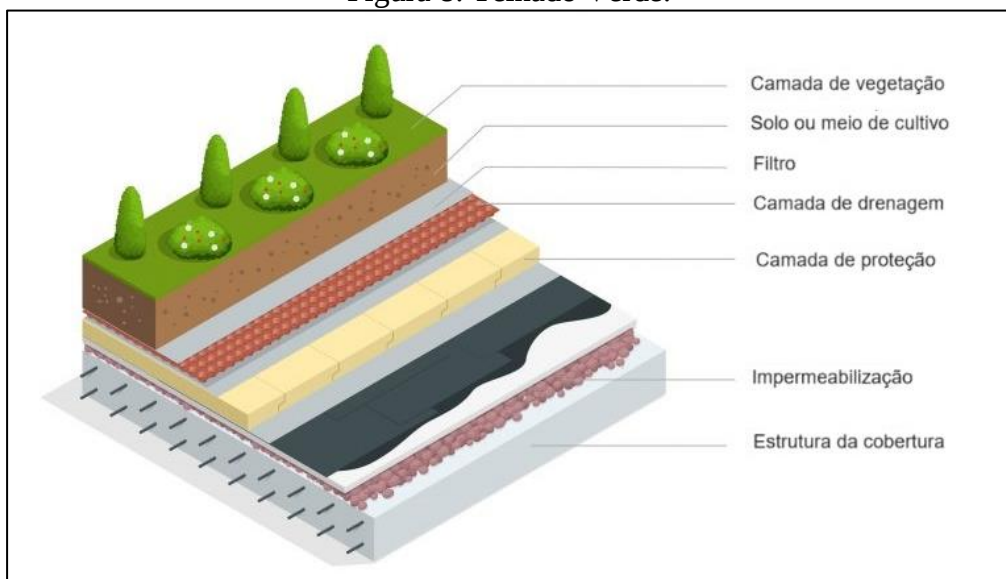
Fonte: adaptado de New Paltz State University of New York (2023).

Segundo Dourado e Silva (2020), o dispositivo trabalha em semelhança com a natureza, dessa maneira seu processo de funcionamento é o mesmo que

ocorrem no ciclo natural. Com isso, os principais processos do sistema são a retenção, filtração e infiltração. Esses processos ocorrem através da passagem da água pelas diversas camadas que compõem o sistema, de forma que as águas pluviais retidas na superfície dos jardins infiltram no solo, passando por um processo de filtração, que melhora a qualidade das águas, e realizando a recarga subterrânea de lenções freáticos e aquíferos. Os sistemas de biorretenção são projetados para permitir o acúmulo de escoamento no topo do substrato, devendo as tubulações de drenagem subterrânea e transbordamento serem conectadas a rede de drenagem pluvial principal (KOIV-VAINIK *et al.*, 2022).

Outro tipo de técnica compensatória é o uso de telhados verdes. Na Figura 8 é representado uma configuração de telhado verde.

Figura 8: Telhado Verde.



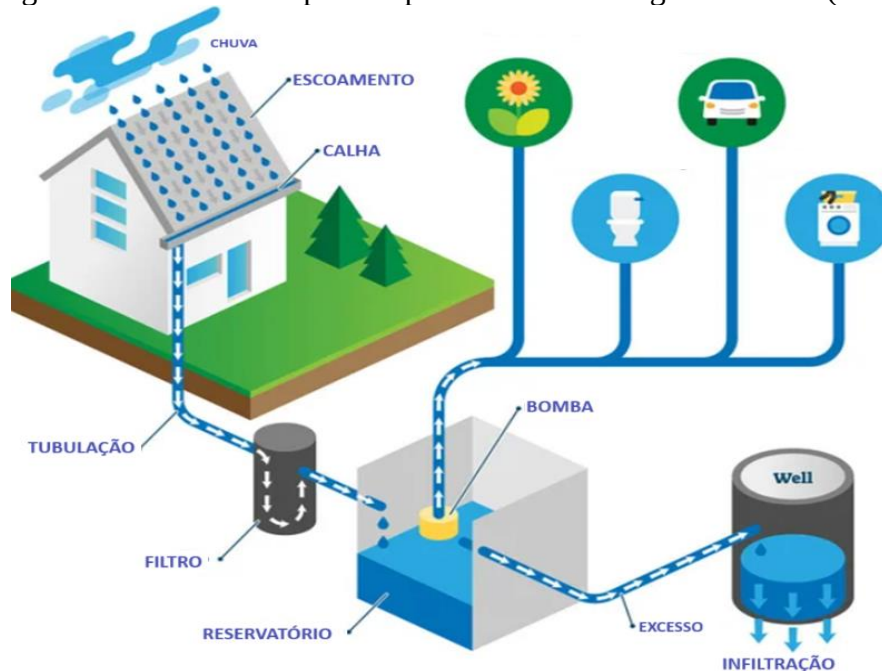
Fonte: adaptado de Property Manager Insider (2023).

As configurações dos telhados variam pela necessidade ou na busca por maior eficiência, sendo comumente compostos pelas seguintes camadas: laje estrutural, impermeabilização, leito de drenagem, membrana filtrante, substrato e vegetação (OKOMURA *et. al.*, 2020). A tecnologia pode ter grandes ganhos ambientais como: ajudar no sequestro carbono, reduzir os efeitos das ilhas de calor, melhorar a qualidade do ar, melhorar a biodiversidade, aumentar o valor estético do edifício, melhorar a qualidade da água e gerenciar águas pluviais (KOIV-VAINIK *et al.*, 2022).

Em relação à mitigação do risco de inundação, os telhados verdes podem representar uma medida antecipada para reduzir os custos de remediação devido aos danos causados pelas inundações. Em levantamento realizado por Manso (2021), os telhados verdes apresentam alta variabilidade entre na redução média mínima do escoamento pluvial, contribuindo em média com 57% para diminuir o escoamento de águas pluviais.

Segundo Hentges (2013), os reservatórios para o aproveitamento da água da chuva (RAAC) também são considerados uma TC, já que se caracterizam como uma alternativa aos microrreservatórios (MR) e são uma alternativa já difundida e responsável por armazenar temporariamente os volumes oriundos do escoamento das áreas impermeáveis de edificações residenciais e comerciais, esvaziando gradativamente a água armazenada. Na Figura 9, é ilustrado um modelo de RAAC.

Figura 9: Reservatórios para o aproveitamento da água da chuva (RAAC)

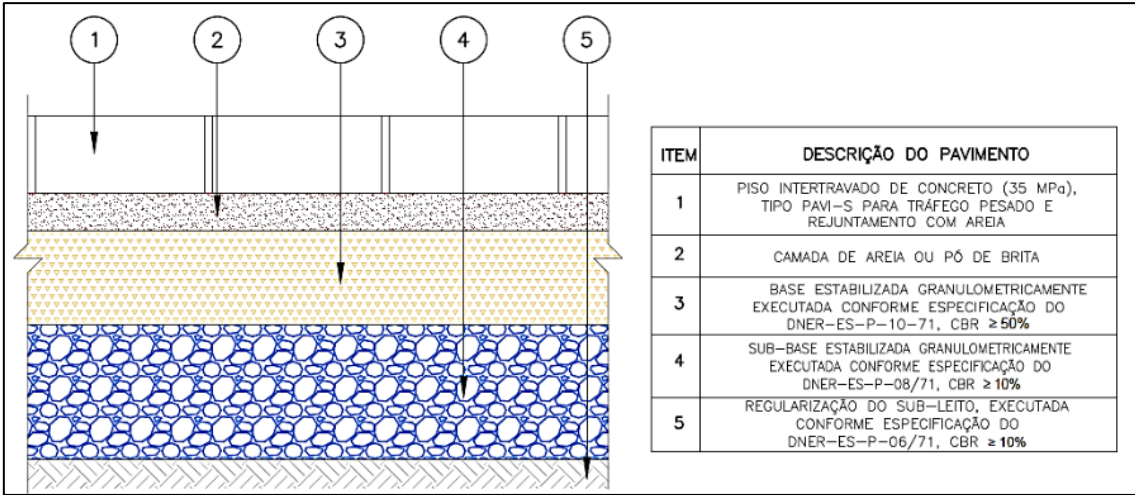


Fonte: shutterstock (2023)

Ainda de acordo com Hentges (2013), os RAAC e os MR são responsáveis por amortecer a onda de cheia, diminuindo a vazão de pico escoada para as redes de microdrenagem, com consequente redução nos custos de implantação das obras de drenagem pluvial urbana.

Como as técnicas compensatórias visam mitigar os efeitos negativos ocasionados pela alteração das características do solo, principalmente aquelas que causam a perda da capacidade de infiltração da água, os pavimentos permeáveis surgem para reduzir os efeitos de impermeabilização das superfícies. Na Figura 10, é mostrado uma seção típica de pavimento permeável aplicada em estacionamentos, acessos residenciais, pavimentação de áreas litorâneas, parques, entre outros locais.

Figura 10: Detalhe Esquemático da Seção Transversal de Pavimentação com Bloquetes de Concreto intertravado.



Fonte: MENDES; AMARANTE (2023).

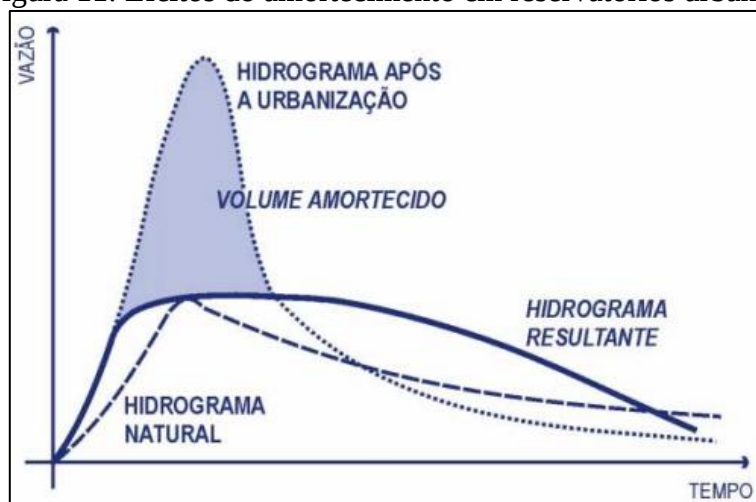
Segundo a NBR16.416 (ABNT, 2015), os pavimentos permeáveis além de atender às solicitações de esforços mecânicos e condições de rolamento, permite a percolação e infiltração da água diminuindo o escoamento superficial, sem causar dano à sua estrutura. Segundo Koiv-Vainik (2022), estes pavimentos são mais adequados para vias de uso em locais de tráfego leve, como passeios de pedestres, escolas, calçadas particulares, hotéis e estacionamentos de escritórios.

Os pavimentos permeáveis geralmente possuem três camadas: uma capa de revestimento poroso, o filtro composto por uma camada de agregado fino ou médio e uma última camada de agregado graúdo. São as dimensões desse agregado graúdo que determinam a capacidade de armazenamento do pavimento, podendo a água ser infiltrada ou coletada por tubos de drenagem (SAATKAMP, 2019).

4.7. Reservatório de retenção

As bacias ou reservatórios de retenção, são estruturas hidráulicas construídas em locais com objetivo de deter o escoamento pluvial. Os reservatórios têm a capacidade de redistribuir as vazões ao longo de um tempo maior, através do conveniente armazenamento dos volumes escoados, promovendo o amortecimento dos picos de drenagem desde a entrada no sistema até sua disposição final (CANHOLI, 2014). Na Figura 11, é apresentado o hidrograma resultante do amortecimento em reservatório em comparação ao cenário natural (pré urbanização) e após a urbanização.

Figura 11: Efeitos do amortecimento em reservatórios urbanos.



Fonte: Plano Diretor de drenagem Para a Bacia do Rio Iguaçu - Programa de Saneamento Ambiental da Região Metropolitana de Curitiba (2002).

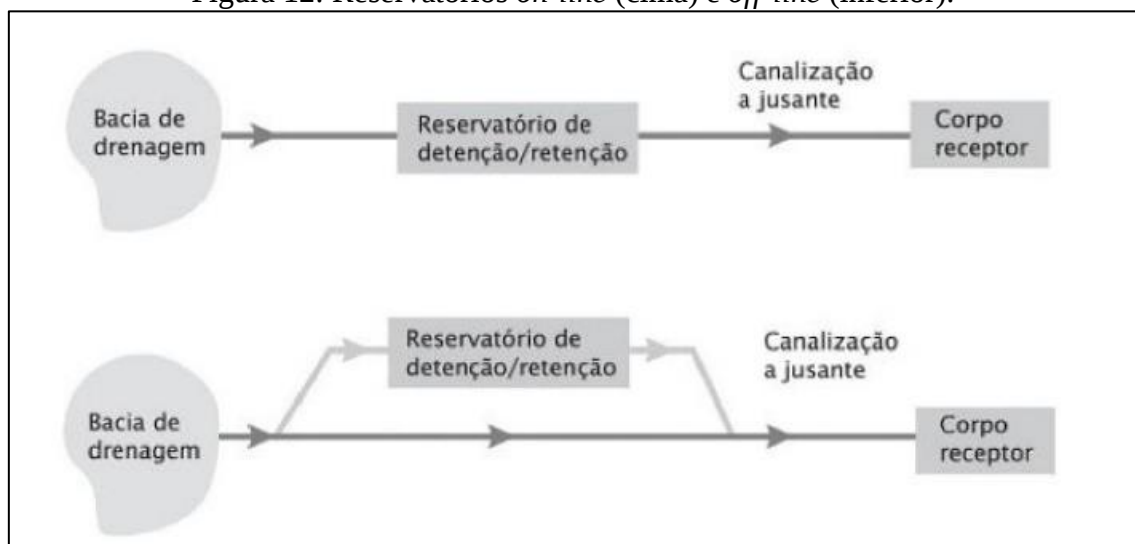
Além do controle da vazão de pico, as bacias de retenção podem trazer outros benefícios, como a retenção de poluentes, diminuição da erosão nas margens dos corpos d'água, custo menor de operação e manutenção; facilidade de administrar a construção. Além disso, uma das vantagens atribuíveis ao reservatório de retenção é que ele pode assumir múltiplos propósitos. Além do controle de cheias, essas estruturas também podem ser associadas a outros usos, como recreação, lazer ou à melhoria da qualidade da água (BUENO, 2022; CANHOLI, 2014).

Por outro lado, são apontadas desvantagens, como dificuldade de achar locais adequados; custo de aquisição da área e de implantação, além da ocupação

de áreas urbanas valorizadas. Menciona-se também que as bacias podem ser objeto de rejeição pelos moradores, sobretudo quando não possuem boas condições de conservação (PARANÁ, 2002; RODRÍGUEZ; TEIXEIRA, 2021).

Os reservatórios de detenção podem ser classificados quanto à sua configuração em relação ao curso d'água. Segundo a ABCP (2013), a escolha de configuração de um reservatório, em série ou em paralelo, é geralmente condicionada pela disponibilidade de área para a construção da estrutura. Em regiões mais densamente ocupadas de uma bacia, a disponibilidade de área normalmente é restrita, nestes casos, usualmente se opta por construir um reservatório em paralelo (*off-line*). Já em regiões periféricas, cabeceiras de bacias ou bacias pouco urbanizadas, é usual a utilização de reservatórios em série (*on-line*), conforme apresentado na Figura 12.

Figura 12: Reservatórios *on-line* (cima) e *off-line* (inferior).



Fonte: Adaptado CANHOLI (2014).

Segundo Canholi (2014), há inúmeros métodos, simples ou complexos, propostos para realizar as estimativas de volumes a serem reservados nas bacias de detenção. Embora os métodos computacionais e equipamentos que forneçam análises mais completas possam ser realizadas sem acarretar em maiores custos para fase de análise e de decisão, algumas fórmulas e métodos podem tratar o problema de maneira mais simples.

De forma simplificada, tem-se o hidrograma triangular, com tempo para o pico igual ao tempo de concentração (T_c) da bacia de drenagem, e um tempo de

base $2T_c$. Neste método definem-se $Q_{p,a}$ e $Q_{p,b}$ entendidas como as vazões de pico calculadas para os momentos anterior e posterior à urbanização da área.

Segundo Canholi (2014), no caso de reabilitação de sistemas existentes, $Q_{p,a}$ e $Q_{p,b}$ podem ser entendidos como picos da vazão atual e da pretendida após a implantação da obra de reservação e, nesse caso, o pico posterior será inferior ao atual. No modelo generalizado o Volume requerido para reservação é dado pela equação 13.

$$\frac{V_s}{V_a} = 1 + \frac{Q_{p,b}}{Q_{p,a}} \quad (13)$$

Onde:

V_s – volume necessário para reservação;

V_a – volume escoado após implantação do projeto;

$Q_{p,a}$ – pico da vazão atual;

$Q_{p,b}$ – pico da vazão pretendida após a implantação da obra de reservação.

Dentre outros métodos existentes, o método Racional é o mais simples e, segundo Canholi (2014), tem seu uso muito difundido, com um grande número de reservatórios dimensionado a partir do hidrograma obtido por esse método. Sua fórmula leva em consideração o conceito de pré-desenvolvimento e pós desenvolvimento, conforme apresentado na equação 14.

$$V_s = (Q_{p,a} - Q_{p,b}) \cdot t_{c,b} \quad (14)$$

Onde:

$Q_{p,a}$ – pico da vazão atual;

$Q_{p,b}$ – pico da vazão pretendida após a implantação da obra de reservação;

$t_{c,b}$ – 1,5 vezes o tempo de concentração.

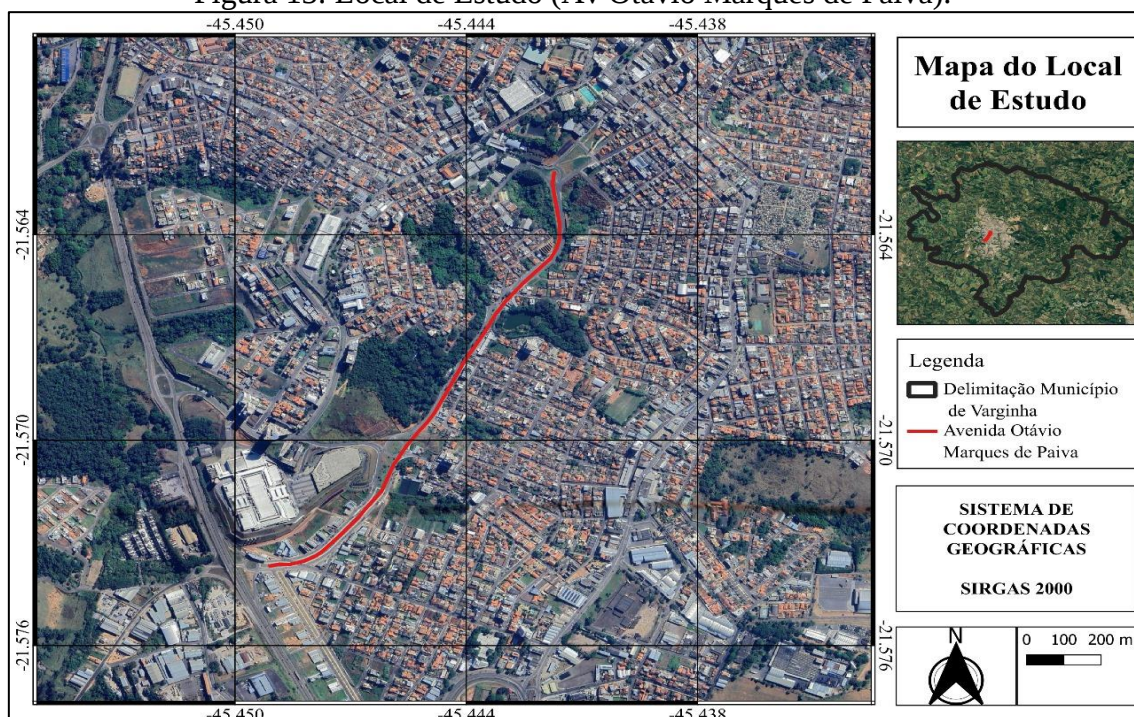
5. METODOLOGIA

As informações foram levantadas por meio de visitas em campo, download de bancos de dados e capturas de imagens de satélites disponíveis pela Infraestrutura de Dados Espaciais do Sistema Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos (IDE-Sisema), além da análise dos projetos e informações fornecidas pela Secretaria Municipal de Obras e Serviços Urbanos – SOSUB. Ademais, foram utilizadas ferramentas de Softwares computacionais de uso livre como QGIS, Pluvio 2.1 e Canal, para gerar mapas, delimitar a sub-bacia hidrográfica e para obtenção de dados para os cálculos de intensidade de chuva, escoamento superficial e determinação das vazões de referência.

5.1. Local de estudo

O sistema de drenagem estudado está localizado na Avenida Otávio Marques de Paiva, em Varginha-MG (Figura 13). O referido local corresponde a bacia de drenagem do curso água afluente do Ribeirão Açude Doce, que no ano de 2021 teve parte do curso de água canalizado com objetivo de amenizar os danos ambientais e sociais resultantes de episódios de cheias.

Figura 13: Local de Estudo (Av Otávio Marques de Paiva).



Fonte: do Autor (2023).

