

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA
CAMPUS CAJAZEIRAS

JOSÉ RODRIGO ALVES DE LIMA
MARIA DA CONCEIÇÃO ARAÚJO PEREIRA

**DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS DE COLETA DE ESGOTO E
DRENAGEM URBANA DO LOTEAMENTO LUAR PINTO GADELHA, NA
CIDADE DE SOUSA-PB**

Cajazeiras-PB
2022

JOSÉ RODRIGO ALVES DE LIMA
MARIA DA CONCEIÇÃO ARAÚJO PEREIRA

**DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS DE COLETA DE ESGOTO E
DRENAGEM URBANA DO LOTEAMENTO LUAR PINTO GADELHA, NA
CIDADE DE SOUSA-PB**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-Campus Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil, sob Orientação do Prof. Me. Cicero Joelson Vieira Silva.

L732d

LIMA, José Rodrigo Alves de
Dimensionamento dos sistemas de coleta de esgoto e drenagem
urbana do loteamento Luar Pinto Gadelha, na cidade de Sousa - PB -
Cajazeiras. José Rodrigo Alves de Lima; Maria da Conceição Araújo Pereira
2022. 107f..

TCC (PDF)

Orientador: Cicero Joelson Vieira Silva

1. Drenagem 2.Coleta de esgoto I. 3.Dimensionamento. I. José
Rodrigo Alves de Lima II.Maria da Conceição Araújo Pereira III. Título.

CDU: 625

JOSÉ RODRIGO ALVES DE LIMA
MARIA DA CONCEIÇÃO ARAÚJO PEREIRA

**DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS DE COLETA DE ESGOTO E
DRENAGEM URBANA DO LOTEAMENTO LUAR PINTO GADELHA, NA
CIDADE DE SOUSA-PB**

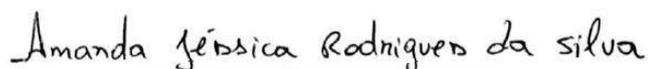
Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba,
Campus Cajazeiras, como parte dos
requisitos para a obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 21 de Junho de 2022.

BANCA EXAMINADORA



Prof. Me. Cicero Joelson Vieira Silva – IFPB *Campus* Cajazeiras
Orientador



Prof.^a. Me. Amanda Jéssica Rodrigues da Silva – IFPB *Campus* Cajazeiras
Examinador 1



Prof. Me. Fernando Chagas de Figueiredo Sousa – IFPB *Campus* Cajazeiras
Examinador 2

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pelo dom da vida e por sempre estar comigo me dando forças, saúde e coragem para não desistir dos meus objetivos.

Aos meus pais, Luiz e Antônia, que sempre me apoiaram e me incentivaram durante essa jornada acadêmica, para que em nenhum momento eu pensasse em desistir desse sonho.

Aos meus irmãos, Lilia, Lígia, Raul e Rogério, que sempre facilitaram a minha trajetória, dando suporte, apoio e conselhos. A minha avó, tios, tias, primos, primas e amigos que sempre me apoiaram e deram força nessa caminhada.

A minha companheira de TCC e de jornada acadêmica, Maria da Conceição, que sempre me ajudou desde o primeiro semestre, explicando os conteúdos mais complexos e me incentivando durante as adversidades do curso.

Ao nosso orientador, Prof. Me. Cicero Joelson Vieira Silva, por todo apoio e dedicação durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus companheiros de estudos: Evilly, Nicolas, Ana Carla, Kevin, Iarley, Jocicleudo, Kaeel, Galdino, João Victor, Izadora, Vitória e Abreu, que sempre me auxiliaram nas atividades, listas de exercícios e projetos. Sem eles teria sido bem mais complicado chegar tão longe, sou grato por todo aprendizado e pela amizade de cada um.

A Dênis Silva, meu companheiro de apartamento. A Luiz Carlos (Lula), que sempre me deu carona no trajeto de minha cidade (Várzea Alegre - CE) até o referido instituto.

Aos engenheiros Elioenai e Wanks, por terem contribuídos com conhecimentos técnicos e práticos durante o período de estágio.

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba – IFPB *Campus* Cajazeiras, pela oportunidade de cursar Engenharia Civil.

Aos professores e funcionários dessa renomada Instituição, por todo auxílio e conhecimentos compartilhados nesses quatro anos de curso. Os meus mais sinceros agradecimentos a todos que de alguma forma me forneceram apoio, de forma direta ou indireta, nesses últimos anos.

Por José Rodrigo Alves de Lima.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pelas oportunidades que me foram concedidas, bem como o discernimento, saúde e forças para superar as dificuldades.

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba - IFPB *Campus* Cajazeiras, seu corpo docente, direção e administração, que sempre me ajudaram e me direcionaram para o caminho do aprendizado e superação.

Ao meu companheiro Filipe, que sempre apoiou minha vida acadêmica, me dando suporte em todas as etapas. Seu amor e dedicação, sem dúvidas, foram minha fonte de inspiração e força de vontade.

Aos meus pais, Francisco e Ivania, e minha irmã Thereza Cecília, por sempre me apoiarem e acreditarem em meu sucesso. Obrigada por toda confiança em mim depositada. A minha falecida avó, Mariquinha, que sempre me incentivou e acompanhou meus passos.

Ao meu colega e companheiro neste trabalho, Rodrigo Alves, por toda ajuda e paciência, por sua dedicação e amizade, que foram essenciais durante todo o percurso de minha vida acadêmica.

Além disso, agradecer a todos os amigos que fiz pelo caminho da estrada da graduação e fora dela, em especial a Kevin, Jocicleudo, João Victor, Galdino, Geisiane e Vitória por toda a ajuda, conselhos e momentos de diversão tão necessários em meio às dificuldades que passamos nesses quatro anos de curso. Aos demais que não foram citados nominalmente, obrigada por todos os momentos, os guardarei para sempre em minha memória.

Ao meu professor orientador, Prof. Me. Cicero Joelson Vieira Silva, pelo suporte, por todas as horas de reunião, seus conselhos e correções, e acima de tudo, muito obrigada por toda a sua paciência e compreensão, poucos são como ti.

Por Maria da Conceição Araújo Pereira.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Traçado do canal de drenagem da cidade de Sousa-PB.....	24
Figura 2 – Sistema separador absoluto.....	26
Figura 3 – Elementos que constituem uma rede coletora de esgoto.....	27
Figura 4 – Partes constituintes de um poço de visita para esgoto.	28
Figura 5 – Partes constituintes de um Terminal de inspeção de limpeza.	28
Figura 6 – Partes constituintes e geometria de uma caixa de passagem.	29
Figura 7 – Elementos de um sifão invertido.....	29
Figura 8 – Estação elevatória de esgoto.	30
Figura 9 – Partes constituintes de um poço de visita para drenagem.	32
Figura 10 – Sarjeta triangular	32
Figura 11 – Tipos de boca de lobo.	33
Figura 12 – Esquema de funcionamento de um sistema de microdrenagem.	33
Figura 13 – Mapa de localização do Município de Sousa, dentro do Estado da Paraíba.....	36
Figura 14 – Mapa de localização do loteamento Luar Pinto Gadelha dentro do Município de Sousa-PB.	37
Figura 15 – Área de lote alagada.....	38
Figura 16 – Rua alagada localizada no Loteamento Luar Pinto Gadelha.	38
Figura 17 – Mapa de localização dos poços de visita pré-existentes.	41
Figura 18 – Mapa de localização dos principais/tipos de empreendimentos do loteamento...	42
Figura 19 – Divisão das redes coletoras de esgoto.....	43
Figura 20 – Localização dos Poços de visita pré-existentes.....	45
Figura 21 – Área molhada dentro de uma tubulação.....	51
Figura 22 – Esquema de alturas para a bomba submersa.	57
Figura 23 – Peças que compõem o sistema de recalque para bomba submersa.....	59
Figura 24 – Localização de dispositivos de drenagem provisórios do loteamento.	61
Figura 25 – Redes de Macrodrenagem.....	62
Figura 26 – Características geométricas de um conduto fechado	66
Figura 27 – Geometria de uma sarjeta triangular.	68
Figura 28 – Vazões de escoamento para sarjetas.	70
Figura 29 – Boca de lobo com guia lateral.....	71
Figura 30 – Localização de um dos trechos que receberão vazão singular.....	74
Figura 31 – Localização do trecho de maior vazão.....	75

Figura 32 – Casos de trechos com diâmetros de 100 mm e 150 mm.	76
Figura 33 – Marcação aproximada de áreas planas para rede de esgoto I e II.	76
Figura 34 – Localização do trecho recalçado.	78
Figura 35 – Configuração geométrica de o poço de sucção.	79
Figura 36 - Vazões de escoamento para sarjetas.	83
Figura 37 – Boca de lobo tipo 1: 80 cm x 12 cm.	84
Figura 38 – Boca de lobo tipo 2: 95 cm x 13 cm.	85

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Óbitos por DRSAI, por Grande Região, 2008-2019.	21
Gráfico 2 – Evolução dos indicadores de atendimento de água e coleta de esgoto entre os anos de 2016 e 2019.....	21
Gráfico 3 – Percentual de distribuição de água, coleta e tratamento de esgoto para os anos de 2010 e 2020.	23
Gráfico 4 - Disposição de diâmetros por rede.	82
Gráfico 5 – Percentual entre intervalos de vazões por rede.....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Relação lâmina líquida x Raio Hidráulico.....	52
Tabela 2 – Dimensões padronizadas para sarjetas.....	68
Tabela 3 – Comprimento Virtual das peças da bomba de recalque.....	80
Tabela 4 – Número de trechos e área de abrangência por rede de drenagem.....	81
Tabela 5 – Vazões de escoamento para sarjetas.	83

RESUMO

A infraestrutura sanitária deficiente está relacionada com a situação do sistema de saúde e a qualidade de vida da população de países em desenvolvimento. Desse modo, o setor da construção civil, assume uma participação preponderante para a elaboração de soluções e melhorias, acerca de tais serviços. O referido trabalho tem como proposta o dimensionamento e o traçado das redes de esgoto sanitário e drenagem de águas pluviais para o Loteamento Luar Pinto Gadelha, situado no Município de Sousa-PB. Os procedimentos utilizados em seu desenvolvimento, foram: uma abrangente pesquisa bibliográfica e um estudo de caso aplicado. O último realizado através de visitas técnicas, afim de confrontar os dados obtidos a partir das pranchas de arreamento com a atual situação do lote. Durante o dimensionamento, buscou-se projetar um sistema otimizado em custo, tempo e sustentabilidade. A rede de esgoto foi calculada para um horizonte de projeto de 20 anos, enquanto que o sistema de drenagem, para um período de retorno de 10 anos. Levando em consideração a executabilidade do projeto, buscou-se aproveitar, ao máximo, a própria declividade do terreno, o que permitiu que os coletores de esgoto e as galerias de drenagem, possuíssem menores profundidades. O coletor e a galeria mais profundos dos sistemas obtiveram cota de 3,46 m e de 4,17 m, respectivamente. Além disso, também foi necessário o dimensionamento de uma Estação Elevatória de Esgoto, devido as características da topografia do loteamento. Tendo em vista que todo o dimensionamento para a elaboração dos projetos, foi realizado segundo os critérios executivos e de segurança preconizados pela literatura e normas vigentes, os sistemas de coleta de esgoto e drenagem atenderão a toda população, ficando sua execução sob análise da prefeitura Municipal de Sousa-PB.

Palavras-chave: saneamento básico; dimensionamento; sistema coletor de esgoto; sistema de drenagem de águas pluviais urbanas;

ABSTRACT

Deficient health infrastructure is related to the state of the health system and the quality of life of population in developing countries. In this way, the civil construction sector assumes a preponderant participation in the elaboration of solutions and improvements regarding such services. This work proposes the design and layout of the sanitary sewage and rainwater drainage networks for the Luar Pinto Gadelha Loteamento, located in the Municipality of Sousa-PB. The procedures used in its development were: a comprehensive bibliographic research and an applied case study. The last one was carried out through technical visits, in order to compare the data obtained from the street planks with the current situation of the lot. During the sizing, we sought to design a system that was optimized in terms of cost, time and sustainability. The sewage network was calculated for a project horizon of 20 years, while the drainage system, for a payback period of 10 years. Taking into account the feasibility of the project, it was sought to make the most of the slope of the land, which allowed the sewage collectors and drainage galleries to have smaller depths. The deepest collector and gallery of the systems obtained an elevation of 3.46 m and 4.17 m, respectively. In addition, it was also necessary to design a Sewage Pumping Station, due to the characteristics of the subdivision's topography. Considering that all the design for the elaboration of the projects was carried out according to the executive and safety criteria recommended by the literature and current regulations, the sewage collection and drainage systems will serve the entire population, and their execution will be under analysis by the City Hall. from Sousa-PB.

Keywords: basic sanitation; sewage collection system; urban rainwater drainage system.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	OBJETIVOS	17
2.1	OBJETIVO GERAL	17
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
3.1	CENÁRIO DO SANEAMENTO NO BRASIL	18
3.2	PANORAMA DO SANEAMENTO BÁSICO EM SOUSA-PB	22
3.3	ESGOTO SANITÁRIO	24
3.3.1	Tipos de sistemas de esgoto	25
3.3.2	Partes constituintes de uma rede coletora de esgoto	27
3.3.3	Estação elevatória de esgoto - EEE	29
3.4	DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS.....	30
3.4.1	Divisão do sistema de drenagem	31
3.4.2	Medidas de controle.....	34
4	METODOLOGIA	35
4.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	35
4.1.1	O Município: Sousa-PB.....	35
4.1.2	O loteamento Luar Pinto Gadelha	37
4.2	CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA	39
4.3	MÉTODO	39
4.3.1	Levantamento bibliográfico.....	39
4.3.2	Visita técnica	40
4.3.3	Dimensionamento da Rede de Coleta de Esgoto Sanitário	41
4.3.3.1	<i>Dados e considerações de projeto</i>	41
4.3.3.2	<i>Estimativa populacional da área de estudo</i>	43
4.3.3.3	<i>Concepção do traçado da rede coletora</i>	44
4.3.3.4	<i>Critérios de projeto</i>	45
4.3.3.5	<i>Taxas de contribuição linear</i>	46
4.3.3.6	<i>Vazão de projeto</i>	47
4.3.3.7	<i>Declividades</i>	48
4.3.3.7.1	<i>Declividade do terreno</i>	48
4.3.3.7.2	<i>Declividade de projeto</i>	49

4.3.3.8	<i>Diâmetro</i>	49
4.3.3.9	<i>Coefficiente de condutividade hidráulica</i>	49
4.3.3.10	<i>Parâmetros de verificação</i>	50
4.3.3.10.1	<i>Lâmina líquida</i>	50
4.3.3.10.2	<i>Tensão trativa</i>	50
4.3.3.10.3	<i>Velocidade de início e final de plano</i>	51
4.3.3.10.4	<i>Velocidade crítica</i>	52
4.3.3.11	<i>Parâmetros executivos</i>	53
4.3.3.11.1	<i>Cota dos coletores</i>	53
4.3.3.11.2	<i>Profundidade dos coletores</i>	53
4.3.4	Dimensionamento da Estação Elevatória de Esgoto Sanitário.....	54
4.3.4.1	<i>Vazões de contribuição</i>	54
4.3.4.2	<i>Cálculo do diâmetro da tubulação de recalque</i>	55
4.3.4.3	<i>Cálculo do poço de visita</i>	56
4.3.4.4	<i>Vazão efetiva</i>	57
4.3.4.5	<i>Dimensionamento da bomba</i>	58
4.3.5	Dimensionamento da Rede de Macrodrenagem Urbana	60
4.3.5.1	<i>Dados e considerações de projeto</i>	60
4.3.5.2	<i>Trechos, distância e áreas de contribuição</i>	62
4.3.5.3	<i>Vazão de Contribuição</i>	63
4.3.5.4	<i>Tempo de concentração</i>	63
4.3.5.5	<i>Diâmetros das tubulações</i>	63
4.3.5.6	<i>Declividades e cotas do terreno e profundidade das galerias</i>	64
4.3.5.7	<i>Lâmina Líquida e Área molhada</i>	65
4.3.5.8	<i>Velocidade de escoamento</i>	67
4.3.6	Dimensionamento do Sistema de Microdrenagem.....	67
4.3.6.1	<i>Sarjetas</i>	68
4.3.6.2	<i>Bocas de Lobo</i>	70
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	73
5.1	DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA DE ESGOTO	73
5.1.1	Estimativa populacional	73
5.1.2	Vazões máximas de início e final de plano, órgãos acessórios, extensão e quantidade de trechos.....	73
5.1.3	Vazão singular	74

5.1.4	Vazão de projeto.....	74
5.1.5	Declividade e Diâmetro	75
5.1.6	Parâmetros de verificação.....	77
5.1.7	Parâmetros executivos	77
5.1.8	Dimensionamento da Estação Elevatória de Esgoto (EEE)	77
5.1.9	Vazões máximas de início e final de plano e diâmetro de recalque	78
5.1.10	Poço de sucção	78
5.1.11	Dimensionamento da bomba	79
5.2	DIMENSIONAMENTO DA REDE DE DRENAGEM.....	80
5.2.1	Dimensionamento da rede de macrodrenagem.....	80
5.2.2	Dimensionamento dos dispositivos de microdrenagem	82
5.2.2.1	<i>Sarjetas</i>	83
5.2.2.2	<i>Bocas de lobo</i>	83
6	CONCLUSÃO.....	86
	REFERÊNCIAS.....	88
	APÊNDICE A - PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DAS REDES DE ESGOTO SANITÁRIO.....	95
	APÊNDICE B - PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DAS REDES DE DRENAGEM URBANA	97
	APÊNDICE C - TRAÇADO E DETALHAMENTO DAS REDES COLETORAS DE ESGOTO.....	100
	APÊNDICE D - TRAÇADO E DETALHAMENTO DAS REDES DE DRENAGEM URBANA.....	102
	APÊNDICE E - ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO E PROJETO DE COMPATIBILIZAÇÃO ENTRE REDES.....	104
	ANEXO A - TABELA DE DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE TUBULAÇÕES.....	106

1 INTRODUÇÃO

Devido ao crescimento urbano do Brasil ter ocorrido de forma acelerada e sem planejamento, segmentos essenciais como infraestrutura não conseguiram acompanhar as demandas da sociedade, o que resultou em um sistema ineficiente de saneamento básico (NÓBREGA *et al.*, 2013). O setor da construção civil, assume uma participação preponderante para a elaboração da solução de tais problemas, uma vez que, são os profissionais desta área que são responsáveis pelo planejamento e execução das obras de infraestrutura urbana.

A Lei Federal nº 11.445 (BRASIL, 2007), define Saneamento Básico como “Conjunto de serviços, infraestrutura e instalações operacionais de abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo de resíduos sólido e drenagem e manejo de águas pluviais urbanas”. Desta maneira podendo resumir-se como um conjunto de medidas que tem como intuito preservar o meio ambiente e promover a saúde humana

Embora o direito a esse serviço esteja garantido pela lei supracitada, de acordo com o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento - SNIS, em 2020, apenas 55,0% da população total do país tinha acesso a alguma fonte de esgotamento sanitário. Segundo tal órgão, de todo o esgoto gerado, apenas 50,8% eram tratados no ano de 2020, já de todo esgoto coletado, o percentual tratado sobe para 79,8%. Sendo assim é possível observar que, apesar das dificuldades de implantação do sistema coletor, a sua existência aumentará as probabilidades de o esgoto ser tratado antes de ser lançado em algum efluente (SNIS, 2021).

No Brasil obras de saneamento sofrem dificuldades durante sua implementação devido aos poucos recursos fornecidos pelo governo, a baixa qualidade técnica dos projetos e aos erros recorrentes durante a sua execução, tornando-a ainda mais cara (SOARES NETO, 2019). Nesse contexto, surge o novo marco regulatório do saneamento básico, Lei nº 14.026 (BRASIL, 2020a), como uma solução para a falta de investimentos na implantação destes tipos de serviço. Dentre as principais mudanças propostas por essa lei, em relação às legislações antigas, está a ampliação da participação de empresas privadas no mercado de prestação ou concessão dos serviços públicos de saneamento básico.

Antes disso, a licitação não era o único meio de contratação, visto que os estados e municípios tinham a opção de sancionar os contratos com as empresas estatais que prestam serviço de saneamento, sem a necessidade de um processo licitatório. O novo marco regulatório, Lei nº 14.026 (BRASIL, 2020a), estabelece a obrigatoriedade de licitações, durante a contratação de serviços de saneamento para estados e municípios, sendo que a empresa vencedora do processo licitatório terá que comprovar a capacidade econômico-financeira, por

recursos próprios ou de terceiros, de executar os serviços na área licitada até 31 de dezembro de 2033.

Ademais, a legislação vigente, também estabeleceu novas metas quanto à universalização dos serviços de saneamento básico, onde é esperado que até 31 de dezembro de 2033, 99% da população possua acesso à água potável e 90% tenham acesso à coleta e tratamento de esgotos (BRASIL, 2020a).

Segundo informações publicadas na página oficial online do Governo Federal em 15 de julho de 2020, o Ministro do Desenvolvimento Regional, Rogério Marinho afirmou que para atingir as metas propostas no marco regulatório serão necessários investimentos que podem variar de R\$500 bilhões a R\$700 bilhões nos próximos 10 anos. Segundo o Ministério do Desenvolvimento Regional – MDR (BRASIL, 2020b), a nova lei será de extrema importância no que diz respeito a infraestrutura das cidades brasileiras e para a conservação do meio ambiente, além de proporcionar mais qualidade de vida, saúde a população e gerar empregos.

Dentre alguns benefícios da execução de projetos de infraestrutura estão a redução da proliferação de doenças como leptospirose, esquistossomose, dengue e diarreia. Tais tipos de enfermidades estão diretamente relacionados com a falta de saneamento básico (INSTITUTO TRATA BRASIL, 2018).

A infraestrutura sanitária deficiente está relacionada com a situação do sistema de saúde e a qualidade de vida da população de países em desenvolvimento, onde as doenças infecciosas continuam sendo umas das principais causas de morbidade e mortalidade. A prevalência de tais condições constitui um forte indicativo de fragilidade dos sistemas de saneamento (DANIEL *et al.*, 2001).

De acordo com a *World Health Organization* - WHO (2012) e a Organização das Nações Unidas - ONU (2014), para cada dólar investido em saneamento básico há uma economia de aproximadamente 4 dólares nos gastos mundiais com saúde, ficando assim mais que comprovado a importância da infraestrutura para a população e para os cofres públicos.

Conhecendo assim a importância do sistema coletor de esgoto e drenagem para uma população e analisando a sua inexistência no Loteamento Luar Pinto Gadelha, localizado no Município de Sousa-PB, no alto sertão paraibano, este trabalho tem como motivação o desenvolvimento de um projeto que traga saneamento básico para população, visando melhoria nas condições ambientais e, conseqüentemente, na qualidade de vida.

2 OBJETIVOS

Estão detalhados neste capítulo a ideia central e os resultados que se pretende alcançar com a presente pesquisa.

2.1 OBJETIVO GERAL

Propor o dimensionamento e o traçado das redes de esgoto sanitário e de drenagem de águas pluviais do Loteamento Luar Pinto Gadelha, localizado no Município de Sousa-PB.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcançar o objetivo geral do referido trabalho, foram traçados os seguintes objetivos específicos:

- realizar um compilado de dados e informações acerca do loteamento, como estudo da população e sua demanda para um horizonte de 20 anos, avaliação do ambiente, como a sua topografia e relevo, a fim de desenvolver um projeto otimizado em custo, tempo e sustentabilidade;
- dimensionar e definir o traçado do sistema de esgoto sanitário e drenagem urbana, obedecendo as Normas Brasileiras – NBR's: 9.648 - Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT, 1986a), 9.649 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário (ABNT, 1986b) e a 12.208 - Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário - Procedimento (ABNT, 1992), a Lei 14.026 (BRASIL, 2020a) e Manuais de projeto de Esgoto e Drenagem de Cidades como São Paulo-SP e Natal-RN e Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte..
- Disponibilizar os projetos, assim como as planilhas de dimensionamento e detalhamento para a Secretaria de Infraestrutura do município.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste tópico busca-se contextualizar o tema abordado com a realidade do Brasil e do município em estudo, além de definir termos técnicos e explicar processos que compõe o dimensionamento das redes de esgoto e drenagem.

3.1 CENÁRIO DO SANEAMENTO NO BRASIL

Os processos para inserção do conceito de saneamento básico ocorreram de forma lenta e gradual ao longo da história. No Brasil Colonial, o sistema de esgotamento sanitário era realizado pelos escravos, que eram responsáveis por esvaziar barris com excrementos nos rios e praias. Tais escravos eram conhecidos, de forma pejorativa, como “Tigres” ou “Tigrados”, tal apelido dava-se pelas marcas brancas sobre a pele negra, que lembravam a aparência das listras de um tigre (PEREIRA, 2019).

O autor diz ainda que as manchas eram causadas pela ureia e amônia que vazavam dos tonéis. Esta maneira de descarte de dejetos durou cerca de 300 anos. Além da desumanização desses escravos, essa forma de descarte já demonstrava o grande descaso com a questão da destinação dos esgotos. Foi apenas em 1860, que Dom Pedro 2º, deu início ao sistema de saneamento no Brasil.

Uma grande personalidade do saneamento básico do Brasil, trata-se do engenheiro Saturnino de Brito, ele foi o responsável por obras ligadas ao sistema de distribuição de água e coleta de esgoto em várias capitais do país. Sua mais famosa obra foi a construção do canal de drenagem de Santos-SP, criado em 1907, numa área que sofria com problemas de alagamento e conseqüentemente geravam transtornos para população, como a proliferação de insetos (RIBEIRO *et al.*, 2010).

Em 1918, foi criada a primeira Liga Pró-Saneamento do Brasil com objetivo de alertar o poder público e as elites intelectuais para os problemas que a falta de saneamento no interior do Brasil poderiam causar (GRECO *et al.*, 2005).

Foram através de movimentos como esse que possibilitaram a criação do Departamento Nacional de Saúde Pública, no ano de 1920 (RODRIGUES *et al.*, 1977). Através do Decreto nº 34.596 (BRASIL, 1953), o Saneamento Básico tornou-se uma secretaria do então Ministério da Saúde. O primeiro código sanitário do Brasil foi promulgado através do Decreto Estadual nº 233 (SÃO PAULO, 1894), contendo cerca de 520 artigos que tratavam sobre normas de higiene e saúde pública (MIRANZI *et al.*, 2010)

A Lei Federal nº 11.445 (BRASIL, 2007) define saneamento básico e seus conjuntos de serviços, em seu Art. 3º, como:

I - Saneamento básico: conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de:

a) Abastecimento de água potável: constituído pelas atividades, infraestruturas e instalações necessárias ao abastecimento público de água potável, desde a captação até as ligações prediais e respectivos instrumentos de medição;

b) Esgotamento sanitário: constituído pelas atividades, infraestruturas e instalações operacionais de coleta, transporte, tratamento e disposição final adequados dos esgotos sanitários, desde as ligações prediais até o seu lançamento final no meio ambiente;

c) Limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos: conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de coleta, transporte, transbordo, tratamento e destino final do lixo doméstico e do lixo originário da varrição e limpeza de logradouros e vias públicas;

d) Drenagem e manejo das águas pluviais, limpeza e fiscalização preventiva das respectivas redes urbanas: conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, retenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas nas áreas urbanas, Redação dada pela Lei nº 13.308 (BRASIL, 2016). (BRASIL, 2007)

Embora as diretrizes impostas pela lei supracitada sejam a nível nacional, as ações por parte da união não atingiram todo o território brasileiro de forma homogênea, uma vez que cada estado e municípios possuem suas particularidades, capacidades técnicas em diferentes níveis e diferentes acessos a captação de recurso para geração de soluções voltadas ao saneamento básico (FERREIRA *et al.*, 2021).

A Lei Federal nº 14.026 (BRASIL, 2020a), atualizou o Marco Regulatório do Saneamento Básico, promulgado pela Lei 11.445 (BRASIL, 2007). O Novo Marco é considerado como o primeiro passo para a privatização dos serviços de água e exploração dos mananciais (FERREIRA *et al.*, 2021).

A Lei mencionada busca atrair e estimular a concorrência entre a iniciativa privada e permitir o aumento gradual da desestatização do setor. Os titulares de serviços (estados e municípios), devem celebrar contratos de concessão, mediante licitação, para apresentação de serviços públicos de saneamento básico, onde o vencedor não deve ser parte integrante da administração do titular (BRASIL, 2020a).