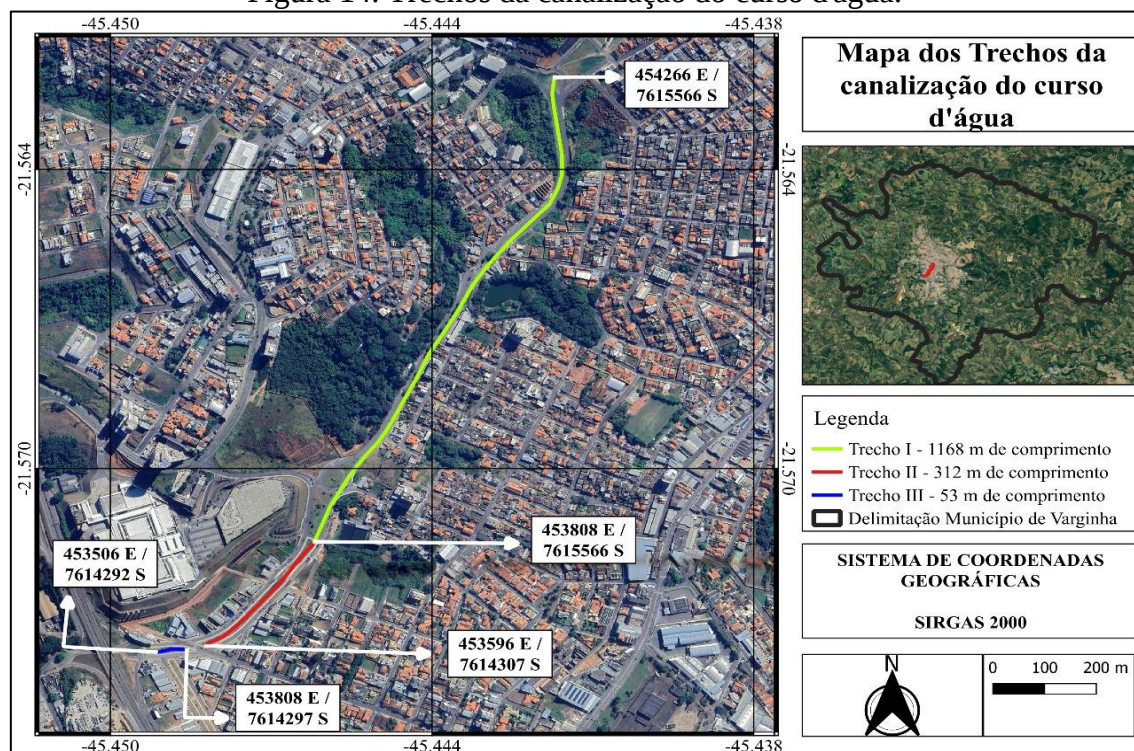
O local foi escolhido devido à grande importância da avenida para o município por se tratar de uma via de acesso ao shopping, as edificações residenciais e comerciais, a rodoviária bem como a ligação com outros bairros e com a rodovia que dá acesso a cidades vizinhas.

5.2. Delimitação da bacia de contribuição

Para a delimitação da sub-bacia hidrográfica foram utilizadas imagens de satélite e os metadados disponíveis na Infraestrutura de Dados Espaciais do Sistema Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos - IDE-Sisema. Os mapas da delimitação da bacia e localização foram realizados com auxílio do Software QGIS.

A delimitação dos divisores de água foi traçada com auxílio da camada “Geomorfometria - Altimetria, Declividade, Formas do Terreno e Orientação de Vertentes” e mapa Hipsométrico. Foram realizados ajustes e correções com auxílio de imagens de satélites para identificação dos limites de contribuição (divisores de água) definidos pelas estruturas viárias (sistema de drenagem das ruas e avenidas) e lotes. Na Figura 14, é mostrado os trechos da canalização na área de estudo.

Figura 14: Trechos da canalização do curso d'água.



Fonte: do Autor (2023).

O Trecho I, de aproximadamente 1168 m, se refere a uma canalização fechada localizado sob a Avenida Otávio Marque de Paiva. Composta de manilhas de concreto, ela foi construída abaixo do sistema viário até a saída no Trecho II. O Trecho II possui 312 m e correspondente à canalização aberta em aduelas retangulares, concluída em 2021. O Trecho III, referente ao trecho mais à jusante e com revestimento em Gabião se encerra na travessia localizada antes do acesso à Avenida dos Viajantes (BR-491) e possui cerca de 53 m. Este trecho inicia-se após travessia da avenida Santa Luiza e possui um afunilamento antes do fim de sua extensão. Já a transição entre Trecho II e III é composta por uma travessia realizada por 2 (dois) bueiros. No Quadro 2, é apresentado as características dos trechos.

Quadro 2: Divisão dos Trecho.

Trecho	Tipo	Seção	Comprimento (m)	Coordenada (início)	Coordenada (fim)
Trecho I	Canalização Fechada	Circular	1168	454266 E / 7615566 S	453808 E / 7615566 S
Trecho II	Canalização Aberta	Retangular	312	453808 E / 7615566 S	453596 E / 7614307 S
Trecho III	Canalização Aberta	Retangular (composta)	53	453808 E / 7614297 S	453506 E / 7614292 S

Fonte: do Autor (2023).

5.3. Cálculo do tempo de concentração (T_C)

O tempo de concentração (T_C) foi calculado, por meio da equação da “Califórnia Culverts Practice” (1942) que é uma adaptação da equação de Kirpich (1940). A escolha por este método, deve-se ao fato de que este apresenta resultados satisfatórios para muitas bacias, bem como, foi método empregado por Fagundes (2022), que acompanhou o projeto e execução da canalização de curso d’água concluída em 2021. Entretanto, vale citar os Métodos de: Kirpich; Ven te Chow, Picking, Giandotti e equação de SCS – método cinemático, como métodos muito difundidos e que têm aplicabilidade a depender das características da sub-bacia.

Para se calcular o T_C da área de contribuição (equação 15), foram extraídos os dados da IDE-SISEMA, de cada sub-bacia, sendo o talvegue, definido como a distância em planta entre o exutório e o ponto mais afastado da bacia (L), e o

desnível entre esses pontos (S) dado pela diferença entre as cotas das curvas de nível.

$$Tc = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{S}\right)^{0,385} \quad (15)$$

Onde:

Tc – tempo de concentração em minutos;

L – comprimento do talvegue (km);

S – declividade da bacia.

5.4. Determinação da chuva de projeto

Segundo Mello (2013), a intensidade de chuva está associada à duração e à frequência da chuva, sendo expressa, de forma empírica, utilizando a equação de intensidade, duração e frequência (IDF), também conhecida como equação de chuvas intensas, apresentado na equação 16.

$$I = \frac{k \cdot T_R^a}{(b + t)^c} \quad (16)$$

Onde:

I – intensidade de chuva em (mm/h);

T_R – tempo de retorno em anos;

t – tempo de duração da chuva em minutos;

k, a, b, c – parâmetros a serem determinados para cada localidade.

Na equação de intensidade de chuva, o tempo de duração da chuva (t), foi adotado como correspondente ao tempo de duração da precipitação crítica de projeto, o tempo de concentração (Tc).

Os parâmetros k, a, b e c foram extraídos do programa *Plúvio 2.1* retirados para as coordenadas de Latitude 21°34'08"S e Longitude 45°26'41"O, no município de Varginha, mais precisamente no ponto central da avenida de estudo.

5.5. Tempo de retorno (T_R)

Mello (2013), afirma que a frequência a ser adotada para chuvas de projeto dependerá da natureza da estrutura e da segurança que a mesma irá propiciar. Para galerias de águas pluviais o autor recomenda, em termos práticos, os valores 5, 10 e no máximo 50 anos. O T_R de até 10 anos é recomendado para o dimensionamento dos sistemas de microdrenagem, enquanto que, para os sistemas de macrodrenagem, são recomendados T_R de 25 a 50 anos. Como sistema em estudo

se trata de uma macrodrenagem localizada em área urbana consolidada, onde o tráfego de veículos e de pessoas é intenso, fora adotado para os cálculos o T_R de 25 anos, valor também recomendado pela equipe técnica do órgão ambiental responsável pela emissão da outorga de canalização do curso d'água realizada no ano de 2021.

5.6. Determinação da vazão de projeto

A escolha do método para cálculo da vazão de projeto foi definida após a delimitação e o cálculo das áreas drenagem. Vale ressaltar que o escoamento superficial, fração da chuva precipitada que não infiltra no subsolo, pode ser influenciado por fatores de natureza climática, relacionados à precipitação ou de natureza fisiográfica ligados às características físicas da bacia. Por isso, faz-se o uso do coeficiente de escoamento superficial que é definido como a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado.

O coeficiente de escoamento ou coeficiente de deflúvio ou ainda coeficiente “run-off” pode ser estimado por meio de equações que calculam o coeficiente escoamento superficial médio (C_m). Para o estudo deste trabalho foi utilizado como apoio as Tabela 2 a 4 apresentadas no Apêndice A, valores de “C” para superfícies variadas de Genovéz (2001) adaptada por Mello (2013), valores do coeficiente “run-off” de Peltier e Bonnenfant adaptada por Jabor (2019) e valores do Coeficiente de Deflúvio dos engenheiros Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari adaptada por Jabor (2019).

O coeficiente de escoamento superficial médio (C_m) pode ser obtido por meio da equação 17.

$$C_m = t_p C_p + t_a C_a + t_t C_t \quad (17)$$

Onde:

C_m – coeficiente de escoamento superficial médio;

t_p – taxa de área permeável;

C_p – coeficiente de escoamento superficial da área permeável = 0,60;

t_a – taxa de área asfaltada;

C_a – coeficiente de escoamento superficial da área asfaltada = 0,90;

t_t – taxa de área de telhados;

C_t – coeficiente de escoamento superficial da área de telhados = 0,85;

5.7. Capacidade de escoamento dos trechos da canalização

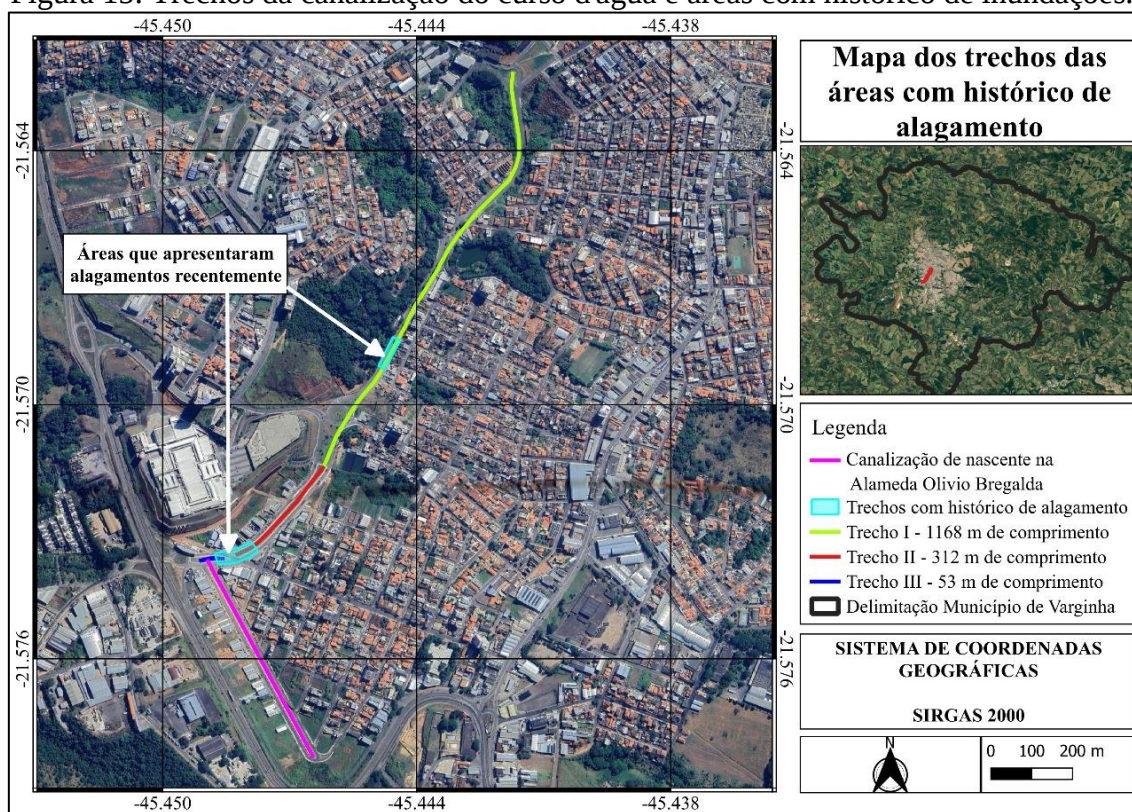
Para identificar os possíveis pontos que não comportam as vazões decorrentes do escoamento superficial, foram calculadas a capacidade máxima de escoamento que cada seção da canalização, bem como as vazões máximas suportadas por cada conduto e bueiro. Ademais, visando determinar a vazão de cada seção e unidade de escoamento foi utilizado o software *Canal* que realiza os cálculos por meio da equação de Manning, considerando o escoamento como sendo permanente e uniforme.

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Inicialmente, foi realizado um levantamento para caracterização do sistema de drenagem, o qual consistiu em identificar, por meio da consulta a projetos, visitas em campo e o histórico de ocorrências de alagamentos, as características da macrodrenagem que compõem o local de estudo e os principais pontos de alagamentos.

Os pontos com histórico recente de alagamentos foram identificados por meio de reportagens e registros das últimas ocorrências, sendo estes, apresentados na Figura 15.

Figura 15: Trechos da canalização do curso d'água e áreas com histórico de inundações.



Fonte: Google Earth, adaptado pelo Autor (2023).

Com relação a caracterização do sistema de drenagem, o Trecho I, correspondente ao início da Avenida Otávio Marques, é composto por manilhas que constituem uma canalização fechada. Na Figura 17, é apresentado o ponto final do trecho caracterizada pelo deságua no canal aberto.

Figura 16: Ponto final do Trecho I.

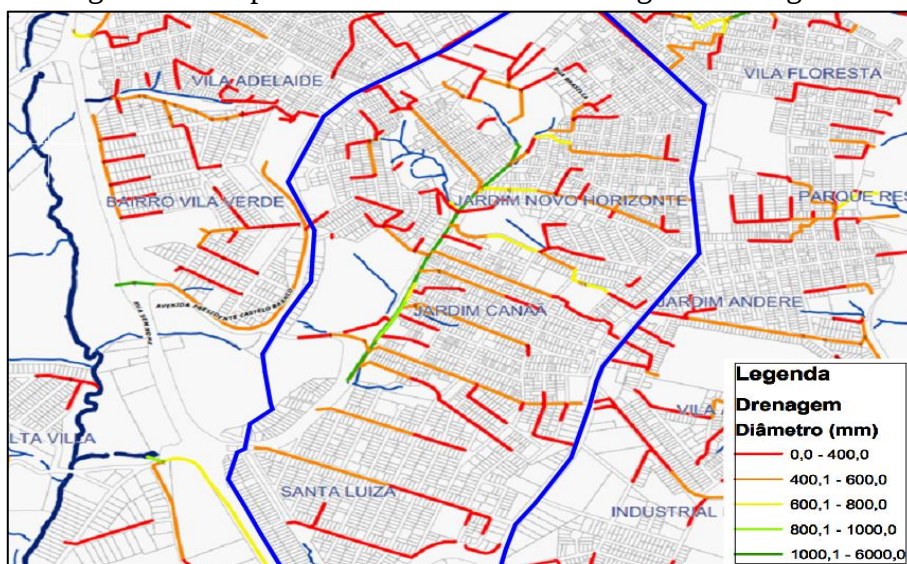


Fonte: Google Earth, adaptado pelo Autor (2023).

Por ter sido executada há muitos anos, não foi possível ter acesso ao projeto da canalização. Entretanto, no Plano Municipal de Saneamento de Varginha de 2014, é apresentado um Mapeamento do Sistema de Drenagem Pluvial do município realizado pela Prefeitura com Colaboração da Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA).

Por meio do mapeamento foi possível observar a distribuição da macrodrenagem presente na área estudada e as dimensões das tubulações que compõem o canal, conforme apresentado na Figura 16.

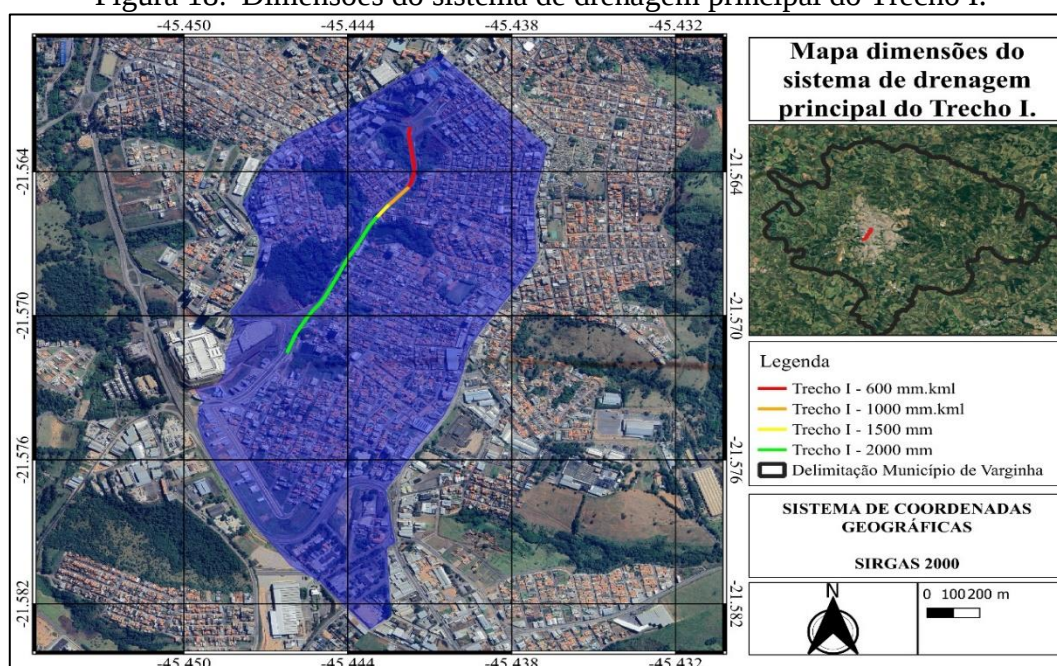
Figura 17: Mapeamento do sistema de drenagem de Varginha.



Fonte: Plano Municipal de Saneamento de Varginha - 2014, adaptado pelo Autor (2023).

Segundo o Mapeamento anterior a 2014, o Trecho I é composto por tubulação circular com diâmetro superior a 1000 mm. Entretanto, como o mapeamento apresenta apenas uma faixa de diâmetro, uma consulta foi realizada junto à Secretaria de Obras e Serviços Urbanos de Varginha – SOSUB. Durante levantamento, foi apresentado a composição do sistema de drenagem principal localizado sob a avenida, sendo composta por manilhas com diâmetros variando de 600 mm (cor vermelha) à 2000 mm (cor verde), conforme evidenciado na Figura 17.

Figura 18: Dimensões do sistema de drenagem principal do Trecho I.



Fonte: Google Earth, adaptado pelo Autor (2023).

O Trecho II, mostrado na Figura 18, faz parte da obra de canalização do curso d'água realizada no ano de 2021.

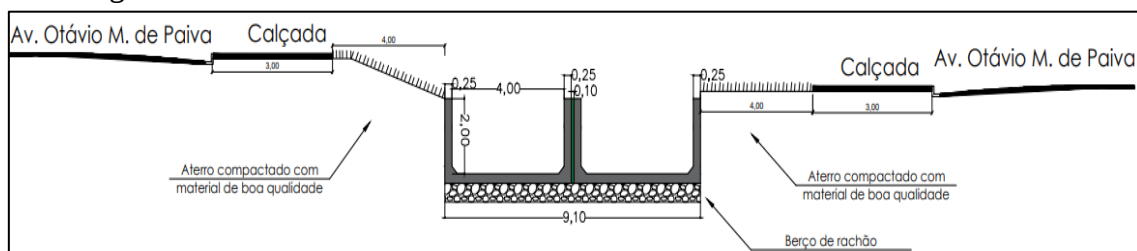
Figura 19: Trecho II (aduelas de concreto).



Fonte: do Autor (2023).

O trecho inicial da canalização aberta, possui aproximadamente de 312,0 m de extensão e um desnível altimétrico de 5,5 m. O canal, de seção retangular, é formado por duas aduelas abertas de concreto armado em formato de “U” dispostas lado a lado, conforme apresentado na Figura 19 e no APÊNDICE A. Este trecho do canal apresenta 8,0 m de largura (4,0 m em cada aduela) e área total de 16,0 m². O trecho se inicia na cota altimétrica de 834,0 m e finaliza na cota de 828,5 m, conferindo um desnível vertical de 5,5 m e uma declividade média de fundo do canal de 1,77%.

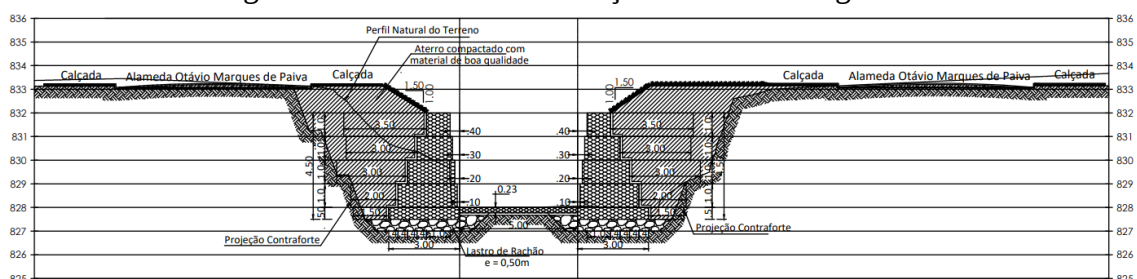
Figura 20: Detalhamento do trecho com aduelas abertas de concreto armado.



Fonte: Prefeitura de Varginha (2020).

O Trecho III é parte da extensão final da obra de canalização e possui aproximadamente 53,0 m de extensão, desnível altimétrico de 2,50 m no início, seção retangular, construído em gabião nas laterais e fundo em colchão reno. O trecho apresenta largura e altura variável e área de 22,0 m² na seção a jusante. Este inicia na cota altimétrica de 828,5 m e finaliza na cota de 828,0 m, conferindo um desnível vertical de 0,5 m e uma declividade média de fundo do canal de 0,943%, conforme apresentado na Figura 20.

Figura 21: Detalhamento da seção do trecho em gabião.



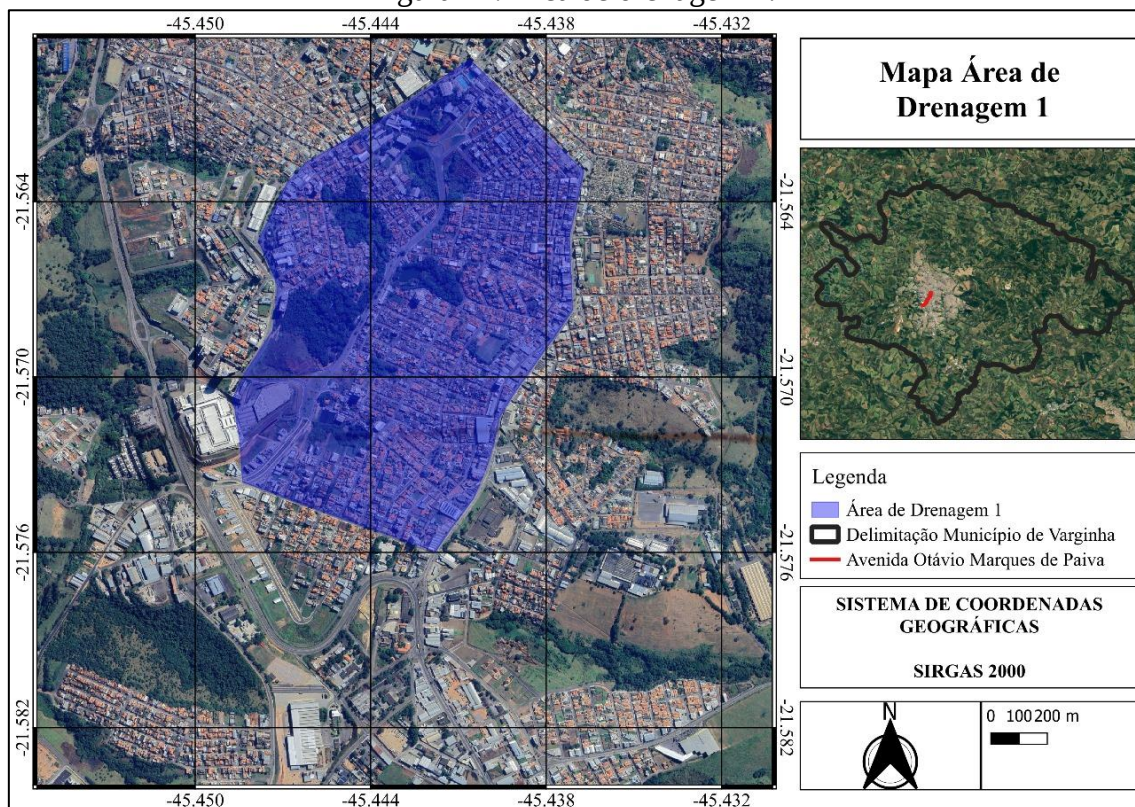
Fonte: Prefeitura de Varginha (2020).

O trecho final do sistema de drenagem estudado (Trecho III) ainda recebe a canalização de outro curso de água presente na Alameda Olívio Bregalda.

Como a área referente ao sistema de drenagem contempla duas canalizações de curso d'água, um da Avenida Otávio Marques e outro da Alameda Olívio Bregalda, foi realizado a caracterização de duas áreas de drenagem, com o intuito de verificar a capacidade de escoamento das seções e das estruturas principais que estão localizadas ao longo dos Trechos II e III.

A área de drenagem 1 (Figura 21) possui 152 hectares e refere-se a bacia de contribuição que deságua ao final do Trecho II. A delimitação da bacia foi traçada de acordo com topografia e os limites de contribuição (divisores de água) definidos pelas estruturas viárias (sistema de drenagem das ruas e avenidas) e lotes.

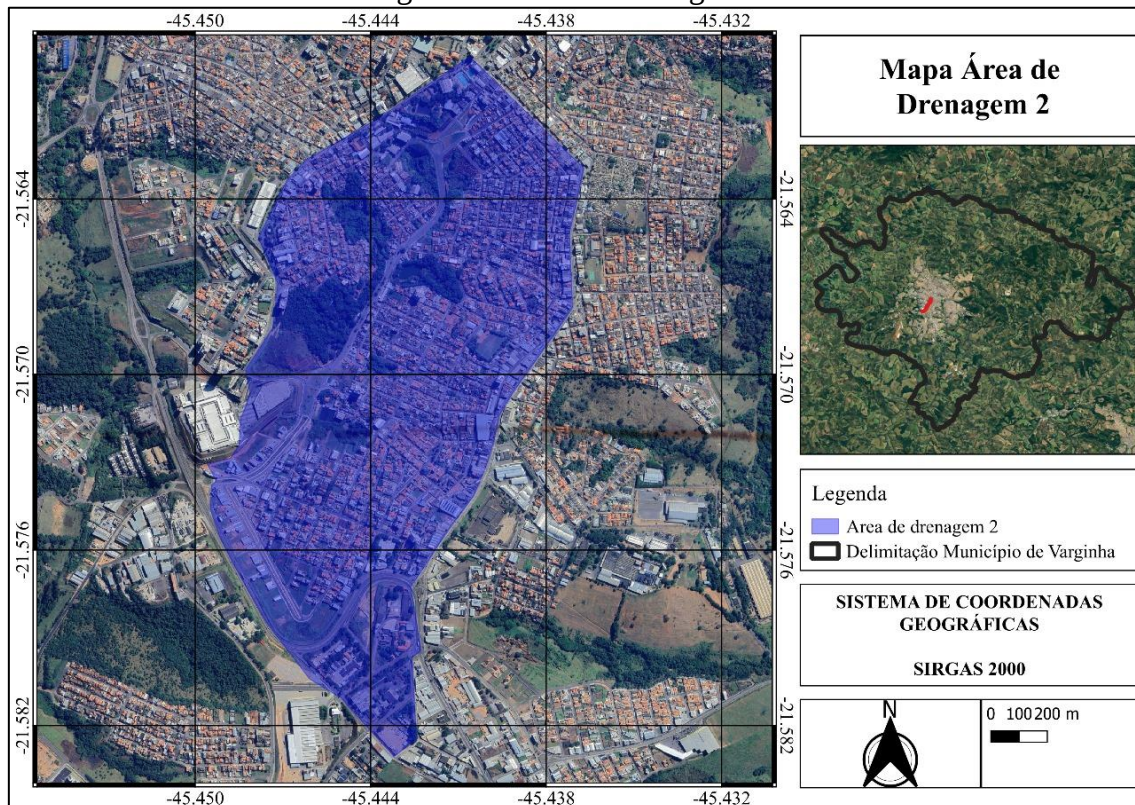
Figura 22: Área de drenagem 1.



Fonte: Google Earth, adaptado pelo Autor (2023).

A área de drenagem 2 (Figura 22) possui 197 hectares e contempla toda bacia de contribuição que compõe o sistema presente na Avenida Otávio Marques de Paiva em seu ponto a jusante (Trecho III). É importante ressaltar que essa bacia ainda recebe as vazões oriundas da canalização presente na Alameda Olívio Bregalda.

Figura 23: Área de drenagem 2.



Fonte: Google Earth, adaptado pelo Autor (2023).

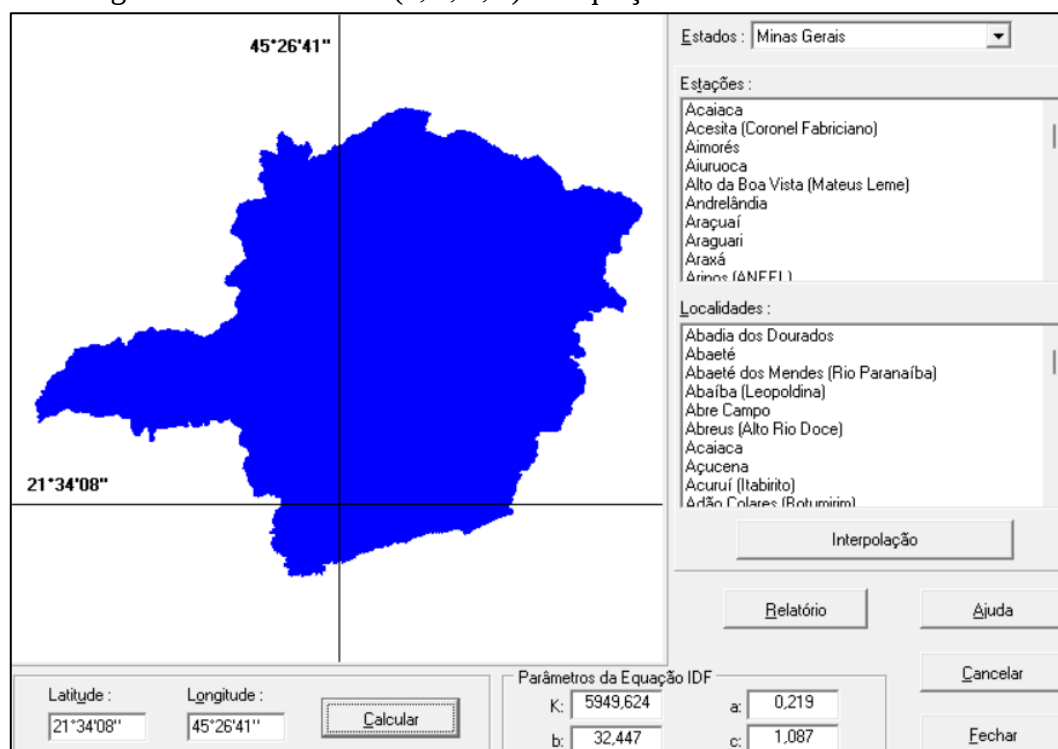
Para determinação das vazões de projeto foi adotado o método racional (equação 1), sugerido para bacias de drenagens com áreas inferiores a 2 km² ou 200 ha.

Abaixo, seguem os dados do curso d'água e da área de drenagem utilizados no cálculo:

- Área da Bacia: 1,520 km²;
- Comprimento do Talvegue: 1,120 km;
- Elevação máxima: 888 m;
- Elevação mínima: 828,5 m;
- Declividade/desnível: 0,0531 m/m.

O tempo de concentração (T_C) calculado pela equação (15) foi de 13,48 min. Adotando a equação 16 de intensidade de chuva para o Tempo de retorno de 25 anos e os coeficientes “a, b, c, k” retirados do “Pluvio 2.1”, o valor da intensidade de chuva encontrada foi de 187,94 mm/h. Na Figura 23, são apresentadas as informações obtidas por meio da interface do programa Pluvio 2.1.

Figura 24: Coeficientes (k, a, b, c) da equação de intensidade de chuva.



The screenshot shows the Plúvio 2.1 software interface. On the left, a map displays a watershed area in blue, with coordinates 45°26'41" and 21°34'08" marked. On the right, a panel lists 'Estados' (Minas Gerais) and 'Estações' (Acaiaca, Acesita, Amorés, Aiuruoca, Alto da Boa Vista, Andrelândia, Araguai, Araguari, Araxá, Brinco da Nação). Below this, 'Localidades' are listed (Abadia dos Dourados, Abaeté, Abaeté dos Mendes, Abaíba, Abre Campo, Abreus, Acaiaca, Açucena, Acruí, Adão Colares). At the bottom, the 'Parâmetros da Equação IDF' are displayed: K: 5949,624, a: 0,219, b: 32,447, c: 1,087. Buttons for 'Interpolação', 'Relatório', 'Ajuda', 'Cancelar', and 'Fechar' are also visible.

Fonte: Plúvio 2.1 (2023).

O coeficiente de escoamento superficial médio (Cm) da bacia, foi extraído do estudo realizado por Fagundes (2022) que realizou o acompanhamento do projeto e a execução da canalização referente aos Trechos II e III. Os dados utilizados no projeto da canalização consideraram a taxa de superfície permeável e impermeável (asfaltos e telhados) da bacia, em 9,0% de área permeável, 11,0% de área asfaltada e 80,0% de área de telhados. O Cm determinado para a bacia foi de 0,83. Dessa maneira, o valor calculado para vazão de projeto, com tempo de retorno de 25 anos, foi de 65,86 m³/s.

Os dados utilizados para os cálculos de vazão de projeto para a área de drenagem II foram:

- Área da Bacia: 1,97 km²;
- Comprimento do Talvegue: 1,210 km;
- Elevação máxima: 888 m;
- Elevação mínima: 826 m;
- Declividade/desnível: 0,0512 m/m.

O tempo de concentração (T_C), calculado para bacia foi de 14,50 min e o valor da chuva intensa encontrada para área de drenagem II foi de 183,48 mm/h.

Considerando o coeficiente de escoamento superficial médio (C_m) da bacia utilizada por Fagundes (2022), o valor calculado para vazão de projeto, com tempo de retorno de 25 anos, foi de $83,33 \text{ m}^3/\text{s}$.

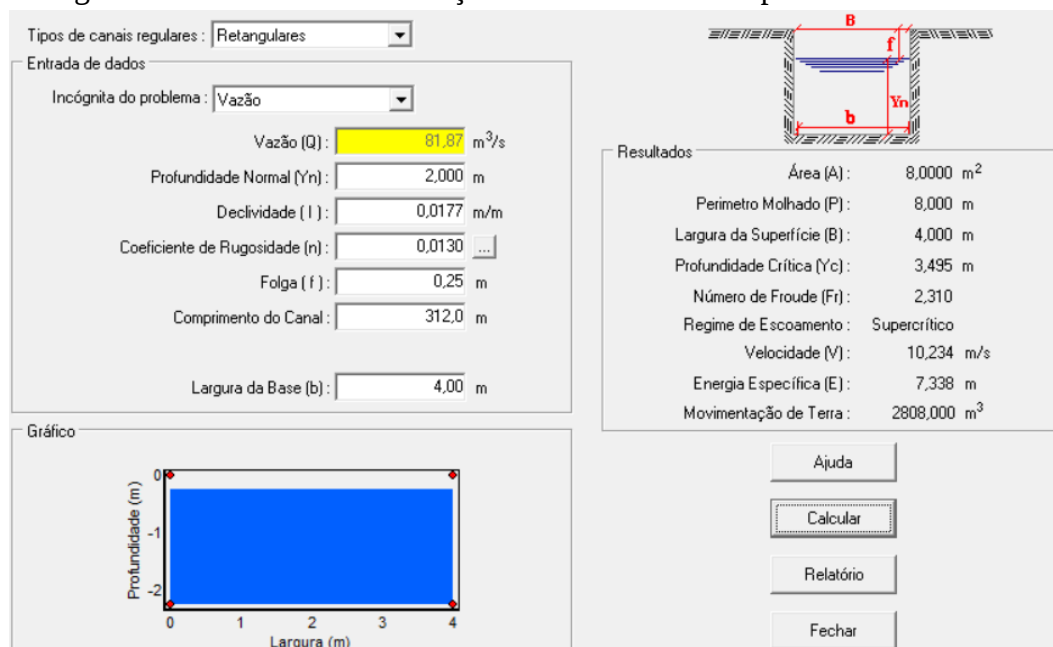
As verificações da capacidade de escoamento de cada trecho que compõe o sistema foram realizadas de forma isolada. Com relação ao Trecho I, mesmo em posse das informações dos diâmetros das manilhas, não foi possível determinar a capacidade de escoamento ao longo das seções, devido à falta de informações, suficientes e precisas, a respeito do trecho.

Já, para a determinação da capacidade de escoamento do Trecho II, com auxílio do software *Canal*, foi determinado a altura da lâmina d'água que a seção da canalização alcançaria com a vazão de projeto, bem como a vazão máxima suportadas pela estrutura. A seguir é apresentado as características do canal e as condições adotadas no cálculo:

- Tipo de canal: seção retangular aberta (“U”);
- Altura útil da seção: 2,00 m;
- Largura de base: 4,00 m cada aduela (8,00 m total);
- Comprimento do canal: 312 m;
- Declividade de fundo: 0,0177 m/m ou 1,77 %;
- Material de revestimento: concreto;
- Coeficiente de Rugosidade (n): 0,0130;
- Tempo de Retorno (T_R): 25 anos;
- Vazão máxima (chuva de projeto): $65,86 \text{ m}^3/\text{s}$.

A vazão máxima suportada por cada lado da canalização em aduelas retangulares foi de $81,87 \text{ m}^3/\text{s}$, conforme pode ser observado na Figura 24. Esta vazão atribui ao canal uma capacidade total de escoamento de $163,74 \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja, uma vazão até 2,4 vezes maior que a vazão de projeto determinada para área de drenagem ($65,86 \text{ m}^3/\text{s}$).

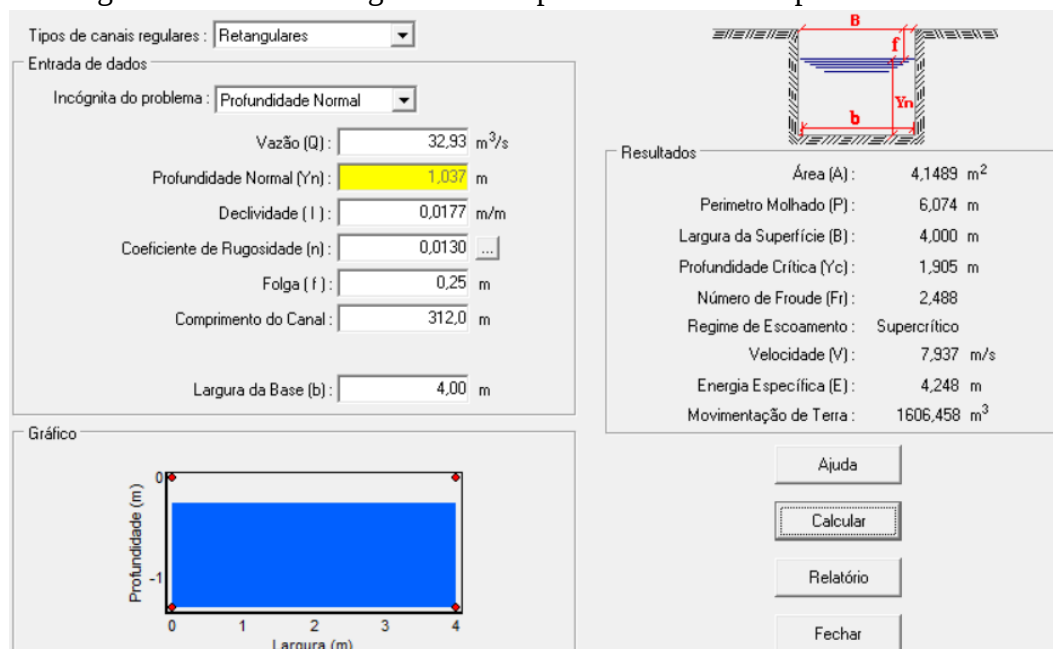
Figura 25: Vazão máxima da seção do Trecho II obtida por meio do "Canal".



Fonte: do Autor (2023).

De acordo com a equação de Manning (Software *Canal*), a vazão de projeto ocasionaria uma lâmina d'água de 103,7 cm (1,04 m) no canal (Figura 25).

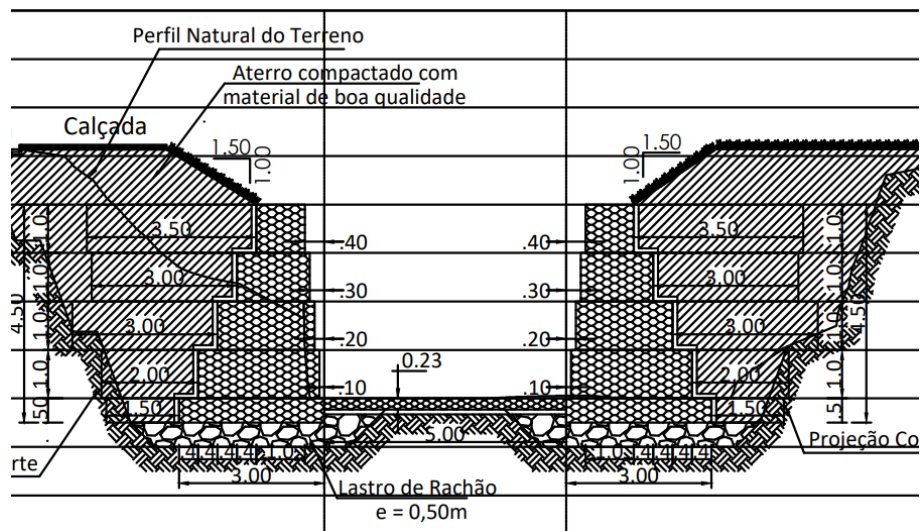
Figura 26: Lâmina de água formada pela vazão de cheia para o Trecho II.



Fonte: do Autor (2023).

Para as verificações no trecho em gabião (Figura 26), com seção retangular, porém variável com a profundidade (seção composta), os cálculos foram realizados considerando o raio hidráulico.

Figura 27: Seção composta do trecho em gabião (Trecho III).