De acordo com dados do Sistema de Informação Sobre Saneamento - SNIS, no ano de 2020, apenas 55% da população brasileira possuía atendimento com rede de esgoto, 84,1% com acesso a água potável, 45,3% dos municípios possuíam sistema exclusivo para drenagem de águas pluviais urbanas e 90,5% possuíam acesso a coleta de lixo domiciliar, porém apenas 36,3% destes eram de coleta seletiva (SNIS, 2021).

Através desses dados é possível observar que apesar de 15 anos da promulgação da Lei Federal nº 11.445 (BRASIL, 2020a), cerca de 45% da população nacional ainda não possui acesso ao atendimento de coleta de esgoto e mais da metade dos municípios brasileiros não possuem acesso ao sistema de drenagem exclusivo.

O Novo Marco Legal trata do conceito de universalização dos serviços, definindo-o como a ampliação progressiva do acesso ao saneamento básico para todos os domicílios residentes em todos os serviços: abastecimento de água potável; esgotamento sanitário doméstico, incluindo tratamento adequado e disposição final do esgoto doméstico; limpeza urbana e gestão de resíduos sólidos; drenagem e gestão de águas pluviais urbanas e todo estes objetivos deverão ser alcançados até 31 de dezembro de 2033 (BRASIL, 2020a).

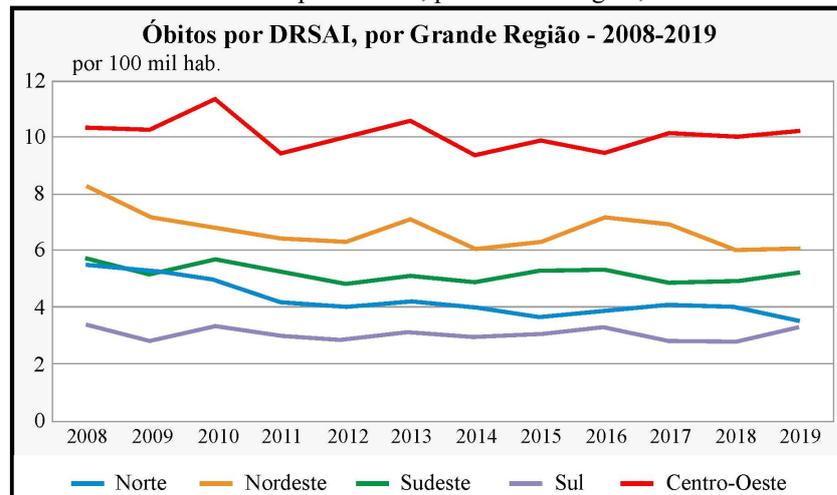
A falta de saneamento básico pode ser apontada como uma das principais causas da incidência de internações totais por doenças de veiculação hídrica, onde a taxa para 2020 foi de 7,91 internações para cada 10 mil habitantes (INSTITUTO TRATA BRASIL, 2020).

Para o Estado da Paraíba, o MDR (BRASIL, 2020c) divulgou que apenas 45,1% da população residente na zona urbana possui coleta com rede de esgoto e deste, apenas 42% é tratado. O lançamento de produto não tratado nos corpos d'água não afetam somente a cidade que fez o descarte irregular dos dejetos, dado que um corpo de água contaminado, pode ser o manancial utilizado para abastecer comunidades localizadas posteriormente a tais lançamentos.

Segundo o Diagnóstico Temático de Drenagem e Manejo das Águas Pluviais Urbanas, publicado pelo MDR (BRASIL, 2021), em 2020 a falta ou má dimensionamento de um sistema drenagem, associado a eventos hidrológicos impactantes (inundações, enxurradas e alagamento), deixou 218,4 mil pessoas desabrigadas e/ou desalojadas em áreas urbanas. Além disso, cerca de 2 milhões de domicílios, localizados na zona urbana do Brasil, estão sujeitos a inundações. O índice estimado de mortes por inundações é de 0,26 por 100 mil habitantes.

Segundo a Fundação Nacional de Saúde – FNS (BRASIL, 2019a), a falta de serviços de esgoto e drenagem, acarretam as chamadas Doenças Relacionadas a Saneamento Ambiental Inadequado - DRSAI, estas podem ser classificadas quanto a seu tipo de transmissão, em 5 categorias: feco-oral; inseto vetor; higiene pessoal/íntima; contato com a água; geo-helmintos e teníases.

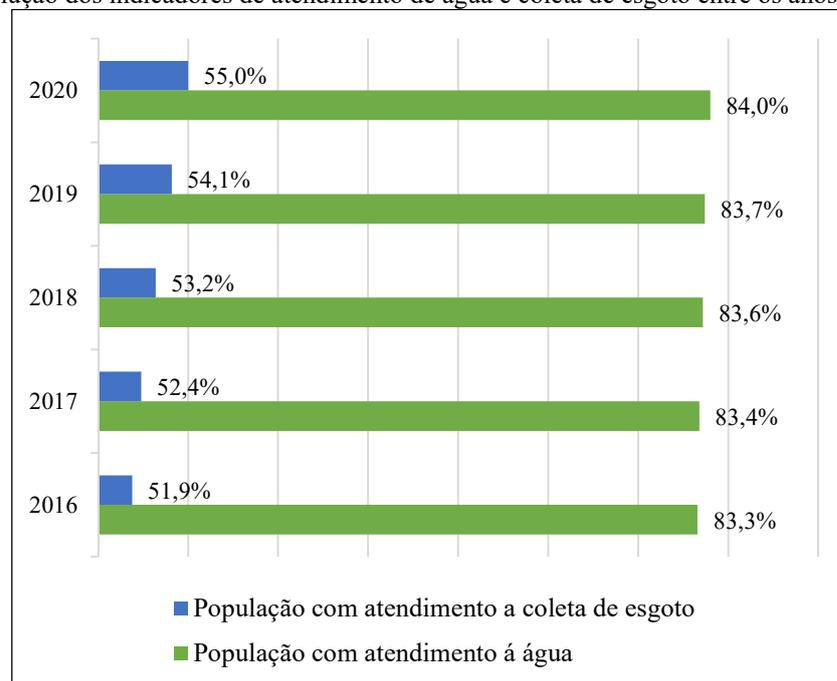
O Gráfico 1, apresenta a quantidade de mortes por 100 mil habitantes, decorrentes das DRSAI's, em cada região do Brasil entre os anos de 2008 e 2019.

Gráfico 1 – Óbitos por DRSAI, por Grande Região, 2008-2019.

Fonte: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2021).

Após análise, é possível observar uma redução seguida de estabilização da taxa bruta acumulada de óbitos por DRSAI, em todas as regiões do Brasil, entre os anos de 2008 e 2019.

O Gráfico 2, trata sobre o desenvolvimento do sistema de coleta de esgoto e abastecimento de água entre os anos de 2016 e 2020 no Brasil.

Gráfico 2 – Evolução dos indicadores de atendimento de água e coleta de esgoto entre os anos de 2016 e 2019.

Fonte: Adaptado de Brasil (2020d).

Apesar da pouca variação, é possível observar o aumento da abrangência de tais sistemas durante esse período. Além disso, é possível relacionar a diminuição da taxa de obtidos por DRSAI, entre os anos de 2008 e 2019 com a evolução dos indicadores de atendimento de água e coleta de esgoto entre os anos de 2016 e 2019, traçando assim uma relação de proporção entre a evolução do saneamento básico e um sistema de saúde pública menos congestionado.

3.2 PANORAMA DO SANEAMENTO BÁSICO EM SOUSA-PB

A prestação dos serviços de saneamento básico do Município de Sousa-PB, passou por grandes mudanças ao longo dos anos. Atualmente o Departamento de Água, Esgoto e Saneamento Ambiental de Sousa - DAESA, é o órgão responsável pela operação, manutenção e comercialização dos serviços de água e esgoto da cidade.

Esse departamento foi criado pela Lei Municipal nº 031 (SOUSA, 2004), que dispõe sobre a retomada dos serviços públicos de água e esgoto, pela administração municipal Sousa-PB (OLIVEIRA, 2015). Anterior a promulgação da Lei mencionada, os serviços de saneamento da cidade eram de responsabilidade técnica e executiva da Companhia de Água e Esgoto da Paraíba - CAGEPA.

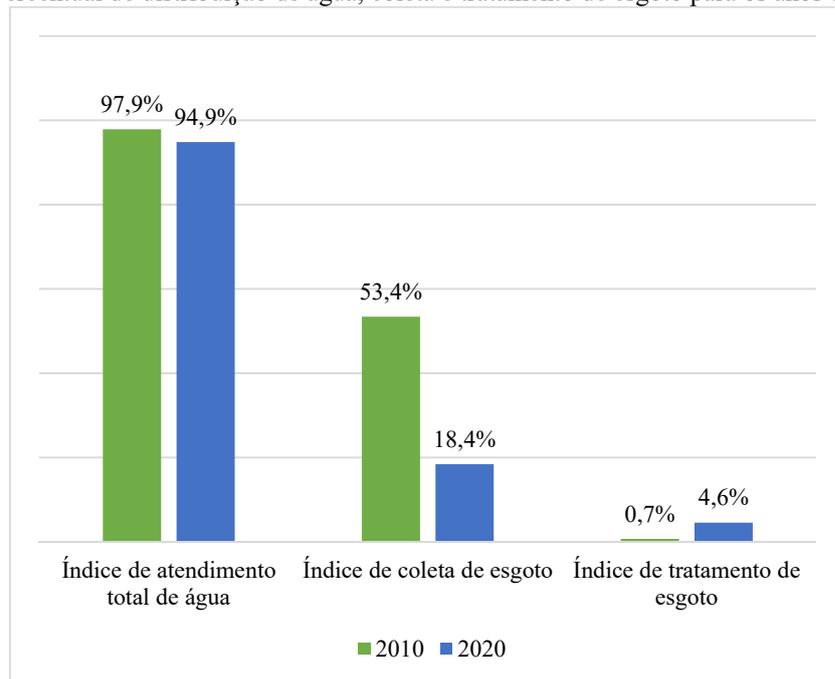
O primeiro contrato de prestação de serviço entre o município e a CAGEPA durou 20 anos (1969-1989), entretanto, após a finalização do mesmo, houve uma prorrogação tácita do contrato e a CAGEPA, continuou, de forma exclusiva, sendo a responsável pelo saneamento do município (SOUSA, 2019).

Em maio de 2004, a CAGEPA foi notificada pelo governo municipal, indicando que o DAESA passaria a assumir, de forma imediata, a responsabilidade pela exploração dos serviços de água, esgoto e saneamento da cidade (OLIVEIRA, 2019).

Embora a notificação tenha sido realizada em 2004, a Companhia de Água e Esgoto da Paraíba continuou a prestar serviço até o ano de 2006, devido ao imbróglio judicial travado entre a administração pública municipal e órgão estadual de saneamento básico (GADELHA, 2006).

O motivo alegado pela administração da cidade para o processo de municipalização dos serviços de saneamento foi justificado, principalmente, pela baixa abrangência dos serviços ofertados pela CAGEPA. A prefeitura apontou que apenas 29% da população da urbana e 1% da zona rural possuíam acesso a serviços de água tratada. Além disso, o governo municipal, também alertou sobre as tubulações de amianto (substância proibida no Brasil, devido a suspeitas de ser agente cancerígeno), que de forma persistente, o órgão estadual utiliza para distribuição de água (GADELHA, 2006).

Os dados acerca dos sistemas de distribuição de água, coleta e tratamento de esgoto do Município de Sousa-PB, para os anos de 2010 a 2020 estão apresentados na Gráfico 3.

Gráfico 3 – Percentual de distribuição de água, coleta e tratamento de esgoto para os anos de 2010 e 2020.

Fonte: Adaptado de FGV; DATASAN (2020).

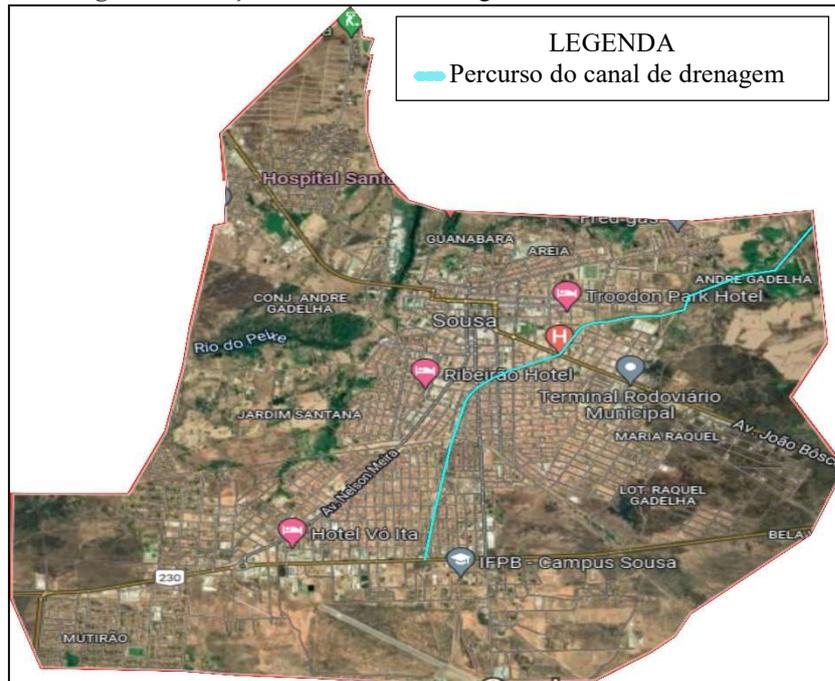
Como observado, o índice de atendimento total de água apresentado, diz respeito ao percentual de população atendida pela população total do município. O percentual de coleta de esgoto, compara o volume de esgoto coletado em relação ao volume de água consumido, já o índice de tratamento de esgoto, é a razão entre o volume de esgoto produzido pelo volume que a cidade é capaz de tratar (FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS - FGV; DATASAN, 2020).

Embora o atendimento de água e de coleta de esgoto tenha diminuído, a capacidade de tratamento deste na cidade aumentou entre 2010-2020. É válido ressaltar, que embora o DAESA tenha vencido a disputa judicial e ganhado o direito de administrar todas as questões relacionadas ao saneamento básico da cidade, a captação no reservatório do Açude de São Gonçalo, distrito do município que recebe o mesmo nome, o tratamento, elevação e armazenamento da água ainda são realizados pela CAGEPA. Dessa forma, o DAESA fica responsável apenas pela distribuição e assistência técnica no que diz respeito ao abastecimento de água da cidade (OLIVEIRA, 2015).

Após análise de dados fornecidos pela DAESA em 2014, foi apurado que a estrutura em funcionamento para coleta de esgoto não é o suficiente para atender toda a demanda da cidade, fazendo com que bairros inteiros não possuam tal sistema (OLIVEIRA, 2019). Essa insuficiência no atendimento, também está presente no loteamento em estudo, sendo que nesse local e nos demais, onde não existe rede coletora, os produtos são lançados das mais variadas formas, podendo ser: em fossas sépticas; a céu aberto; em valas; córregos; rios e de forma irregular, no canal de drenagem que corta a cidade.

O sistema de drenagem do município é composto por um conjunto de bocas de lobo e sarjetas, que estão instaladas, principalmente nos pontos baixos da cidade, essas coletam a água e a encaminham para o canal de drenagem, popularmente conhecido como “Canal do Estreito”, o mesmo, corta toda a zona urbana da cidade e as águas captadas têm como destino o açude “Gato Preto”. O traçado do canal de drenagem pode ser observado através da Figura 1.

Figura 1 – Traçado do canal de drenagem da cidade de Sousa-PB.



Fonte: Autoria própria (2022).

Atualmente, este canal funciona de forma irregular, uma vez que recebe uma porção de esgoto da cidade. Essa irregularidade causa poluição das águas e contaminação dos solos, pois nenhum dos efluentes que escoam no canal recebem tratamento (ANDRADE *et al.*, 2017).

O fato de o município não possuir um plano de saneamento básico enfraquece toda e qualquer política de planejamento urbano, uma vez que não há participação e engajamento popular no processo de controle social (OLIVEIRA, 2015).

3.3 ESGOTO SANITÁRIO

Segundo a NBR 9.648 (ABNT, 1986a), esgoto é todo despejo em forma líquida, advindo de fontes domésticas, industriais, de águas de infiltração e contribuição pluvial parasitária. A forma que a água é utilizada na edificação, dita se o esgoto será do tipo doméstico ou industrial. O primeiro provém principalmente de edificações residenciais e comerciais, onde a única finalidade da água é ser meio de higiene e limpeza de ambiente e utensílios. O segundo, é característico de edificações que realizem processos industriais, onde é necessário que haja uma

avaliação individual de cada caso específico, uma vez que cada indústria possuirá esgotos de diferentes procedências (JORDÃO, 2011).

As características do esgoto doméstico são quantitativas e qualitativas. Em relação à primeira, os dejetos líquidos possuem 99,9% de água e 0,1% de sólidos orgânicos e inorgânicos suspensos e dissolvidos, além de microrganismos. Já a sua qualidade, segundo Fundação Nacional de Saúde – FNS (BRASIL, 2019a), está diretamente ligada aos tipos de substâncias que compõem sua parte sólida e está dependente diretamente dos costumes, condição social e econômica da população, clima, entre outros.

Devido à grande variabilidade de indústrias, só é possível realizar a caracterização qualitativa e quantitativa dos esgotos advindos desse tipo fonte, quando se avalia o tipo específico de indústria (JORDÃO, 2011).

Para tanto, independentemente da fonte geradora do esgoto, seu destino final deve ser a maior preocupação, uma vez que tal fator está diretamente relacionado à saúde pública. O destino correto do esgoto, garante o controle e prevenção de doenças, além de evitar a poluição do solo e degradação dos mananciais de abastecimento de água (BRASIL, 2019a).

3.3.1 Tipos de sistemas de esgoto

Segundo Tsutiya *et al.* (2000), os sistemas de esgotos urbanos podem ser classificados quanto a relação de interferência entre redes de drenagem e esgoto, em 3 tipos: unitário, separador parcial e separador absoluto. O primeiro e o segundo não são permitidos no Brasil. No sistema unitário, existe apenas uma rede, que é projetada para coletar e escoar as águas pluviais e esgotos, nesse tipo de sistema é comum as tubulações possuírem grandes diâmetros.

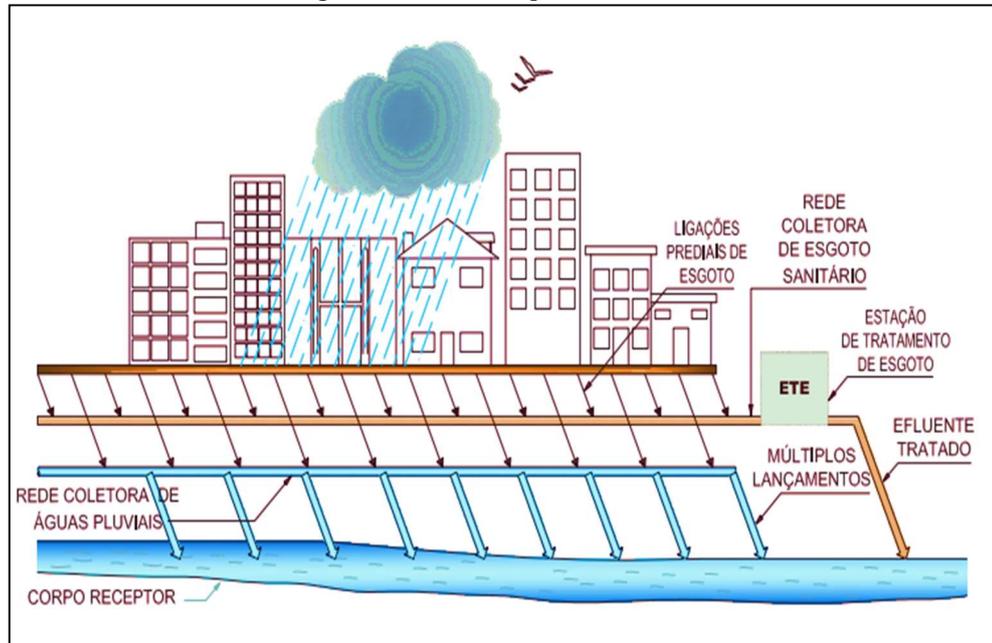
No sistema de separação parcial, a rede de drenagem e esgoto existem de forma separada, porém, caso a primeira fique sobrecarregada, seu produto é escoado para a segunda. De acordo com Tsutiya *et al.* (2000), no sistema de separação absoluta, tipo adotado pelo Brasil, os sistemas de drenagem e esgoto são dimensionados para que não haja sobrecarga e que funcionem de forma independente.

A Lei 14.026 (BRASIL, 2020a), estabelecer que no Brasil, os sistemas de esgoto e drenagem devem ser absolutamente separados, o que é dito como Sistema Separador Absoluto. O produto do esgoto deve ser tratado antes de ser lançado no afluente, já o da drenagem poder ser lançado diretamente neste, por isso a separação dos dois sistemas é tão importante.

Dentre as vantagens da utilização do sistema separador absoluto, destacam-se principalmente: tubulações com diâmetros menores, que possibilitam o emprego de manilhas cerâmicas, Policloreto de Vinila - PVC e outros materiais; melhores condições para tratamento

do esgoto, dado que o volume a ser tratado é menor em comparação aos outros tipos de sistema; possibilidade para ampliação e extensão da rede (AZEVEDO NETTO *et al.*, 1998). A Figura 2, esquematiza a maneira de funcionamento do sistema separador absoluto.

Figura 2 – Sistema separador absoluto.



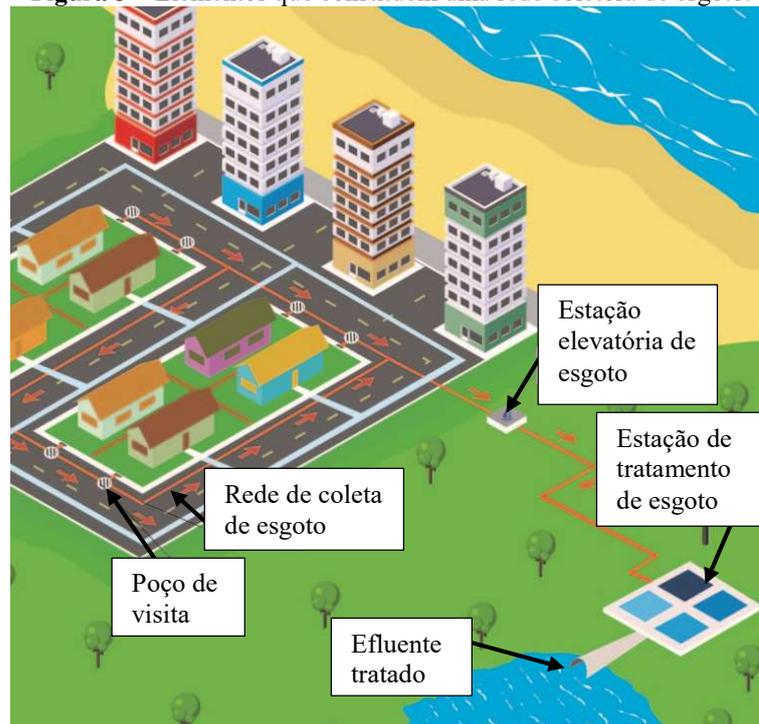
Fonte: BRASIL (2019b *apud* Barros, 1995).

O sistema separador absoluto é composto por um conjunto de condutos, instalações e equipamentos, que tem como função coletar e escoar somente esgoto sanitário a uma disposição final conveniente, sem interrupções e respeitando o meio ambiente NBR 9.648 (ABNT, 1986a).

Em regiões isoladas é comum o sistema de esgoto ser realizado através de fossas secas (em que não há água encanada), fossas absorventes (não impermeabilizadas) ou uma combinação de fossa séptica e sumidouro. Em contrapartida, nos centros urbanos, segundo Fundação Nacional de Saúde – FNS (BRASIL, 2019a), o mais comum é o sistema de esgoto ser realizado através de uma rede coletora pública, onde os dejetos líquidos são escoados para uma estação de tratamentos e por último lançados em um corpo receptor.

Segundo a NBR 9.649 (ABNT, 1986b), os principais elementos que constituem uma rede coletora convencional de esgoto, são: a rede coletora e seus órgãos acessórios, coletor tronco, estação elevatória (quando houver necessidade) e de tratamento. A maioria destes estão apontados na Figura 3.

Figura 3 – Elementos que constituem uma rede coletora de esgoto.



Fonte: Adaptado de Santa Catarina (2018).

3.3.2 Partes constituintes de uma rede coletora de esgoto

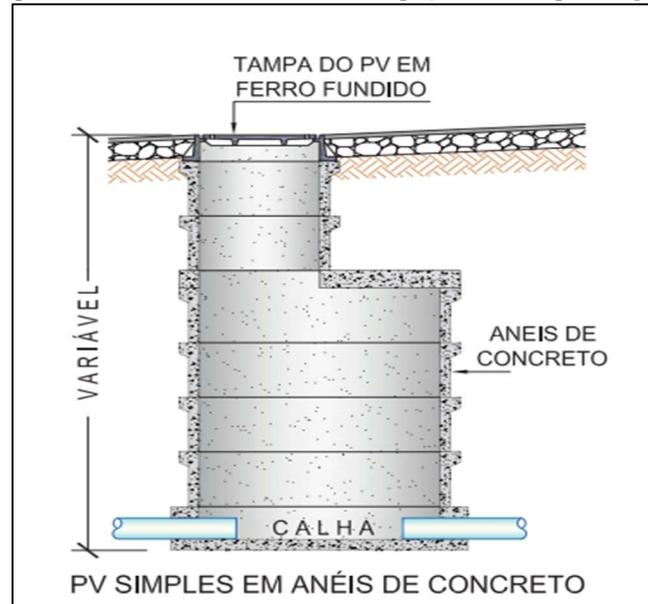
Segundo Nuvolari *et al.* (2011), a principal função de uma rede coletora é receber as contribuições dos edifícios residenciais e/ou industriais, com o intuito de afastar o esgoto na direção do seu local de tratamento.

As diversas partes da rede coletora de esgoto sanitário, são conceituadas da seguinte da seguinte forma:

- a) Ligação predial: trecho do coletor predial compreendido entre o limite do terreno e o coletor de esgoto;
- b) Coletor de esgoto: tubulação da rede coletora que recebe contribuição de esgoto dos coletores prediais em qualquer ponto ao longo de seu comprimento;
- c) Coletor principal: coletor de esgoto de maior extensão dentro de uma mesma bacia;
- d) Coletor tronco: tubulação da rede coletora que recebe apenas contribuição de esgoto de outros coletores;
- e) Emissário: tubulação que recebe esgoto exclusivamente na extremidade de montante;
- f) Trecho: segmento de coletor, coletor tronco, interceptor ou emissário, compreendido entre singularidades sucessivas; entende-se por singularidade qualquer órgão acessório, mudança de direção e variações de seção, de declividade e de vazão quando significativa;
- g) Órgãos acessórios: dispositivos fixos desprovidos de equipamentos mecânicos.
- h) Poço de visita (PV): Câmara visitável através de abertura existente em sua parte superior, destinada à execução de trabalhos de manutenção, Figura 4.
- i) Tubo de limpeza (TL): dispositivo não visitável que permite inspeção e introdução de equipamentos de limpeza.

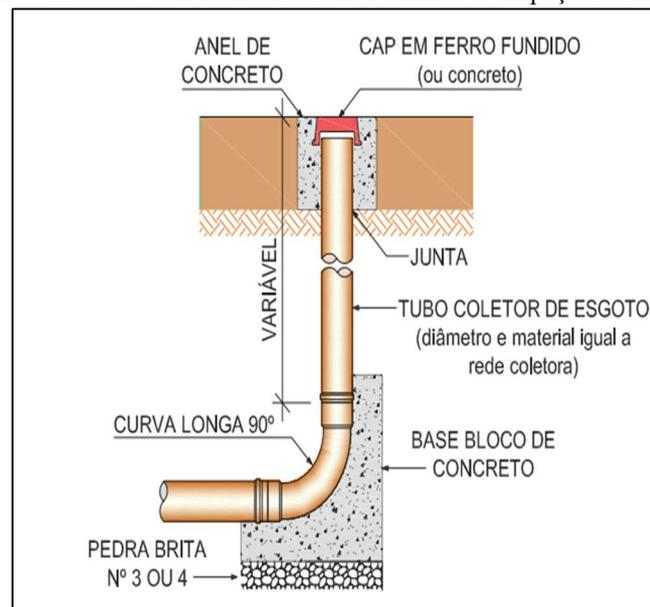
- j) Terminal de inspeção de limpeza (TIL): dispositivo que permite a introdução de equipamentos de limpeza, localizados na cabeceira de qualquer coletor, Figura 5.
- k) Caixa de passagem (CP): câmara sem acesso localizada em pontos singulares por necessidade construtiva, Figura 6.
- l) Sifão invertido: trecho rebaixado com escoamento sob pressão, cuja finalidade é transpor obstáculos, depressões do terreno ou cursos d'água, Figura 7.
- m) Passagem forçada: trecho com escoamento sob pressão, sem rebaixamento.
- n) Tubo de queda: dispositivo instalado no poço de visita (PV), ligando um coletor afluente ao fundo do poço. (ABNT, 1986b, p. 2-3).

Figura 4 – Partes constituintes de um poço de visita para esgoto.



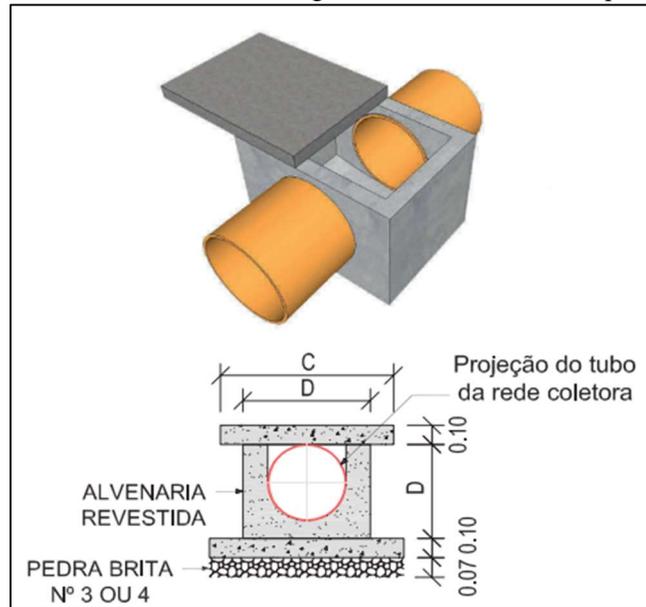
Fonte: BRASIL (2019b).

Figura 5 – Partes constituintes de um Terminal de inspeção de limpeza.



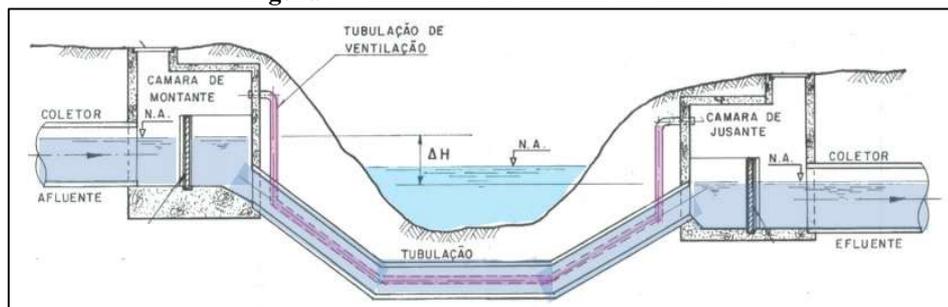
Fonte: BRASIL (2019b).

Figura 6 – Partes constituintes e geometria de uma caixa de passagem.



Fonte: BRASIL (2019b).

Figura 7 – Elementos de um sifão invertido.



Fonte: Adaptado de Além Sobrinho *et al.* (1999).

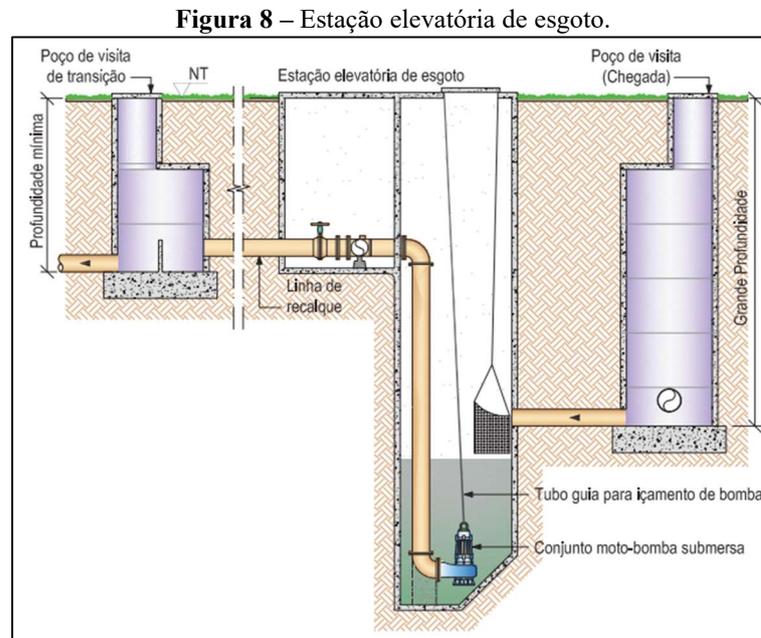
3.3.3 Estação elevatória de esgoto - EEE

Segundo a NBR 12.208 (ABNT, 1992), a Estação Elevatória de Esgoto Sanitário é uma instalação cuja principal finalidade é o transporte de esgoto, do nível do poço de sucção das bombas ao nível da saída de recalque.

Durante o dimensionamento de um sistema de esgoto, um parâmetro muito importante são as profundidades dos coletores. Grandes profundidades são empecilhos para execução da rede. Segundo o Manual de saneamento, publicado pelo Ministério da Saúde (BRASIL, 2019b), a saída para contornar tal problema é a instalação de uma EEE.

Segundo o autor, existem dois tipos de EEE, a primeira possui função de superar grandes desníveis, recolhendo o esgoto de uma profundidade alta e o elevando, através de um sistema de recalque. Já o segundo tipo é utilizado para a reversão de bacia e sub-bacias hidrográficas, tendo a função de transportar o esgoto de uma para a outra.

A Figura 8, exemplifica, a chegada da tubulação de um PV em um poço de sucção, além de mostrar percurso realizado pelo esgoto, desde se lançamento no poço, a passagem pela tubulação de recalque e sua transferência para PV de transição ou Caixa de Passagem, mais alto.



Fonte: BRASIL (2019b, *apud* UFMG, 2015).

3.4 DRENAGEM E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS

O Manual de saneamento, publicado pelo Ministério da Saúde (BRASIL, 2019b), define drenagem como processo de captar água, escoá-la e direcionar de um local para outro, esta, em união com o manejo de água pluviais urbana, são ditas como um conjunto de serviço de infraestrutura e instalações operacionais, que transporta e retêm águas provenientes da chuva, amortecendo as consequências causadas por eventos hidrológicos impactantes.

Conforme o autor supracitado, os solos que compõem o território urbano estão sendo cada vez mais impermeabilizados, seja com novas construções de edificações, ou pavimentação das vias. Tal processo acelera o escoamento das águas pluviais por condutos e canais e impede a infiltração dela no solo.

Um sistema de drenagem ausente ou deficiente somado com a impermeabilização do solo, causa transtornos para a população, como empoçamento, inundações, erosões e assoreamento de rios (BRASIL, 2019b).

Além da impermeabilização, outros fatores podem provocar enchentes em zonas com sistema de drenagem deficiente, como ocupação de áreas ribeirinhas e obstrução de canalizações por detritos (POMPÊO, 2000).

3.4.1 Divisão do sistema de drenagem

Conforme Porto *et al.* (2001), a drenagem urbana deve ser dimensionada em dois níveis: macrodrenagem e microdrenagem. A primeira é relativa a escoamentos em fundos de vales, com bacias de pelo menos 5 km². A segunda refere-se aos locais onde o escoamento natural não é bem definido e seu traçado depende dos contornos e limites das ruas.

A principal função de uma estrutura de macrodrenagem é realizar a condução final das águas captadas pela drenagem primária. Os córregos, riachos e rios, são ditas como drenagem natural (MARTINS *et al.*, 1995). Além disso, segundo Porto *et al.* (2001), as obras de macrodrenagem têm como objetivo a prevenção de enchentes causadas pela bacia urbana. De acordo com o Ministério das Cidades (BRASIL, 2011), tais estruturas devem funcionar através de canais, revestidos ou não, e galerias com diâmetros, maiores ou igual a 1200 mm.

Os canais artificiais, galerias de macrodrenagem, devem transportar a vazão de projeto. Sendo ela calculada através de dados hidrológicos da região em estudo, como índices pluviométricos e período de retorno, que pode ser de até 100 anos (PORTO *et al.*, 2001).

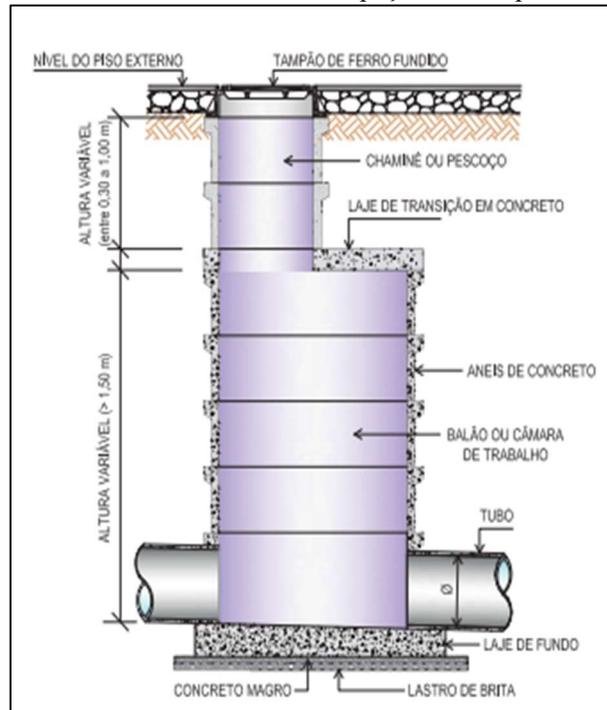
Segundo o Ministério das Cidades (BRASIL, 2011), microdrenagem é um sistema de condutos que estabelece a conexão entre os dispositivos de drenagem superficial e os dispositivos de macrodrenagem. Atuando principalmente na captação de água pluviais através das sarjetas e bocas de lobos. Todas as galerias tubulares com diâmetros maiores que 300 mm e menores que 1200 mm, são parte integrante desse tipo de sistema.

As definições dos elementos básicos de um sistema pluvial são dadas por:

- a) Galeria: canalizações públicas destinadas a conduzir as águas pluviais provenientes das bocas de lobo e das ligações privadas;
- b) Poço de visita: dispositivo localizado em pontos convenientes do sistema de galerias para permitir a mudança de direção, mudança de declividade, mudança de diâmetro e inspeção e limpeza das canalizações, Figura 9;
- c) Trecho: porções de galerias situadas entre dois poços de visita;
- d) Boca de lobo: dispositivos localizados em pontos convenientes nas sarjetas para captação de águas pluviais;
- e) Tubos de ligação: são canalizações destinadas a conduzir as águas pluviais captadas nas bocas de lobo para as galerias ou para os poços de visita;
- f) Meio-Fio: elementos de pedra ou concreto, colocados entre o passeio e a via pública, paralelamente ao eixo da rua e com sua face superior no mesmo nível do passeio;
- g) Sarjetas: faixas de via pública, paralelas e vizinhas ao meio fio. A calha formada é receptora das águas pluviais que incidem sobre as vias públicas e que para elas escoam, Figura 10;
- h) Sarjetões: calhas localizadas nos cruzamentos de vias públicas, formadas pela sua própria pavimentação e destinadas a orientar o fluxo das águas que escoam pelas sarjetas;
- i) Condutos forçados: obras destinadas a condução das águas superficiais coletadas de maneira segura e eficiente, sem preencher completamente a seção transversal dos condutos;

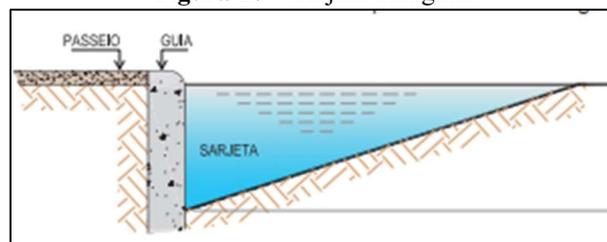
- j) Estações de bombeamento: conjunto de obras e equipamentos destinados a retirar água de um canal de drenagem, quando não mais houver condição de escoamento por gravidade, para um outro canal em nível mais elevado ou receptor final da drenagem em estudo. (PORTO *et al.*, 2001, p.823-824)

Figura 9 – Partes constituintes de um poço de visita para drenagem.



Fonte: BRASIL (2019b).

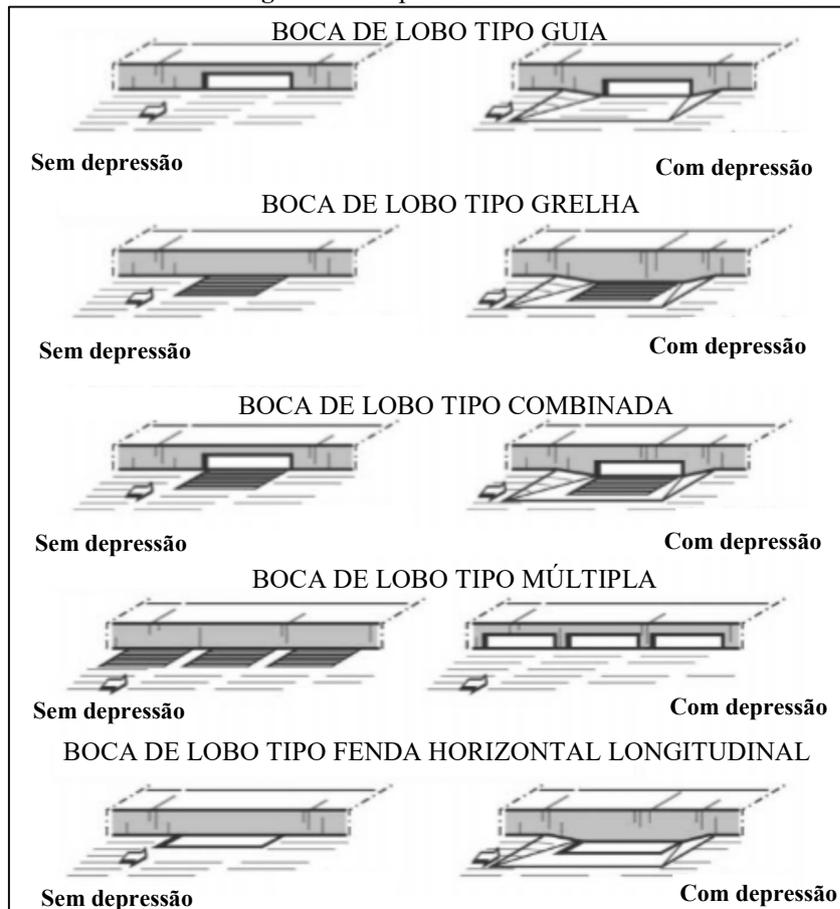
Figura 10 – Sarjeta triangular



Fonte: BRASIL (2019b).

As bocas de lobo podem ser do tipo guia, grelha, combinada, múltipla e de fenda horizontal longitudinal, e ainda com e sem depressão, como pode ser observado na Figura 11.

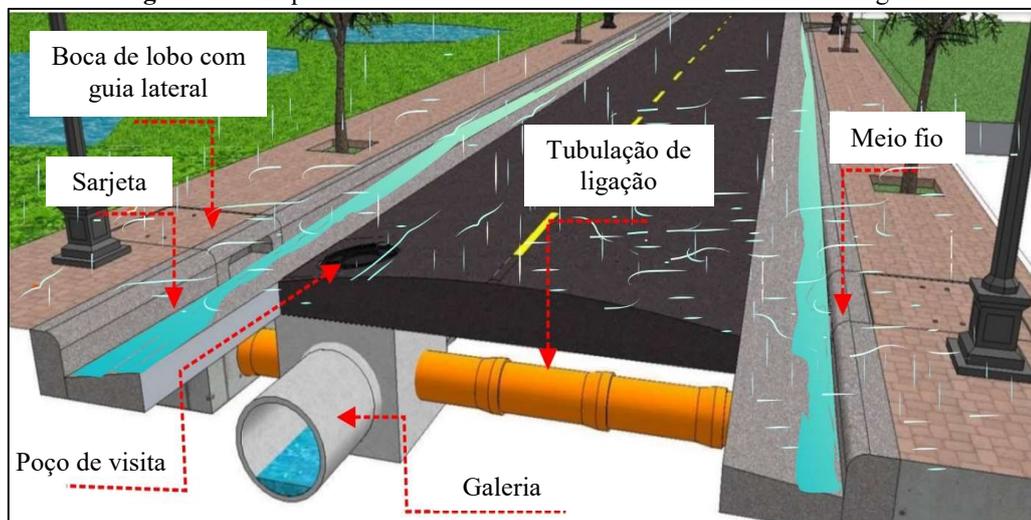
Figura 11 – Tipos de boca de lobo.



Fonte: SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL - SUDERHSA (2002).

Após o início da chuva, a água cairá sobre o solo e escoará através das sarjetas, para que as bocas de lobo façam a captação. Em seguida, esta mesma água chegará no poço de visita através do tubo de ligação e seguirá por gravidade através da tubulação da galeria. Todos esses dispositivos e como se relacionam são mostrados na Figura 12.

Figura 12 – Esquema de funcionamento de um sistema de microdrenagem.



Fonte: Adaptado de SUNORD ([202-?]).

3.4.2 Medidas de controle

Tucci *et al.* (1995), destacam que o controle das enchentes urbanas deve ser um processo constante e de responsabilidade de toda a comunidade. Os autores classificam, tais medidas de controle, de acordo com a ação que esta aplicará sobre a bacia hidrográfica. Podendo ser do tipo distribuída, se as providências de controle forem atuantes em lotes, praças ou passeios, do tipo microdrenagem, quando atua sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamento e do tipo macrodrenagem, caso as medidas sejam aplicadas com relação aos riachos urbanos.

Para Canholi (2005), as medidas de controle também podem ser classificadas, quanto à sua natureza, em estruturais e não estruturais. A primeira diz respeito às obras que podem ser executadas visando a correção dos danos causados por enchentes, estas ainda podem ser classificadas quanto ao tipo de obra, em intensiva e extensiva. A segunda, também tem como objetivo a mitigação dos problemas gerados por inundações, porém propõem soluções através da criação de regulamentos, programas e normas, que implementem mudanças em relação a conscientização da população e órgãos públicos, para manutenção dos dispositivos de drenagem.

Segundo o mesmo autor, as medidas estruturais intensivas, são classificadas quanto ao seu objetivo, em sete tipos: aceleração do escoamento superficial; canalização e obras correlatas; retardamento do fluxo; reservatórios e restauração de calhas naturais; desvio de escoamento; túneis de derivação e canais de desvio; ações individuais que tornem as edificações a prova de enchentes. Já as medidas estruturais extensivas, são principalmente, ações como a recomposição de cobertura vegetal e controle de erosão do solo, ao longo da bacia de drenagem.

4 METODOLOGIA

O conjunto de técnicas e processos necessários para a investigação do objeto de estudo, estão apresentados neste capítulo.

É válido destacar que o dimensionamento das redes e de todos os seus parâmetros, foram realizadas com auxílio do software Excel, devido a facilidade de operação e sua capacidade de apresentar resultados precisos a partir de fórmulas complexas, além de gerar gráficos, tabelas e quadros personalizados.

Já os detalhamentos dos projetos, assim como seus traçados de redes, foram elaborados com apoio do software AutoCAD (Computer Aided Design ou Projeto Assistido por Computador), seu uso permitiu que fossem apresentados com excelente qualidade gráfica, além de possuir comandos de fácil utilização e compreensão, que otimizam o tempo de desenvolvimento do projeto.

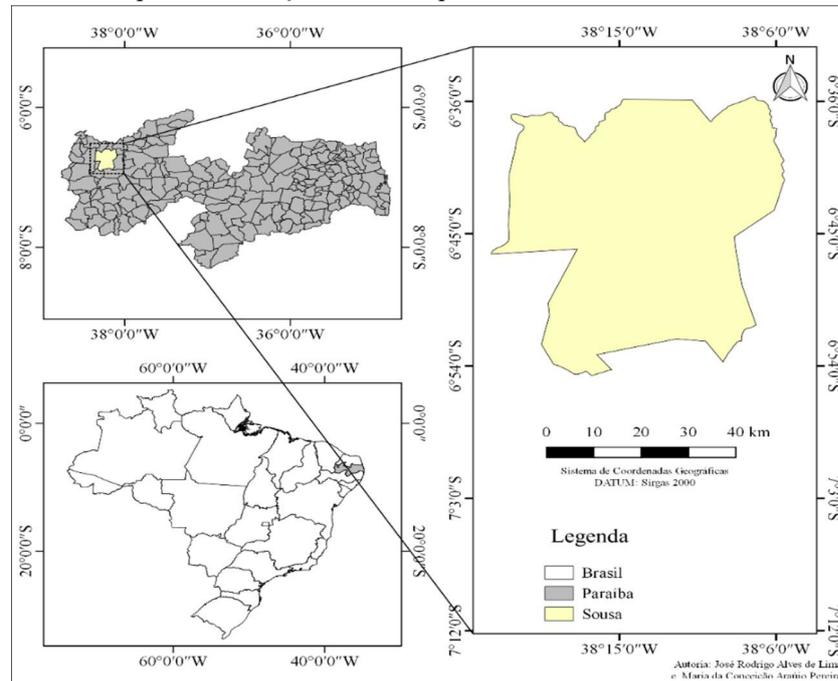
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Neste tópico busca-se caracterizar o loteamento e o município no qual encontra-se localizado.

4.1.1 O Município: Sousa-PB

Com uma estimativa de 69.997 habitantes para 2021 e área territorial de 728,492 km², segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2021), a Cidade de Sousa, Figura 13, está localizada na mesorregião do sertão paraibano, a 427 km da Cidade de João Pessoa, capital do estado.

Figura 13 – Mapa de localização do Município de Sousa, dentro do Estado da Paraíba.



Fonte: Autoria própria (2022).

De acordo com a classificação de Koppen, o município, possui clima do tipo semiárido quente, com temperaturas médias de 27,9 °C e precipitação anual média de 528 mm (CLIMATE-DATA.ORG, 2017).

Nos locais mais afastados, como as zonas rurais e bairros novos e/ou periféricos, os sistemas de coleta de esgoto são realizados por meio de fossas e sumidouros. Já a maior parte da zona urbana, como o centro e bairros antigos, a coleta é realizada por intermédio de um sistema coletor separador absoluto. Cerca de 66,4% da cidade em 2010, possuía área coberta por uso de fossa séptica ou rede de coleta e tratamento de esgoto (IBGE, 2010).

O sistema de drenagem do município é antigo e não suporta mais as necessidades urbanas, visto que anualmente a cidade passa por transtornos nos períodos chuvosos, onde as ruas mais baixas, ficam totalmente alagadas (SERTÃO, 2019).

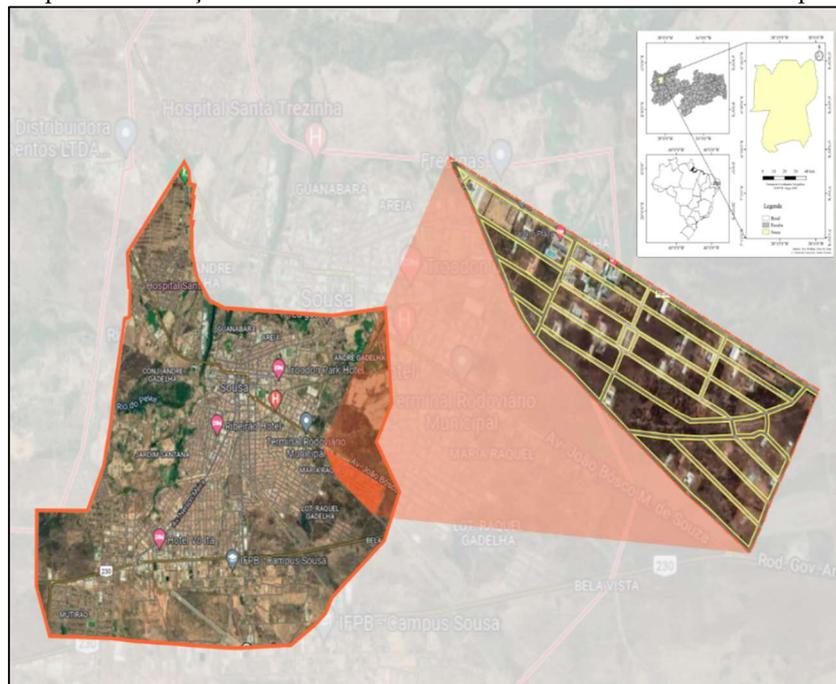
Salienta-se ainda que a drenagem do município é realizada por sistemas de bocas de lobo espalhadas pelas zonas mais baixas da cidade, estas coletam as águas pluviais que em seguida deságuam no canal que corta todo o perímetro urbano. Este último tem como ponto final o afluente do Rio “Gato Preto”.

O Sistema Separador Absoluto, utilizado pela cidade, não funciona em sua plenitude, uma vez que, de forma irregular, algumas tubulações despejam esgoto de forma direta e sem tratamento, no canal de drenagem, o que é perceptível ao se notar que mesmo em períodos de estiagem, o canal permanece com o escoamento de líquidos.

4.1.2 O loteamento Luar Pinto Gadelha

O empreendimento está localizado no Município de Sousa-PB, Figura 14, possui uma área total de 280.012,32 m², distribuídos em 20 quadras, 705 lotes, 3 praças e 10.005,92 m² de área verde.

Figura 14 – Mapa de localização do loteamento Luar Pinto Gadelha dentro do Município de Sousa-PB.

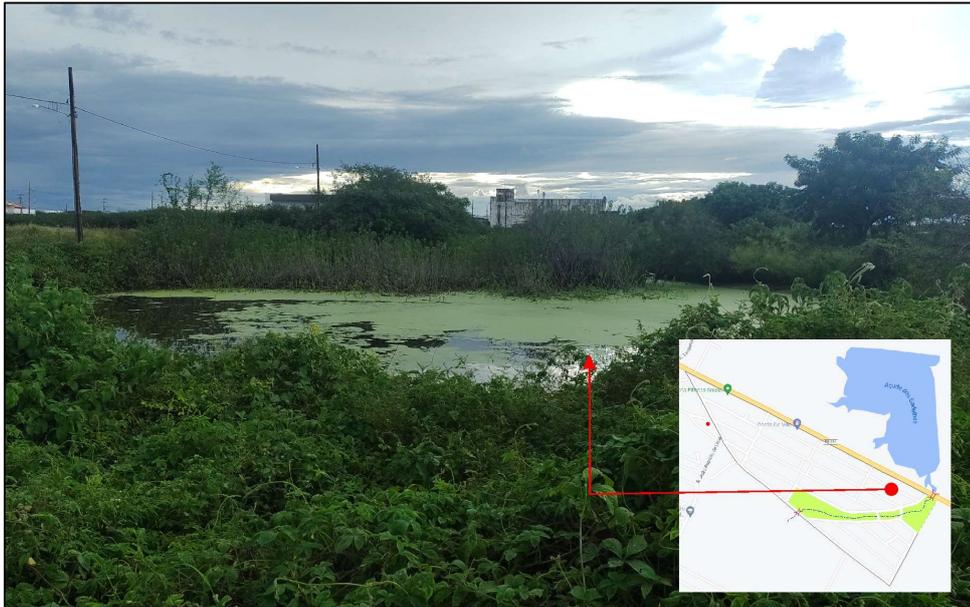


Fonte: Autoria própria (2022).

Durante sua execução, não foram realizados os projetos e a execução dos sistemas de esgoto e drenagem, contudo já possui instalado e em uso, uma rede de abastecimento de água. Ademais, devido à falta de tais elementos que compõem o saneamento básico, a prefeitura autorizou a utilização de fossa e sumidouro como forma de esgotamento sanitário daquele bairro.