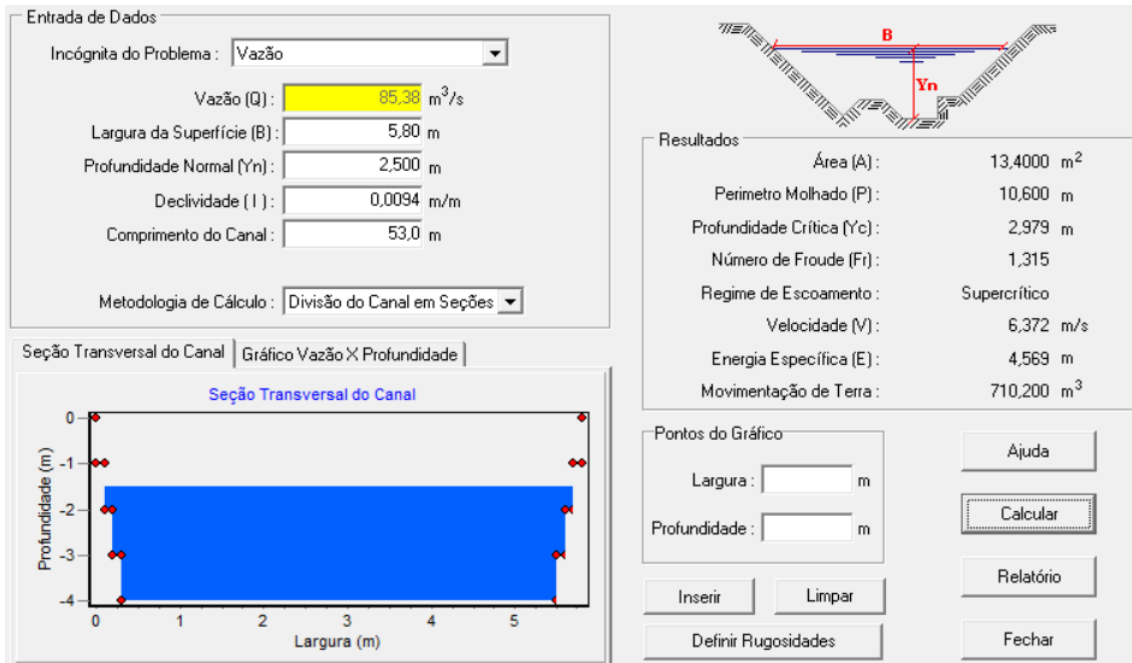
Fonte: Prefeitura de Varginha (2020).

A seguir é apresentada as características do canal e as condições adotadas no cálculo:

- Tipo de canal: seção composta (seções retangulares);
- Área molhada da seção mais a jusante: 22,0 m²;
- Perímetro molhado da seção plena (jusante): 13,8 m;
- Área molhada da seção mais a montante: 13,4 m²;
- Perímetro molhado da seção plena (montante): 10,6 m;
- Altura mínima do canal (seção mais a montante): 2,5 m;
- Largura do canal: 5,2 m a 5,8 m;
- Comprimento do canal: 53 m;
- Declividade de fundo: 0,00943 m/m ou 0,943%;
- Material de revestimento: gabião;
- Coeficiente de Rugosidade (n): 0,022;
- Tempo de Retorno (TR): 25 anos;
- Vazão máxima (chuva de projeto): 83,33 m³/s;

A vazão máxima suportada pelo trecho em gabião em sua seção crítica foi de 85,38 m³/s, conforme pode ser observado na Figura 27, ou seja, uma vazão 1,02 vezes maior que a vazão de projeto determinada para área de drenagem (83,33 m³/s).

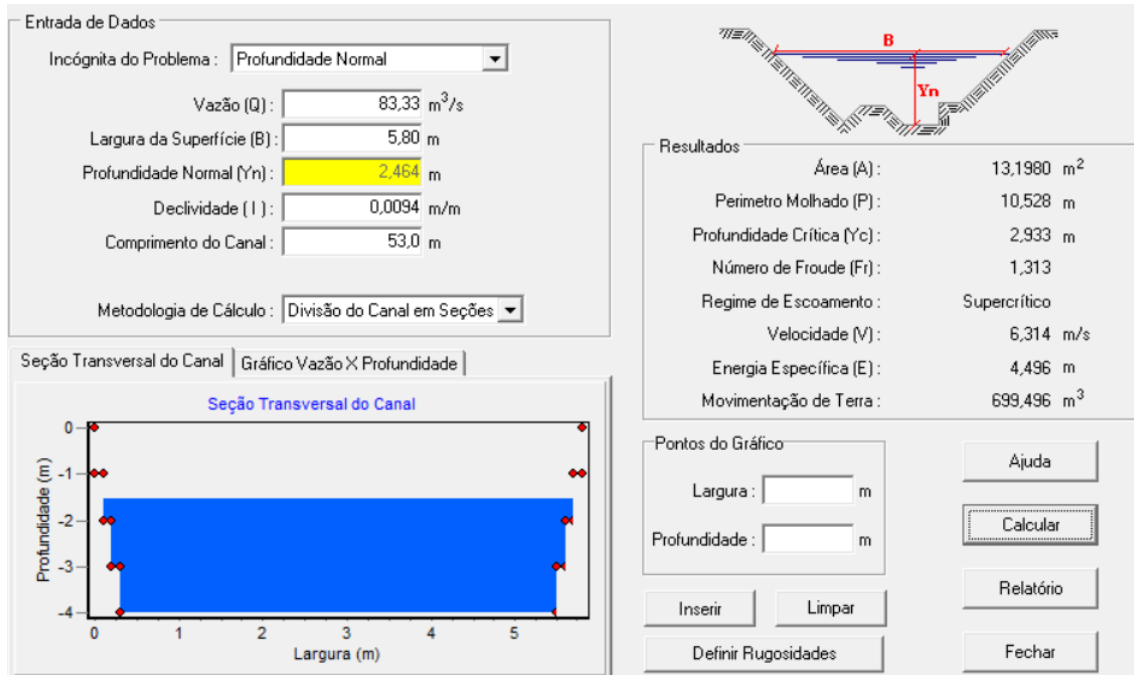
Figura 28: Vazão máxima da seção do Trecho III obtida por meio do "Canal".



Fonte: do Autor (2023).

A vazão de projeto calculada para o trecho forma uma lâmina d'água de 246,4 cm (2,64 m), conforme mostrado na Figura 28.

Figura 29: Lâmina de água formada pela Vazão de cheia para o Trecho III.



Fonte: do Autor (2023).

O final do sistema de drenagem, ilustrado na Figura 29, é definido pela travessia sob a Avenida dos Viajantes (MG-167). Esta é composta por uma aduela

quadrada de 2,50 m x 2,50 m que direciona as águas da canalização até o Ribeirão Açude Doce, também conhecido como Córrego São José.

Figura 30: Bueiro (travessia ao fim do Trecho III da canalização).



Fonte: do Autor (2023).

Segundo a Secretaria de Obras do município – SOSUB, a estrutura possui declividade média de 1,0%. A seguir é apresentado as características do bueiro e as condições adotadas no cálculo:

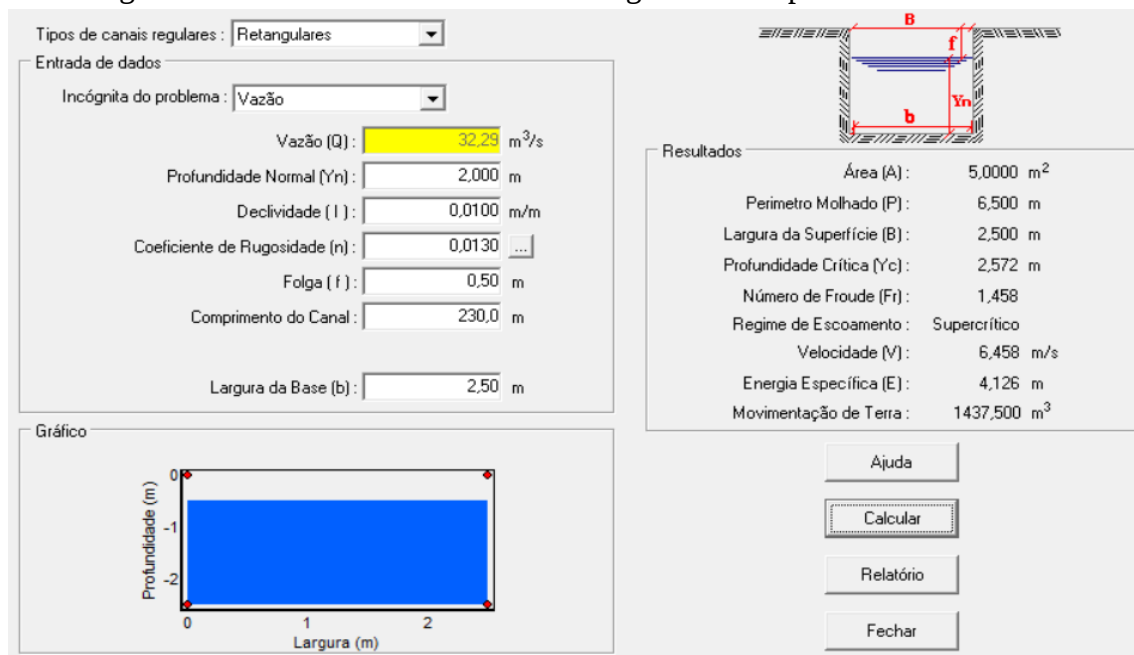
- Tipo do canal: bueiro (Travessia em seção retangular);
- Altura útil da seção: 2,50 m;
- Largura de base: 2,50 m;
- Declividade de fundo: 0,010 m/m ou 1,0 %;
- Material de revestimento: concreto;
- Coeficiente de rugosidade (n): 0,0130;
- Tempo de retorno (T_R): 25 anos;
- Vazão máxima (chuva de projeto): 83,33 m³/s.

O canal possui geometria quadrada com área de escoamento em seção plena (área molhada) de 6,25 m², perímetro molhado de 10 m e o raio hidráulico de 0,625 m. A vazão suportada pela estrutura foi calculada por meio da equação de Manning

(equação 8) e considerando a declividade de 0,01 m/m. Neste cenário, a vazão máxima que o bueiro é capaz de escoar foi de 35,14 m³/s.

Segundo Carvalho (2009), em canais abertos e fechados, deve-se prever uma folga de 20% a 30% da sua altura, acima do nível d'água máximo de projeto. Este acréscimo representa uma margem de segurança contra possíveis elevações do nível acima do calculado, o que poderia causar transbordamento. Desta forma, considerando o bueiro funcionando como canal e aplicando a margem de segurança de 20% (borda livre), avaliou-se a capacidade de escoamento do bueiro com uma profundidade normal de 2,0 m. Neste cenário, a estrutura é capaz de escoar a vazão de 32,29 m³/s (Figura 30).

Figura 31: Vazão máxima do bueiro retangular obtida por meio do "Canal".



Fonte: do Autor (2023).

A vazão máxima de projeto determinada para área de drenagem II foi 83,33 m³/s. Entretanto, nota-se que o bueiro localizado ao final da canalização teria capacidade de escoar apenas uma vazão de 32,29 m³/s, ou seja, o bueiro não suporta as vazões críticas do sistema, escoando apenas 38,7% da vazão de projeto.

Se considerarmos o tempo de retorno (T_R) de 1 ano, a vazão prevista para o sistema seria de 41,18 m³/s, para uma chuva intensa de 90,66 mm/h., ou seja, segundo a estimativa, anualmente ocorreria uma chuva capaz de provocar uma vazão, cujo sistema não é capaz de suportar. Este fato implicaria no represamento

das águas drenadas na área de contribuição, o acúmulo de água nos canais, a elevação da linha d'água e propicia a ocorrência de alagamentos a montante da estrutura.

Ademais, os Trechos II e III são conectados por duas tubulações de concreto (bueiros), uma de seção circular de diâmetro de 2,00 m e uma com seção quadrada de 1,50 x 1,50 m (Figura 31).

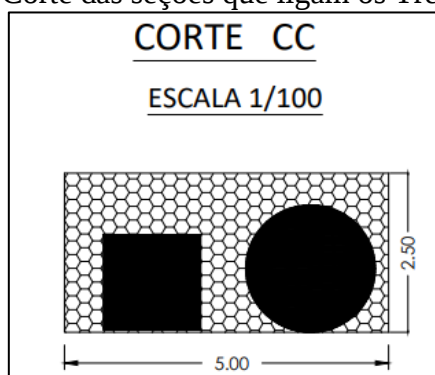
Figura 32: Bueiros (Fotos: à esquerda - final do Trecho II e à direita – início do Trecho III).



Fonte: do Autor (2023).

Conforme pode ser observado nos cortes “BB” e “CC” do projeto apresentado no ANEXO A e na Figura 32, as tubulações estão assentadas na cota de fundo, final e inicial, dos Trechos II e III, respectivamente, sendo a cota aproximada de 828,50 m. Como as tubulações têm a geratriz inferior assentadas na mesma cota, não há declividade nos bueiros.

Figura 33: Corte das seções que ligam os Trechos II e III.



Fonte: APÊNDICE A – Prefeitura de Varginha (2020).

A seguir são apresentadas as características das tubulações:

- Seção retangular (*Bueiro Simples Celular em Concreto - BSCC*):
 - Altura útil da seção: 1,50 m;

- Largura de base: 1,50 m.
- Seção circular (*Bueiro Simples Tubular em Concreto - BSTC*):
 - Diâmetro: 2,00 m.
- Comprimento das tubulações (bueiros): 40 m;
- Declividade de fundo: 0,0 m/m ou 0,0 %;
- Material de revestimento: concreto;
- Coeficiente de rugosidade (n): 0,0130;
- Tempo de retorno (T_R): 25 anos;
- Vazão máxima de projeto para o local (chuva de projeto): 65,86 m³/s.

Vale frisar que, as equações práticas e conceituadas na literatura, utilizam-se da declividade “I” para determinar as velocidades de escoamento e as vazões dos sistemas, podendo citar as fórmulas de Chézy e de Manning (equações 4 e 6). Entretanto, como os bueiros não possuem declividade, as vazões devem ser determinadas seguindo considerações diferentes. Segundo Azevedo Netto (1998), em canais com fundo horizontal, construídos por facilidade ou conveniência estrutural, há dois casos a se considerar: canais livres ou afogados.

No caso da linha d’água se localizar abaixo da profundidade crítica do bueiro, o mesmo funciona como canal livre. Neste cenário, o escoamento ocorre livremente à jusante e as vazões podem ser obtidas por cálculos que considerem a linha de energia (J).

A equação de Chézy (equação 7), desenvolvida em 1769, descreve em termos matemáticos o escoamento uniforme em condutos livres. No caso de canais afogados, calcula-se a perda de carga e, partindo-se do nível de água (NA) conhecido de jusante, pode-se obter o nível de montante (AZEVEDO NETTO, 1998). No caso de os bueiros estarem totalmente afogados, os mesmos poderão funcionar como bocais ou tubos muito curtos sujeitos à descarga livre, sendo a definição dada pela relação comprimento e diâmetro.

Entretanto, avaliando o cenário imediatamente, a montante e a jusante, das tubulações que comunicam os Trechos II e III, nota-se que ao considerar a análise isolada dos trechos em condições de chuvas intensas (cenário de cheia para T_R de 25 anos), a linha d’água (ou profundidade normal) no trecho jusante alcançaria

cota superior ao trecho de montante, uma vez que a altura crítica da seção montante calculada foi de 1,037 m, enquanto do trecho imediatamente a jusante foi de 2,464 ms. Como a cota de fundo dos trechos imediatamente a montante e a jusante é de 828,50 m, a cota da linha d'água, para o ponto imediatamente a montante e a jusante, respectivamente, são de 829,54 m e 830,96 m.

Entretanto, os resultados da análise isolada dos canais não ocorrem na prática tendo em vista que neste cenário o aumento da linha de água em um trecho de jusante significaria em um aumento de energia para o sistema. Portanto, como há um estrangulamento das seções de escoamento, o trecho a jusante possui capacidade inferior ao de montante, ou seja, o bueiro localizado no final da canalização não é capaz de escoar as vazões oriundas das chuvas intensas e as tubulações que comunicam os Trechos II e III trabalhariam em condições afogadas. É possível afirmar que os efeitos de represamento ocorridos nas seções jusantes das tubulações se prolongariam a montante dos bueiros gerando uma zona de remanso e um movimento variado retardado. Na Tabela 1, é apresentado um resumo das verificações da capacidade de escoamento para cada seção analisada (Trechos I, II, III e os bueiros).

Tabela 1: Resumo características e verificações da capacidade de escoamento das seções que compõe o sistema de drenagem.

Seção	Tipo/Geometria				Hidrologia					Verificação	
	Tipo	Área (m²)	Declividade (%)	coeficiente de manning "n"	T _R (anos)	Área de Drenagem (km²)	Tempo de Concentração (min)	Coeficiente de escoamento ou "run-off"	Vazão máxima de projeto (m³/s)	Vazão máxima suportada (m³/s)	Atende vazão de projeto?
Trecho I	Circular com diâmetro variado	Variada	Desconhecida	0,013	-	-	-	-	-	-	não verificado
Trecho II	Retangular (2 aduelas)	16,0	1,77	0,013	25	1,52	13,48	0,83	65,86	2 x 81,87 ⁽¹⁾ (163,74)	Atende
Trecho III	Retangular (gabião)	22,0	0,94	0,022	25	1,97	14,5	0,83	83,33	85,38	Atende
Comunicação Trecho I e II	Circular* (concreto)	3,14	0	0,013	25	1,52	13,48	0,83	65,86	(2)	Não Atende
	Retangular** (concreto)	2,25	0	0,013							
Travessia (final) Canalização fechada	Bueiro Retangular (aduela)	5,0	1,00	0,013	25	1,97	14,5	0,83	83,33	32,29	Não Atende

* BSTC (Bueiro Simples Tubular em Concreto); ** BSCC (Bueiro Simples Celular em Concreto); (1) Vazão de cada lado das aduelas retangulares; (2) Bueiros funcionam como canal comunicantes nos eventos de cheia, canais forçado/tubo muito curto com redução dos volumes a jusante e canais livres quando não afogados.

Fonte: do Autor (2023).

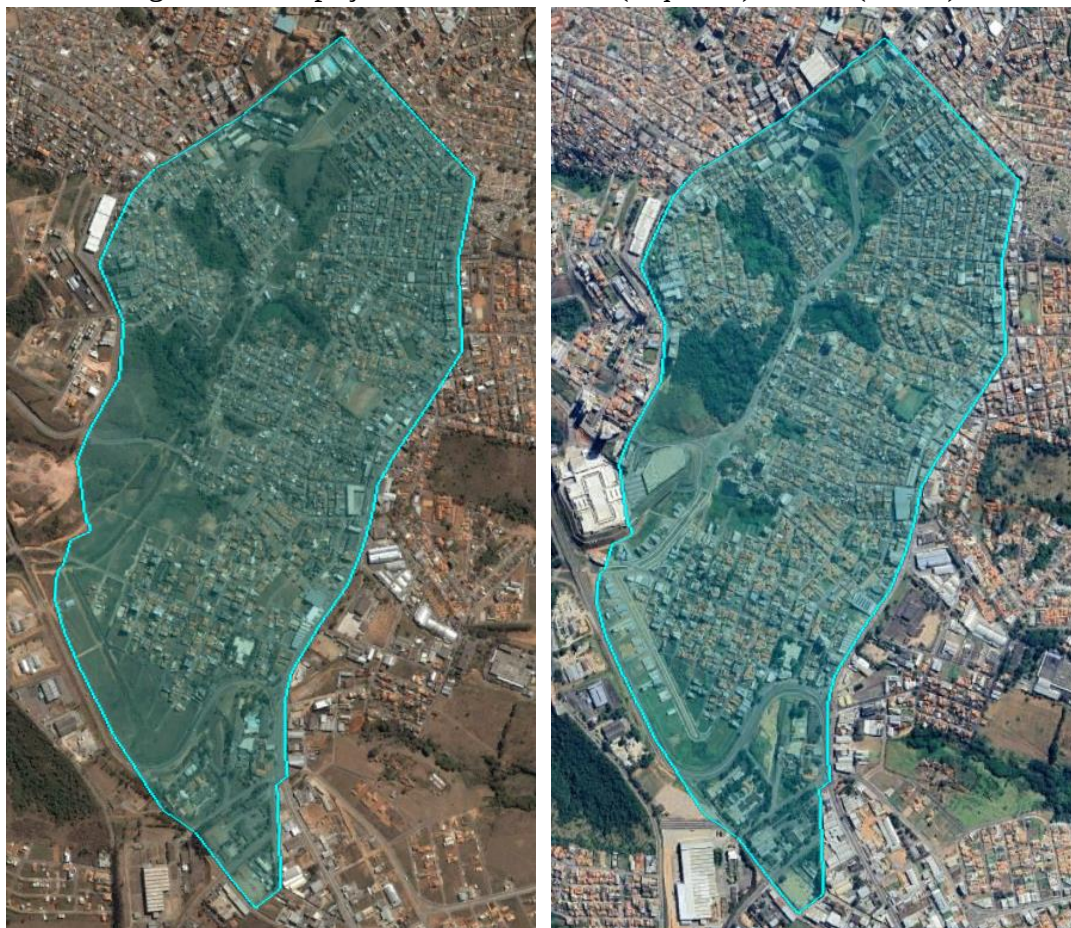
Em resumo, o conjunto de bueiros que comunicam os Trechos II e III (Figura 32) e a travessia localizada no final da canalização (Figura 30), apresentam capacidade de escoamento inferior a vazão máxima calculada, com T_R de 25 anos, para cada área de drenagem correspondente. No caso dos bueiros que interligam os Trechos II e III, eles se localizam em um dos principais pontos de alagamentos registrados na região, como apresentados nas Figuras 1 e 3.