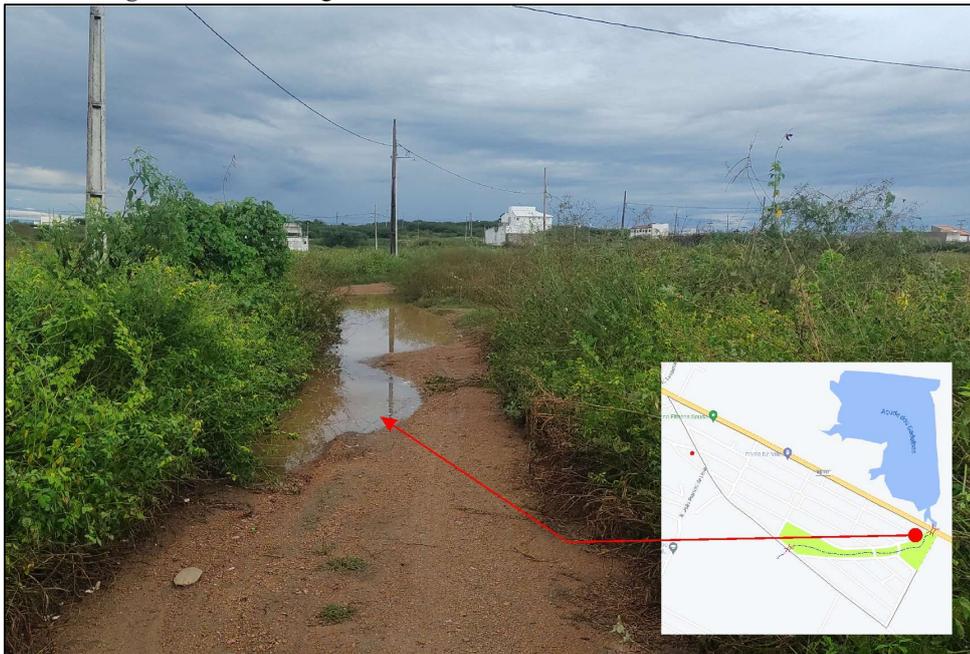
Atualmente as áreas mais baixas do loteamento vem sofrendo devido à falta de um sistema de drenagem. As Figuras 15 e 16, retratam a situação do loteamento durante o período chuvoso da cidade.

Figura 15 – Área de lote alagada.



Fonte: Aatoria própria (2022).

Figura 16 – Rua alagada localizada no Loteamento Luar Pinto Gadelha.



Fonte: Aatoria própria (2022).

Vale salientar que o loteamento já possui construído e em funcionamento alguns empreendimentos, como: 02 hotéis, 01 posto de combustível, 01 galpão de armazenamento de gás de cozinha, 01 galpão de móveis, 01 academia de musculação e algumas residências unifamiliares.

4.2 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

O referido trabalho é uma pesquisa aplicada, segundo a sua natureza. Esse tipo de estudo tem como objetivo adquirir conhecimentos para posteriormente, por meio de aplicações práticas, solucionar problemas específicos (PRODANOV *et al.*, 2013).

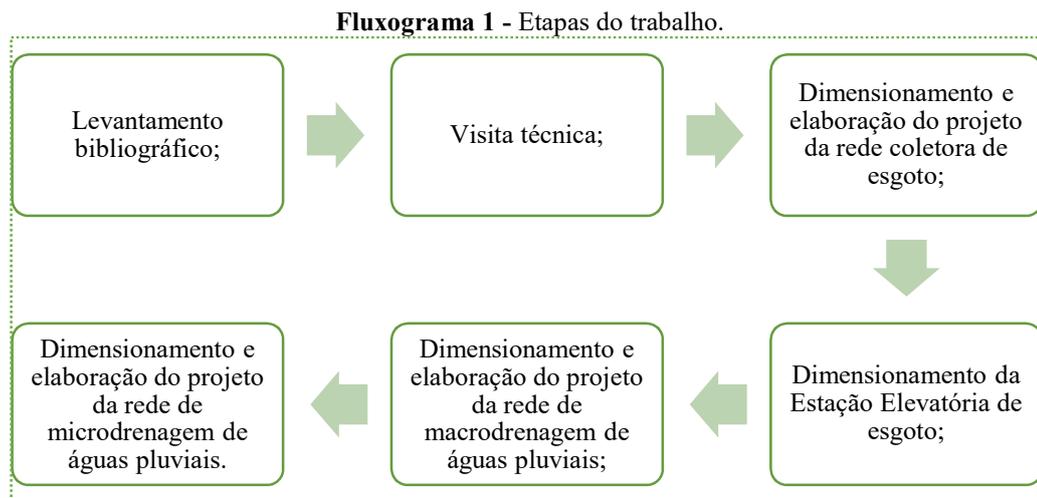
Quanto aos objetivos trata-se de um estudo exploratório, uma vez que busca proporcionar um maior conhecimento sobre o problema em estudo, objetivando torná-lo mais explícito ou construir hipóteses (GIL, 2002). O autor ainda complementa que, tal tipo de pesquisa, tem como objetivo principal o aperfeiçoamento de ideias ou a descoberta de intuições.

A abordagem é de cunho quantitativo, na qual Prodanov *et al.* (2013) explica que nesse tipo de pesquisa tudo pode ser quantificável, onde os números são transformados em opiniões e informações, para em seguida serem analisados.

Por fim, como procedimento foram utilizados uma pesquisa bibliográfica e o estudo de caso. Sendo o primeiro necessário para elaboração do referencial teórico e o segundo como procedimento principal do trabalho, uma vez que de acordo com Gil (2002) este tem como principal característica um aprofundamento do objeto de estudo, de maneira a permitir o seu conhecimento amplo e detalhado.

4.3 MÉTODO

O percurso metodológico utilizado para atingir o objetivo geral da pesquisa está representado no Fluxograma 1.



Fonte: Autoria própria (2022).

4.3.1 Levantamento bibliográfico

Durante a etapa inicial do desenvolvimento deste trabalho, foram realizadas pesquisas

bibliográficas, em fontes como normas técnicas vigentes, artigos científicos, monografias, dissertações, livros e outros documentos acadêmicos que fossem considerados pertinentes para a construção deste texto.

Pensando na credibilidade da pesquisa buscou-se literaturas reconhecidas nacionalmente, como repositórios de universidades federais, bancos de trabalhos científicos como Portal da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES e *Scientific Electronic Library Online* - SciELO e documentos federais como leis e relatórios. Nas pesquisas utilizou-se palavras chaves como: dimensionamento, coleta de esgoto, drenagem urbana, microdrenagem, macrodrenagem, estação elevatória, saneamento básico, etc.

Foram utilizados como fonte de pesquisa cerca de 8 leis, sendo estas de esfera federal, estadual e municipal. 12 livros, 12 artigos científicos, 8 dissertações, 10 trabalhos de conclusão de cursos e 8 bancos de dados online, sendo os de maior relevância o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (IBGE) e o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), dados sobre temas e anos diferentes.

Também foram utilizados 11 Manuais de instalações e dimensionamento de drenagem e esgoto, como o do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte - DNIT, 5 relatórios elaborados por órgãos federais e 5 notícias relevantes sobre o tema. Nem todos os documentos acadêmicos serviram como referência final para este trabalho, porém todos contribuíram de alguma forma para a sua elaboração.

4.3.2 Visita técnica

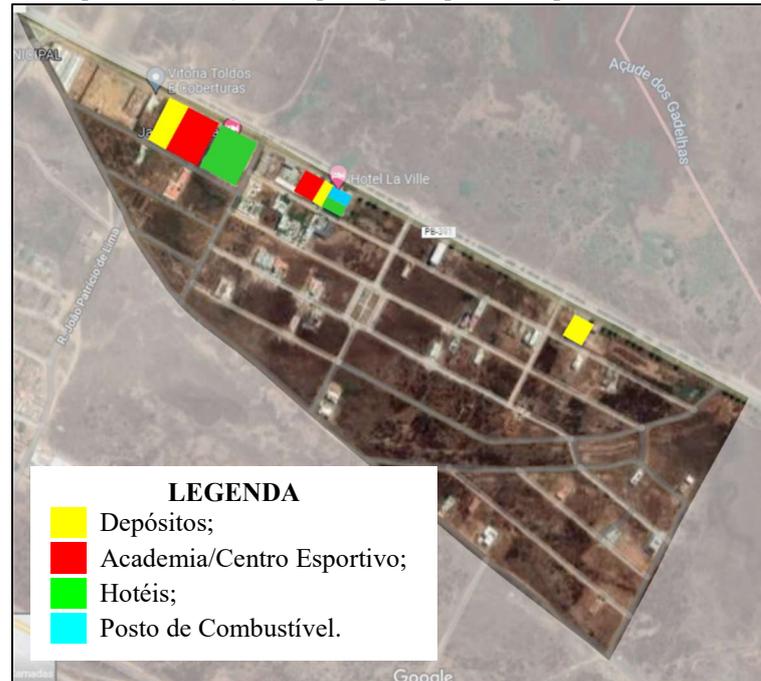
Antes de iniciar a concepção da rede e dos cálculos de sistemas de esgoto e drenagem, foram necessárias a realização de visitas técnicas na localidade, a fim de averiguar se as características apontadas no projeto da área condizem com a realidade ou se houve alguma modificação no local que possa interferir na elaboração de tais sistemas, como edificações existentes, Poços de Visita - PV's, respeito as faixas de domínio público, topografia, etc.

Foi verificado, que devido o avanço de construções irregulares às margens da rodovia, seria problemático a passagem dos sistemas de esgoto e drenagem através da área correspondente ao recuo.

Posteriormente, realizou-se uma análise das edificações que já se encontram construídas no loteamento, a fim de averiguar de que maneira elas poderiam interferir no projeto em desenvolvimento, uma vez que, a depender de suas particularidades uma edificação pode ser dita como do tipo especial.

A Figura 18, apresenta a localização aproximada dos principais empreendimentos que já se encontram edificados no loteamento.

Figura 18 – Mapa de localização dos principais/tipos de empreendimentos do loteamento.



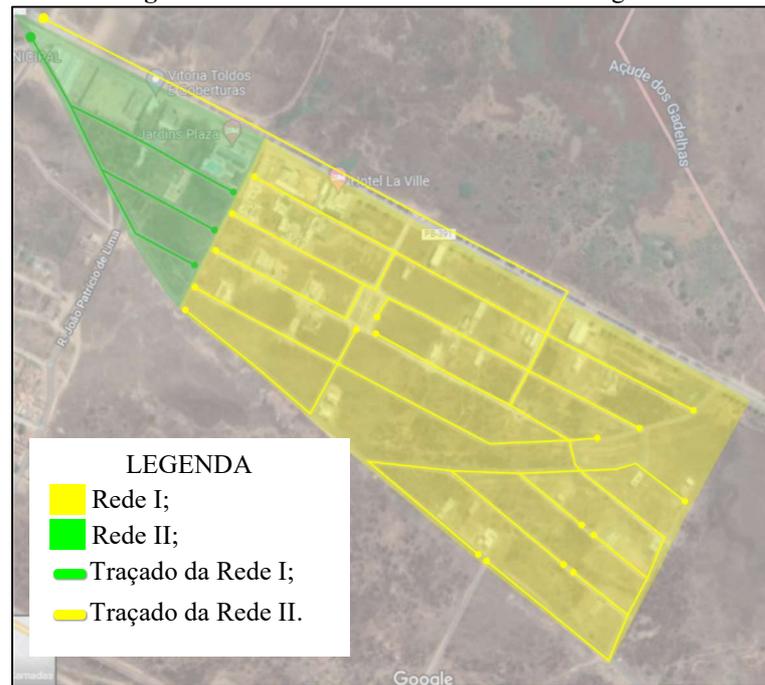
Fonte: Autoria própria, (2022).

Os empreendimentos ditos como especiais deste lote, são os hotéis, pois a vazão de esgoto gerada por eles não é similar, por exemplo, ao de uma residência unifamiliar. Dessa forma, estes tiveram de serem tratados como vazões singulares (especiais).

Em seguida, para evitar a sobrecarga do sistema, investigou-se a ocupação média dos hotéis, com o intuito de estimar a vazão de esgoto que estes poderiam produzir.

Por fim, verificou-se a existência de um desnível no loteamento, com um total de 06 m, tendo sua maior cota aos 258 m e menor aos 252 m. Para contornar esse obstáculo, decidiu-se dividir a rede coletora de esgoto em duas, sendo a primeira localizada na parte mais alta do loteamento e a segunda na parte mais baixa, conforme Figura 19.

Figura 19 – Divisão das redes coletoras de esgoto.



Fonte: Autorial própria (2022).

4.3.3.2 Estimativa populacional da área de estudo

Para realizar a estimativa populacional para o ano de 2021 e para o horizonte de projeto (20 anos), coletou-se os dados relacionados a população total do município nos anos de 1991, 2000 e 2010, de acordo com o Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento – PNUD, (2020).

No cálculo da população de projeto utilizou-se o processo de projeção geométrica, este método considera que para iguais períodos, a população aumentará proporcionalmente (TSUTIYA, 2006). Essa estimativa foi mensurada de acordo com a Equação 1.

$$P_t = P_{t_2} \times e^{k_g(t-t_2)} \quad (1)$$

Onde:

P_t – População no tempo t ;

P_{t_2} – População no tempo t_2 ;

k_g – Taxa de crescimento geométrico;

t – Ano final de horizontes;

t_2 – Ano do último censo.

A taxa de crescimento geométrico (k_g) transcorreu conforme a Equação 2.

$$k_g = \frac{\ln P_{t_2} - \ln P_{t_1}}{t_2 - t_1} \quad (2)$$

Onde:

t_1 – Ano do penúltimo censo;

A população encontrada, ao fim da estimativa, realizada pelo método geométrico, corresponde a toda a cidade em estudo, contudo como o objeto do trabalho trata-se apenas do loteamento, se fez necessário obter a taxa de crescimento do município, obtida através da Equação 3, para que então, fosse calculada a estimativa populacional para o lote.

$$T_c = \left(\frac{P_f}{P_i} \right)^{\frac{1}{T}} - 1 \quad (3)$$

Onde:

T_c – Taxa de crescimento;

P_f – População final de horizonte;

P_i – População inicial;

T – Tempo de horizonte.

Para estimar os habitantes de início de plano de cada rede em estudo, foram realizadas considerações acerca da quantidade de habitantes por lote. Visto que os lotes possuem área média de 240 m², estimou-se que, cada um, inicialmente, possuirá 05 moradores. Sendo assim, a população das redes I e II, serão os produtos dos números de lotes por 05.

Dessa forma, utilizando a Taxa de Crescimento desenvolveu-se o cálculo para a população de final de plano (P_f), de acordo com a Equação 4.

$$P_f = P_i \times (1 + T_c)^T \quad (4)$$

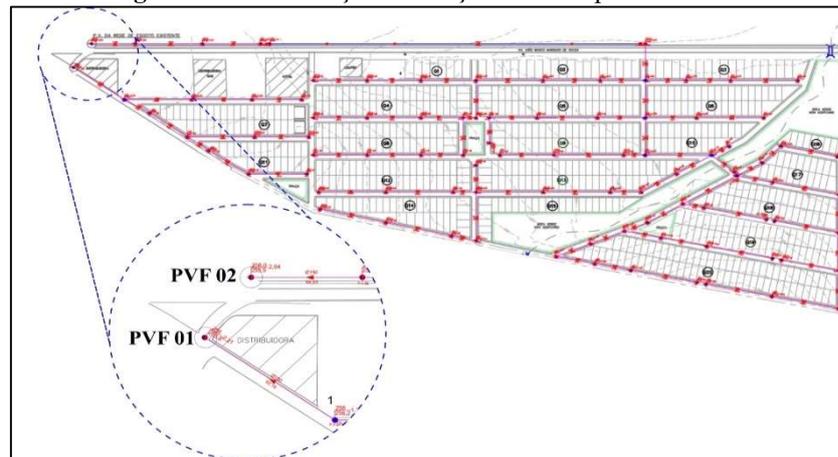
4.3.3.3 *Concepção do traçado da rede coletora*

Para realização do traçado da rede de esgoto, os Poços de Visita - PV's foram posicionados de maneira que o sistema funcionasse por gravidade, uma vez que tal metodologia de traçado torna a execução e planejamento da obra, mais ágil e com menores custos.

Devido a existência de muitos trechos com declividade nula, inseriu-se uma maior quantidade de Terminais de Inspeção de Limpeza - TIL's. Tal estratégia possibilitou que os coletores se tornassem mais rasos, dado que, declividades nulas tendem a aprofundar as tubulações.

Dos 5 poços de visita pré-existent nas proximidades, escolheu-se apenas 2 que possuíssem diâmetros maiores ou iguais aos definidos pelo dimensionamento. O primeiro, PVF1, com 200 mm de diâmetro e localizado no lado oposto da via do lote. O segundo, PVF2, com 150 mm de diâmetro, situado ao mesmo lado da via do lote, como pode ser observado na Figura 20.

Figura 20 – Localização dos Poços de visita pré-existentes.



Fonte: Autoria própria (2022).

A vazão total esperada para o loteamento foi dividida, de maneira que cada rede possuirá um valor de vazão proporcional a sua área.

4.3.3.4 Critérios de projeto

Para a obtenção das contribuições de esgoto precisou-se considerar os parâmetros definidos de acordo com as particularidades locais do loteamento:

- Consumo de água per capita (q): de acordo com Carvalho Junior (2013), o consumo per capita predial diário, para residências de médio padrão é de 200 L/hab. dia.
- Coeficiente de máxima vazão diária (k_1): 1,2;
- Coeficiente de máxima vazão horária (k_2): 1;
- Coeficiente de retorno esgoto/água (C): 0,8;
- Taxa de infiltração (T_{inf}): 0,05 L/s.km.

Considerando a qualidade do subsolo, para a Taxa de infiltração, há a recomendação entre os valores de 0,05 a 1 L/s.km, pela NBR 9.649 (ABNT, 1986b). A escolha deve considerar a qualidade do subsolo, a capacidade técnica da mão de obra executiva e os tipos de juntas a serem utilizadas. Desta maneira foi considerado uma taxa de infiltração de 0,05 L/s.km, em decorrência que se dimensionou o sistema de esgoto, utilizando as tubulação e conexões de Policloreto de Vinila - PVC. Tal material possibilita uma melhor vedação contra infiltração, se comparado com manilhas de concreto, além de ser de fácil manuseio e instalação.

4.3.3.5 Taxas de contribuição linear

No dimensionamento da rede coletora, as vazões domésticas utilizadas foram as do tipo máxima de início e de final de plano, as quais são calculadas com base valores da população inicial e final, do consumo per capita e dos coeficientes de máxima vazão horário e diária, K_1 e K_2 , respectivamente, seus cálculos podem ser observados nas Equações 5 e 6.

$$Q_{inicial} = \frac{C \times K_2 \times P_i \times q}{86400} \quad (5)$$

$$Q_{final} = \frac{C \times K_1 \times K_2 \times P_f \times q}{86400} \quad (6)$$

Onde:

$Q_{inicial}$ – Vazão inicial, L/s;

Q_{final} – Vazão Final L/s;

C – Coeficiente de retorno;

K_1 – Coeficiente de máxima vazão diária;

K_2 – Coeficiente de máxima vazão horária;

P_i – População de início de plano;

P_f – População de final de plano;

q – Consumo per capita, L/hab.dia.

O coeficiente K_1 é usado no cálculo da vazão inicial, já no da vazão final, são utilizados ambos os coeficientes, K_1 e K_2 , a fim de majorar seu valor. Após a determinação de tais valores, determinou-se a taxa de contribuição linear para início e final de plano, segundo a Equação 7.

$$T_{x\ i,f} = \frac{Q_{i,f}}{L_{i,f}} + T_{inf} \quad (7)$$

Onde:

$T_{x,i,f}$ – Taxa de infiltração linear para a início e final de trecho, L/s.km;

Q – Vazão de início e final de plano, L/s;

L – Comprimento total de cada rede coletora, km;

T_{inf} – Taxa de infiltração, L/s.km.

Tais taxas de infiltração são constantes, uma vez que o solo é o mesmo para todo projeto, seu intermédio possibilitou o cálculo da contribuição de esgoto, para cada trecho da rede, através da Equação 8.

$$C_{i,f} = T_{x,i,f} \times L \quad (8)$$

Onde:

$C_{i,f}$ – Contribuição de início e final de plano, L/s;

4.3.3.6 Vazão de projeto

No dimensionamento do projeto, calculou-se as vazões de montante (que vem acima/ antes), jusante (que vem abaixo/ depois), singular e de projeto. A última será sempre o maior valor entre as três primeiras.

Para a determinação das vazões de montante e jusante observou-se toda a extensão da rede. Nos inícios de trecho (TIL'S), o valor a montante foi dito como igual a zero, uma vez que tal ponto, marca o início da coleta. Em contrapartida, as de jusante, foram calculados a partir da soma entre a vazão a montante e a contribuição do respectivo trecho.

A vazão a montante dos PV's, que não marcam início de trecho, procederam pela soma de todas as vazões no qual o PV é jusante.

Tsutiya *et al.* (2000), indicam que na existência de vazões concentradas, como ocorre em hotéis, é necessário considerar uma vazão singular, esta terá seu valor acrescido no somatório de vazões do trecho onde a edificação esteja inserida. A vazão singular para cada empreendimento é dada pela Equação 9.

$$Q_s = \frac{n^{\circ} \times c}{86400} \quad (9)$$

Onde:

Q_s – Vazão singular, L/s;

n° – Número de usuários;

c – Consumo predial diário para hotéis, L/hosp.dia.

A informação quanto ao número máximo de usuários foi disponibilizada pelos gerentes dos hotéis. Ademais, Carvalho Junior (2020) estima que o consumo predial diário em hotéis varia de 80 a 120 L/ hosp.dia. Desta maneira adotou-se um valor para o consumo predial igual a 100 L/hosp.dia, valor considerado intermediário.

Por fim, a NBR 9.649 (ABNT, 1986b), recomenda que o menor valor de vazão final adotado seja 1,5 L/s para qualquer trecho. Assim, em todos os casos em que a vazão final deu inferior a 1,5 L/s, este valor foi automaticamente substituído pelo mínimo, para seguir as boas condições de projeto.

4.3.3.7 Declividades

A declividade mínima garante a autolimpeza das tubulações (TSUTIYA *et al.*, 2000). A NBR 9.649 (ABNT, 1986b) estabelece que a declividade mínima do sistema coletor de esgoto deve ser considerada pelo critério da tensão trativa média, onde ela possui valor mínimo igual a 1,0 Pascal, considerando o coeficiente de Manning (η) igual a 0,013. Tal tensão deve ser calculada para vazão inicial do trecho (Q_i). A declividade mínima associada foi calculada a partir da Equação 10.

$$I_{\min} = 0,0055 \times Q_i^{-0,47} \quad (10)$$

Onde:

I_{\min} – Declividade mínima, m/m;

Q_i – A vazão de início de plano do trecho, L/s.

Ainda segundo NBR 9.649 (ABNT, 1986b), a máxima declividade admissível é aquela para a qual se tenha velocidade final igual 5 m/s, assim, para o cálculo de seu valor máximo, deve ser considerado $\eta = 0,013$. Para tanto utilizou a Equação 11 para obtenção de tal parâmetro.

$$I_{\max} = 4,65 \times Q_{\text{final}}^{-0,47} \quad (11)$$

Onde:

I_{\max} – Declividade máxima, m/m;

Q_{final} – A vazão de final de plano do trecho, L/s.

4.3.3.7.1 Declividade do terreno

A partir das curvas de níveis dispostas na planta do loteamento determinou-se as cotas a montante e a jusante de cada trecho. Para determinação da declividade de cada trecho aplicou-se a Equação 12.

$$D_c = \frac{C_m - C_j}{L} \quad (12)$$

Onde:

D_c – Declividade por trecho, m/m;

C_m – Cota a montante do trecho, m;

C_j – Cota a jusante do trecho, m;

L – Comprimento do trecho, m.

4.3.3.7.2 Declividade de projeto

As declividades de projeto para cada trecho foram, preferencialmente, iguais às do terreno, exceto nos casos em que o último não pertencia ao intervalo de valores máximos e mínimos estabelecidos para tal parâmetro. Tal consideração garante um escoamento autolimpante e estável. Usar a mesma declividade do terreno facilita a execução do projeto e reduz os custos.

4.3.3.8 Diâmetro

Obedecendo os critérios estabelecidos pela NBR 9.649 (ABNT, 1986b), os valores de diâmetros das tubulações deste sistema foram maiores ou iguais a 100 mm, seus valores foram calculados a partir da Equação 13.

$$D = 0,0463 \times \left(\frac{(Q_f)}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (13)$$

Onde:

D – diâmetro, m;

Q_f – vazão final, m³/s;

I – declividade de projeto, m/m.

Vale ressaltar que nem sempre o diâmetro obtido corresponde a um valor comercializável, assim, deve-se aproximar este diâmetro para o comercial superior mais próximo. Além disso, um trecho subsequente deve possuir diâmetro sempre maior ou igual ao anterior, não sendo permitido reduções de diâmetros em sistemas de esgoto. Tal medida assegura que não haja pontos com pressão elevadas, ocasionados pela diminuição da área de secção transversal.

Durante o dimensionamento das tubulações, buscou-se evitar um grande número de variações de diâmetros e priorizou-se a escolha de diâmetros próximos aos de 100 mm, objetivando um projeto mais econômico de maior propensão a execução.

4.3.3.9 Coeficiente de condutividade hidráulica

Após os cálculos referentes a declividade de projeto serem finalizados, iniciou-se o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica (K), de início e final de trecho, dado pela Equação 14.

$$K_{i,f} = \left(\frac{(Q_{i,f})}{\sqrt{I}} \right) \quad (14)$$

Onde:

$K_{i,f}$ – Condutividade Hidráulica de início e final de trecho, m³/s;

$Q_{i,f}$ – Vazão de projeto de início e final de trecho, m³/s;

I – Declividade de projeto, m/m.

4.3.3.10 Parâmetros de verificação

Para garantir o bom funcionamento da rede de esgoto, diversos parâmetros foram estabelecidos e calculados durante o projeto. Tal etapa possibilitou correções de situações que ocasionariam problemas na execução e funcionamento da rede, como altas velocidades de escoamento e baixa pressão de fluxo, durante a vida útil do sistema.

4.3.3.10.1 Lâmina líquida

Seguindo a determinação da NBR 9.649 (ABNT, 1986b), as lâminas d'água foram calculadas admitindo o escoamento em regime uniforme e permanente, sendo o seu valor máximo, para vazão final (Q_f), igual ou inferior a 75 % do diâmetro do coletor.

Já seguindo os critérios de projeto para lâmina mínima, recomendado por Tsutiya *et al.* (2000), utilizou-se o valor mínimo de 0,20 do diâmetro (D) do coletor calculado para a vazão inicial de projeto ($Q_{inicial}$).

Os valores de lâmina mínima foram retirados do Anexo A (NUVOLARI, 2011 *apud* TSUTYA *et al.*, [199-?]), que relaciona os valores do coeficiente de condutividade, os diâmetros de projeto e valores de lâmina mínima. Durante os cálculos de dimensionamento, em alguns trechos, necessitou-se realizar interpolações lineares para encontrar o valor exato da lâmina líquida.

4.3.3.10.2 Tensão trativa

Seguindo o estabelecido pela NBR 9.649 (ABNT, 1986b), para o cálculo da tensão, utilizou-se a Equação 15.

$$\sigma_t = \gamma \times R_h \times I \quad (15)$$

Onde:

σ_t – Tensão trativa, Pascal;

γ – Peso específico da água, 10000 kN/m³;

R_h – Raio hidráulico, m;

I – Declividade de projeto, m/m.

4.3.3.10.3 Velocidade de início e final de plano

A NBR 9.649 (ABNT, 1986b) estabelece que a velocidade final máxima deve ser de 5m/s. No entanto, nos casos em que a velocidade máxima de final de plano for superior a crítica, deve-se reconsiderar o valor da lâmina igual a 50% do diâmetro da tubulação ou então, realizar as modificações em parâmetros como inclinações e diâmetros.