Ainda que os dois pontos supracitados apresentem uma capacidade de escoamento abaixo das vazões máximas de projeto e, portanto, são capazes de provocar os alagamentos na região durante os eventos de chuvas intensas, existem outros fatores que podem contribuir para o mau funcionamento do sistema.

Além da execução de estruturas incapazes de atender as necessidades de drenagem considerando os eventos máximos, outros fatores que contribuem para os alagamentos são: o dimensionamento incorreto dos componentes dos sistemas de drenagem; a obsolescência diante do incremento no escoamento superficial da região, o resultado do processo de impermeabilização do solo; os resíduos sólidos descartados de maneira inadequada e as partículas sólidas que se acumulam nas estruturas de captação, como bocas de lobo, ralos e fundo dos canais, impedindo a passagem da água para as galerias e, a possível interferência de outras redes de concessionárias ou ligações particulares nas redes de drenagem (BONAVITA, FONSECA, 2019).

Com relação ao incremento de escoamento superficial, resultado do processo de impermeabilização, a Figuras 34 ilustra o avanço da ocupação urbana na área de drenagem, considerando os últimos 20 anos.

Figura 34: Ocupação do solo em 2003 (esquerda) e 2023 (direita).



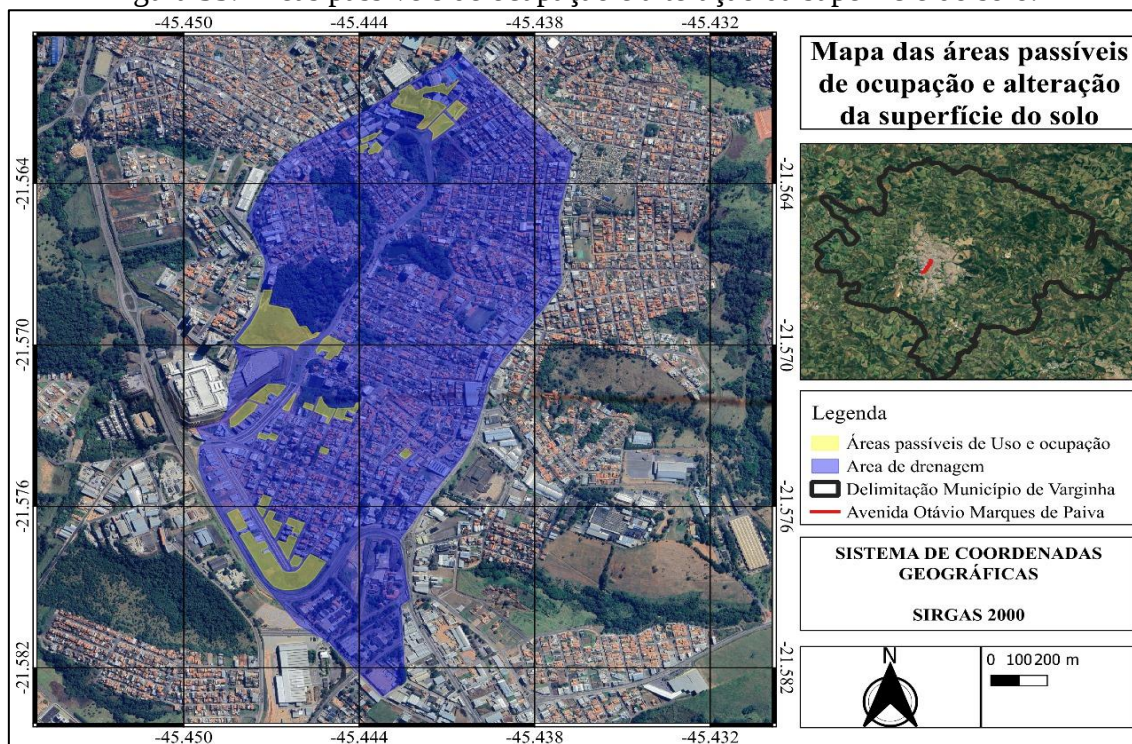
Fonte: Google Earth (2023).

Apesar do sistema de drenagem se localizar dentro de uma área urbanizada, foi possível notar um avanço significativo da impermeabilização do solo na região mais próxima do exultório da bacia, ainda que não localizado na periferia do município. Além da impermeabilização, ocasionada pelo avanço das construções de residências, estacionamentos e áreas comerciais, ainda foi realizada a canalização de uma nascente de curso d'água, localizado na Alameda Olívio Bregalda, e que deságua no Trecho III do sistema de drenagem.

Vale ressaltar que parte da área de drenagem ainda não edificada se encontra loteada e, portanto, deve-se prever a ocupação do local. Com exceção das Áreas de Proteção Permanente – APP e das Áreas de Proteção Ambiental – APA determinadas no Plano Diretor (como exemplos, Parque Zoobotânico e Parque Novo Horizonte), outras áreas podem em um futuro próximo serem ocupadas e contribuir para o aumento do escoamento superficial.

As áreas identificadas em amarelo na Figura 35 são loteamentos e classificadas como uso residencial/comercial autorizados e previstos no Plano Diretor do Município.

Figura 35: Áreas passíveis de ocupação e alteração da superfície do solo.



Fonte: Google Earth, adaptada pelo autor (2023).

Outro fator que pode comprometer a capacidade de escoamento dos sistemas de drenagem é a disposição inadequada dos resíduos sólidos urbanos que, além da contaminação dos recursos hídricos, pode ocasionar o entupimento de bocas de lobo e galerias pluviais. Desta forma, o funcionamento adequado do sistema de manejo de águas pluviais prevê ações de manutenção periódicas de forma a garantir a limpeza urbana e o desassoreamento das redes de microdrenagem e a dragagem dos canais de macrodrenagem. A Secretaria de Obras do Município de Varginha – SOSUB relatou que a obstrução de bocas de lobos e do sistema de microdrenagem por resíduos sólidos não tem se mostrado um problema para a região.

Outra forma de obstrução das galerias e canais ocorre pelo crescimento e avanço de cobertura vegetal que além de reduzir a seção de escoamento das galerias, podem alterar a rugosidade dos mesmos, o que consequentemente reduz a velocidade de escoamento e a vazão máxima suportada pela estrutura. Nas

canalizações construídas em gabião é comum que a vegetação se desenvolva entremeios e alcance parte desta estrutura, sendo necessário maiores manutenções.

Na Figura 36, é mostrado o acúmulo de sedimentos e da vegetação que crescem no Trecho III que causam redução dos volumes úteis e aumento de rugosidade.

Figura 36: Acúmulos de sedimentos no Trecho III.



Fonte: do Autor (2023).

A evolução deste processo pode ocasionar a obstrução parcial das tubulações afluentes, podendo ainda contribuir para a retenção de matéria orgânica, proliferação de vetores por meio de formação de zonas com água parada e a ocorrência de mau cheiro.

Já, com relação as possíveis interferências de redes, os municípios e concessionárias locais de saneamento devem planejar a condução da água tratada e do esgotamento sanitário. Como geralmente, as redes são locadas sob o sistema viário, o planejamento e o mapeamento das mesmas são de extrema importância tendo em vista que, a depender da topografia, estas podem servir de obstáculos para futuras instalações.

Em contato com Secretaria de Obras do Município de Varginha, foi conhecido que a causa de um dos pontos de alagamento que ocorrem na área, mais precisamente no Trecho I, é devido a uma interferência de uma rede de esgoto na rede pluvial (Figura 37).

Figura 37: Interferência de rede de esgoto em galeria de água pluvial (Trecho I).



Fonte: SOSUB (2023).

Neste caso, durante a execução de uma ligação de esgotamento sanitário na rede coletora, ao se deparar com a rede de drenagem pluvial, ao invés de contornar, foi realizado um corte e uma passagem, dentro da galeria pluvial. Devido a obstrução e a redução da seção de escoamento do sistema de drenagem, ocorre que em vazões elevadas o sistema não é capaz de suportar o volume e a água é represada gerando o extravasamento nas bocas de lobo próximas que impedem a drenagem e o escoamento superficial e, por consequência, favorece a ocorrência de alagamentos.

Como a drenagem compõem um sistema, ou seja, é formado por um conjunto de elementos e estruturas, a sinergia e a compatibilidade se fazem crucial para bom funcionamento. Como discutido anteriormente, o bueiro localizado no final da canalização, executada em 2021, não é capaz de escoar as vazões calculadas para a área de drenagem. Além de provocar o represamento dos

volumes excedentes à capacidade do bueiro, foi observado que a lâmina de água que se eleva no Trecho III gerando outros impactos a montante.

Na Figura 38, é mostrado o ponto do Trecho III, que recebe as águas drenadas oriundas da canalização de um curso de água localizado na Alameda Olívio Bregalda.

Figura 38: Chegada da manilha de 1500 mm da canalização de curso d'água.



Fonte: do Autor (2023).

A manilha, referente a canalização de uma nascente do curso de água situado na Alameda Olívio Bregalda, está instalada com geratriz superior a aproximadamente 1,2 m do topo da estrutura de gabião (com 3,5 m de altura na seção).

Na Figura 39, é mostrado a contribuição de drenagem oriundo das avenidas Santa Luiza e Otavio Marques.

Figura 39: Chegada da manilha de 1500 mm da canalização de curso d'água.



Fonte: do Autor (2023).

Tanto a tubulação de drenagem da canalização do curso de água quanto as dos bueiros presentes na Avenida Santa Luiza e parte da Otavio Marques (Figuras 40 a 43) tem manilhas instaladas em cotas inferiores à linha de água prevista para os eventos de cheia. Isto significa que estas tubulações se encontram com suas saídas afogadas e com coluna de água acima da sua geratriz superior, impedindo o funcionamento adequado do sistema. Desta forma, como a água que escoar pela drenagem dos bueiros não têm força para vencer a coluna de água presente na saída das tubulações, estes deixam de drenar as águas de escoamento superficial. Com a elevação das águas nos Trechos II e III, os bueiros localizados nas cotas mais baixas passam a transbordar e favorecer o escoamento superficial pelas vias e contribuir para a ocorrência dos alagamentos dessas regiões.

Figura 40: Bueiro na Avenida Otávio Marques



Fonte: do Autor (2023).

Figura 41: Bueiro na Avenida Otávio Marques



Fonte: do Autor (2023).

Figura 42: Bueiro na Otavio Marques com Alameda Olívio Bregalda



Fonte: do Autor (2023).

Figura 43: Bueiro na Avenida Santa Luiza.



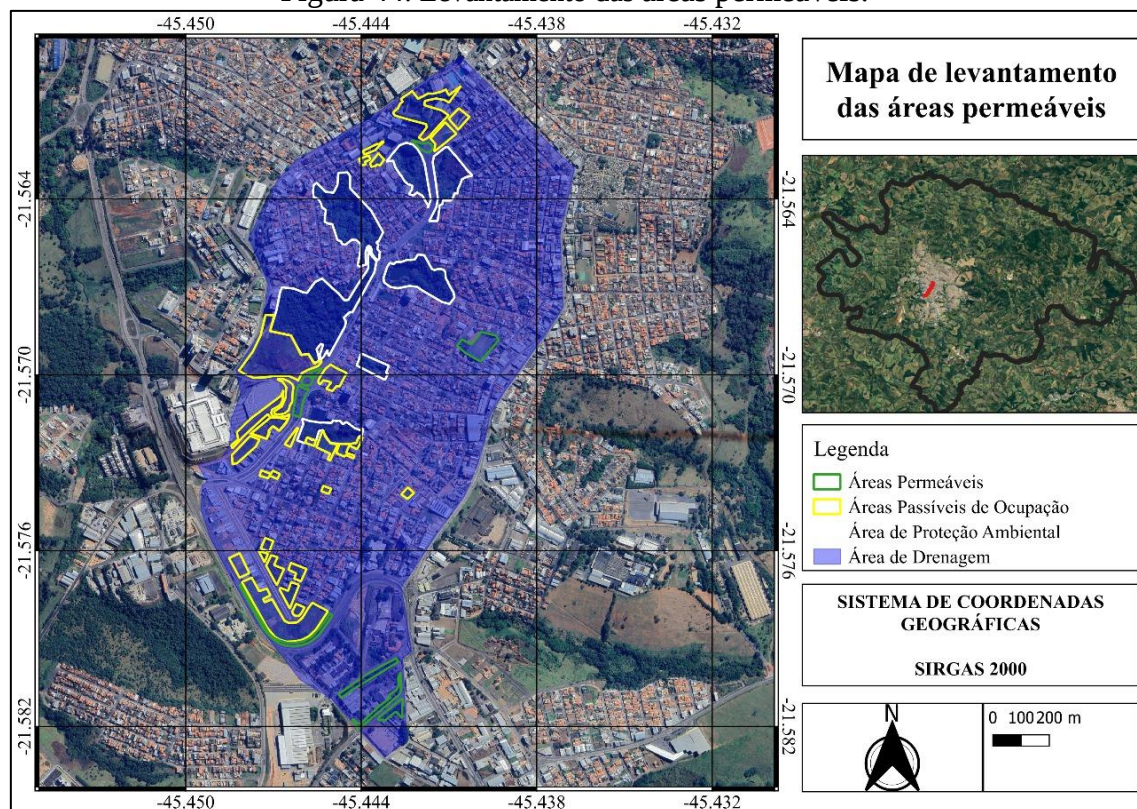
Fonte: do Autor (2023).

Devido a topografia local, com o transbordamento da calha dos canais (Trechos II e III), o alagamento ocorre principalmente sobre local de comunicação entre trechos. Neste ponto, foi observado a cota mais baixa do local, resultando nos problemas observados nas Figuras 1 a 3.

Entre as alternativas de resolução do problema, há a possibilidade de reestruturar os dois pontos avaliados que não atendem as condições de projeto (bueiro final e comunicantes dos Trechos II e III). O bueiro final se caracteriza como principal causa para os problemas de alagamentos. Como a capacidade de escoamento desta estrutura é inferior as vazões intensas e os efeitos de represamento ocasionados pela mesma comprometem o bom funcionamento dos pontos a montante, o aumento das seções dos bueiros simples tubular de concreto (BSTC) e bueiro simples celular de concreto (BSCC) localizados abaixo da Avenida Santa Luiza ou a criação de nova tubulação não solucionariam o problema, justamente pelo fato do ponto crítico se encontrar a jusante.

Desta forma, a remediação do problema passa principalmente pela reestruturação do bueiro final. Neste sentido, considerou a reanálise da ocupação do solo na área de drenagem do sistema e o funcionamento do bueiro como sendo um canal de escoamento livre com folga igual ou superior a 20%. Para análise do uso e ocupação do solo que está diretamente ligado ao escoamento superficial, foi realizado um novo levantamento das áreas de superfície permeável, com intuito de verificar a alteração no coeficiente de deflúvio. O levantamento das áreas consideradas permeáveis foi realizado com auxílio das imagens de satélite e estão apresentadas na Figura 44 obtidas com auxílio das imagens de satélites obtidas do Google Earth atualizadas em julho de 2022.

Figura 44: Levantamento das áreas permeáveis.



Fonte: Google Earth, adaptada pelo autor (2023).

As áreas em branco, delimitadas na Figura 44, representam os locais de proteção ambiental que possuem uso restrito e, portanto, têm menor possibilidade de alteração do estado atual. Já, as áreas em amarelo, são loteadas, não edificadas e, portanto, permeáveis, que podem sofrer alterações de uso a depender dos proprietários dos terrenos. Segundo o levantamento, as áreas permeáveis obtidas

possuem aproximadamente 352.650 m² ou 35,265 ha. Este valor corresponde a uma taxa permeável de aproximadamente 18%, sendo o dobro considerado nos estudos de Fagundes (2022).

Entretanto, com o objetivo de prever um cenário futuro para região, deve-se analisar o efeito da antropização dos espaços ainda não edificadas e que passam pelo processo de urbanização. Desta forma, considerando a manutenção das áreas permeáveis sendo somente aquelas de proteção ambiental, a taxa de áreas permeáveis no futuro será de aproximadamente 8,9%, valor mais próximo do calculado por Fagundes (2022).

Adotando a média dos valores presentes nas Tabelas 2 a 4 apresentadas no APÊNDICE A e considerando o avanço da urbanização, o coeficiente de escoamento superficial médio (C_m) determinado para a bacia foi de 0,876. Dessa maneira, para o tempo de retorno (T_R) de 25 anos, considerando a chuva intensa de 183,48 mm/h e a área de drenagem de 1,97 km², o valor calculado para vazão de projeto foi de 87,95 m³/s.

Para dimensionamento do bueiro funcionando como canal, foi utilizado a equação de Manning (equação 8). Com a vazão máxima que a estrutura deve suportar, para o dimensionamento do bueiro, foi considerado, inicialmente, a limitação da profundidade normal com que o mesmo deveria trabalhar. Esta primeira escolha considerou que nenhuma tubulação localizada no Trecho III tivesse saída afogada. A altura de lâmina d'água na estrutura (profundidade normal) escolhida para funcionamento do canal foi de 1,20 m.

À princípio, foi considerado, que as cotas de fundo, início e fim, do bueiro devem ser as mesmas que as atuais, devido as características e as condições já instaladas a montante e a jusante desta estrutura e, que a canalização possa manter o traçado atual com o objetivo de reduzir os gastos com escavação, ou seja, a declividade considerada como sendo de 1% ou 0,01 m/m. Desta forma, as características e condições iniciais consideradas para o dimensionamento do bueiro, foram:

- Tipo do canal: Bueiro (Travessia em Seção retangular);
- Altura última máxima (sem folga): 1,20 m;

- Declividade de fundo: 0,010 m/m ou 1,0%;
- Material de revestimento: concreto;
- Coeficiente de rugosidade (n): 0,0130;
- Tempo de retorno (T_R): 25 anos;
- Vazão máxima (chuva de projeto): 87,95 m³/s.

Utilizando-se da equação de Manning (8) e considerando a vazão de projeto e as características pré-estabelecidas, determinou-se que para atender as condições iniciais, a largura mínima do canal foi de 9,77 m. Entretanto, este dimensionamento se faz inviável seja pelas características construtivas ou estruturais, ou ainda pela compatibilidade com o sistema já construído a montante e a jusante. Desta forma, adotou-se a largura do bueiro em 4,0 m para atenderem a compatibilidade com o Trecho III e as seções máximas previstas no dimensionamento estrutural das aduelas de concreto (Quadro 2).

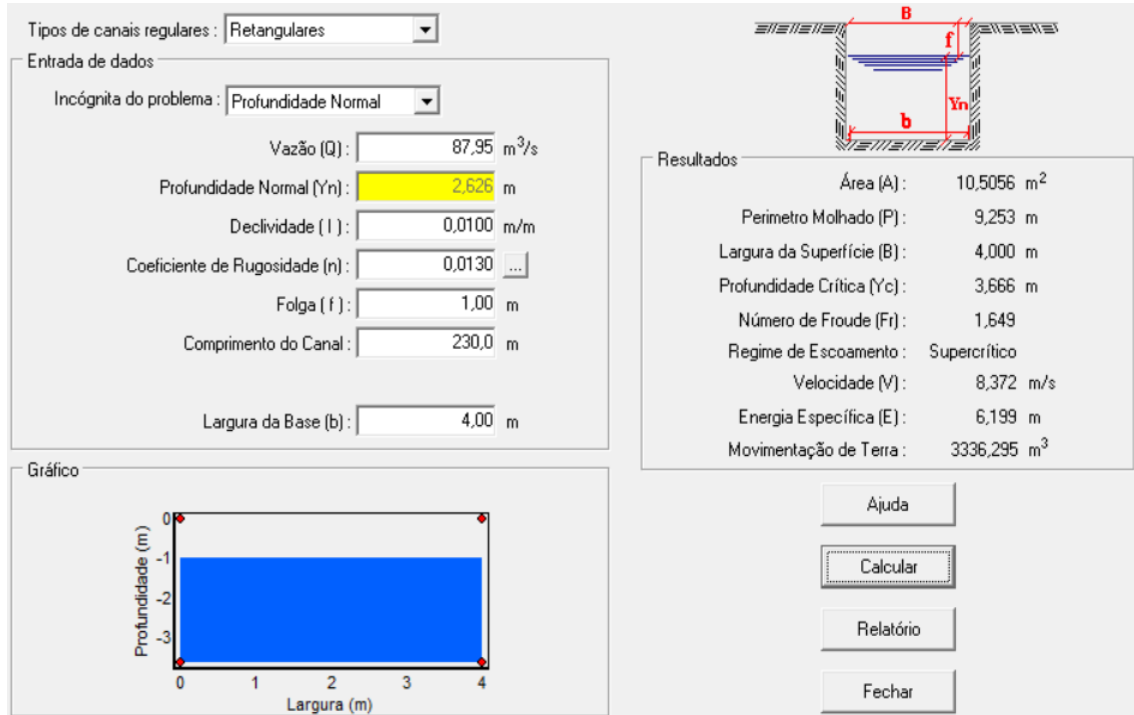
Quadro 3: Seções transversais típicas.

Seções transversais previstas no dimensionamento estrutural de aduelas de concreto		
1,50 x 1,00m	3,00 x 1,00m	3,50 x 3,00m
1,50 x 1,50m	3,00 x 1,50m	3,50 x 3,50m
2,00 x 1,00m	3,00 x 2,00m	4,00 x 2,00m
2,00 x 1,50m	3,00 x 2,50m	4,00 x 2,50m
2,00 x 2,00m	3,00 x 3,00m	4,00 x 3,00m
2,50 x 1,00m	3,50 x 1,00m	4,00 x 3,50m
2,50 x 1,50m	3,50 x 1,50m	4,00 x 4,00m
2,50 x 2,00m	3,50 x 2,00m	
2,50 x 2,50m	3,50 x 2,50m	

Fonte: adaptado de Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto (2023).