As velocidades de início e de final de plano foram obtidas através da Equação 16.

$$V_{i,f} = \frac{Q_{i,f}}{A_m} \quad (16)$$

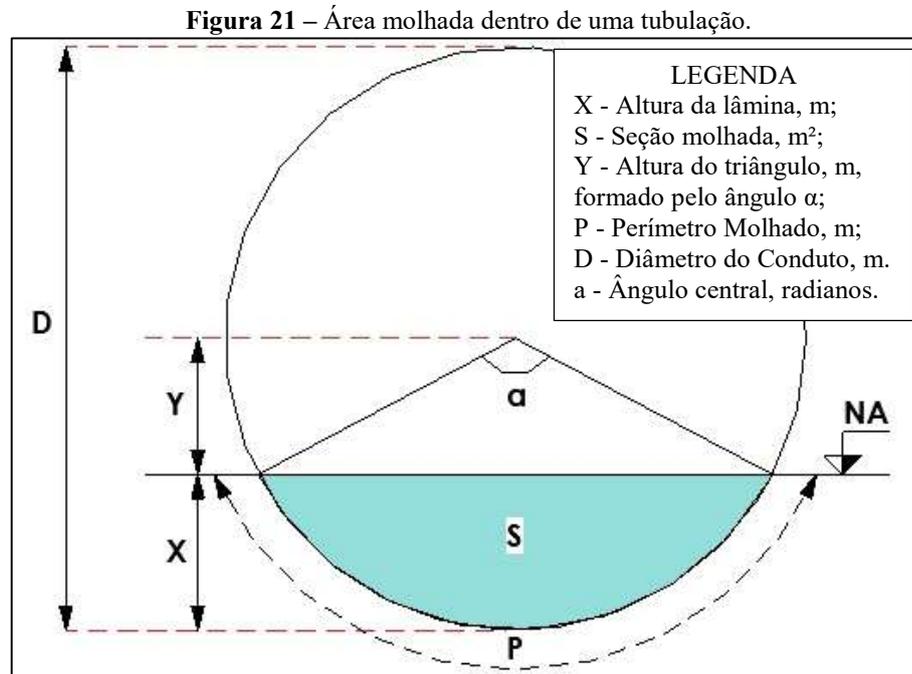
Onde:

$V_{i,f}$ – Velocidade início e final de plano, m/s;

$Q_{i,f}$ – Vazão de início e final de plano, m³/s;

A_m – Área molhada, m².

A Figura 21 retrata uma área molhada, dentro de uma tubulação circular.



Fonte: Adaptado de Tsutiya *et al.* (2000).

O ângulo central “a”, foi obtido pela Equação 17.

$$a = 2 \times \cos \left(1 - 2 \times \frac{y}{D} \right) \quad (17)$$

Onde:

“a” – Ângulo central, radianos;

Y/D – Lâmina líquida, calculada anteriormente.

Assim, com o valor de θ é possível determinar a área molhada, através da Equação 18.

$$A_m = A_1 + A_2 = D^2 \times \frac{a - \sin a}{8} \quad (18)$$

4.3.3.10.4 Velocidade crítica

Sendo a velocidade crítica o máximo valor que o esgoto pode atingir dentro da tubulação, seu cálculo foi realizado por meio da Equação 19.

$$V_c = 6 \times (g \times R_h)^{\frac{1}{2}} \quad (19)$$

Onde:

V_c – Velocidade crítica, m/s;

g – Aceleração da gravidade, m/s²;

R_h – Raio hidráulico, m;

O raio hidráulico, determinado pela Equação 20, é resultado da relação entre a área molhada e o perímetro molhado.

$$R_h = \frac{A_m}{P_m} \quad (20)$$

Onde:

A_m – Área molhada, m²;

P_m – Perímetro molhado.

O raio hidráulico calculado para este trabalho foi determinado a partir da Tabela 1, que relaciona o valor da lâmina líquida com seu raio hidráulico correspondente. Em alguns trechos necessitou-se utilizar interpolações lineares para obtenção exata do raio hidráulico.

Tabela 1 – Relação lâmina líquida x Raio Hidráulico.

Y/D	$\beta = RH/D$	Y/D	$\beta = RH/D$
0,025	0,016	0,550	0,265
0,050	0,033	0,600	0,278
0,075	0,048	0,650	0,288
0,100	0,064	0,700	0,297
0,125	0,079	0,750	0,302
0,150	0,093	0,775	0,304
0,175	0,107	0,800	0,304
0,200	0,121	0,825	0,304

Y/D	$\beta = RH/D$	Y/D	$\beta = RH/D$
0,225	0,134	0,850	0,304
0,250	0,147	0,875	0,301
0,300	0,171	0,900	0,299
0,350	0,194	0,925	0,294
0,400	0,215	0,950	0,287
0,450	0,234	0,975	0,277
0,500	0,250	1,000	0,250

Fonte: Adaptado de Tsutiya *et al.* (2000).

4.3.3.11 Parâmetros executivos

Após o dimensionamento da rede de esgoto e do cálculo de todos os parâmetros de segurança e estabilidade da rede serem atendidos, foi necessário testar a rede quanto a sua exequibilidade, para tanto, avaliou-se nesta etapa as cotas dos coletores e sua profundidade.

4.3.3.11.1 Cota dos coletores

As cotas dos coletores, de cada trecho a montante e a jusante, foram obtidas através das Equações 21 e 22:

$$C_m = CT_m - P_m \quad (21)$$

$$C_j = C_m - (I \times L) \quad (22)$$

Onde:

C_m – Cota do coletor a montante, m;

CT_m – Cota do Terreno a montante, m;

P_m – Profundidade do coletor a montante, m.

C_j – Cota do coletor a jusante, m;

I – Declividade de projeto, m/m;

L – Extensão do trecho, m.

4.3.3.11.2 Profundidade dos coletores

De acordo com a NBR 9.649 (ABNT, 1986b) o recobrimento mínimo para uma tubulação assentada no leito da via de tráfego, deve ser de 0,90 metros. Desta maneira o cálculo das profundidades de todos os inícios de trechos, foram obtidas conforme a Equação 23.

$$P = 0,9 + \frac{D}{2} \quad (23)$$

Onde:

P – Profundidade mínima do coletor público, m;

D – Diâmetro da tubulação, m;

De acordo com Azevedo Netto *et al.* (1998), a profundidade máxima de um coletor tem relação direta com a economia do sistema, uma vez que ela é um fator que influencia nas condições de execução e manutenções.

O autor aconselha o uso de uma profundidade máxima de 4,50 m, mas resguarda que há exceções em casos em que os trechos possuam menor comprimento, onde valerá mais apenas exceder a profundidade do que instalar uma Estação Elevatória de Esgoto - EEE.

4.3.4 Dimensionamento da Estação Elevatória de Esgoto Sanitário

O dimensionamento de uma Estações Elevatórias de Esgoto é estabelecido e guiado por meio da NBR 12.208 (ABNT, 1992). Dessa forma, alguns parâmetros gerais para o dimensionamento das estações de esgoto devem ser estabelecidos, como:

- a) População Inicial;
- b) População Final;
- c) Consumo per capita de água (q): 200 L/hab.dia;
- d) Coeficiente de máxima vazão diária (K_1): 1,2;
- e) Coeficiente de máxima vazão horária (K_2): 1;
- f) Coeficiente de retorno esgoto/água (C): 0,8;
- g) Taxa de infiltração (T_{inf}): 0,05 L/s.km;
- h) Extensão total da rede (L).

4.3.4.1 Vazões de contribuição

Para determinação das vazões máximas de início e final de plano, é preciso calcular seus valores médios, para população inicial e final, máxima, para as piores situações diárias e horárias e de infiltração. Obteve-se tais parâmetros com Equações 24, 25, 26 e 27.

$$Q_{méd\ i,f} = P_{i,f} \times q \times C \quad (24)$$

$$Q_{máx\ di,f} = Q_{méd\ i,f} \times K_1 \quad (25)$$

$$Q_{máx\ h,f} = Q_{méd\ i,f} \times K_1 \times K_2 \quad (26)$$

$$Q_{inf\ i,f} = L \times T_{inf} \quad (27)$$

Onde:

$Q_{méd\ i,f}$ – Vazão média para início e final de plano, L/s;

$P_{i,f}$ – População de início e final de plano;

$Q_{máx\ di,f}$ – Vazão máxima diária para início e final de plano, L/s;

$Q_{máx\ hi,f}$ – Vazão máxima horária para início e final de plano, L/s;

Q_{inf} – Vazão de infiltração, L/s;

$Q_{méd\ i,f}$ – Vazão média inicial e final, m³/s;

L - Extensão do trecho, m.

Os cálculos da vazão máxima e mínima foram realizados considerando os seus valores máximos diários e horários, associados com a taxa de infiltração. Calcula-se tais valores por meio das Equações 28 e 29.

$$Q_{máx\ i} = Q_{máx,di} + Q_{inf} \quad (28)$$

$$Q_{máx\ f} = Q_{máx,h} + Q_{inf} \quad (29)$$

Onde:

$Q_{máx,i}$ – Vazão máxima de início de plano, L/s;

$Q_{máx,f}$ – Vazão máxima de final de plano, L/s;

4.3.4.2 Cálculo do diâmetro da tubulação de recalque

A bomba escolhida para a EEE foi do tipo submersa, uma vez que seu tipo de instalação necessita de menor espaço e dispensa o uso da tubulação de sucção, diminuindo os custos de instalação do projeto.

O cálculo o diâmetro da tubulação de recalque é dado pela Equação 30, com base na fórmula de Bresse, que considera a relação custo de investimento *versus* custo operacional (TSUTIYA *et al.*, 2000).

$$D = K \sqrt{Q_{máx,f}} \quad (30)$$

Onde:

D – Diâmetro da tubulação de recalque, m;

$Q_{máx,f}$ – Vazão máxima de final de plano, m³/s;

K – Coeficiente de Bresse. Deve assumir valores entre 0,9 e 1,2. Adotou-se k = 1,2.

4.3.4.3 Cálculo do poço de visita

O volume útil do poço de sucção com formato cilíndrico, foi calculado pela Equação 31.

$$V_{\text{útil}} = \frac{Q \times T}{8} \quad (31)$$

Onde:

$V_{\text{útil}}$ - Volume útil do poço, m³;

Q - Vazão máxima horária final de plano, m³/min;

T - Tempo de ciclo, s.

A escolha do formato cilíndrico do poço sucedeu devido a facilidade de se encontrar peças pré-moldadas para tal geometria no mercado, além de se evitar os vazamentos, muito comuns e peças com arestas.

O tempo de ciclo é o intervalo de tempo entre duas partidas sucessivas da bomba, tal tempo é um parâmetro de fundamental importância, pois durante a partida do motor da bomba é gerada uma determinada quantidade de calor e essa energia deverá ser dissipada (TSUTIYA, *et al.* 2000).

Durante o dimensionamento foi adotado um tempo de ciclo igual a 10 minutos, recomendado para motores com potência menor do que 10 Cavalo-Vapor - CV (TSUTIYA *et al.* 2000).

Após o cálculo de volume útil do poço de sucção, a sua área superficial foi calculada conforme a Equação 32.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (32)$$

Onde:

A – Área superficial do poço de sucção, m²;

D – Diâmetro do poço de sucção, m;

Calcula-se a altura útil ($h_{\text{útil}}$) através da Equação 33.

$$h_{\text{útil}} = \frac{V_{\text{útil}}}{A} \quad (33)$$

Onde:

$h_{\text{útil}}$ – Altura útil do poço, m;

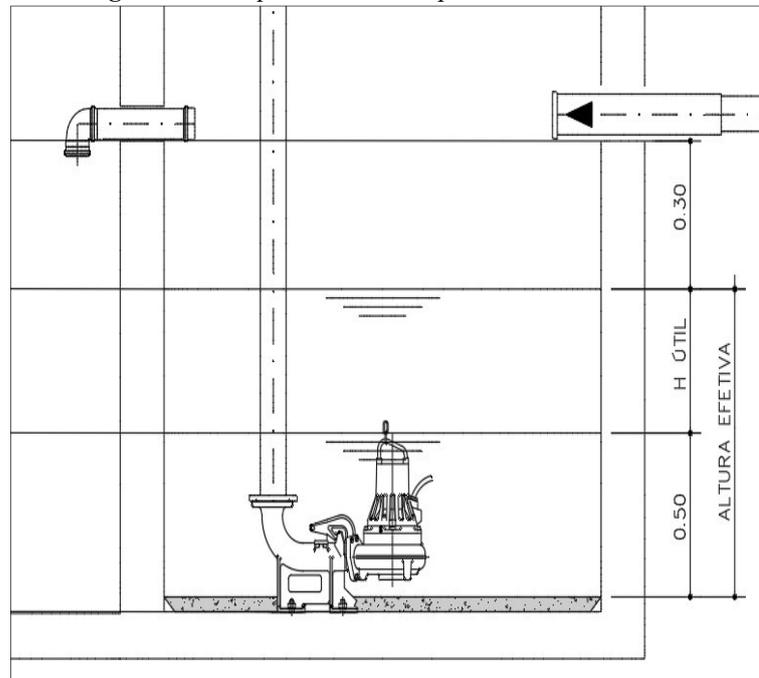
$V_{\text{útil}}$ – Volume útil do poço, m³;

A – Área da seção do poço, m².

Além dessa altura útil, também se determinou que o nível máximo de operação será de 0,30 m (valor medido a partir da geratriz inferior da tubulação de alimentação da elevatória), e o nível mínimo de operação igual a 0,50 m acima do fundo do poço da elevatória. O primeiro deve ser uma consideração realizada pelos projetistas, uma vez que tal altura é quem assegura que não haja retorno do esgoto após seu lançamento no PV. O nível mínimo de operação também deve ser determinado pelo projetista, uma vez que tal altura garante que a bomba de sucção não receba os materiais sólidos depositados no fundo do poço.

A Figura 22, esquematiza a maneira que a bomba submersa estará disposta dentro do poço de sucção e qual deverá ser sua profundidade.

Figura 22 – Esquema de alturas para a bomba submersa.



Fonte: Autoria própria (2022).

Desta maneira a profundidade útil na qual o sistema elevatório funcionará, foi dado pela Equação 34.

$$\text{Profundidade útil} = h_{\text{útil}} + 0,50 + 0,30 \quad (34)$$

Onde:

$h_{\text{útil}}$ – Altura útil do poço, m.

4.3.4.4 Vazão efetiva

A Equação 35, demonstra como realizou-se o cálculo para a determinação da vazão efetiva:

$$V_{ef} = A \times h_{ef} \quad (35)$$

Onde:

V_{ef} – Vazão efetiva, m³/s;

A – Área lateral útil, m²;

h_{ef} – Altura efetiva, m. Calculada de acordo com a expressão dada na Equação 36.

$$h_{ef} = h_{útil} + 50 \quad (36)$$

Desta forma tornou-se possível calcular o tempo de detenção, através da Equação 37.

$$T_d = \frac{V_{útil}}{Q_{méd}} \quad (37)$$

Onde:

T_d – Tempo de detenção, min;

$V_{útil}$ – Volume útil mínimo do poço, m³;

$Q_{méd}$ – Vazão média afluyente à elevatória na etapa de implantação, m³/min.

Segundo Tsutiya *et al.* (2000), o tempo máximo de detenção de esgoto dentro de um poço deve ser de 30 minutos, tal período é uma determinação importante para um bom dimensionamento de uma EEE, uma vez que a permanência excessiva do esgoto bruto provocará o surgimento de gases que podem danificar a estrutura e os equipamentos, além de gerar problemas sérios para o operador.

4.3.4.5 Dimensionamento da bomba

As perdas de carga foram contabilizadas através da fórmula de Hazen-Williams, considerando que a tubulação seja de ferro fundido, conforme a Equação 38.

$$J = 10,643 \times Q_{máx,f}^{1,852} \times C^{-1,852} \times D^{-4,87} \quad (38)$$

Onde:

J – Perda de carga unitária, m/m;

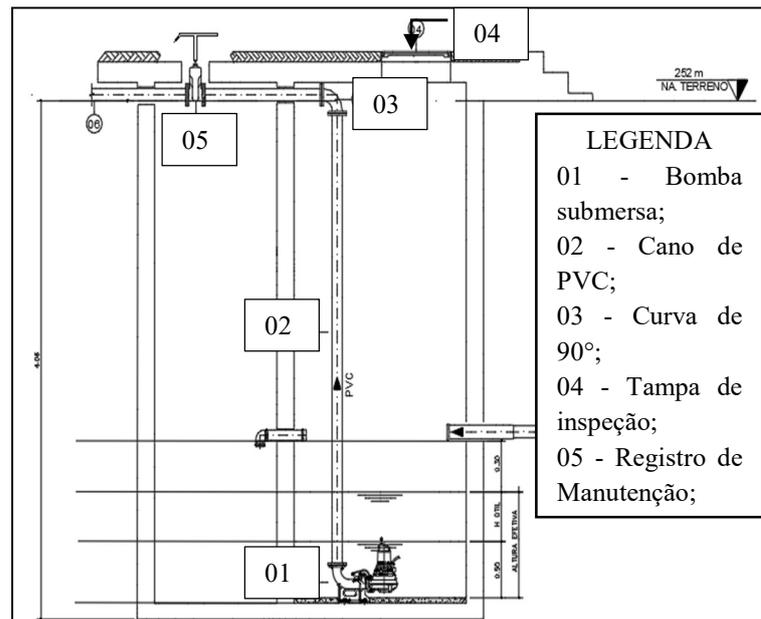
$Q_{máx,f}$ – Vazão máxima para final de plano, m³/s;

C – Coeficiente que depende do material e estado das paredes dos tubos, adotado o valor de $C = 130$, para tubulações de ferro fundido;

D – Diâmetro da tubulação de recalque, m.

O comprimento de recalque total é o valor da extensão da tubulação de recalque, já o valor o recalque virtual foi obtido através da contabilização das peças que compõem o sistema, tais peças podem ser observadas na Figura 23.

Figura 23 – Peças que compõem o sistema de recalque para bomba submersa.



Fonte: Autoria própria (2022).

A perda de carga por atrito foi obtida por intermédio da Equação 39.

$$H_f = J \times (L_{hr} + L_r) \quad (39)$$

Onde:

H_f – Perda de carga por atrito, m;

J – Perda de carga unitária, m/m;

L_{hr} – Extensão de recalque total, m;

L_r – Extensão de recalque virtual, m.

A perda de carga total, ou também conhecida como altura manométrica, foi calculada através da Equação 40.

$$H_m = H_f + H_g \quad (40)$$

Onde:

H_m – Perda de carga total ou altura manométrica total, metro de coluna d'água - mca;

H_f – Perda de carga por atrito, m;

H_g – Desnível geométrico, m.

Após a obtenção dos dados relacionados a perda de carga, tornou-se possível dimensionar a potência da bomba, conforme a Equação 41, considerando uma eficiência de 75%.

$$P = \frac{\gamma \times Q_{m\acute{a}x,f} \times H_m}{75 \times n} \quad (41)$$

Onde:

γ – Densidade do esgoto, kg/m³. De acordo com Tsutiya *et al.* (2000), considera-se uma densidade de 1000 kg/m³, para líquido de esgoto;

$Q_{\text{máx},f}$ – Vazão máxima de final de plano, m³/s;

H_m – Altura manométrica total, mca;

η – Eficiência do conjunto (adotado 75%).

A bomba deverá possuir valor de potência compatível com o comércio, sendo assim, a escolha do modelo que será utilizado neste projeto, foi realizada através de catálogos de bombas submersas, de maneira que sua potência atendesse aos requisitos exigidos pelo dimensionamento e a folga mínima de 50% para bombas de até 2 CV, estabelecida Azevedo Netto *et al.* (1998).

4.3.5 Dimensionamento da Rede de Macrodrenagem Urbana

Neste subtópico serão apresentadas todas as etapas de cálculos e artifícios utilizados para o dimensionamento da Rede de Macrodrenagem.

4.3.5.1 Dados e considerações de projeto

O Tempo de Retorno - TR e a intensidade pluviométrica - i , são parâmetros básicos e foram determinados antes das demais etapas do dimensionamento dos sistemas de macro ou microdrenagem.

Para a obtenção da intensidade pluviométrica do município, seria preciso analisar a sua curva IDF - Intensidade, duração e Frequência, obtida através da estação meteorológica do próprio município, porém devido a indisponibilidade de tal curva, optou-se por utilizar o valor de intensidade pluviométrica, para o distrito de São Gonçalo, em Sousa-PB, encontrado na NBR 10.884 (ABNT, 1989), de 152 mm/h, que equivale a 2,533 mm/min. Tal intensidade encontrada na norma, equivale para um período de retorno de 15 anos e com tempo de duração de 5 minutos.

De acordo com Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano (SÃO PAULO, 2012), dispositivos de microdrenagem, devem ser dimensionados com intensidade pluviométrica que possua tempo de retorno entre 2 e 10 anos, por outro lado, os dispositivos de macrodrenagem devem ser dimensionados para uma intensidade pluviométrica com tempo de retorno próximo de 100 anos.

Como o único dado encontrado, foi para um tempo de retorno de 15 anos, a intensidade pluviométrica usada para os dimensionamentos dos sistemas de micro e macrodrenagem, foram indicadas pela norma.

Sendo o coeficiente de Runoff a razão entre o volume total de escoamento superficial durante a precipitação e o volume total precipitado, o seu valor deve ser adotado levando em consideração a análise da área em estudo, podendo esta, ser classificada em relação a seu tipo de ocupação, sua superfície topográfica e densidade populacional (*AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS - ASCE, 1969*). Desta maneira, sendo a área em estudo, destinada a residências unifamiliares separadas, o coeficiente de Runoff, poderá assumir valores entre 0,40 e 0,60. O valor considerado para o dimensionamento foi de 0,60.

Já existe no loteamento um sistema improvisado de drenagem. A área em vermelho destacada na Figura 24, historicamente, já sofre devido à falta de um sistema de drenagem. Como solução temporária, a Prefeitura municipal, executou um projeto que visa drenar as águas dos locais onde há empoçamento através de um conjunto de manilhas que escoam a água para o Açude dos Gadelhas, o sistema de manilhas e a localização de tal açude em relação ao loteamento é destacado, além do PV de drenagem pré-existente e da área verde destinada a infiltração.

Figura 24 – Localização de dispositivos de drenagem provisórios do loteamento.

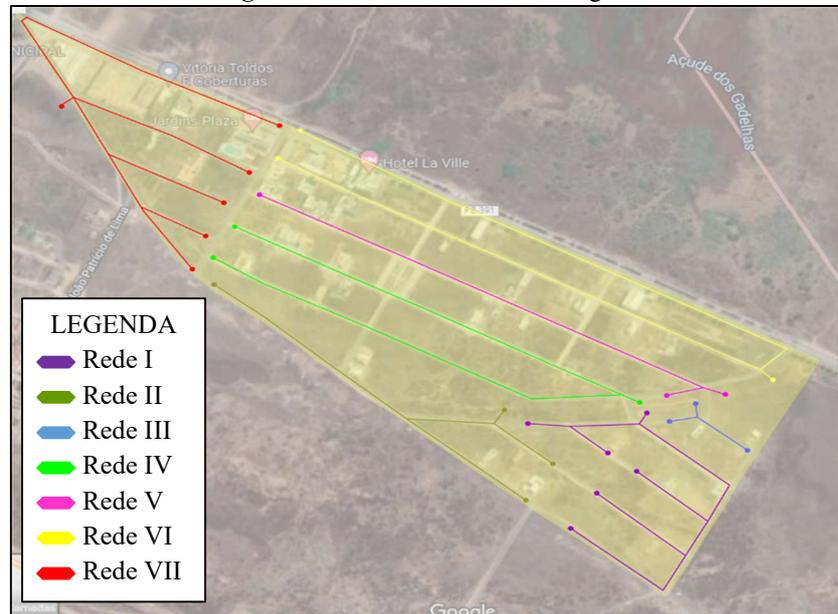


Fonte: Autoria própria (2022).

A concepção do traçado do projeto foi realizada através da planta de arrumamento e curvas de níveis, que seguiu o fluxo natural do próprio terreno. Para tanto, necessitou-se dividir o sistema correspondente a área em estudo, em 07 redes, Figura 25, onde cada uma delas deverá

ser lançada para uma área verde ou poço de visita pré-existente, no qual haverá a infiltração/condução das águas decorrentes das chuvas.

Figura 25 – Redes de Macrodrenagem.



Fonte: Autoria própria (2022).

As redes foram traçadas no centro da via de maneira que não houvesse interferência com o traçado da rede de esgoto, desta forma foi possível garantir a compatibilização entre os sistemas.

Cada rede de drenagem teve suas áreas de influência associada aos Poços de Visitas - PV's correspondentes, logo, a chuva que cair na área 1 terá sua vazão escoada pelas sarjetas e em seguida ser captada pelas bocas de lobos, até chegar ao PI e assim sucessivamente.

4.3.5.2 Trechos, distância e áreas de contribuição

As localizações dos poços de visita e a distância entre eles, obedeceram a NBR 9.649 (ABNT, 1986b) e assim como no sistema coletor de esgoto, inseriu-se poços de visita sempre que houve mudanças de direção, de declividades, de diâmetros ou trechos maiores que 100 m.

A área de contribuição local é individual para cada PV, já área de contribuição total representa, a soma de todas as áreas que contribuem a montante do coletor em questão.

Definida a localização dos coletores e dos dispositivos de microdrenagem, tornou-se possível realizar a delimitação da área de contribuição de cada PV, uma vez que a manter a proximidade entre ambos, favorece a execução e compatibilização do sistema entre as redes de esgoto e drenagem.

4.3.5.3 Vazão de Contribuição

Por meio das áreas de contribuição, e com os valores admitidos para intensidade pluviométrica e coeficiente de Runoff, foi possível calcular a vazão de cada trecho, dadas pela Equação 42.

$$Q = C \times I \times A \quad (42)$$

Onde:

C – Coeficiente de escoamento superficial (Coeficiente de Runoff = 0,60);

I – Intensidade pluviométrica (0,00004 m/s);

A – Área da bacia de contribuição local, m².

4.3.5.4 Tempo de concentração

De acordo com Menezes Filho (2007), Tempo de Concentração é definido como o tempo de percurso da água desde o ponto mais afastado, até a chegada da água dentro do conduto, a partir do instante de início da chuva. Para o seu cálculo é considerado o tempo de concentração mínimo de 5 minutos, mostrado na Equação 43.

$$T_C = 5 + T_p \quad (43)$$

Onde:

T_c – Tempo de concentração, min

T_p – Tempo que uma gota de chuva leva para percorrer o trecho em questão, min, sendo este dado pela Equação 44 (em inícios de rede, adota-se T_p = 0).

$$T_p = \frac{L}{V_e \times 60} \quad (44)$$

Onde:

V_e – Velocidade de escoamento, m/min;

L – Extensão do trecho, m.

4.3.5.5 Diâmetros das tubulações

Os condutos são projetados para o funcionamento a seção plena, desta forma, a obtenção do diâmetro das tubulações foi obtido pela Equação 45.

$$Q = V \times A \therefore Q = V \times \frac{\pi D^2}{4} \therefore D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \quad (45)$$

Onde:

Q – Vazão de contribuição, m³/s;

D – Diâmetro, mm;

V – Velocidade máxima de escoamento permitida em uma rede de drenagem, 5 m/s.

De acordo com Bidone *et al.* (1995), o diâmetro mínimo para galerias de seção circular deve ser de 300 mm, sendo ainda mais cauteloso, para este dimensionamento foi adotado como seção mínima o diâmetro de 500 mm, devido a defasagem de dados referentes a precipitação da região em estudo.

4.3.5.6 Declividades e cotas do terreno e profundidade das galerias

Por meio do traçado das curvas de nível tornou-se possível obter as cotas dos poços de visita a montante e a jusante. Através dessas informações foram calculadas as declividades para cada trecho do terreno, conforme a Equação 46.

$$S_t = \frac{C_m - C_j}{L} \quad (46)$$

Onde:

C_m – Cota do terreno do poço de visita a montante, m;

C_j – Cota do terreno do poço de visita a jusante, m;

L – Extensão do trecho, m.

As cotas inferiores da galeria a montante são dadas pela Equação 47.

$$C_{im} = C_m - (r_m + D) \quad (47)$$

Onde:

$C_{(im)}$ – Cota inferior da galeria a montante, m;

r_m – Recobrimento mínimo da tubulação (Valor recomendado = 1,0 m);

D – Diâmetro da tubulação, m.

Ressalta-se que o recobrimento da tubulação foi determinado para atender o valor mínimo de 1 m, além de assegurar a compatibilização na profundidade de assentamento entre as redes esgoto e drenagem. Também se definiu uma distância vertical de 0,30 m, entre as tubulações de sistemas diferentes, para evitar contaminação na ocorrência de vazamentos na rede coletora de esgoto.

O cálculo de recobrimento considerou as diferenças de níveis de superfície entre trechos. Caso o trecho possuísse profundidade a montante, menor do que a que possuiu a jusante, neste, seriam preciso realizar ajustes em sua profundidade. Tal consideração garantiu que o trecho a montante fosse assentado em uma cota superior à do trecho a jusante, permitindo assim, que o escoamento fosse realizado por gravidade.

As cotas inferiores da galeria a jusante são dadas pela Equação 48.

$$C_{ij} = C_{im} - (S_g \times L) \quad (48)$$

Onde:

C_{im} – Cota inferior da galeria a montante, m;

C_{ij} – Cota inferior da galeria a jusante, m;

S_g – Declividade da galeria, m/m;

L – Extensão do trecho, m.

De acordo com a NBR 10.884 (ABNT, 1989), a declividade mínima para condutores horizontais é de 0,5%. Dessa forma, com objetivo de facilitar a execução do projeto de macrodrenagem, definiu-se que a declividade da galeria seria preferencialmente, igual à do terreno. Nos casos em que a declividade do terreno não superou a mínima estabelecida, atribuiu-se para a galeria o valor mínimo.

As profundidades, a montante e a jusante, no qual a galeria será executada, foi calculada através das Equações 49 e 50.

$$Prof. da galeria_m = C_m - C_{im} \quad (49)$$

$$Prof. da galeria_j = C_j - C_{ij} \quad (50)$$

Onde:

C_m – Cota do terreno do poço de visita a montante, m;

C_j – Cota do terreno do poço de visita a jusante, m;

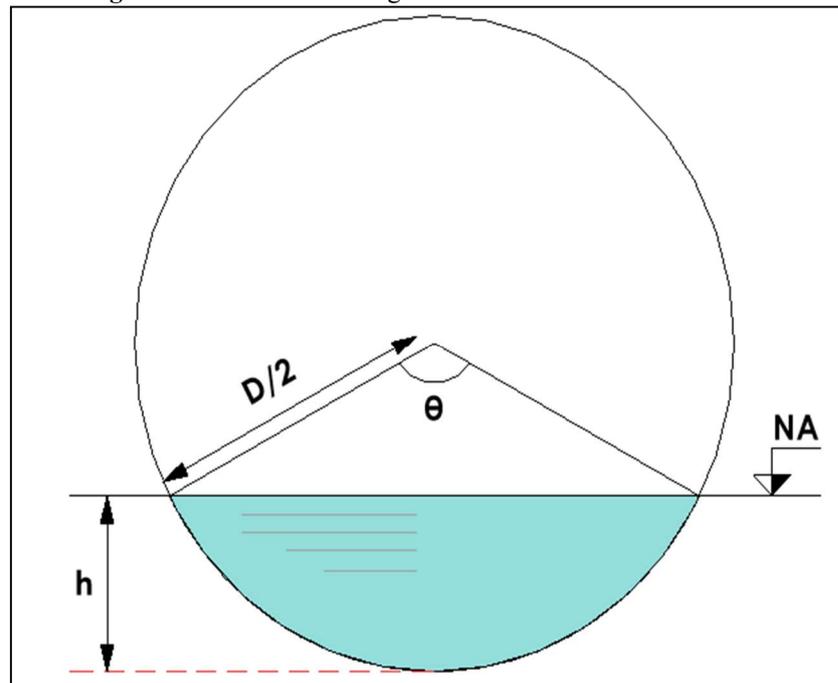
C_{im} – Cota inferior da galeria a montante, m;

C_{ij} – Cota inferior da galeria a jusante, m;

4.3.5.7 Lâmina Líquida e Área molhada

Considerando as características geométricas de um conduto fechado (Figura 26) e através da fórmula de coeficiente de Manning, o valor da constante K, foi determinado através da Equação 51.

Figura 26 – Características geométricas de um conduto fechado



Fonte: Adaptado de Azevedo Neto *et al.* (1998).

$$K = Q \times \eta \times D^{-8/3} \times S_g^{-0,5} \quad (51)$$

Onde:

Q – Vazão, m³/s;

H – Coeficiente de Manning (valor adotado= 0,013);

D – Diâmetro da tubulação, m;

S_g – Declividade da galeria, m/m.

K – Constante adimensional depende das características geométricas da galeria.

O ângulo central da superfície livre “θ”, foi determinado pela Equação 52.

$$\theta = 5915,8k^5 - 5201,2k^4 + 1786,6k^3 - 298,89k^2 + 32,113k + 1,1487 \quad (52)$$

O valor de θ, deve variar entre 0° e 265° (0 e 4,625 radianos), mantê-lo entre tal intervalo garante que a relação h/D (altura da lâmina líquida/ diâmetro), não ultrapasse 85 %, valor máximo para manter a estabilidade da tubulação (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE - DNIT, 2006).

A relação h/D é calcula através da Equação 53, onde determina-se a altura de lâmina d’água no conduto, seu valor deve estar compreendido entre 0,2 e 0,85 (DNIT, 2006).

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\theta}{2} \right) \right] \quad (53)$$

Onde:

h – Altura da lâmina líquida, m;

D – Diâmetro da tubulação, m;

θ – Abertura do ângulo central, radianos.

Posteriormente, encontra-se a área molhada no conduto, em função do ângulo central θ , pela Equação 54.

$$A = D^2 \times \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \quad (54)$$

Onde:

A – Área molhada, m²;

D – Diâmetro da tubulação, m.

θ – Abertura do ângulo central, radianos

4.3.5.8 Velocidade de escoamento

Conhecida a vazão no trecho e seu valor de área molhada, calcula-se, através da Equação 55, a velocidade de escoamento no conduto.

$$V_e = \frac{Q}{A} \quad (55)$$

Onde:

V_e – Velocidade do escoamento no conduto, m/s;

Q – Vazão de projeto, m³/s;

A – Área molhada, m².

Durantes o dimensionamento, consideram-se os seguintes parâmetros acerca da velocidade de escoamento: a mínima, de 0,75 m/s, que garantirá autolimpeza da tubulação, já a máxima, de 5 m/s, que assegurará que a tubulação não sofrerá com fenômenos como abrasão ou emissão de ruídos. Todas as fórmulas e considerações foram adotadas considerando um regime em conduto livre (MENEZES FILHO *et al.*, 2012).

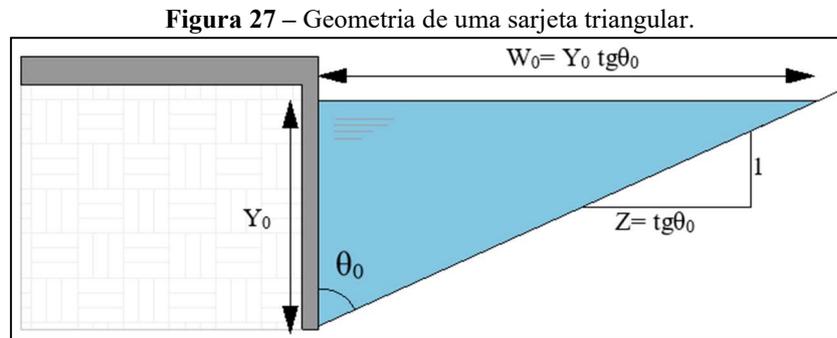
4.3.6 Dimensionamento do Sistema de Microdrenagem

Neste tópico estão apresentadas todas as etapas de cálculos e artifícios utilizados para o dimensionamento da Rede de Microdrenagem. Os elementos que compõem a rede foram devidamente dimensionados de acordo com os padrões hidráulicos e hidrológicos, estabelecidos pela Secretaria Municipal de Obras Públicas e Infraestrutura-SEMOPI (NATAL, 2009), visando um transporte eficiente e econômico de águas pluviais.

Os dispositivos que compõem a rede de microdrenagem são: sarjeta, bocas de lobo, tubos de ligação, tubulações com diâmetro menor que 1200 mm e meio-fio.

4.3.6.1 Sarjetas

Para o dimensionamento da sarjeta em estudo, considerou-se seu tipo como triangular, Figura 27. Tal tipo de sarjeta, foi escolhida, devido as características da via da área em estudo, onde o meio fio tem direção normal ao solo e uma inclinação θ_0 da sarjeta.



Fonte: Adaptado de Diogo *et al.* (2008).

A declividade transversal da sarjeta deve variar entre 5% e 15%, sua lâmina líquida não deve ultrapassar o valor de 0,13, para que transbordamentos sejam evitados, além de possuir velocidade máxima de 3,5 m/s e mínima de 0,75 m/s, que garantirão a autolimpeza e evitarão o desgaste da superfície de contato.

Para encontrar qual lâmina d'água máxima (Y_0), declividade transversal (S_x) e a largura (W_0), que a sarjeta do projeto deverá possuir, inicialmente, dimensionou-se uma sarjeta padrão, com coeficiente de Manning igual a 0,016 e parâmetros apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Dimensões padronizadas para sarjetas.

Profundidade máxima (h)	15 cm
Lâmina d'água máxima (Y)	15 cm
Lâmina d'água máxima para evitar transbordamento (Y0)	13 cm
Largura (W)	60 cm
Declividade Longitudinal mínima (I)	0,004 m/m
Velocidade mínima de escoamento (V _{mín})	0,75 m/s
Velocidade máxima de escoamento (V _{máx})	3,50 m/s

Fonte: Adaptado de Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (2015).

O valor da vazão da sarjeta padrão deve ser comparado aos valores de vazões obtidos nas 7 redes, a fim de verificar possíveis ajustes que possam ser realizados, como o aumento de sua largura.

Através do cálculo de vazão máxima de escoamento da sarjeta, dado pela Equação 56, foi possível determinar o valor máximo, que tal dispositivos seria capaz de escoar.

$$Q = A_s \times V \quad (56)$$

Onde:

Q–Vazão de escoamento, m³/s;

A_s – Área de seção da sarjeta, m²;

V – Velocidade de escoamento. Considera-se a maior velocidade, de 3,5 m/s.

A área da sarjeta foi calculada pela Equação 57.

$$A_s = \frac{Y_0 \times w}{2} \quad (57)$$

Onde:

A_s – Área de seção da sarjeta, m²;

Y_0 – Lâmina líquida de água, m. Para evitar transbordamento, adota-se que $Y_{0(\text{máx})} = 0,13$ m;

W - Largura da sarjeta. Valor mínimo de 0,60 m.

Com a vazão máxima de escoamento da sarjeta padrão calculada, aplicou-se um fator de redução, considerando que a sarjeta não funcionará com sua capacidade máxima, devido obstáculos como lixos, entulhos ou qualquer outro corpo estranho que ela possa encontrar pelo caminho. De acordo com o Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE, e a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB (SÃO PAULO, 1980), para sarjeta padronizada, o fator de redução foi de 80%, valor adotado para declividades transversais de até 3%.

Para determinar os trechos da rede onde haverá maior fluxo de água nas sarjetas, destacaram-se as maiores vazões locais por dispositivo. Para tanto foi preciso dividir os trechos que possuíssem apenas uma sarjeta e os que possuíssem duas.

Nos trechos onde a área de contribuição é em relação a apenas uma sarjeta, a vazão local foi considerada integralmente. Em contrapartida, nos trechos onde existiam duas sarjetas, a vazão local foi dividida por dois, visto que apenas metade da vazão escoará em cada sarjeta.

A Figura 28 demonstra através de um exemplo fictício, casos em que existem ruas com uma sarjeta e com duas sarjetas.

Figura 28 – Vazões de escoamento para sarjetas.



Fonte: A autoria própria (2022).

4.3.6.2 Bocas de Lobo

Sendo um dispositivo de microdrenagem cuja principal função é a captação das águas pluviais, as bocas de lobo, atuam em conjunto com as sarjetas, uma vez que a última esco e direciona a água para a primeira.

Para o dimensionamento das bocas de lobo, seguiu-se as recomendações da SEMOPI (NATAL, 2009). Tal plano aponta que as profundidades de tal dispositivo devem ser inferiores ou iguais a 1 m.

Durante o posicionamento das bocas de lobo, evitou-se posicionar as mesmas em locais da via que poderão ser destinados a passagem de pedestres. Desta forma, tais dispositivos foram posicionados acerca de 5 metros de todas as esquinas, objetivando reduzir riscos de incidentes.

A vazão de captação para cada boca de lobo foi determinada, através da Equação 58.

$$Q_{cap} = \frac{Q_L}{n_{bl}^0} \quad (58)$$

Onde:

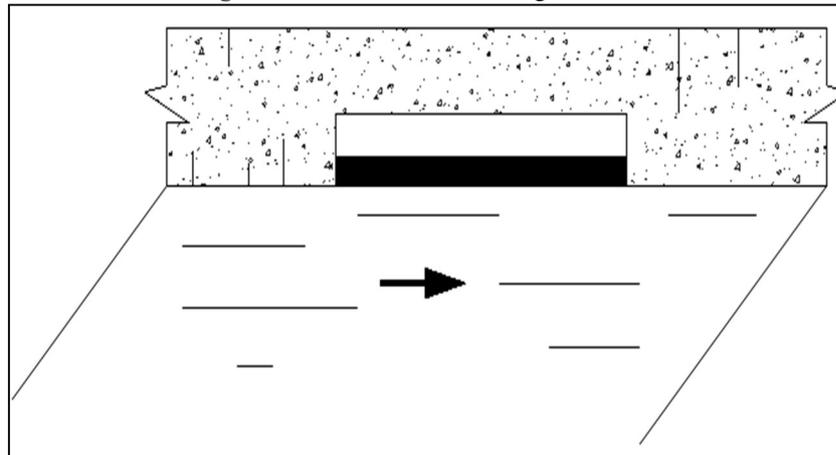
Q_{cap} – Vazão de cada boca de lobo, m^3/s ;

Q_L – Vazão local do trecho, m^3/s ;

n_{bl}^0 – Número de bocas de lobo por área de influência.

Para o dimensionamento escolheu-se a boca de lobo do tipo Guia Lateral, sem grelhas ou depressão, como pode ser observada na Figura 29.

Figura 29 – Boca de lobo com guia lateral.



Fonte: Adaptado de Bidone *et al.* (1995).

Tal tipo de boca de lobo deve ser selecionada sempre que valor máximo de lâmina mínima admitida for menor que a altura do meio-fio e a declividade longitudinal, predominante, for maior que 5%, além de possuir um custo inferior quando comparado aos outros tipos (BIDONE *et al.*, 1995).

A determinação das dimensões geométricas de tais dispositivos foi calculada, com base na vazão local que as mesmas receberão e de acordo com a metodologia proposta da SEMOPI (NATAL, 2009). O cálculo da vazão, apontado pelo plano, é realizado com a adoção de valores iniciais para comprimento da boca de lobo e a lâmina líquida máxima, conforme a Equação 59.

$$Q = 1,7 \times L \times Y^{\frac{3}{2}} \quad (59)$$

Onde:

Q – Vazão de engolimento, m³/s;

L – Comprimento da abertura da boca de lobo, m;

Y – Profundidade da lâmina numa seção próxima a entrada do meio fio, m.

Uma vez que o meio fio possui altura de 0,15 m, a lâmina líquida máxima adotada foi de 0,13 m, desta forma excluiu-se a possibilidade de transbordamento sobre a via. Como há a indicação de um comprimento mínimo para abertura do dispositivo, foi utilizado, inicialmente, o valor de 0,60 m, como recomendado pela SEMOPI (NATAL, 2009).

A vazão de engolimento da boca de lobo, foi calculada considerando uma redução de 80% do seu valor, considerando as recomendações do DAEE e da CETESB (SÃO PAULO, 1980), uma vez que existe a possibilidade de agentes externos, como lixo e veículos estacionados em frente a abertura da guia lateral, interferirem na capacidade de engolimento da boca de lobo.

Posteriormente verificou-se se a vazão calculada é igual ou maior que a vazão local de captação do dispositivo em questão. Na hipótese de a suposição de comprimento e lâmina, passarem na verificação, significa que os valores adotados estão corretos. Caso contrário, será preciso aumentar o comprimento da guia da boca de lobo, uma vez que, o valor da lâmina já é o máximo fixado para o comprimento adotado.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As informações coletadas e as análises dos dados obtidos, baseadas na fundamentação teórica e a partir da metodologia aplicada, estão apresentados no presente capítulo. Para uma melhor organização dos achados da pesquisa, esta seção está dividida em dois tópicos, um referente aos dados do dimensionamento do projeto da rede de esgoto e outro acerca do de drenagem.

5.1 DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA DE ESGOTO

Nesta seção serão expostos todos os resultados acerca do dimensionamento da rede coletora de esgoto, assim como as decisões tomadas para o desenvolvimento do projeto. As planilhas com os resultados do seu dimensionamento, assim como a representação dos seus traçados, posicionamento dos poços de visita e terminais de limpeza, estão apresentados nos Apêndices A e C, respectivamente.

5.1.1 Estimativa populacional

Considerando um horizonte populacional de vinte anos, onde o início de plano é o ano de 2021 e o final em 2041, a estimativa para as redes I e II foram calculadas, através de projeção geométrica. Para tanto se fez necessário o conhecimento dos censos dos anos de 1991, 2000 e 2010, da Cidade de Sousa-PB. O primeiro com população de 62.584 habitantes, o segundo com 62.239 habitantes e o último com 65.803 habitantes.

As taxas de crescimento geométrico (K_g), obtidas para ambas as redes, foram de 0,00264. Com esse dado, juntamente com o número de habitantes de cada censo, calculou-se a estimativa populacional, para os anos de 2021 e 2041, resultando no total de 67.742 e 71.414 habitantes, respectivamente.

Partindo da suposição de que em 2021, cada lote do empreendimento seria habitado por 5 membros, inicialmente, o loteamento possuiria um total de 3.535 habitantes, 3.215 para a rede I e 320 para a II. A Rede I, possuirá uma maior quantidade de habitantes, por possuir mais lotes.

Com a taxa de crescimento populacional, de 0,26%, em 2041 o loteamento possuirá 3.728 habitantes, sendo 3.390 para a rede I e 338 para a II.

5.1.2 Vazões máximas de início e final de plano, órgãos acessórios, extensão e quantidade de trechos

As características de vazão de início e final de plano para a rede I foram de 8,93 L/s e

11,30 L/s, respectivamente. Já para a rede II, foram de 0,89 L/s e 1,13 L/s.

Como visto, os resultados as vazões de final de plano são maiores que a de início, tal fato justifica-se devido ao aumento populacional. Observa-se também que as vazões da rede I são maiores do que a da II, 10 vezes a mais, devido a primeira possui maior extensão que a segunda.

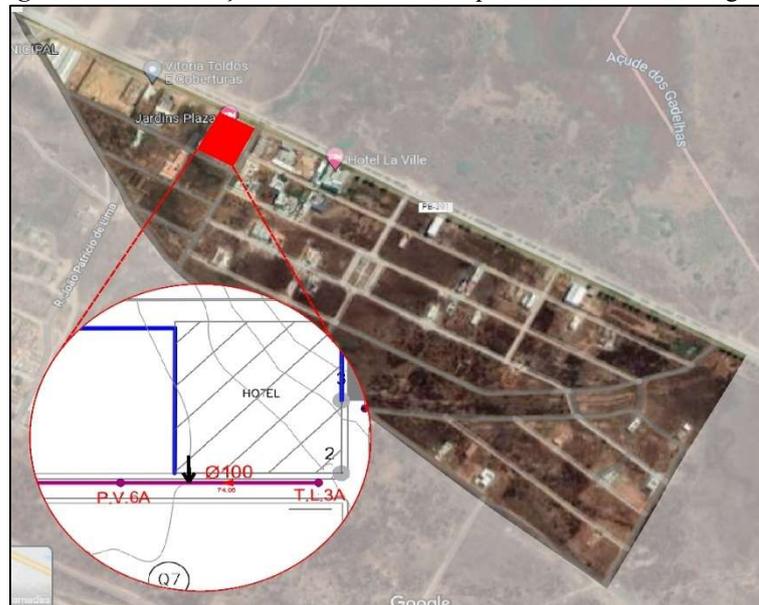
Conforme os resultados obtidos, a rede I contém 75 trechos, totalizando 5.257,42 m de extensão, 18 terminais de limpeza e 58 poços de visita. Já a rede II possui 11 trechos, total de 844,17 m de extensão, 3 terminais de limpeza e 8 poços de visita.

5.1.3 Vazão singular

Considerou-se a vazão singular no dimensionamento, devido à existência de dois hotéis, A e B. Seu valor correspondente foi acrescentado no cálculo das duas redes.

O hotel A, com capacidade máxima para 60 hóspedes contribui para a rede I no trecho 49-50. O hotel B, Figura 30, com capacidade máxima de 130 hóspedes contribui para a rede II no trecho 3A-6A. Desta forma, a vazão singular adicionada nas referidas redes foi de 0,7 L/s e 0,15 L/s, respectivamente.

Figura 30 – Localização de um dos trechos que receberão vazão singular.



Fonte: Autoria própria (2022).

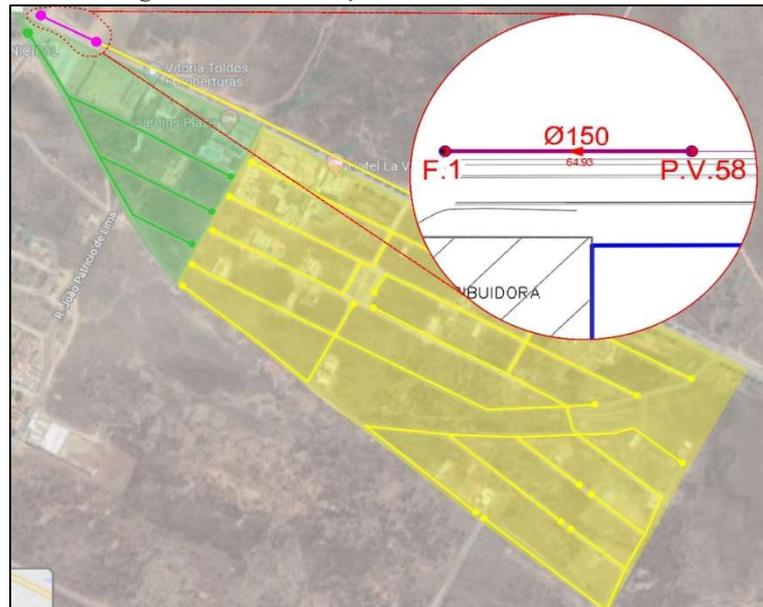
5.1.4 Vazão de projeto

Cerca de 71,7% dos trechos da rede I e 100% da II, obtiveram vazões inferiores a mínima estabelecida pela NBR 9.649 (ABNT, 1986b), que é de 1,5 L/s, sendo, portanto, para

esses casos, tal valor foi adotado no projeto. Já para os demais trechos da rede I, 28,3%, o valor utilizado foi igual ao obtido nos cálculos.

Os maiores valores de vazão inicial e final (9,1 L/s e 12,4 L/s) foram obtidos na rede I, no último trecho (58-F1), conforme Figura 31. Esse fato justifica-se por ela possuir a maior quantidade de lotes e pelo trecho está localizado no final da rede.

Figura 31 – Localização do trecho de maior vazão.



Fonte: Autoria própria (2022).

5.1.5 Declividade e Diâmetro

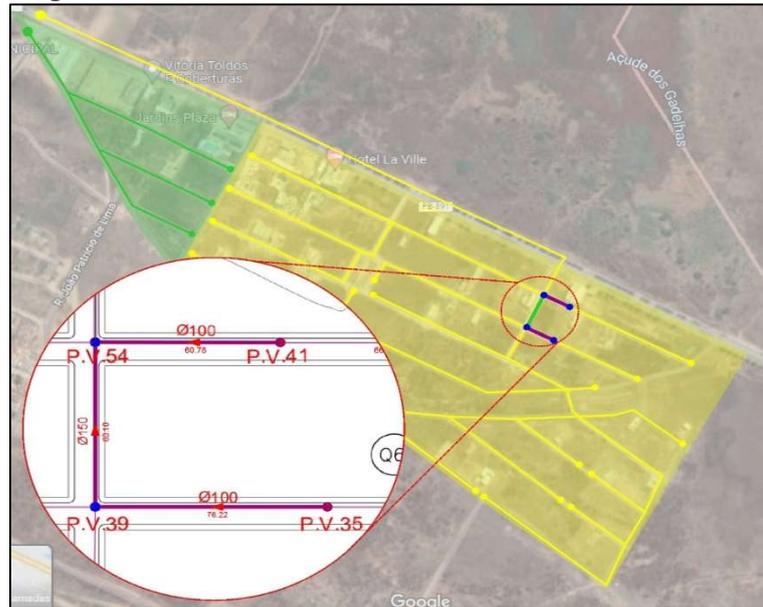
A rede I obteve 66 trechos com tubulações de diâmetro de 100 mm, totalizando uma extensão de 4.677 m e 9 com tubulações de 150 mm, um total de 581 m de comprimento.

Já a rede II, o resultado foi de 11 trechos com diâmetro de 100 mm, totalizando 845 m de extensão.

É importante salientar que o diâmetro mínimo a ser considerado para determinação de tal parâmetro foi o de 100 mm, de acordo com as recomendações da NBR 9.649 (ABNT, 1986b).

Os diâmetros calculados para os trechos 35-39, 39-54 e 41-54 da rede I estão representados na Figura 32.

Figura 32 – Casos de trechos com diâmetros de 100 mm e 150 mm.

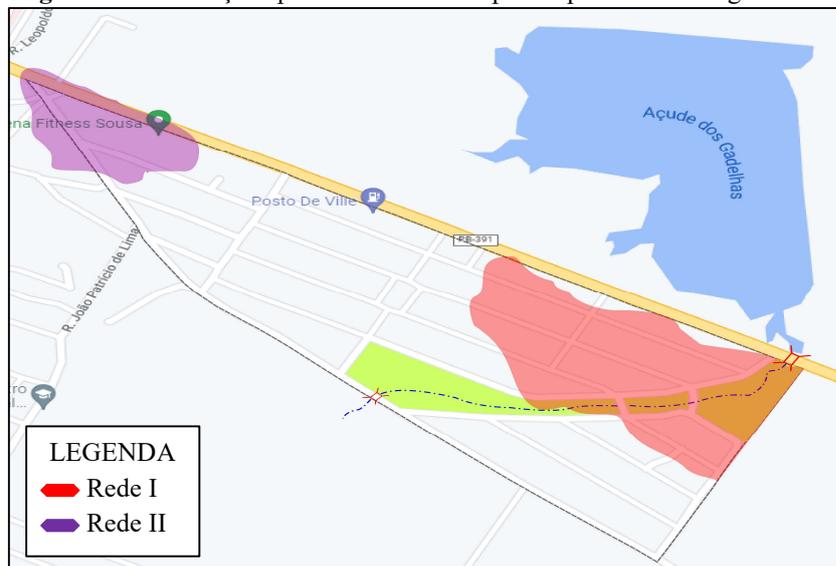


Fonte: Autoria própria (2022).

Para evitar uma grande variabilidade de diâmetros, que geraria custos executivos elevados, 7 trechos da rede I (31-34, 34-39, 39-54, 54-55, 55-56, 56-57, 57-58, 58-PV pré-existente 1) tiveram sua declividade de projeto modificada dentro da folga existente entre a inclinação de projeto e a mínima, para que seus diâmetros fossem reduzidos.

As redes I e II, possuem 36% dos trechos com declividades de terreno igual a zero. Nesses casos, a declividade de projeto adotada foi igual a mínima, a qual varia de acordo com a vazão inicial do trecho correspondente. A Figura 33, retrata a marcação aproximada, das áreas planas, para as redes I e II.

Figura 33 – Marcação aproximada de áreas planas para rede de esgoto I e II.



Fonte: Autoria própria (2022).

5.1.6 Parâmetros de verificação

A velocidade crítica de projeto, recomendada pela NBR 9.649 (ABNR, 1986b), que é 5 m/s, não foi atingida em nenhum dos trechos das redes I e II, desta forma a lâmina d'água não ultrapassou os 75% do diâmetro da tubulação. A tensão trativa foi de, no mínimo, 1 Pascal para todos os trechos. Essas características garantem que o sistema seja autolimpante, além de evitar colapso nas tubulações.

5.1.7 Parâmetros executivos

A profundidade inicial nos Terminais de Inspeção de Limpeza - TIL's, para os diâmetros de 100 mm e 150 mm foram, respectivamente, de 1,00 m e 1,05 m.