Aplicando as condições apresentadas e utilizando o software “Canal”, determinou-se que o bueiro deve ter altura mínima útil (desconsiderando a folga) de 2,63 m, conforme mostrado na Figura 45.

Figura 45: Dimensionamento nova estrutura (4,00 m de largura)



Fonte: do Autor (2023).

Acrescentando uma folga como margem de segurança e prevenção à diminuição da capacidade do canal, devido à sedimentação no fundo, pode ser adotado a altura de 3,50 m. Com o bueiro final trabalhando como canal fechado e escoamento livre, sendo constituído em aduelas de 4,00 m de largura e 3,50 m, a altura da lâmina d'água esperada para canalização deve ser 2,63 m, com uma borda livre de 87 cm (aproximadamente 25%).

O segundo ponto crítico do sistema de drenagem se refere a comunicação entre os Trechos II e III realizada por dois bueiros. Como a jusante dos bueiros ocorrem as contribuições do sistema de drenagem da Avenida Santa Luiza e da canalização do curso de água presente na Alameda Olívio Bregalda, a vazão a recebida pelo Trecho III aumenta consideravelmente com relação ao trecho a montante. Este fato, impede que o bueiro, na ocorrência de chuvas intensas, funcione nas condições de operação hidráulicas apresentadas na Figura 5 (item 4.5).

Desta forma, a melhor condição para comunicação entre os trechos seria os bueiros com saída não afogada funcionando como canais livres. Então, recomenda-se utilizar uma declividade de 0,5% nos pontos de comunicação entre os Trechos

II e III. Porém, é importante ressaltar que dependendo das condições de escoamento nestes trechos, os dois bueiros ainda irão operar com saída afogada caso não ocorra modificação das condições de escoamento a jusante. A declividade de 0,5% pode ser alcançada com bueiro iniciando antes do degrau de 50 cm, seta amarela mostrada na Figura 46. Este ponto refere-se à altura do comprimento 310, estaca 3+10, mostrada no projeto de perfis longitudinais (ANEXO A).

Figura 46: Degrau presente próximo à entrada dos bueiros.



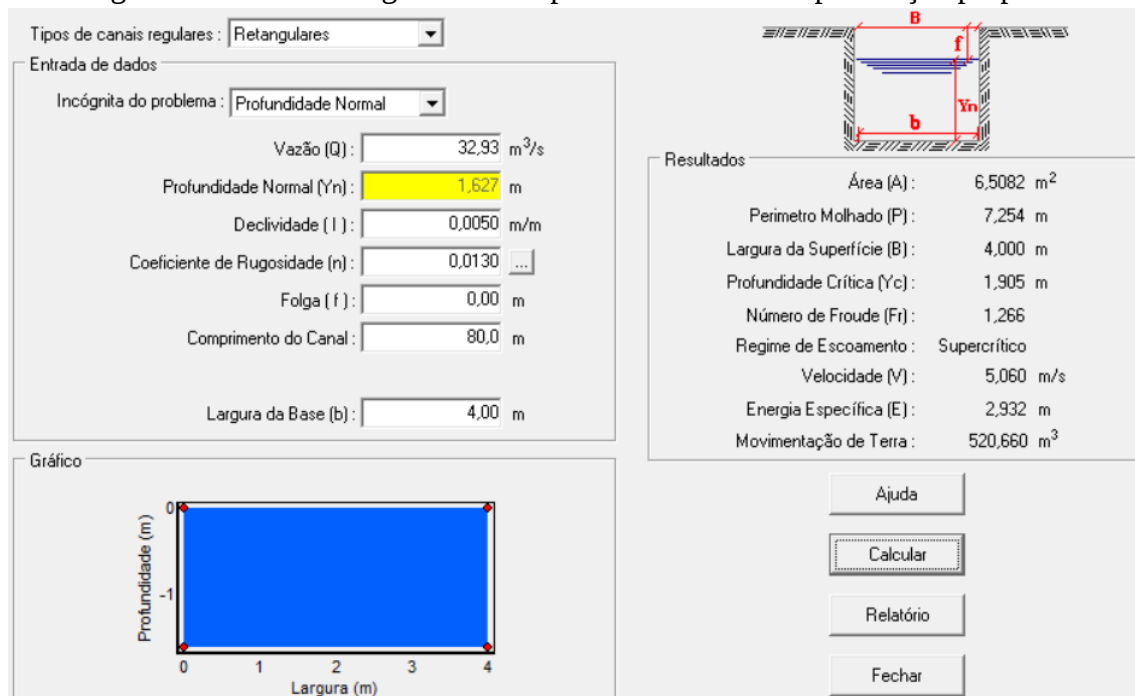
Fonte: do Autor (2023).

Visando a manter a mesma configuração do sistema adotado no Trecho II (aduelas duplas), uma forma de atender a capacidade de escoamento mínima calculada ($65,87 \text{ m}^3/\text{s}$) para T_R de 25 anos, seria a substituição do trecho de comunicação por aduelas fechadas, com 4,00 m de largura e 2,00 m de altura, aproveitamento o degrau de fundo como declividade ao longo do escoamento. Nestas condições, a vazão suportada pelos bueiros funcionando com 10% de borda livre, é de 1,14 vezes maior que a capacidade de escoamento mínima. Embora, na literatura pede-se 20% de borda livre, a condição da redução pela metade evita a ocorrência de alagamento para T_R de 25 anos. Desta forma as características e condições iniciais consideradas para o dimensionamento do bueiro, foram:

- Tipo do canal: bueiro celular simples duplo – BCSD;
- Altura última máxima: 2,00 m;
- Declividade de fundo: 0,005 m/m ou 0,5%;
- Material de revestimento: Concreto;
- Coeficiente de rugosidade (n): 0,0130;
- Tempo de retorno (T_R): 25 anos;
- Vazão mínima para escoamento: 65,87 m³/s (32,93 m³/s para cada bueiro).

Utilizando-se do software “Canal” foi constatado que a altura da lâmina d’água formada na seção é de aproximadamente 1,63 m (Figura 47), ou seja, o sistema proposto é capaz de escoar os volumes mínimos necessários para o local e manter uma folga de aproximadamente 18,5% (37 centímetros de borda livre), próximo ao valor de 20% sugerido na literatura.

Figura 47: Lâmina de água formada pela Vazão de cheia para seção proposta.



Fonte: do Autor (2023).

Considerando a substituição dos dois bueiros por aduelas fechadas em continuidade com o sistema presente no Trecho II, será necessário o alargamento da seção de saída que compõe o Trecho III, uma vez que o mesmo tem 5,0 m de largura, ou seja, menor que as aduelas (8,50 m no total).

Considerando o trecho com gabião, observou-se que o funcionamento na condição crítica, ou seja, cota mais baixa localizada no ponto de interceptação da Avenida Santa Luiza com a Avenida Otavio Marques de Paiva, está definida em 831 m. Com a altura útil do trecho em gabião (Trecho III) sendo de 2,50 m, se considerarmos a profundidade normal do canal para vazão de projeto (2,464 m), percebeu-se que a folga para evitar o extravasamento neste ponto é inferior a 0,04 m. Desta forma, para o funcionamento adequado do canal, é necessário que o estado de conservação do trecho em gabião esteja sempre próximo do ideal. Neste sentido, a limpeza e a retirada da vegetação e dos sedimentos são de extrema importância para prevenção da elevação dos níveis de água que poderiam causar alagamento da região mais baixa.

Como a seção crítica deste trecho possui área de 13,40 m² (altura de 2,5 m), deve-se avaliar a possibilidade do alargamento desta seção ou aprofundamento do trecho com objetivo de atribuir maior folga para controle do extravasamento. Uma alternativa é alterar o revestimento deste trecho. A troca por aduelas de concreto, por exemplo, poderia além de reduzir a rugosidade do canal e aumentar a capacidade de escoamento, facilitar a limpeza da estrutura e evitar crescimento de vegetação e o acúmulo de sedimentos.

Ainda que a avaliação do sistema de drenagem tenha indicado situações críticas de capacidade de escoamento de algumas seções, a aplicação de medidas compensatórias pode ser adotada como forma de contribuir para a redução dos escoamentos superficiais. O incentivo à aplicação de telhados verdes ou manutenções de áreas permeáveis ou retentoras de águas de chuva (reservatórios), contribuem para minimização dos efeitos negativos e as sobrecargas dos sistemas de drenagem urbanos. Na literatura, é possível encontrar pesquisas que apresentam técnicas com destaque na eficiência na retenção e retardo do escoamento superficial. Porém, é importante a adoção de políticas públicas que incentivam o uso de práticas sustentáveis (MORAIS *et al.*, 2021)

Em consulta a legislação municipal de Varginha, ainda que o inciso XL do Artigo nº 27 da Lei Complementar nº09 de 2020, traz como diretriz da Política Municipal o incentivo a ações ambientalmente adequadas, conforme apresentado

abaixo, o município não possui legislação específica que fomente a aplicação destas técnicas (como exemplo, o uso de telhados verdes), de forma que garanta algum incentivo à população.

Dito isto, o meio ambiente, as técnicas de engenharia, a mudança climática, a política e a sociedade não podem ser atendidas isoladamente. Quando se trata de obras públicas é evidente que a visão política e econômica tem grande parcela de influência nas ações tomadas. Entretanto, vale reforçar que o olhar holístico nos ajuda a entender como uma pequena ação pode influenciar o todo e trazer resultados melhores para a sociedade, para uma organização, ou um grupo de indivíduos. Nesse sentido, é essencial que a técnica, bem fundamentada, tenha atuação consistente nas tomadas de decisões de obras públicas, principalmente por se tratar de obras direcionadas para atender aos aspectos sociais e de bem estar, econômicos, administrativos e políticos da população.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o diagnóstico sobre o funcionamento do sistema de drenagem da Avenida Otávio Marques de Paiva, destaca-se que:

- A urbanização da região e as alterações das características do entorno impactaram fortemente o sistema de drenagem local.
- A avaliação isolada dos canais demonstrou que tanto o Trecho II como o Trecho III apresentaram capacidade de suportar um volume de água maior que a vazão de projeto.
- Em termos da consideração da borda livre, o Trecho II apresentou 48,15% sendo menos propício aos eventos de alagamento nos períodos de chuvas intensas em comparação com o Trecho III que obteve folga próxima de zero (1,44%).
- Os pontos de travessia e os bueiros, não são capazes de garantir o escoamento previsto para cenário de cheia.
- O bueiro localizado no final da canalização possui capacidade de escoamento inferior as vazões calculadas para o tempo de retorno de um ano ($T_R = 1$ ano), o que não é recomendado para obras hidráulicas de drenagem urbana, que consideram tempo de retorno igual ou superior a vinte e cinco anos ($T_R = 25$ anos).
- Entre todas as seções de escoamento analisadas (Trechos I, II e III e bueiros circular e quadrados), o localizado ao final da canalização foi o mais crítico por possuir seção reduzida proporcionando estrangulamento do canal e elevação da lâmina d'água caracterizando uma zona de remanso hidráulico.
- Acredita-se que um dos possíveis problemas do alagamento que ocorre no Trecho I da canalização possa ser causado pela redução da seção devido a interceptação do sistema de drenagem por uma tubulação da rede de esgotamento sanitário.
- Pelos cálculos utilizados para simulação do funcionamento do sistema de drenagem nos episódios de cheia, foi observado que os bueiros e a canalização sob a Alameda Olívio Bregalda apresentam saídas afogadas.

- Como os bueiros que comunicam os Trechos II e III não possuem declividade de fundo não foi possível calcular a vazão de escoamento por meio das equações comumente utilizadas para esta finalidade.
- Para atender as vazões de projeto, considerando o tempo de retorno (T_R) recomendado, é imprescindível que seja realizado a alteração das dimensões das estruturas hidráulicas a jusante do Trecho II na mesma medida das aduelas de forma que não cause retardamento do escoamento (alteração da rugosidade, contração da seção, redução da declividade, etc).
- Para reduzir a sobrecarga do sistema de drenagem, sugere-se que sejam adotadas técnicas compensatórias, como por exemplo, telhado verde, reservatório de acumulação de água de chuva, além do incentivo de práticas sustentáveis por meio de políticas públicas.

Por fim, concluiu-se pela análise diagnóstica que a rede de drenagem da Avenida Otávio Marques de Paiva está subdimensionada e operando sob condições críticas, mesmo para chuvas de pequena intensidade e curto tempo de duração.

8. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Em vista do diagnóstico realizado para o sistema de drenagem estudado, sugere-se como trabalhos futuros:

- Estudos de viabilidade e seleção de uma área para execução de reservatório de retenção para o sistema de drenagem estudado.
- Avaliação da viabilidade financeira para execução de alternativas para o aumento da capacidade de escoamento ou retenção dos volumes de água drenados no sistema localizado na Avenida Otávio Marques de Paiva.
- Realizar estudo das áreas de influência da sub-bacia verificando o sistema de microdrenagem da região (dos divisores de água ao talvegue), identificando se os sistemas estão dimensionados adequadamente e se existem concepções que reduzam os impactos gerados sobre a macrodrenagem.
- Avaliar a viabilidade técnica e financeira para alteração do Trecho III em gabião para uma estrutura em aduelas de concretos em dimensões que aproximem do prolongamento do Trecho II. Como por exemplo, a execução do canal em aduelas de concreto com largura útil total de 8,0 m.
- Análise das políticas públicas que possam trazer benefícios ao município no que tange a drenagem de águas pluviais e que trazem incentivos para aplicação de técnicas mais sustentáveis.
- Estudos de modelagem hidráulica para analisar o funcionamento do sistema de drenagem da Avenida Otávio Marques de Paiva de forma integrada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABCP. **Projeto Técnico: Reservatórios de Detenção**. São Paulo: Soluções Para Cidades, 2013. Disponível em: <http://solucoeparacidades.com.br/saneamento/reservatorios-de-detencao/>. Acessado em 10 de jun. 2023.
- ALMEIDA, L., & VALDÉS SERRA, J. C. (2017). **Modelos hidrológicos, tipos e aplicações mais utilizadas**. Revista Da FAE, 20(1), 129–137.
- AMARAL, R.; GUTJAHR, M. R. **Desastres naturais**. 3. ed. São Paulo: IG/SMA, 2015. v. 1.
- ARAÚJO, A. S. **Avaliação do desempenho da drenagem urbana em Campina Grande-PB**. 2018.
- AZEVEDO NETTO, J. M., FERNÁNDEZ, M., ARAÚJO, R. D., & ITO, A. (1998). **Manual de hidráulica**. 8. ed. Edgard Blucher Ltda, 8ª Edição, São Paulo.
- BAPTISTA, M. B., BRASIL, L. S. S., FREITAS, I. C., & DIAS, R. F. C. **Águas Pluviais: Técnicas Compensatórias Para O Controle De Cheias Urbanas: Guia Do Profissional Em Treinamento: Nível 2 E 3**. Belo Horizonte, 2007.
- BARBOSA, F.A.R. **Medidas de proteção e controle de inundações urbanas na bacia do rio Mamanguape, PB**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa. 2006.
- BATALINI DE MACEDO, M. et al. Modular Design of Bioretention Systems for Sustainable Stormwater Management under Drivers of Urbanization and Climate Change. *Sustainability*, v. 14, n. 11, p. 6799, 2022.
- BECKER, N. **Biorretenção como alternativa para manejo das águas urbanas e mudanças climáticas na Grande São Paulo**. In. Paulo Pellegrino; Newton Becker. (Org). Estratégias para uma infraestrutura verde. 1 ed. Barueri, SP: Manole, 2017, p. 43-62.
- BOLDRIN, R. S. **Avaliação de cenários de inundações urbanas a partir de medidas não-estruturais de controle: trecho da bacia do córrego do Gregório, São Carlos - SP**. 2005. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. doi:10.11606/D.18.2016.tde-09032016-164031. Acesso em: 2023-05-29.
- BONAVITA, G. D. de O.; FONSECA, P. L. da. Análise de sistemas de microdrenagem: as built e as possíveis interferências em áreas urbanas. **Labor e Engenho**, Campinas, SP, v. 13, p. e019007, 2019. DOI: 10.20396/labore.v13i0.8655745.
- BONDELID, T. R.; MCCUEN, R. H.; JACKSON, T. J. Sensitivity of SCS models to curve number variation 1. **JAWRA Journal of the American Water Resources Association**, v. 18, n. 1, p. 111-116, 1982.
- BORTHWICK, M.; CHADWICK, A.; MORFETT, J. Hidráulica para Engenharia Civil e Ambiental: Tradução da 5a. Edição. **Elsevier Brasil**, 2017.
- BUENO, R. T. **Proposta de um reservatório de retenção de cheia para a Avenida Zoroastro Franco de Carvalho em Varginha-MG**. 2008. Trabalho de

- Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Varginha, 2022.
- CANHOLI, A.P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**, 2nd ed.; Oficina de Textos: São Paulo, Brazil, 2014.
- CARVALHO, D. F.; SILVA, L.; DUARTE, B. **Escoamento Superficial**. Em: *Hidrologia*. v. 1p. 95–115. 2010.
- CARVALHO, J. de A. **Obras Hidráulicas**. Texto Acadêmico 63. Lavras, Editora UFLA, 2009, 276p.
- DA ROSA, C. N., PICCILLI, D. G. A., TASSI, R., FAVARETTO, J. R., & LIMBERGER, M. F. **Utilização de Veículos Aéreos Não Tripulados em Projetos de Drenagem Urbana**. Anuário do Instituto de Geociências, v. 41, n. 1, p. 308-317.
- DAVIS, A. P., HUNT, W. F., TRAVER, R. G., & CLAR, M. Bioretention technology: Overview of current practice and future needs. **Journal of environmental engineering**, v. 135, n. 3, p. 109-117, 2009.
- DE ALMEIDA, I. K., ALMEIDA, A. K., STEFFEN, J. L., & ALVES SOBRINHO, T. Model for estimating the time of concentration in watersheds. **Water Resources Management**, v. 30, p. 4083-4096, 2016.
- DE ANDRADE FILHO, A. G.; SZÉLIGA, M. R.; ENOMOTO, C. F. Estudo de medidas não-estruturais para controle de inundações urbanas. Publicatio UEPG: **Ciências Exatas e da Terra, Agrárias e Engenharias**, v. 6, n. 01, 2000.
- DE OLIVEIRA, N. R., DE OLIVEIRA FILHO, R. A., ELEUTÉRIO, I. A. R., & OLIVEIRA, G. A. G. Análise da vulnerabilidade aos alagamentos em canal de escoamento, a partir da simulação de um evento extremo de precipitação, em Montes Claros - Minas Gerais. **Revista Brasileira de Climatologia**, [S.l.], v. 28, maio 2021. ISSN 2237-8642.
- DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de Drenagem de Rodovias**. 2ª edição. Rio de Janeiro. 2006. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-demanda/s/vigentes/724_manual_drenagem_rodovias.pdf>. Acessado em: 22 de out. de 2023.
- DOURADO, L. S.; SILVA, M. A. **Jardim de chuva como técnica compensatória: um estudo no município de Goiânia**. Pontifícia Universidade Católica de Goiás – PUC Goiás. dez 2020.
- ENOMOTO, C.F. **Método para elaboração de mapas de inundação: estudo de caso na bacia do Rio Palmital, Paraná**. Paraná, 2004. Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Ambientais). Universidade Federal do Paraná. Paraná. 2004.
- EVERETT, G; LAMOND, J.; MORZILLO, A. T.; CHAN, F. K. S.; & MATSLER, A. M. **Sustainable drainage systems: helping people live with water**. In: *Proceedings of the institution of civil engineers-water management*. Thomas Telford Ltd, 2016. p. 94-104.

- FAGUNDES, F. F. **Projeto e execução da canalização do ribeirão da Avenida Otávio Marques de Paiva em Varginha-MG: Estudo de caso**. 2008. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET-MG), Varginha, 2022.
- FONSECA, R. G.; CHRISTOFOLETTI, A. L. H. Mapeamento das ocorrências de alagamentos e escoamento superficial concentrado na cidade de Ituiutaba/MG. Estudos Geográficos: **Revista Eletrônica de Geografia**, v. 15, p. 61-79, 2017.
- GENOVÉZ, A. M. Vazões máximas. **Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas**. Porto Alegre: ABRH, 2001. P.33-112.
- GROTZINGER, J., JORDAN, T. H., & SIEVER, R. **Para entender a Terra**. 2006
- GUEDES, H. A. S. **Hidráulica**. Universidade Federal de Pelotas. Centro de Engenharias. 2018.
- HARTWIG, M. P. **Apostila de Hidrologia**. Universidade Aberta do Brasil, 2012.
- HENTGES, S. C. **Efeito de reservatório de aproveitameto de água da chuva sobre redes de drenagem pluvial**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013.
- KOBIYAMA, M., MENDONÇA, M., MORENO, D. A., MARCELINO, I. P. V. O., Marcelino, E. V., Gonçalves, E. F., ... & Rudorff, F. D. M. (2006). **Prevenção de desastres naturais: conceitos básicos**. p. 109. Curitiba: Organic Trading.
- HODAM, S., SARKAR, S., MARAK, A. G., BANDYOPADHYAY, A., & BHADRA, A. Spatial Interpolation of Reference Evapotranspiration in India: Comparison of IDW and Kriging Methods. **Journal of The Institution of Engineers (India): Series A**, v. 98, n. 4, p. 511–524, 2017.
- JABÔR, M. A. **Drenagem de Rodovias: Estudos Hidrológicos e Projeto de Drenagem**. Edição 2019. P. 194. 2019.
- KOBIYAMA, M., MENDONÇA, M., MORENO, D. A., MARCELINO, I. P. V. O., MARCELINO, E. V., GONÇALVES, E. F., ... & Rudorff, F. D. M. **Prevenção de desastres naturais conceitos básicos**. 1. ed. Curitiba: Organic Trading, 2006. v. 1
- KOIV-VAINIK, M., KILL, K., ESPENBERG, M., UUEMAA, E., TEEMUSK, A., MADDISON, M., KASAK, K. Urban stormwater retention capacity of nature-based solutions at different climatic conditions. **Nature-Based Solutions**, p. 100038, 2022.
- KUREK, R. K. M. **Avaliação do tempo de retorno dos níveis das inundações no vale do taquari/RS**. Lajeado: Centro Universitário Univates, 28 dez. 2012.
- LIBERALESSO, T.; SILVA, C. M.; CRUZ, C. O. Assessing financial subsidies for green roofs: A micro-scale analysis of Lisbon (Portugal). **Cities**, v. 137, p. 104295, 2023.
- LUCAS, A. H., SOBRINHA, L. A., MORUZZI, R. B., & BARBASSA, A. P. Avaliação da construção e operação de técnicas compensatórias de drenagem urbana: o transporte de finos, a capacidade de infiltração, a taxa de infiltração real do solo e

- a permeabilidade da manta geotêxtil. **Engenharia sanitaria e ambiental**, v. 20, p. 17-28, 2015.
- MANSO, M., TEOTÓNIO, I., SILVA, C. M., & Cruz, C. O. Green roof and green wall benefits and costs: A review of the quantitative evidence. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 135, p. 110111, 2021.
- MARTINS, P. A. DA S. **Normais climatológicas, balanço hídrico e classificação climática para a mesorregião sul do Amazonas**. Universidade Federal do Amazonas, 2019.
- MELLO, C. D., & Silva, A. D. (2013). **Hidrologia: princípios e aplicações em sistemas agrícolas**. Lavras: Ufla.
- MENDES, M. V.; AMARANTE, Mayara dos S. Pavimentos Permeáveis. **Revista Pesquisa e Ação**, v. 7, n. 1, p. 19-38, 2021.
- MORAIS, B. R. MÉNDEZ-QUINTERO, J. D., MACEDO, D. R., NERO, M. A. Os telhados verdes nas políticas ambientais e como medida mitigadora das inundações urbanas: uma revisão sistemática. **Labor e Engenho**, v. 15, p. e021018-e021018, 2021.
- MOURA, P. M. **Contribuição para a avaliação global de sistemas de drenagem urbana**. Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.
- NASCIMENTO, N. de O.; HELLER, L. Ciência, tecnologia e inovação na interface entre as áreas de recursos hídricos e saneamento. **Engenharia sanitária e ambiental**, v. 10, p. 36-48, 2005.
- NICOLAU, R. F.; FARIA, K. M. S.; MOMOLI, R. S. Análise integrada da eficiência da microdrenagem e evolução do uso do solo em área urbana. **Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais**, v.12, n.8, p.553-567, 2021.
- NOCETTI, T. F. **A visão dos atores no sistema de drenagem urbana: uma análise crítica na gestão dos recursos humanos**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 29 ago. 2008.
- OKOMURA, C. K.; VASCONCELLOS, V. M. N.; VERÓL, A. P. **A contribuição de telhados verdes para a drenagem urbana sustentável: estudos e soluções**, V Congresso Internacional na “Recuperação Manutenção e Restauração de Edifícios”. 2020.
- OLIVEIRA, T. H. **Sistema de drenagem urbana sustentável como estratégia para resiliência aos impactos das mudanças climáticas**. 2021. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.
- PARANÁ (ESTADO). **Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba**. 2002.
- REZENDE, G. B. M.; ARAUJO, S. M. S. Análise da taxa de impermeabilização e tempo de concentração nas sub-bacias da área urbana de Barra do Garças – MT, Pontal do Araguaia – MT e Aragarças – GO. **Revista Verde de Agroecologia e Desenvolvimento Sustentável**, v. 10, n. 1, p. 27, 27 dez. 2015.

- RODRÍGUEZ, C. A. M.; TEIXEIRA, B. A. do N. Avaliação de bacias de retenção de águas pluviais implantadas no município de São Carlos (SP), Brasil. **Engenharia Sanitaria e Ambiental**, v. 26, p. 143-150, 2021.
- ROY-POIRIER, A.; CHAMPAGNE, P.; FILION, Y. Review of bioretention system research and design: past, present, and future. **Journal of Environmental Engineering**, v. 136, n. 9, p. 878-889, 2010.
- SAATKAMP, G. de A. **Jardim de chuva: estudo comparativo de um sistema de biorretenção de uma bacia de amortecimento pluvial**. 98 f. Dissertação (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.
- SARDINHA, D. DE S., PENA, Y. T. L., TIEZZI, R. D. O., & ALMEIDA, M. C. J. D. Base de dados de desastres naturais no município de Poços de Caldas/MG: ferramenta para o planejamento e a gestão territorial. urbe. **Revista Brasileira de Gestão Urbana**, v. 8, n. 3, p. 318–331, set. 2016.
- SCHLICKMANN, R. D. L. **Avaliação de métodos de estimativa de vazão máxima para dimensionamento de bueiros**. 2020.
- SIA, N. B. P.; DA SILVA, J. C. **Drenagem Urbana-cálculos e estimativas através do Modelo Soil Conservation Service (SCS)**. Brazilian Journal of Development, v. 7, n. 4, p. 33506-33514, 2021.
- SOARES, K. M.; OLIVEIRA, B. B. S.; OLIVEIRA, A. C. B.; QUEIROZ, T. M.. Uso da terra na bacia hidrográfica do Rio Cabaçal e estimativa do coeficiente de escoamento superficial. **Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais**, v.12, n.12, p.221-233, 2021.
- SOBRINHO, A. V. **Propostas de adequação para minimização de problemas em locais propícios a inundações**. Varginha: Centro Universitário do Sul de Minas, 14 jul. 2014.
- TE CHOW, V., Maidment, DR, & Mays, LW. **Hidrologia aplicada**.1988.
- TEIXEIRA, C. A. **Apostila de Hidrologia Aplicada**. Curitiba: UTFPR, 2010.
- TEODORO, V. L. I., TEIXEIRA, D., COSTA, D. J. L., & FULLER, B. B. (2007). O conceito de bacia hidrográfica e a importância da caracterização morfométrica para o entendimento da dinâmica ambiental local. **Revista Brasileira Multidisciplinar-ReBraM**, 11(1), 137-156.
- TUCCI, C. E. **Hidrologia-Ciência e Aplicação**. 2ª edição, 944p. Porto Alegre, Editora da UFRGS/ABRH. Coleção da ABRH de Recursos Hídricos, v. 4., 2001.
- TUCCI, C. E. M. **Drenagem urbana**. Ciência e cultura, v. 55, n. 4, p. 36-37, 2003.
- TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Programa de Modernização do Setor Saneamento, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Ministério das Cidades, 2005.
- TUCCI, C. E. M. **Inundações urbanas: impactos da urbanização**. Editora da UFRGS ABRH. Porto Alegre, 2007.
- TUCCI, C. E. **Gestão da Drenagem Urbana**. Brasília: Cepal / Ipea, 2012.

APÊNDICE A – Tabelas para valores de Coeficientes de Escoamento.

Tabela 2 - Valores de C para superfícies, declividade e tempo de retorno.

Superfície	Tempo de Retorno (anos)					
	2	5	10	25	50	100
<u>Asfalto</u>	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95
<u>Concreto/telhado</u>	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97
<u>Gramados (Cobrimento de 50% da área)</u>						
Plano (0-2%)	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47
Média (2-7%)	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53
Inclinado (>7%)	0,4	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55
<u>Gramados (Cobrimento de 50% a 70% da área)</u>						
Plano (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41
Média (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49
Inclinado (>7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53
<u>Gramados (Cobrimento >75% da área)</u>						
Plano (0-2%)	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36
Média (2-7%)	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46
Inclinado (>7%)	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51
<u>Campos cultivados</u>						
Plano (0-2%)	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47
Média (2-7%)	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51
Inclinado (>7%)	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54
<u>Pastagem</u>						
Plano (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41
Média (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49
Inclinado (>7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53
<u>Florestas</u>						
Plano (0-2%)	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39
Média (2-7%)	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47
Inclinado (>7%)	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52

Fonte: Genovez (2001), adaptada por Melo (2013).

Tabela 3 - Valores de Coeficiente de "run-off".

Natureza da Cobertura	0 < A < 10ha				10ha < A < 400ha			
	< 5%	5% - 10%	10% - 30%	>30%	< 5%	5% - 10%	10% - 30%	>30%
Plataformas e pavimentos de estradas	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrenos Desnudos ou Erodidos	0,55	0,65	0,7	0,75	0,55	0,6	0,65	0,7
Culturas Correntes e Pequenos Bosques (região montanhosa com rocha)	0,5	0,55	0,6	0,65	0,42	0,55	0,6	0,65
Matas e Cerrados (região montanhosa)	0,45	0,5	0,55	0,6	0,3	0,36	0,42	0,5
Floresta comum (região plana)	0,3	0,4	0,5	0,6	0,18	0,2	0,25	0,3
Floresta Densa (região plana com alagadiço)	0,2	0,25	0,3	0,4	0,15	0,18	0,22	0,25

Fonte: Peltier e Bonnenfant, adaptada por Jabôr (2019).

Tabela 4 - Coeficiente de Deflúvio para Área < 4 km².

TIPO DE SOLO, PERMEABILIDADE E COBERTURA VEGETAL	COEF. DEFLÚVIO
1• Solo rochoso, de baixa permeabilidade, com vegetação rala	0,70 a 0,85
2• Solo rochoso, de baixa permeabilidade, com vegetação densa	0,65 a 0,80
3• Solo rochoso, de média permeabilidade, com vegetação rala	0,60 a 0,75
4• Solo rochoso, de média permeabilidade, com vegetação densa	0,55 a 0,70
5• Solo argiloso, de baixa permeabilidade, com vegetação rala	0,50 a 0,65
6• Solo argiloso, de baixa permeabilidade, com vegetação densa	0,45 a 0,60
7• Solo argiloso, de baixa permeabilidade, com floresta	0,40 a 0,55
8• Solo argiloso-arenoso, de média permeabilidade, com vegetação rala	0,35 a 0,50
9• Solo argiloso-arenoso, de média permeabilidade, com vegetação densa	0,30 a 0,45
10• Solo argiloso-arenoso, de média permeabilidade, com floresta	0,25 a 0,40
13• Solo argiloso-arenoso, de alta permeabilidade, com vegetação rala	0,20 a 0,35
12• Solo argiloso-arenoso, de alta permeabilidade, com vegetação densa	0,15 a 0,30
13• Solo argiloso-arenoso, de alta permeabilidade, com floresta	0,10 a 0,25

Fonte: Baptista Gariglio e José Paulo Ferrari, adaptada por Jabôr (2019).

APÊNDICE B – Planilha de cálculos das vazões de cheia.

Calculos para Área de Drenagem I (TR 25 anos)			
1 - ÁREA DA BACIA DE CONTRIBUIÇÃO			
ÁREA	1.520.000,00		m ²
ÁREA	1,520		km ²
2 - TEMPO DE CONCENTRAÇÃO			
L = comprimento do talvegue principal (km)			
L	1.120,00		m
L	1,120		km
2.1 - COTAS DO TALVEGUE			
Cota Maior	888,00		m
Cota Menor	828,50		m
H	59,50		m
2.2 - DECLIVIDADE			
S	0,0531		m/m
S	5,31		%
2.3 - TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (min.)			
Tc	13,48		min.
3 - EQUAÇÃO IDF (auxílio do PLUVIO 2.1)			
K	5949,624		
a	0,219		
b	32,447		
c	1,087		
TR (Tempo de Recorrência)	25		anos
tc (tempo de concentração)	13,48		min
i (Intensidade da Chuva)	187,94		mm/h
C = COEF.ESCOAM. SUPERFICIAL (tabela)			
C (adotado)	0,83		
VAZÃO DE PROJETO CALCULADA (Q)			
MÉTODO RACIONAL			
Formula adotada: $Q = c \cdot i \cdot A / 3,6$			
c =	0,83		
i =	187,94		mm/h
A =	1,52		km ²
TR (anos)	Q (m ³ /s)		Q (l/s)
25	65,86		65.863



Ilustração da área da bacia em estudo

Dados utilizados com auxílio do plúvio

LOCALIZAÇÃO:

Localidade: Não definida Estado: Minas Gerais

Latitude: 21°34'08"

Longitude: 45°26'41"

PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:

K: 5949,624

a: 0,219

b: 32,447

c: 1,087

Valores de coeficiente de escoamento superficial (C)

áreas centrais, densamente construídas, com ruas pavimentadas	de 0,70 a 0,90
áreas adjacentes ao centro, com ruas pavimentadas	de 0,50 a 0,70
áreas residenciais com casas isoladas	de 0,25 a 0,50
áreas suburbanas pouco edificadas	de 0,10 a 0,20

Calculos para Área de Drenagem II (TR 25 anos)

1 - ÁREA DA BACIA DE CONTRIBUIÇÃO

ÁREA	1.970.000,00	m ²
ÁREA	1,970	km ²

2 - TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

L = comprimento do talvegue principal (km)

L	1.210,00	m
L	1,210	km

2.1 - COTAS DO TALVEGUE

Cota Maior	888,00	m
Cota Menor	826,00	m
H	62,00	m

2.2 - DECLIVIDADE

S	0,0512	m/m
S	5,12	%

2.3 - TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (min.)

Tc	14,50	min.
----	--------------	------

3 - EQUAÇÃO IDF (auxílio do PLUVIO 2.1)

K	5949,624
a	0,219
b	32,447
c	1,087

TR (Tempo de Recorrência)	25	anos
tc (tempo de concentração)	14,50	min
i (Intensidade da Chuva)	183,48	mm/h

C = COEF.ESCOAM. SUPERFICIAL (tabela)

C (adotado)	0,83
-------------	-------------

VAZÃO DE PROJETO CALCULADA (Q)

MÉTODO RACIONAL

Formula adotada: $Q = c \cdot i \cdot A / 3,6$

c =	0,83	
i =	183,48	mm/h
A =	1,97	km ²
TR (anos)	Q (m ³ /s)	Q (l/s)
25	83,33	83.334

Ilustração da área da bacia em estudo



Dados utilizados com auxílio do plúvio

LOCALIZAÇÃO:

Localidade: Não definida Estado: Minas Gerais

Latitude: 21°34'08"

Longitude: 45°26'41"

PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:

K: 5949,624

a: 0,219

b: 32,447

c: 1,087

Valores de coeficiente de escoamento superficial (C)

áreas centrais, densamente construídas, com ruas pavimentadas

de 0,70 a 0,90

áreas adjacentes ao centro, com ruas pavimentadas

de 0,50 a 0,70

áreas residenciais com casas isoladas

de 0,25 a 0,50

áreas suburbanas pouco edificadas

de 0,10 a 0,20

Calculos para Área de Drenagem II (TR 1 ano)

1 - ÁREA DA BACIA DE CONTRIBUIÇÃO

ÁREA	1.970.000,00	m ²
ÁREA	1,970	km ²

2 - TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

L = comprimento do talvegue principal (km)		
L	1.210,00	m
L	1,210	km

2.1 - COTAS DO TALVEGUE

Cota Maior	888,00	m
Cota Menor	826,00	m
H	62,00	m

2.2 - DECLIVIDADE

S	0,0512	m/m
S	5,12	%

2.3 - TEMPO DE CONCENTRAÇÃO (min.)

Tc	14,50	min.
----	--------------	------

3 - EQUAÇÃO IDF (auxílio do PLUVIO 2.1)

K	5949,624
a	0,219
b	32,447
c	1,087

TR (Tempo de Recorrência)	1	anos
tc (tempo de concentração)	14,50	min
i (Intensidade da Chuva)	90,66	mm/h

C = COEF.ESCOAM. SUPERFICIAL (tabela)

C (adotado)	0,83
-------------	-------------

VAZÃO DE PROJETO CALCULADA (Q)

MÉTODO RACIONAL

Formula adotada: $Q = c^* i^* A / 3,6$

c =	0,83	
i =	90,66	mm/h
A =	1,97	km ²
TR (anos)	Q (m³/s)	Q (l/s)
1	41,18	41.179

Ilustração da área da bacia em estudo

Dados utilizados com auxílio do plúvio

LOCALIZAÇÃO:

Localidade: Não definida Estado: Minas Gerais

Latitude: 21°34'08"

Longitude: 45°26'41"

PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:

K: 5949,624

a: 0,219

b: 32,447

c: 1,087

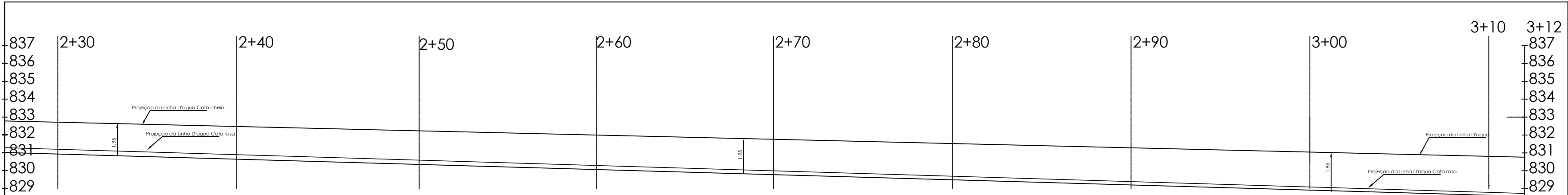
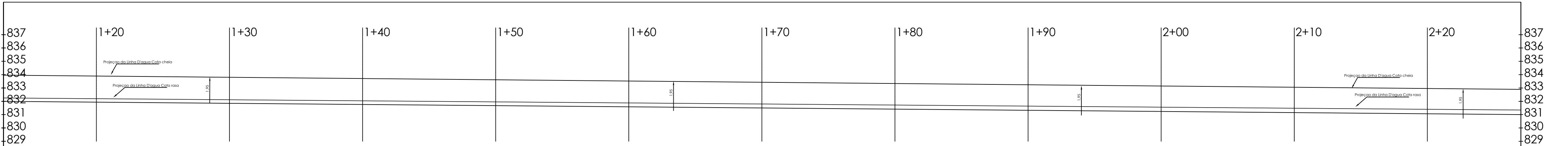
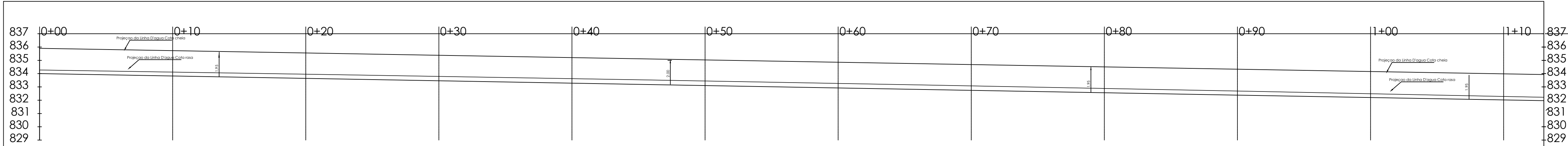
Valores de coeficiente de escoamento superficial (C)

áreas centrais, densamente construídas, com ruas pavimentadas	de 0,70 a 0,90
áreas adjacentes ao centro, com ruas pavimentadas	de 0,50 a 0,70
áreas residenciais com casas isoladas	de 0,25 a 0,50
áreas suburbanas pouco edificadas	de 0,10 a 0,20

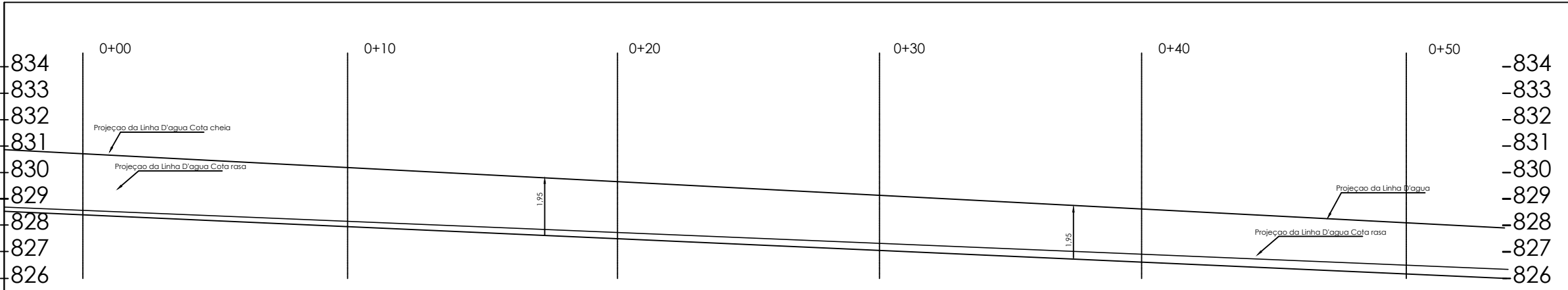
ANEXO A – Projeto Geométrico, detalhamento, corte e perfil da linha d’água da canalização concluída em 2021 (Trecho II e Trecho III).