O coletor 55 da rede I, foi o mais profundo entre as duas redes, com o valor de 3,46 m, resultado menor que o máximo preestabelecido pelos projetistas, de 4 m.

Durante o dimensionamento da rede coletora de esgoto, realizou-se 6 tentativas de traçado, a fim de se obter aquele que fosse mais exequível e com menores custos.

Alguns obstáculos tiveram de ser enfrentados na parte mais baixa do loteamento, devido, uma grande área plana e um desnível de 7 m para encontrar o PV pré-existente.

Ao realizar o traçado de um trecho em uma área com declividade nula, a tendência é que o PV a jusante torne-se mais profundo do que o a montante. Quando tal fato acontece o PV final possuirá uma alta profundidade, principalmente se o trecho for muito extenso, dificultando o processo de execução e tornando a obra mais cara

Para chegar numa solução para este problema, foram necessários dimensionar a rede da parte mais baixa do loteamento diversas vezes, até que, enfim, chegou-se na solução de diminuir a extensão entre o TIL e o PV final, criando mais inícios de trechos. Ao inserir mais TIL's, a profundidade final do trecho diminuirá, uma vez que todos os Poços de Visita - PV's a jusantes serão mais rasos.

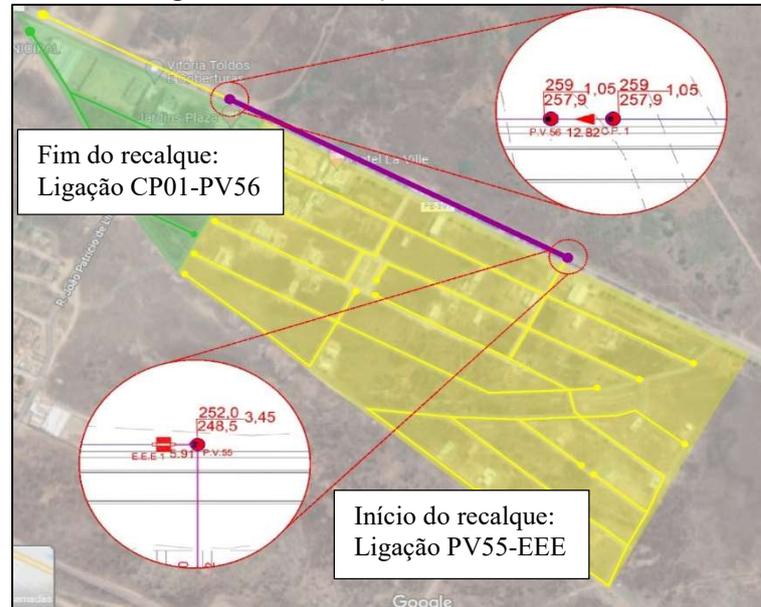
Como forma de combater o desnível do terreno e conseguir encaminhar o fluxo de esgoto da parte mais baixa, para o PV pré-existente, na parte mais alta, foi dimensionado uma Estação Elevatória de esgoto, apenas para rede I.

5.1.8 Dimensionamento da Estação Elevatória de Esgoto -EEE

A EEE foi dimensionada para rede I, instalada após o PV 55, que possui cota altimétrica de 252 m. Após o recalque a bomba foi conectada a uma Caixa de Passagem - CP1, esta foi

ligada ao PV 56, de cota altimétrica de 259 m, e seguiu para os PV's 57 e 59 até chegar ao PV da rede já em uso. A Figura 34, destaca as posições iniciais e finais do trecho recalcado.

Figura 34 – Localização do trecho recalcado.



Fonte: Autoria própria 2022.

O tipo de EEE escolhida para o dimensionamento é tida como convencional e classificada, em relação a sua instalação, como poço úmido - conjunto motor-bomba submerso (TSUTIYA *et al.*, 2000). Tal tipo de instalação é comum em elevatórias de médio e pequeno porte, caracterizada por ser um sistema totalmente enterrado e sem superestrutura.

5.1.9 Vazões máximas de início e final de plano e diâmetro de recalque

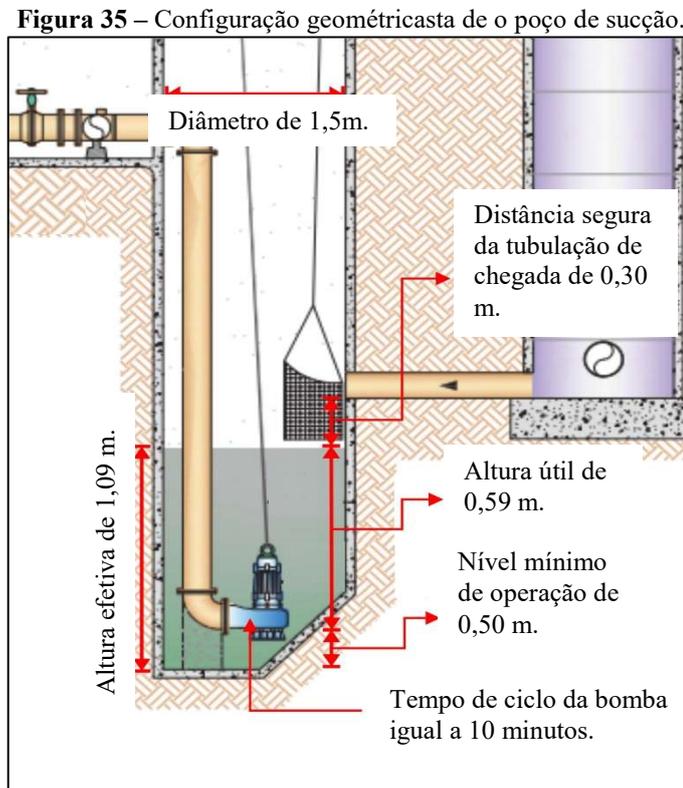
Com os valores das vazões máximas (horária e diária) e da vazão de infiltração, calculou-se as vazões máximas de início e final de plano para a EEE, obtendo-se os seguintes resultados, respectivamente, 9,77 L/s e 13,88 L/s. Era de se esperar que a maior vazão máxima fosse a de final de plano, uma vez que a taxa de crescimento populacional é positiva.

Considerando o valor obtido para a vazão de final de plano e um Coeficiente de Bresse igual a 1,2, o diâmetro de recalque para a tubulação do sistema elevatório foi de 140 mm. Uma vez que para a execução os diâmetros utilizados devem ser comerciais, definiu-se o diâmetro de recalque como sendo de 150 mm.

5.1.10 Poço de sucção

O volume útil do poço de sucção, calculado através da vazão máxima de final de plano e do tempo de ciclo, foi de 1,04 m³. Já para a sua altura útil, obteve-se o valor de 0,59 m.

Considerando que a altura efetiva é a soma do nível mínimo de operação com a altura útil, obteve-se uma altura efetiva de 1,09 m, resultando assim, em um volume efetivo de 1,92 m³. Por meio da Figura 35 é possível visualizar a configuração geométrica para o poço de visita dimensionado.



Fonte: Adaptado de Brasil (2019b).

O tempo de detenção obtido foi de 5,13 minutos, que é um valor menor que o máximo recomendado, de 10 minutos, por Tsutiya *et al.* (2000). Desta forma o valor encontrado está dentro dos parâmetros de segurança exigidos.

5.1.11 Dimensionamento da bomba

A EEE foi dimensionada apenas para recalque, já que a bomba escolhida foi do tipo afogada. Tal escolha sucedeu devido as suas características de instalação e menor custo executivo e de manutenção que tal tipo de bomba proporciona. Além disso, sua instalação ocupará menor espaço, pois tubulações para sucção serão dispensadas.

Segundo Azevedo Netto *et al.* (1998), para motores com potência de até 2 Cavalo-Vapor - CV, deve-se adotar uma folga de 50%. A bomba calculada neste trabalho obteve uma potência de 1,45 CV sem folga e 2,18 CV com folga. Sendo assim, qualquer bomba de sucção com potência maior ou igual a última, poderá ser usada na EEE.

Seguindo as recomendações de Azevedo Netto *et al.* (1998) e da NBR 12.208 (ABNT, 1992), para sistemas de recalque de pequeno porte, como o caso em estudo, deve-se considerar a instalação de no mínimo dois conjuntos elevatórios, cada um com a capacidade de recalcar a vazão máxima. O uso de duas bombas, garante que a EEE continue funcionando em caso de falha da primeira.

Para o dimensionamento da bomba de sucção afogada, considerou-se os componentes apresentados na Tabela 3, assim como seus valores correspondentes de comprimento virtual de recalque, segundo Macintyre (2017).

Tabela 3 – Comprimento Virtual das peças da bomba de recalque.

Peça	Quantidade	Comprimento virtual de recalque (m)
Curva de 90°	01	2,10
Saída de canalização	01	5,50
Registro de gaveta aberto	01	1,20
Total	03	8,80

Fonte: A autoria própria (2022).

Os comprimentos virtuais e real de recalque foram, respectivamente, iguais a 8,80 e 555,24 m. A perda de carga por atrito resultou em 2,10 m. O desnível geométrico foi de 4,35 m e 6,45 metro de coluna d'água - mca de perda de carga total.

5.2 DIMENSIONAMENTO DA REDE DE DRENAGEM

Os resultados acerca do dimensionamento da rede de drenagem, assim como as decisões tomadas para o desenvolvimento do projeto estão apresentados nesta seção. Para melhor compreensão, os resultados acerca de micro e macrodrenagem são apresentados de maneira separada.

As planilhas com os resultados acerca do seu dimensionamento bem como, a representação dos seus traçados, posicionamento dos poços de visita e terminais de limpeza, suas áreas de influência e sua representação de compatibilização com o traçado de esgoto estão apresentados nos Apêndices B, D e E, respectivamente.

5.2.1 Dimensionamento da rede de macrodrenagem

A fim de reduzir a diversidade dos diâmetros entre as redes de macrodrenagem, adotaram-se apenas tubulações de 500 mm, 600 mm e 800 mm, desta maneira, nenhuma das galerias é dita como sistema de macrodrenagem, uma vez que os diâmetros não superaram o valor mínimo de 1200 mm definidos pelo Ministério das Cidades (BRASIL, 2011).

Nenhum dos trechos das redes I, II, III e V, possuíram diâmetro calculado maior que o mínimo, que é de 500 mm. Em contrapartida, apenas um trecho das redes IV, VI e VII, resultou em tubulações com diâmetros maiores que 500 mm.

As sete redes de drenagem foram distribuídas em relação ao número de trechos e área de abrangência conforme a Tabela 4.

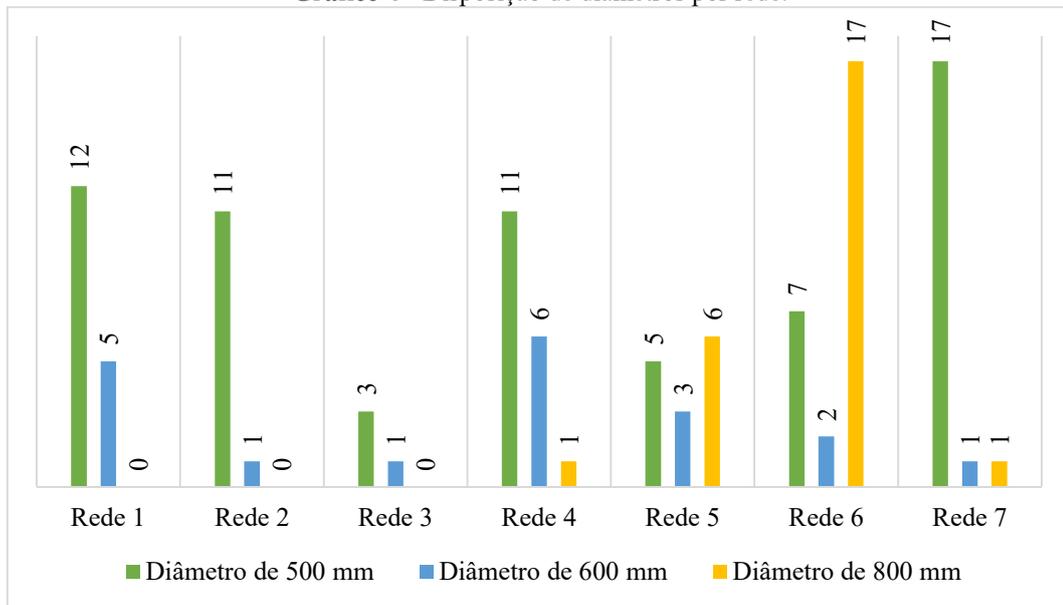
Tabela 4 – Número de trechos e área de abrangência por rede de drenagem.

Identificação da rede	Número de trechos	Área de abrangência (m²)
Rede I	17 trechos	39822,66
Rede II	12 trechos	26067,13
Rede III	04 trechos	10501,28
Rede IV	18 trechos	66143,06
Rede V	13 trechos	43680,72
Rede VI	26 trechos	66956,44
Rede VII	19 trechos	48233,66

Fonte: Aatoria própria (2022).

Como é possível observar, as redes com maiores quantidades de trechos, também são as que possuem maiores áreas de abrangência. A rede III foi a menor em quantidade de trechos e em área, ela poderia ter sido conectada à rede I, porém, devido sua área ser totalmente plana, foi definido que separá-las seria a melhor decisão em caráter técnico e executivo.

A rede VI foi a maior rede, tanto em quantidade de trechos, quanto em área de abrangência. 17 de seus trechos foram os que apresentaram maiores vazões e, por esse motivo, os diâmetros adotados para tais foram de 800 mm. As características topográficas favoreceram a extensão de tal rede, uma vez que foi possível seguir a declividade do terreno em todos os trechos. A disposição de diâmetros por rede é apontada no Gráfico 4.

Gráfico 4 - Disposição de diâmetros por rede.

Fonte: Autoria própria (2022).

Todos os trechos obtiveram velocidade menor que 5 m/s, evitando assim o uso de dissipadores de energia, o que tornará a execução do sistema mais econômica e simplificada.

Considerando que a velocidade do sistema deveria estar compreendida entre 0,75 m/s e 5 m/s e a lâmina líquida entre 0,1 e 0,85. Durante os cálculos do dimensionamento, houve trechos onde os diâmetros e inclinações tiveram seus resultados substituídos por valores maiores, para que os critérios de autolimpeza e estabilidade estrutural fossem atendidos. A rede III não sofreu tais alterações.

Os trechos, por rede, que sofreram tais modificações foram:

- Rede I: 09-10, 10-11, 11-12, 12-17 e 17-PI;
- Rede II: 29-PI;
- Rede IV: 40-41, 41-42, 42-51, 48-49, 49-50, 50-51 e 51-PI;
- Rede V: 56-57, 57-58, 58-59, 59-60, 60-61, 61-62, 62-64 e 64-PI;
- Rede VI: 69-70, 70-71, 71-72, 72-73, 73-74, 74-75, 75-76, 76-90, 80-81, 81-82, 82-83, 83-84, 84-85, 85-86, 87-88, 88-89, 89-90 e 90-PI;
- Rede 07: 97-98, 98-109, 102-109 e 109-PI.

O aumento do diâmetro torna a profundidade da galeria mais rasa, além de diminuir a velocidade de escoamento, já que esta é inversamente proporcional à área da seção transversal do tubo.

5.2.2 Dimensionamento dos dispositivos de microdrenagem

O sistema de microdrenagem da área em estudo é composto pelos pavimentos das ruas, sarjetas, bocas de lobo, meio fio e galerias com tubulações de diâmetro entre 500 mm e 800 mm. O dimensionamento foi realizado considerando um período de retorno de 10 anos e para valores críticos de vazões locais.

5.2.2.1 Sarjetas

A vazão máxima de escoamento calculada, tomando como parâmetros os valores de uma sarjeta padrão, e já considerando o fato de redução de 80%, foi de $0,109 \text{ m}^3/\text{s}$.

A maior vazão local para sarjeta única, foi a calculada para rede IV no trecho 37-38, com valor de $0,074 \text{ m}^3/\text{s}$, já a maior para sarjeta dupla, foi para a rede VI no trecho 77-88, com resultado de $0,107 \text{ m}^3/\text{s}$, ambas, com o fator de redução de 80%, já considerados.

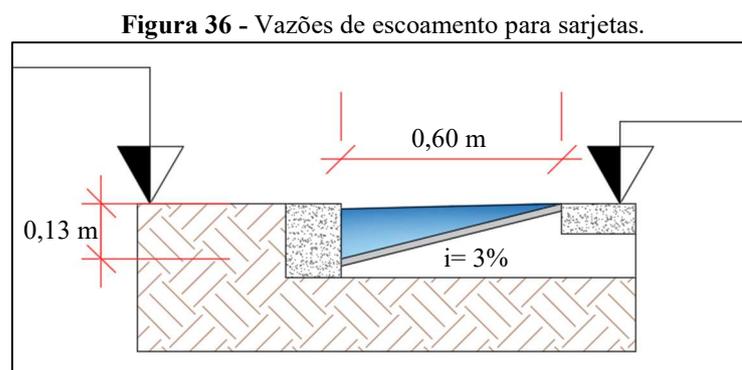
A Tabela 5 mostra um comparativo entres as vazões máximas de escoamento obtidas para ruas com sarjetas únicas, duplas e sarjeta padrão.

Tabela 5 – Vazões de escoamento para sarjetas.

Maior vazão local para sarjeta única	0,074 m^3/s
Maior vazão local para sarjeta dupla	0,107 m^3/s
Vazão máxima de escoamento para sarjeta padrão	0,109 m^3/s

Fonte: Aatoria própria (2022).

A vazão da sarjeta padrão é maior que os dois casos críticos de sarjeta única e dupla, desta forma, ela foi utilizada como dispositivo de microdrenagem. A partir da Figura 36 é possível observar os valores de largura e lâmina líquida máxima da sarjeta padrão.



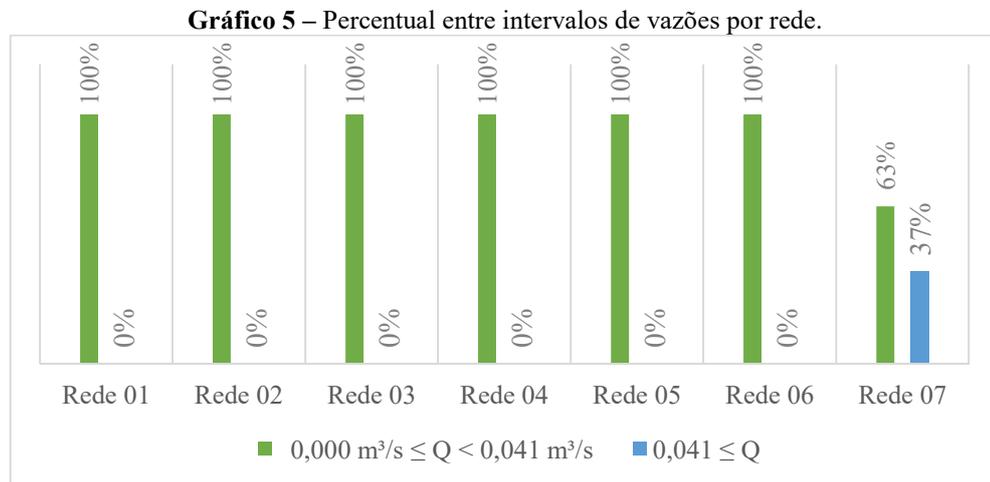
Fonte: Aatoria própria (2022).

5.2.2.2 Bocas de lobo

O tipo de boca de lobo dimensionada foi de guia lateral, onde o valor para lâmina líquida máxima foi limitado em 0,13 cm, evitando assim o transbordamento sobre a via. O valor mínimo inicial para o comprimento da soleira é de 0,60 m. Da mesma maneira que na definição

das sarjetas, a maior vazão de engolimento para as bocas de lobo, por trecho, foram selecionadas.

Ao analisar os resultados acerca dos valores de vazões para cada boca de lobo, notou-se que a maioria dos trechos possuiriam vazões entre os intervalos apresentados no Gráfico 5.

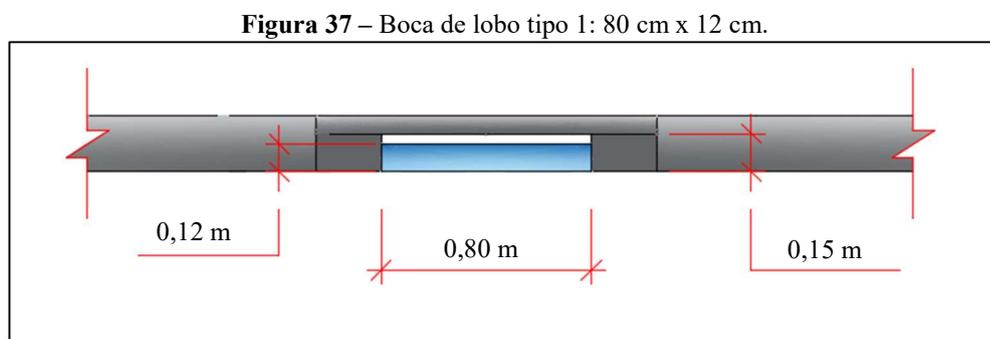


Fonte: Autoria própria (2022).

As redes I, II, III, IV, V e VI, possuem 100% de suas vazões de engolimento menores que 0,041 m³/s. Já a rede VII, embora possua trechos com vazões maiores, suas bocas de lobo, predominantemente, são de vazão menor que 0,041 m³/s.

Foram realizados os dimensionamentos de apenas dois tipos de boca de lobo, já considerando o fator de redução de 80%. O primeiro dimensionado para uma vazão de 0,041 m³/s e o segundo para uma vazão de 0,061 m³/s (maior vazão de engolimento para boca de lobo de toda a rede).

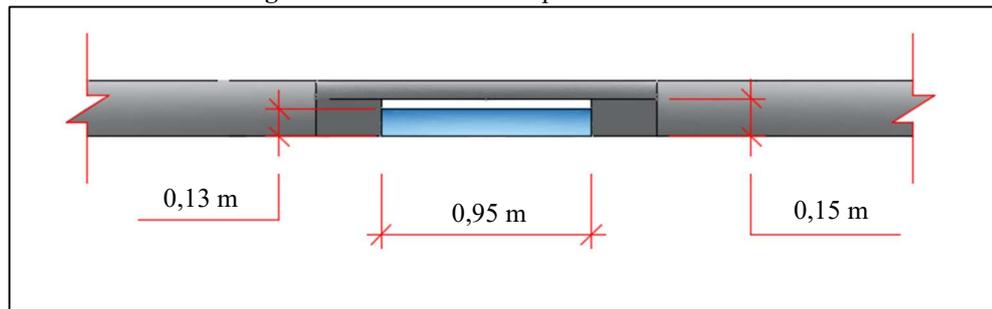
Para a boca de lobo do primeiro caso, obteve-se os seguintes resultados: comprimento da abertura da guia de 0,80 m e uma lâmina d'água de 0,12 m, apresentado na Figura 37.



Fonte: Autoria própria (2022).

Para o segundo caso: comprimento de 0,95 m e 0,13 m de lâmina d'água, conforme a Figura 38.

Figura 38 – Boca de lobo tipo 2: 95 cm x 13 cm.



Fonte: Autoria própria (2022).

Todas as redes deverão possuir o primeiro tipo de boca de lobo, com exceção dos trechos 100-101, 101-102, 102-103, 103-104, 104-105, 105-106 e 106-107, da rede VII, que adotarão o segundo tipo.

6 CONCLUSÃO

A análise, concepção e execução dos projetos de esgoto e drenagem, são de extrema importância para a população do loteamento Luar Pinto Gadelha, uma vez que sua existência proporcionará uma maior qualidade de vida para os moradores, ajudará na preservação do meio ambiente e contribuirá, de maneira direta, para a redução do número de internações na rede pública de saúde, em razão de que sua ausência contribui para surtos epidêmicos como dengue, chikungunya, zika, leptospirose e outras Doenças Relacionadas a Saneamento Ambiental Inadequado - DRSAl.

Embora esteja em vigor o marco regulatório, nosso país ainda está longe de alcançar as metas estabelecidas por tal legislação, e possivelmente não conseguirá cumpri-las no prazo pré-estabelecido, devido as adversidades políticas, econômicas e sanitárias causadas pela pandemia do vírus SARS-CoV-2.

Mesmo com todos os benefícios que uma cidade com uma infraestrutura básica possa oferecer, ainda persistem os casos de aprovação, por parte da gestão municipal, para a construção e comercialização de loteamentos sem os serviços mínimos necessários, coleta de esgoto e sistema de drenagem, como foi o caso do objeto de estudo em questão. Esse fato se dá devido a administração pública ficar refém dos interesses de investidores, levando-os a facilitar a expedição de alvarás. Além disso, há uma cultura impregnada de falta de interesse, cobrança e fiscalização, por parte da população, corroborando para tal tipo de situação.

Toda metodologia aplicada para atingir os objetivos do trabalho foi baseada em normas e regulamentos, sejam de caráter técnico e/ou de segurança. O que possibilitou uma análise minuciosa acerca do dimensionamento e elaboração dos projetos dos sistemas, culminando na melhor solução construtiva de tais, sem esquecer da questão econômica e sustentável.

As concepções dos traçados dos sistemas coletores de esgoto e drenagem urbana, buscaram seguir a própria inclinação do terreno com objetivo de tornar o projeto mais econômico, esse fato possibilitou a obtenção de coletores e galerias com menores profundidades, tornando seu processo construtivo mais fácil e rápido de ser concluído.

Uma vez que a escavação de altas profundidades para os coletores e galerias, aumentam os custos, a dificuldade técnica de execução e o tempo de serviço, durante o dimensionamento, os cálculos e os traçados foram realizados de maneira que nenhuma profundidade ultrapassasse os 4,50 m. Além disto, buscou-se a menor variabilidade possível de mudança de diâmetro para as tubulações.

Também buscou-se assegurar a compatibilização entre as redes de esgoto e drenagem, posicionando-as em treços diferentes da rua, garantindo uma altura mínima de 0,30 m, nos trechos que houvesse cruzamento entre elas, medida necessária para assegurar, que em caso de vazamento da rede de esgoto, não haja contaminação das águas pluviais.

Durante o desenvolvimento da pesquisa algumas dificuldades foram superadas, tanto na busca por bibliografia, quanto no dimensionamento dos projetos. Não existe nenhuma normatização, exclusiva, acerca da elaboração de projetos de drenagem urbana, portanto, buscou-se auxílio em manuais e livros. Além disso, percebeu-se a necessidade de um estudo mais profundo acerca de todo o sistema de coleta de esgoto e drenagem do Município de Sousa-PB. Problemas com inundações, desvio de esgoto para canais destinados a drenagem, sistema de tratamento de esgoto duvidoso, podem ser objeto de estudo para futuros trabalhos, a fim de propor soluções que melhorem a qualidade de vida dos sousenses.

Os projetos dimensionados serão de grande valia para população residente da área em estudo, devido aos benefícios que serão proporcionados como um ambiente livre de DRSAI; remoção do mal cheiro; lençóis freáticos livres de contaminação dos efluentes provenientes das fossas sépticas e dos sumidouros; um melhor aproveitamento da área do lote, visto que não será mais necessário a destinação de área para o sistema de esgoto paralelo e, por fim, a valorização da área como um todo.

Diante do que foi apresentado, é possível perceber que o objetivo da pesquisa foi alcançado e caso haja interesse do setor de infraestrutura municipal de executar tais projetos, sugere-se ser realizada uma verificação das cotas topográficas do loteamento, visto que a planta disponibilizada para o dimensionamento dos projetos data-se de 2008. Além disso, recomenda-se que seja realizado um estudo, para decidir qual o tipo de técnica compensatória será instalado nas áreas verdes do loteamento, com o objetivo de atenuar os efeitos das águas pluviais provenientes das redes.