PERFIS LONGITUDINAIS

ESCALA 1/250

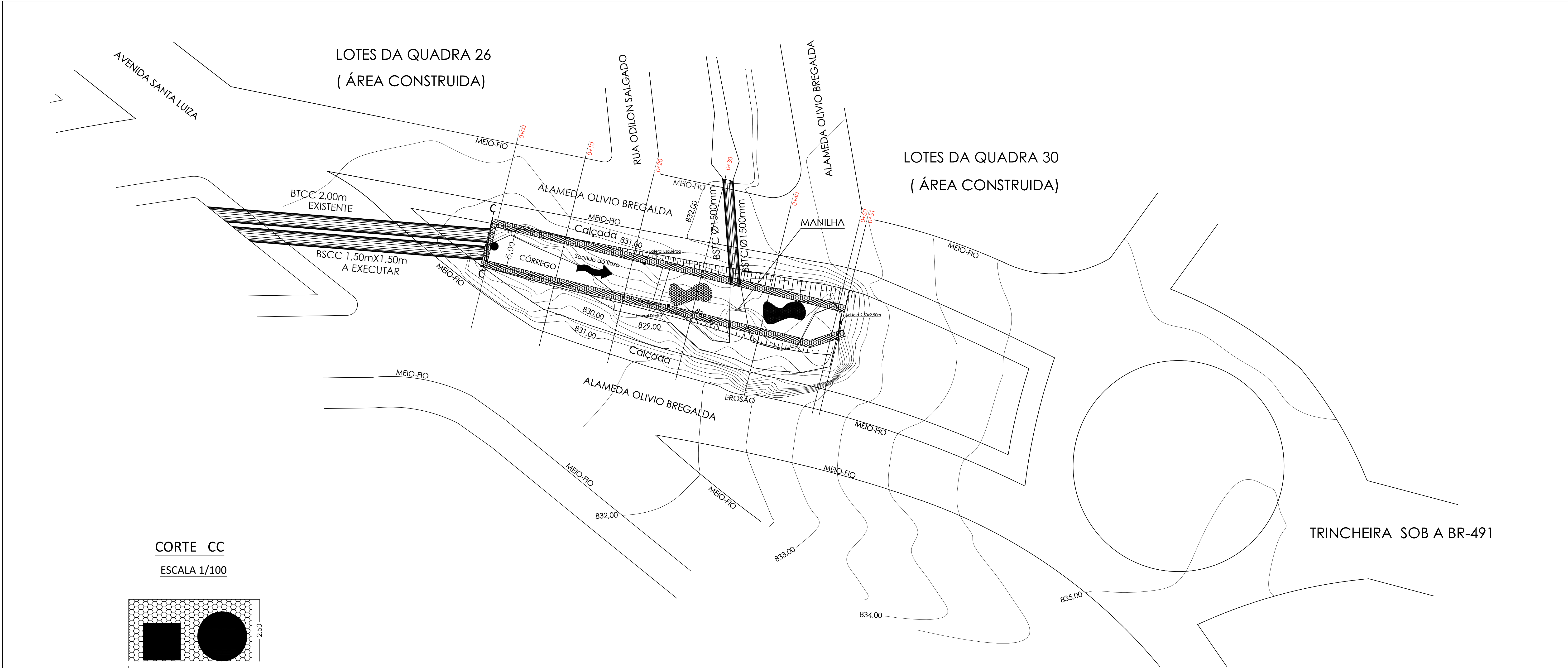


Trecho 1: Aduelas Abertas
Ext: 312,00m

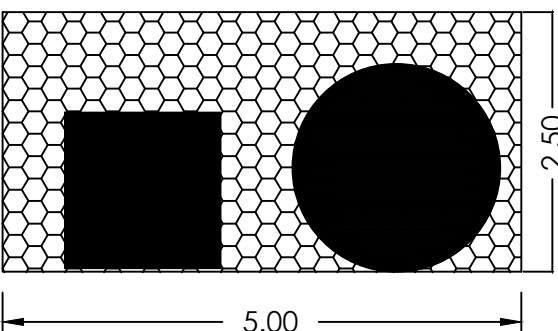


Trecho 2: Gabião Caixa
Ext: 53,00m

		PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE VARGINHA SEPLA - SECRETARIA MUNICIPAL DE PLANEJAMENTO URBANO	
RESPONSÁVEL TÉCNICO: ANTONICELLI CARLOS DA SILVA 110414/D MG		ART. N°:	
ENDEREÇO: AVENIDA OTÁVIO MARQUES DE PAIVA BAIRRO SANTA LUIZA			
PROPRIETÁRIO: PREFEITURA MUNICIPAL DE VARGINHA MG		ARQUIVO: ROTATÓRIA SANTA LUIZA	
PLANIALTIMETRIA SEPLA - VARGINHA MG		MAPOTECA: ROTATORIAS	
TÍTULO: TRECHO DE ADUELAS ABERTAS E TRECHO DE GABIÃO			
PRANCHA: 02/03	CONTEÚDO DA PRANCHA: PERFIL DA LINHA D'AGUA		



CORTE CC
ESCALA 1/100

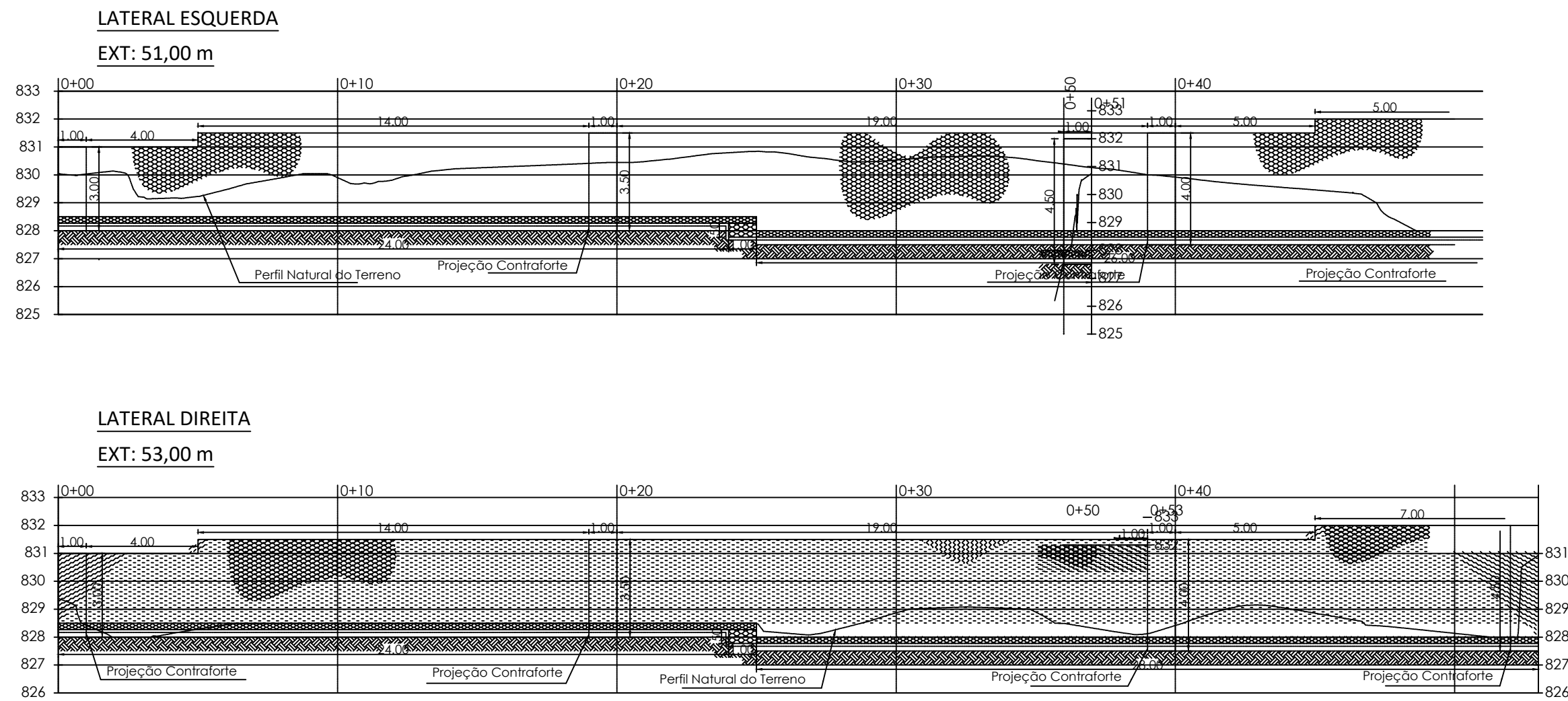


Quantidades

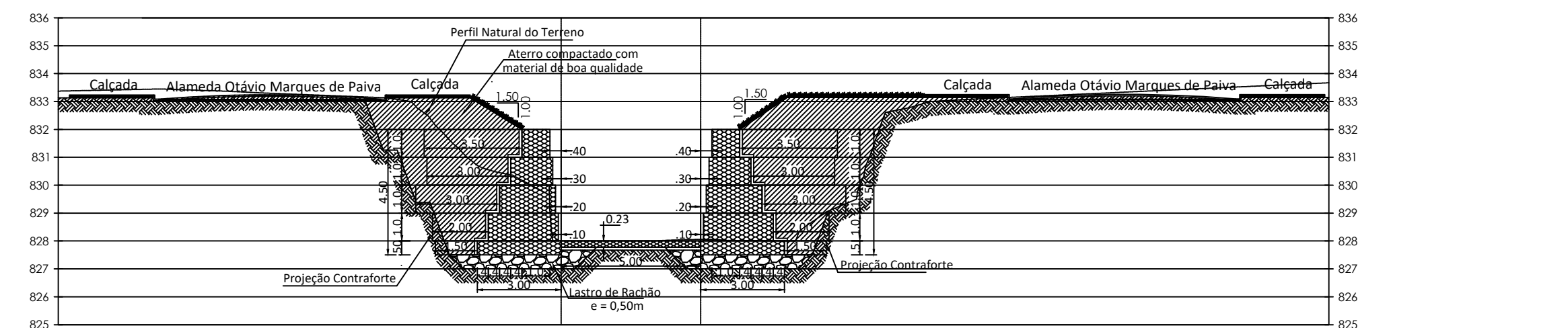
Descrição do Material	Quantidade	Unidade
Gabião tipo Caixa 80 (h=0,50m)	78,50	m³
Gabião tipo Caixa 80 (h=1,00m)	674,00	m³
Colchão 60 (e=0,23)	254,00	m²
Filtro Geotêxtil H40,2	1.150,00	m²
Dispositivo de conexão	500,00	Kg
Pedra Rachão para enchimento dos gabiões (considerando 15% de perda)	930,00	m³
Pedra rachão co preparação de base	255,00	m³

PROJETO GEOMÉTRICO
ESCALA 1/250

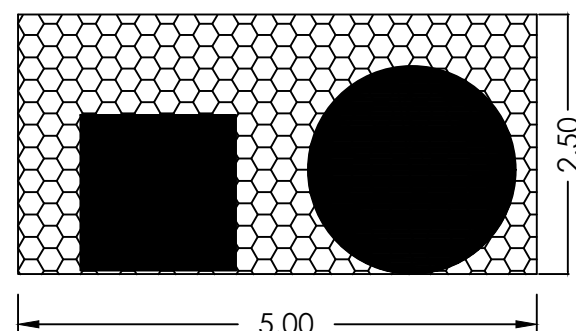
PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA 1/250



SEÇÃO EST: 0+50
ESCALA 1/250



CORTE CC
ESCALA 1/100



LEGENDA

	Gabião Caixa		Solo natural
	Colchão		Aterro compactado com material de boa qualidade
	Geotêxtil		Pedra rachão

NOTAS DE PROJETO:

- A estabilidade da estrutura proposta deverá ser analisada mediante a utilização de parâmetros de resistência dos solos de aterro e fundação, que deverão ser obtidos através de ensaios específicos;
- Os solos utilizados como reaterro não deverão apresentar matéria orgânica e outras impurezas, e deverão apresentar expansividade inferior a 2,0% (ensaio CBR);
 - O aterro deverá ser compactado em camadas com espessura máxima acabada de 25 cm, até atingir o grau de compactação mínimo de 98% em relação à energia normal de compactação, e desvio de umidade máximo de Junto à face, com largura mínima de 1,0 m, a compactação deve ser processada através do uso de placas vibratórias ou sapos mecânicos, para evitar dano pela proximidade do rolo compactador;
- A execução da face, colocação dos Gabiões e a execução do aterro devem ser simultâneas, ou seja, o levantamento do muro deve ser efetuado concomitantemente com a execução do aterro;
- Para execução da estrutura aqui apresentada, deverão ser realizados ensaios de campo e laboratório a fim de verificar e confirmar as características dos solos e o nível freático;
- A topografia do terreno natural e as cotas de projeto deverão ser confirmadas para locação da estrutura proposta;
- As escavações próximas à estrutura proposta não deverão comprometer a integridade da mesma;
- Este estudo tem como finalidade a apresentação da geometria e estimativa de custos, portanto todos os dados hidráulicos, geotécnicos e geométricos deverão ser verificados e confirmados;Deverá ser previsto cobertura vegetal dos taludes expostos para proteção contra erosões superficiais;

Gabião Tipo Caixa 80

Gabiões tipo Caixa 80 são confeccionados com malha hexagonal de dupla torção, produzida a partir de arames, no diâmetro externo 3,40 mm, em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3, suas características de desempenho são apresentadas abaixo. Os Gabiões tipo Caixa 80 são subdivididos em células por diafragmas, inseridos a cada metro durante a fabricação (execução feita aos gabios com comprimento inferior a 2 m, que não recebem diafragmas). Para as operações de montagem (amarração e atirantamento) dos gabios.

Ensaio de abrasão	≥100.000	ciclos	NBR 7577 / EN 60229 (Adaptado)
Resistência química em ambiente aquoso	1<pH<14		Consultar tabela de resistência química*
Força máxima de punção	22,75	kN	ASTM A975 (Adaptado)
Resistência da conexão na borda	27,00	kN/m	ASTM A975 (Adaptado)
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	<5% de oxidação após 250 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO2 para 2 dm² água) EN 10223-3	
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de Névoa Salina)	<5% de oxidação após 6000 horas	EN ISO 9227 / EN 10223-3	
Temperatura de fragilidade	-35ºC		NBR 8964 / EN 10223-3

Colchão

Colchões 60 são confeccionados com malha hexagonal de dupla torção, produzida a partir de arames, no diâmetro externo 3 mm, em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3, suas características de desempenho são apresentadas abaixo. Os Colchões 60 são subdivididos em células por diafragmas de parede dupla, que reforçam os elementos, aumentando a rigidez das estruturas construídas. Para as operações de montagem (amarração e atirantamento) dos colchões, são necessários dispositivos de conexão.

Ensaio de abrasão	≥100.000	ciclos	NBR 7577 / EN 60229 (Adaptado)
Resistência química em ambiente aquoso	1<pH<14		Consultar tabela de resistência química*
Força máxima de punção	15,50	kN	ASTM A975 (Adaptado)
Resistência da conexão na borda	21,00	kN/m	ASTM A975 (Adaptado)
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	<5% de oxidação após 250 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO2 para 2 dm² água) EN 10223-3	
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de Névoa Salina)	<5% de oxidação após 6000 horas	EN ISO 9227 / EN 10223-3	
Temperatura de fragilidade	-35ºC		NBR 8964 / EN 10223-3

Dispositivo de Conexão

Os Dispositivos de Conexão, são utilizados nas operações de amarração e atirantamento, para a montagem e instalação dos gabios e demais produtos de malha hexagonal de dupla torção, estes dispositivos metálicos são produzidos com o mesmo tipo de aço utilizado para a fabricação das malhas, garantindo que as estruturas, construídas com tais materiais apresentem características monolíticas. O Dispositivo de Conexão é produzido a partir de arames, no diâmetro externo 3,2 mm, em conformidade com as normas NBR 8964, NBR 10514 e EN 10223-3, suas características de desempenho são apresentadas abaixo.

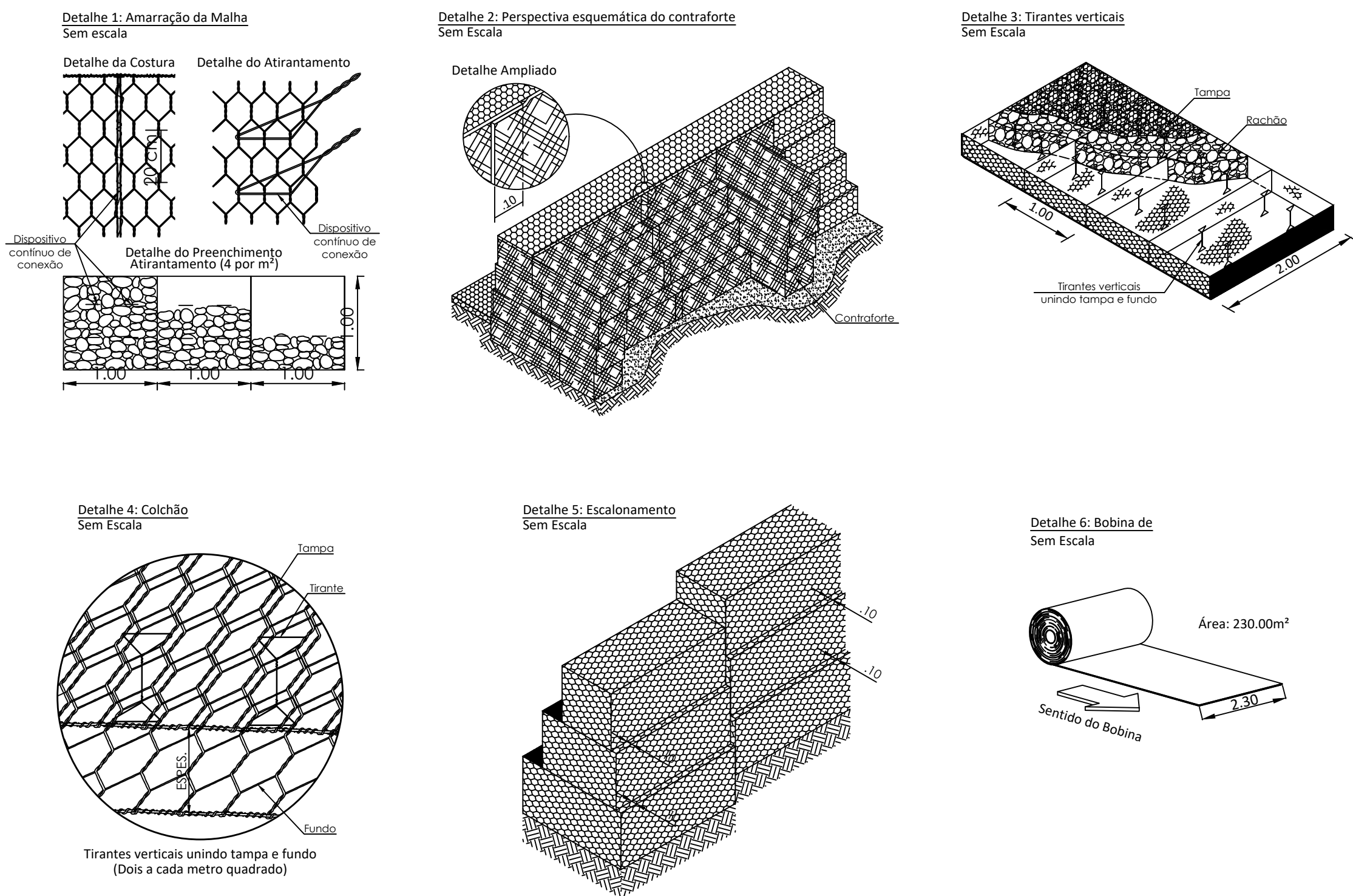
Ensaio de abrasão	≥100.000	ciclos	NBR 7577 / EN 60229 (Adaptado)
Resistência química em ambiente aquoso	1<pH<14		Consultar tabela de resistência química*
Tensão de ruptura	380 a 500 classe A	mPa	NBR 8964 / EN 10223-3 / NBR 709
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio Kesternich)	<5% de oxidação após 250 ciclos	EN ISO 6988 (0,2 dm³ SO2 para 2 dm² água) EN 10223-3	
Resistência à corrosão e envelhecimento (ensaio de Névoa Salina)	<5% de oxidação após 6000 horas	EN ISO 9227 / EN 10223-3	
Temperatura de fragilidade	-35ºC		NBR 8964 / EN 10223-3

Especificação

Descrição	Geotêxtil nátecedo 100% políéster, agulhado e consolidado térmicamente por calandragem.		
Propriedades	Resistência longitudinal à tração (Faixa larga)	10,00 kN/ m	ASTM D 4595 / NBR ISO 10319
	Alongamento (Faixa larga)	50,00 %	
	Resistência ao punção CBR	1,50 kN	ASTM D 6241 / NBR 12236
	Permeabilidade normal	0,20 cm/s	ASTM D 4491 / NBR ISO 11058
	Gramatura	200,00 g/ m²	ASTM D 5261 / NBR ISO 9864

A estabilidade e a segurança da estrutura proposta só podem ser garantidas a longo prazo através da utilização de geossintéticos de alta qualidade e desempenho e que obrigatoriamente atendam às propriedades listadas.

DETALHES



PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE VARGINHA
SEPLA - SECRETARIA MUNICIPAL DE PLANEJAMENTO URBANO

RESPONSÁVEL TÉCNICO:

ANTONICELLI CARLOS DA SILVA
110414/D MG

ART N°:

ENDEREÇO:

AVENIDA OTÁVIO MARQUES DE PAIVA
BAIRRO SANTA LUIZA

PROPRIETÁRIO:

PREFEITURA MUNICIPAL DE VARGINHA MG

ARQUIVO:

ROTATORIA SANTA LUIZA

PLANALTIMETRIA

SEPLA - VARGINHA MG

MAPOTECA:

ROTATORIAS

TÍTULO:

TRECHO 2: GABIÃO CAIXA

PRANCHA:

CONTEUDO DA PRANCHA:

03/03

PROJETO GEOMÉTRICO / DETALHAMENTO / PERFIL / CORTE