REFERÊNCIAS

- ALÉM SOBRINHO, P. *et al.* **Coleta e transporte de esgoto sanitário**. São Paulo: EPUSP/PHD, 1999. 547 p.
- ANDRADE, B. C. *et al.* Análise do sistema de esgotamento sanitário da cidade de Sousa-Paraíba. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GESTÃO AMBIENTAL E SUSTENTABILIDADE*, 5., 2017, João Pessoa. Anais [...]. João Pessoa: Congestas, 2017. p. 330-336. Disponível em: <http://eventos.ecogestaobrasil.net/congestas2017/trabalhos/pdf/congestas2017-et-02-010.pdf>. Acesso em: 21 maio 2022.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS - ASCE. Manuals and Reports of Engineering Practice*, 37. **Design and Construction of sanitary and storm sewers**. New York, 1969. Disponível em: <https://ahmadsana.tripod.com/Courses/project1/sewer-specs.pdf>. Acesso em: 03 maio 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 10.844**: Instalações prediais de águas pluviais – procedimentos. Rio de Janeiro:1989. 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 9.648**: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro: 1986a. p.5.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 9.649**: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário - Procedimento. Rio de Janeiro: 1986b. p.5.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **NBR 12.208**: Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário - Procedimento. Rio de Janeiro: 1992. p.5.
- AZEVEDO NETTO, J. M. *et al.* **Manual de hidráulica**. 8ª edição. São Paulo: Edgard Blucher, 1988. 670p.
- BIDONE, F. *et al.* Microdrenagem. *In: TUCCI, Carlos E. M. et al. (org.). Drenagem urbana*. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995. Cap. 3. p. 77-105.
- BRASIL. **Lei nº 14.026**, de 16 de julho de 2020. **Atualiza o marco legal do saneamento básico e altera a Lei nº 9.984 [...]**. Brasília: Diário Oficial da República Federativa do Brasil, 2020. Disponível em: <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/lei-n-14.026-de-15-de-julho-de-2020-267035421>. Acesso em: 19 fev. 2022.
- BRASIL. **Decreto nº 34.596**, de 16 de novembro de 1953. **Aprova o Regulamento do Ministério da Saúde, criado pela Lei de nº 1.920, de 25 de julho de 1953, e dá outras providências**. Brasília: Câmara dos Deputados, 1953. Disponível em: <http://www2.camara.leg.br/legin/fed/decret/1950-1959/decreto-34596-16-novembro-1953-328248-publicacaooriginal-1-pe.html>. Acesso em: 20 maio. 2022.
- BRASIL. Fundação Nacional de Saúde. **Impactos na saúde e no sistema único de saúde decorrentes de agravos relacionados a um saneamento ambiental inadequado**. Brasília: FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE - FNS, 2019a. 545p. Disponível em:

http://www.funasa.gov.br/site/wp-content/files_mf/estudosPesquisas_ImpactosSaude.pdf. Acesso em: 20 maio 2022.

BRASIL. **Lei nº 11.445**, de 5 de janeiro de 2007. **Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico**. Brasília: Diário Oficial da República Federativa do Brasil, 2007. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/111445.htm. Acesso em: 17 fev. 2022.

BRASIL. **Lei nº 13.308**, de 6 de julho de 2016. **Altera a Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007, que estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico, determinando a manutenção preventiva das redes de drenagem pluvial**. Brasília: Diário Oficial da União, 2016. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato20152018/2016/lei/113308.htm#:~:text=L13308&text=LEI%20N%C2%BA%2013.308%2C%20DE%206,das%20redes%20de%20drenagem%20pluvial. Acesso em: 30 maio 2022.

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde - FNS. **Manual de saneamento**. 5ª edição. Brasília: Funasa, 2019b. 545 p. Disponível em: https://repositorio.funasa.gov.br/bitstream/handle/123456789/506/Manual_de_Saneamento_Funasa_5a_Edicao.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Acesso em: 20 maio 2022.

BRASIL. Ministério das Cidades. **Guia para a elaboração de planos municipais de saneamento básico**. 2ª edição. Brasília, DF: Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, 2011. 152 p. Disponível em: <http://planodiretor.mprs.mp.br/arquivos/guiasaneamento.pdf>. Acesso em: 29 maio 2022.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional – MDR. **Novo marco de saneamento é sancionado e garante avanços para o país**. Brasília: MDR, 2020b. Disponível em: <https://www.gov.br/pt-br/noticias/transito-e-transportes/2020/07/novo-marco-de-saneamento-e-sancionado-e-garante-avancos-para-o-pais>. Acesso em: 19 fev. 2022.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional - MDR, Secretaria Nacional de Saneamento - SNS. **Do SNIS ao SINISA: Informações para planejar o Esgotamento Sanitário. Diagnóstico SNIS-AE 2019**. Brasília, 2020c. 61 p. Disponível em: http://www.snis.gov.br/downloads/cadernos/2019/DO_SNIS_AO_SINISA_ESGOTO_SNIS_2019_REPUBLICACAO.pdf. Acesso em: 22 maio 2022.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional – MDR. Sistema Nacional De Informações Sobre Saneamento - SNIS. **Painel de Informações sobre saneamento**. Brasília: MDR, 2020d. Disponível em: <http://www.snis.gov.br/painel-informacoes-saneamento-brasil/web/painel-setor-saneamento>. Acesso em: 23 maio 2022.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional - MDR. Secretaria Nacional de Saneamento - SNS. **Diagnóstico Temático Drenagem e Manejo das Águas Pluviais Urbanas**. Brasília: MDR, 2021. 60 p. Disponível em: http://www.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ap/2020/DIAGNOSTICO_TEMATICO_VIS_AO_GERAL_AP_SNIS_2021.pdf. Acesso em: 22 maio 2022.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 302p.

CARVALHO JÚNIOR, R. **Instalações hidráulicas e o projeto de arquitetura**. 6ª edição. São Paulo: Blucher, 2013. 341p.

CARVALHO JÚNIOR, R. **Instalações prediais hidráulico-sanitárias: princípios básicos para a elaboração de projetos**. 4ª edição. São Paulo: Blucher, 2020. 352p.

CLIMATE-DATA. ORG. **Dados climáticos para cidades mundiais**. 2017. Disponível em: <https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/paraiba/sousa-42525/>. Acesso em: 03 maio 2022.

DANIEL, L.A. *et al.* **Processos de desinfecção e desinfetantes alternativos na produção de água potável**. Rio de Janeiro: RiMa Artes Textos, 2001. 139p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE – DNIT. **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-de-manuais/vigentes/724_manual_drenagem_rodovias.pdf. Acesso em: 12 maio 2022.

DIÁRIO DO SERTÃO. **A maior da história: ruas e avenidas em Sousa viram rios após fortes chuvas durante a madrugada**. Sousa, 16 de fevereiro de 2019. Disponível em: <https://www.diariodosertao.com.br/noticias/cidades/359994/a-maior-da-historia-ruas-e-avenidas-em-sousa-viram-rios-apos-fortes-chuvas-durante-a-madrugada-veja.html>. Acesso em: 08 abr. 2022.

DIOGO, F. J. D. *et al.* **Manual de Pavimentação Urbana. Drenagem: Manual de Projetos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 2008. 160p. v. 2. Disponível em: <https://pdfcoffee.com/qdownload/manual-de-drenagem-urbana-pdf-free.html>. Acesso em: 15 fevereiro 2022.

FERREIRA, J. G. *et al.* **Desafios e controvérsias do novo marco legal do saneamento básico no Brasil**. *Brazilian Journal Of Development*. Curitiba, p. 65449-65468. jul. 2021. Disponível em: <https://brazilianjournals.com/index.php/BRJD/article/view/32258/pdf>. Acesso em: 20 fev. 2022.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA - FCTH. **Plano diretor de drenagem e manejo de águas pluviais de Praia Grande**: manual de drenagem. Praia Grande: FCTH, 2015. 205p. 07 v. (revisado). Disponível em: https://www.praiagrande.sp.gov.br/arquivos/leisdecretos/Lei_N1823_16.pdf. Acesso em: 10 fev. 2022.

FUNDAÇÃO GETULIO VARGAS – FGV. Instituto Brasileiro De Economia-IBRE. **Governança e sustentabilidade dos recursos hídricos**. 2020. **FGV DATASAN: banco de dados, Brasil, 2010-2020**. Disponível em: <https://datasan-ibre.fgv.br/comparativo/microrregioes>. Acesso em: 24 maio 2022.

GADELHA, L. M. **A ineficácia constitucional: o caso da municipalização dos serviços de água em Sousa (PB)**. 2006. 128 f. Dissertação (Mestrado em Gestão Social e Trabalho) - Universidade de Brasília, Brasília, 2006. Disponível em: <https://repositorio.unb.br/handle/10482/2192>. Acesso em: 21 maio 2022.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4ª edição. São Paulo: Atilas, 2002. 173 p.

GRECO, R. M. *et al.* A água seus caminhos e descaminhos entre os povos. **Revista APS**. Juiz de Fora, p. 151-164, jul. /dez. 2005. Disponível em:
<http://www.ufjf.br/nates/files/2009/12/agua.pdf>. Acesso em: 20 maio 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Atlas de saneamento: abastecimento de água e esgotamento sanitário**. 3ª edição. Rio de Janeiro: IBGE, 2021. 192 p. Disponível em: <https://biblioteca.ibge.gov.br/index.php/biblioteca-catalogo?view=detalhes&id=2101885>. Acesso em: 23 maio 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Panorama de Sousa – PB**. 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Panorama de Sousa – PB**. 2010.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Painel de saneamento: Saúde**. Brasil, 2020. Disponível em: <https://www.painelsaneamento.org.br/saneamento-mais/index?id=1&S%5Bid%5D=0>. Acesso em: 23 maio 2022.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Trata Brasil saneamento é saúde**. Brasil, 2018. Disponível em: <http://www.tratabrasil.org.br/blog/2018/02/27/doencas-falta-de-saneamento-basico/>. Acesso em: 17 fev. 2022.

JORDÃO, E. P. *et al.* **Tratamento de esgotos domésticos**. 6ª edição. Rio de Janeiro: ABES, 2011. 969p.

MACINTYRE, A. J. **Instalações hidráulicas prediais e industriais**. 4ª edição. Rio de Janeiro: LTC, 2017. 596p.

MARTINS, J. R. S. *et al.* Microdrenagem. **In:** TUCCI, Carlos E. M. *et al.* (org.). Obras de Macrodrenagem. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995. Cap. 5. p. 167-240.

MENEZES FILHO, F. C. M. *et al.* Sistemática de cálculo para o dimensionamento de galerias de águas pluviais: uma abordagem alternativa. **REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil**. Goiânia, p. 12-22, jul. 2012. Disponível em:
<https://revistas.ufg.br/reec/article/view/18162/11292>. Acesso em: 12 maio 2022.

MENEZES FILHO, F. C. M. **Sistematização para projeto de galeria de águas pluviais**. 2007. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia do Meio Ambiente) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007. Disponível em:
<http://livros01.livrosgratis.com.br/cp084772.pdf>. Acesso em: 15 fevereiro 2022.

MIRANZI, M. A. S. *et al.* Compreendendo a história da saúde pública de 1870-1990. **Saúde Coletiva**. São Paulo, p. 157-162, abril 2010. Disponível em:
<http://www.redalyc.org/pdf/842/84213511007.pdf>. Acesso em: 20 maio 2022.

NATAL. Secretaria municipal de obras públicas e infraestrutura – SEMOPI. **Plano diretor de drenagem e manejo de águas pluviais da cidade de Natal-RN**. Natal-RN. 2009.

NÓBREGA, F. A. R. *et al.* Infraestrutura urbana: infraestrutura e o crescimento populacional no Brasil. **Caderno de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas**. UNIT. SERGIPE, v. 1, n. 2, p. 19-25, 2013. Disponível em: <https://periodicos.set.edu.br/cadernoexatas/article/view/304>. Acesso em: 10 mar. 2022.

NUVOLARI, A. *et al.* **Esgoto sanitário**: coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola. 2ª edição. São Paulo: AMPL, 2011. 520p

OLIVEIRA, L. F. **Lei nº 2.118/2007 (Sousa-PB)**: uma análise socioeconômica e ambiental. 2019. 40 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Campina Grande, Pombal, 2019. Disponível em: <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/xmlui/bitstream/handle/riufcg/11483/LEONARDO%20FIGUEIREDO%20DE%20OLIVEIRA%20-%20ARTIGO%20PPGSA%20PROFISSIONAL%20%202019.pdf?sequence=3&isAllowed=y>. Acesso em: 21 maio 2022.

OLIVEIRA, P. A. **A municipalização dos serviços de saneamento**: uma análise jurídico-hídrica do gerenciamento em Sousa-PB, adotado pelo Departamento de Águas, Esgotos e Saneamento Ambiental-DAESA. 2015. 123 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Naturais), Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2015. Disponível em: <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/xmlui/bitstream/handle/riufcg/13183/PAULO%20ABRANTES%20DE%20OLIVEIRA%20-%20DISSERTA%20c3%87%20c3%83O%20%28PPGRN%29%202015.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 21 maio 2022.

ONU – ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS. **Organização Mundial da Saúde - OMS**: para cada dólar investido em água e saneamento economiza-se 4,3 dólares em saúde global. Nações Unidas no Brasil, Genebra, 20 nov. 2014.

PEREIRA, V. Quem eram os escravos 'tigres', marcantes na história do saneamento básico no Brasil. **BBC News Brasil**. São Paulo, 30 novembro 2019. Disponível em: <https://www.bbc.com/portuguese/brasil-50526902>. Acesso em: 20 maio 2022.

POMPÊO, C. A. Drenagem urbana sustentável. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Rio de Janeiro, p. 15-23, jan. /mar de 2000. Disponível em: https://abrh.s3-sa-east1.amazonaws.com/Sumarios/46/c6be0bdb36e71f441b574b6a63d5a75a_2d24ccc39dcc066622d4d538fcf31f.pdf. Acesso em: 20 maio 2022.

PORTO, R. L. *et al.* Drenagem Urbana. In: TUCCI, Carlos E. M. *et al.* (org.). **Hidrologia**: ciência e aplicação. 2. ed. Porto Alegre: Universidade/ UFRGS, 2001. Cap. 21. p. 805-847.

PRODANOV, C. C. *et al.* **Metodologia do trabalho científico**: métodos e técnicas da pesquisa e do trabalho acadêmico. 2ª edição. Novo Hamburgo-RS: Universidade FEEVALE, 2013.276p.

PROGRAMA DAS NAÇÕES UNIDAS PARA O DESENVOLVIMENTO - PNUD. **Atlas do desenvolvimento humano no Brasil**. Brasil: Ipea e FJP, 2020. Disponível em: <http://www.atlasbrasil.org.br/consulta/planilha>. Acesso em: 28 mar. 2022.

RIBEIRO, W, J *et al.* **Saneamento básico e sua relação com o meio ambiente e a saúde pública.** Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização em Análise Ambiental, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2010. Disponível em: <http://www.ufjf.br/analiseambiental/files/2009/11/TCC-SaneamentoeSa%C3%BAde.pdf>. Acesso em: 20 maio 2022.

RODRIGUES, B. A. *et al.* **Evolução institucional da saúde pública.** Brasília: Ministério da Saúde, 1977. Disponível em: http://bvsmis.saude.gov.br/bvs/publicacoes/cd04_06.pdf. Acesso em: 20 maio 2022.

SANTA CATARINA. COMPANHIA CATARINENSE DE ÁGUAS E SANEAMENTO. (Org.). **Fique atento: esgoto é lixo?** 2018. Disponível em: <https://trato.casan.com.br/tag/trato-pelo-saneamento/>. Acesso em: 20 maio 2022.

SÃO PAULO. **Decreto nº 233**, de 2 de março de 1894. **Código Sanitário.** São Paulo: Poder Executivo, 1894. Disponível em: <http://dobuscadireta.imprensaoficial.com.br/default.aspx?DataPublicacao=18940308&Caderno=Diario%20Oficial&NumeroPagina=9605>. Acesso em: 20 maio. 2022.

SÃO PAULO. **Manual de Projeto.** 2ª edição. São Paulo: DAEE/CETESB, 1980. 468 p. Disponível em: <https://pt.scribd.com/document/447322801/Drenagem-Urbana-Manual-de-Projeto-DAEE-CETESB-1980-pdf>. Acesso em: 13 maio 2022.

SÃO PAULO. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de Drenagem e manejo de águas pluviais:** gerenciamento do sistema de drenagem urbana. São Paulo: SMDU, 2012. 168 p. Disponível em: https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/desenvolvimento_urbano/arquivo_manual-drenagem_v1.pdf. Acesso em: 03 maio 2022.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO - SNIS. Ministério das Cidades. **Diagnóstico temático serviços de água e esgoto.** Brasília-DF, p. 60. 2021. Disponível em: http://www.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2020/DIAGNOSTICO_TEMATICO_VISAO_GERAL_AE_SNIS_2021.pdf. Acesso em: 22 fev. 2022.

SOARES NETO, P. **O saneamento não pode esperar.** Brasil: Portal da Indústria, 22 de agosto de 2019. Disponível em: <https://noticias.portaldaindustria.com.br/artigos/percy-soares-neto/o-saneamento-nao-pode-esperar/>. Acesso em: 10 mar. 2022.

SOUSA, R. S. **Análise da legislação sob a ótica dos desafios e perspectivas para o saneamento básico no município de Sousa-PB.** 2019. 36 f. Dissertação (Mestrado em Sistemas Agroindustriais), Universidade Federal de Campina Grande, Pombal, 2019. Disponível em: <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/xmlui/handle/riufcg/11492>. Acesso em: 21 maio 2022.

SOUSA. **Lei Complementar nº 031/2004.** Dispõe sobre os serviços públicos de água e esgoto no tocante a retomada da gestão e operação destes serviços pela Administração Municipal, cria o —Departamento de Água, Esgotos e Saneamento Ambiental de Sousa - DAESA, e dá outras providências. Disponível em:

http://www.camarasousa.pb.gov.br/documentos/Leis_Complementares/2004/LCMn0312004.pdf. Acesso em: 20 maio. 2022.

SUNORD, Engenharia (org.). **Infraestrutura**. [202-?]. Disponível em: <http://sunordengenharia.com.br/infraestrutura/>. Acesso em: 30 maio 2022.
SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL - SUDERHSA. **Plano diretor de drenagem para bacia do rio Iguaçu na região metropolitana de Curitiba**. Curitiba, 2002. 62p.

TSUTIYA, M. T. *et al.* **Coleta e transporte de esgoto sanitário**. 2ª edição. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000. 547p.

TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de Água**. 4ª. Edição. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. 643p.

TUCCI, C. E. M. *et al.* Controle do Impacto da Urbanização. *In:* TUCCI, Carlos E. M. *et al.* (org.). **Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995. Cap. 7. p. 278-347.

WHO – WORLD HEALTH ORGANIZATION. **Water sanitation hygiene: economics**. Genebra, 2012.

**APÊNDICE A - PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DAS REDES DE ESGOTO
SANITÁRIO**

DIMENSIONAMENTO PARA REDE COLETORA DE ESGOTO I																																						
Trecho	Extensão (km)	Cota de Terreno a Montante (m)	Cota de Terreno a Jusante (m)	Taxa Contr. L/n (L/s.km)		Contr. do Trecho (L/s)		Vazão a Montante (L/s)		Vazão singular (L/s)		Vazão a Jusante (L/s)		Vazão de Projeto (L/s)		Declividade Mínima (m/m)	Declividade Máxima (m/m)	Cota de Terreno a Montante (m)	Cota de Terreno a Jusante (m)	Declividade do Terreno (m/m)	Declividade de Projeto (m/m)	Diâmetro adotado (mm)	Diâmetro Comercial (mm)	K = Q ^{1/3} /IP		Lâmina Líquida (Y/D)		Rao Hidráulico (m)		Tensão trativa (P)		Vi (m/s)	Vf (m/s)	Vc (m/s)	Cota do Coletor (m)		Prof. do Coletor (m)	
				Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final									Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Montante	Jusante				Montante	Jusante		
																												Montante	Jusante	Montante	Jusante							
TL1-PV1	0.1000	260.0	260.0	1.749	2.199	0.1749	0.2199	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1749	0.2199	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	260.00	260.00	0.000000	0.00455	75.83	100	0.02225	0.02225	0.46	0.46	0.02	0.02	1.08	1.08	0.43	0.43	2.89	259.00	258.55	1.00	1.45
PV1-PV2	0.1008	260.0	257.0	1.749	2.199	0.1762	0.2217	0.1749	0.2199	0.0000	0.0000	0.3511	0.4416	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	260.00	257.00	0.029765	0.02976	53.31	100	0.00869	0.00869	0.28	0.28	0.02	0.02	4.77	4.77	0.84	0.84	2.38	258.55	255.55	1.45	1.45
PV2-PV3	0.0612	257.0	255.0	1.749	2.199	0.1070	0.1346	0.3511	0.4416	0.0000	0.0000	0.4581	0.5762	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	257.00	255.00	0.032690	0.03269	52.38	100	0.00830	0.00830	0.27	0.27	0.02	0.02	5.13	5.13	0.87	0.87	2.35	255.55	253.55	1.45	1.45
TL2-PV3	0.0863	257.0	255.0	1.749	2.199	0.1509	0.1898	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1509	0.1898	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	257.00	255.00	0.029972	0.02997	53.58	100	0.00881	0.00881	0.28	0.28	0.02	0.02	4.67	4.67	0.84	0.84	2.38	256.50	254.00	1.00	1.00
PV3-PV4	0.0612	255.0	253.0	1.749	2.199	0.1070	0.1346	0.6990	0.7659	0.0000	0.0000	0.7160	0.9005	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	255.00	253.00	0.032690	0.03269	52.38	100	0.00830	0.00830	0.27	0.27	0.02	0.02	5.13	5.13	0.87	0.87	2.35	253.55	251.55	1.45	1.45
TL3-PV4	0.0970	254.0	253.0	1.749	2.199	0.1695	0.2132	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1695	0.2132	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	254.00	253.00	0.030151	0.03015	65.03	100	0.01477	0.01477	0.37	0.37	0.02	0.02	2.14	2.14	0.58	0.58	2.71	253.00	252.00	1.00	1.00
PV4-PV5	0.0612	253.0	252.0	1.749	2.199	0.1070	0.1346	0.8855	1.1137	0.0000	0.0000	0.9925	1.2483	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	253.00	252.00	0.016345	0.01635	59.65	100	0.01173	0.01173	0.32	0.32	0.02	0.02	2.98	2.98	0.68	0.68	2.54	251.55	250.55	1.45	1.45
PV5-PV6	0.1000	252.0	252.0	1.749	2.199	0.1749	0.2199	0.9925	1.2483	0.0000	0.0000	1.1674	1.4682	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	252.00	252.00	0.000000	0.00455	75.83	100	0.02225	0.02225	0.46	0.46	0.02	0.02	1.08	1.08	0.43	0.43	2.89	250.55	250.09	1.45	1.91
PV6-PV9	0.0503	252.0	252.0	1.749	2.199	0.0880	0.1107	1.1674	1.4682	0.0000	0.0000	1.2554	1.5789	1.5000	1.5789	0.004546	3.7517	252.00	252.00	0.000000	0.00455	77.30	100	0.02225	0.02225	0.46	0.46	0.02	0.02	1.08	1.10	0.43	0.43	2.92	250.09	249.86	1.91	2.14
TL4-PV7	0.0855	252.0	252.0	1.749	2.199	0.1495	0.1880	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1495	0.1880	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	252.00	252.00	0.000000	0.00455	75.83	100	0.02225	0.02225	0.46	0.46	0.02	0.02	1.08	1.08	0.43	0.43	2.89	251.00	250.61	1.00	1.39
PV7-PV8	0.0387	252.0	252.0	1.749	2.199	0.0677	0.0851	0.1495	0.1880	0.0000	0.0000	0.2172	0.2732	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	252.00	252.00	0.000000	0.00455	75.83	100	0.02225	0.02225	0.46	0.46	0.02	0.02	1.08	1.08	0.43	0.43	2.89	250.61	250.44	1.39	1.56
PV8-PV9	0.0435	252.0	252.0	1.749	2.199	0.0760	0.0956	0.2172	0.2732	0.0000	0.0000	0.2932	0.3688	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	252.00	252.00	0.000000	0.00455	75.83	100	0.02225	0.02225	0.46	0.46	0.02	0.02	1.08	1.08	0.43	0.43	2.89	250.44	250.24	1.56	1.76
TL5-PV9	0.1000	260.0	260.0	1.749	2.199	0.1749	0.2199	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1749	0.2199	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	260.00	260.00	0.030000	0.03000	53.23	100	0.00866	0.00866	0.28	0.28	0.02	0.02	4.80	4.80	0.85	0.85	2.38	259.00	256.00	1.00	1.00
PV9-PV10	0.0549	257.0	256.0	1.749	2.199	0.0959	0.1206	0.1749	0.2199	0.0000	0.0000	0.2708	0.3406	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	257.00	256.00	0.018232	0.01823	58.44	100	0.01111	0.01111	0.31	0.31	0.02	0.02	3.24	3.24	0.71	0.71	2.51	256.00	255.00	1.00	1.00
PV10-PV11	0.0587	256.0	256.0	1.749	2.199	0.1026	0.1290	0.2708	0.3406	0.0000	0.0000	0.3734	0.4606	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	256.00	256.00	0.000000	0.00455	75.83	100	0.02225	0.02225	0.46	0.46	0.02	0.02	1.08	1.08	0.43	0.43	2.89	255.00	254.73	1.00	1.27
PV11-PV12	0.0550	256.0	254.0	1.749	2.199	0.0962	0.1210	0.3734	0.4606	0.0000	0.0000	0.4695	0.5905	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	254.00	254.00	0.036364	0.03636	51.33	100	0.00787	0.00787	0.26	0.26	0.02	0.02	5.59	5.59	0.90	0.90	2.33	254.73	252.73	1.27	1.27
PV12-PV15	0.0546	254.0	253.5	1.749	2.199	0.0954	0.1200	0.4695	0.5905	0.0000	0.0000	0.5649	0.7105	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	254.00	253.50	0.009166	0.00917	66.48	100	0.01567	0.01567	0.38	0.38	0.02	0.02	1.93	1.93	0.55	0.55	2.73	252.73	252.23	1.27	1.27
TL6-PV13	0.1000	257.5	256.5	1.749	2.199	0.1749	0.2199	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1749	0.2199	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	257.50	256.50	0.010000	0.01000	65.41	100	0.01500	0.01500	0.37	0.37	0.02	0.02	2.09	2.09	0.57	0.57	2.71	256.50	255.50	1.00	1.00
PV13-PV14	0.0694	256.0	255.0	1.749	2.199	0.1214	0.1527	0.1749	0.2199	0.0000	0.0000	0.2963	0.3726	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	256.00	255.00	0.021604	0.02160	66.41	100	0.01021	0.01021	0.30	0.30	0.02	0.02	3.71	3.71	0.75	0.75	2.46	255.50	254.00	1.00	1.00
PV14-PV15	0.0555	255.0	253.5	1.749	2.199	0.0971	0.1221	0.2963	0.3726	0.0000	0.0000	0.3933	0.4947	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	255.00	253.50	0.027027	0.02703	54.28	100	0.00912	0.00912	0.28	0.28	0.02	0.02	4.42	4.42	0.82	0.82	2.40	254.00	252.50	1.00	1.00
PV15-PV16	0.0367	253.5	253.5	1.749	2.199	0.0641	0.0806	0.9582	1.2052	0.0000	0.0000	1.0224	1.2858	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	253.50	253.50	0.000000	0.00455	75.83	100	0.02225	0.02225	0.46	0.46	0.02	0.02	1.08	1.08	0.43	0.43	2.89	252.23	252.07	1.27	1.43
PV16-PV17	0.0611	253.5	252.5	1.749	2.199	0.1068	0.1343	1.0224	1.2858	0.0000	0.0000	1.1292	1.4202	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	253.50	252.50	0.016372	0.01637	59.63	100	0.01172	0.01172	0.32	0.32	0.02	0.02	2.98	2.98	0.68	0.68	2.54	252.07	251.07	1.43	1.43
TL7-PV17	0.0951	254.0	253.0	1.749	2.199	0.1663	0.2092	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1663	0.2092	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	254.00	253.00	0.010514	0.01051	64.80	100	0.01463	0.01463	0.36	0.36	0.02	0.02	2.18	2.18	0.58	0.58	2.71	253.00	252.00	1.00	1.00
PV17-PV18	0.0318	253.0	252.5	1.749	2.199	0.0556	0.0699	0.1663	0.2092	0.0000	0.0000	0.2219	0.2791	1.5000	1.5000	0.004546	3.8432	253.00	252.50	0.015728	0.01573	60.08	100	0.01196	0.01196	0.33	0.33	0.02	0.02	2.74	2.74	0.67	0.67	2.48	252.00	251.50	1.00	1.00
PV18-PV19	0.0918	252.0	252.0	1.749	2.199	0.1605	0.2019	1.3511	1.6993	0.0000	0.0000	1.5116	1.9012	1.5116	1.9012	0.004529	3.4381	252.00	252.00	0.005457	0.00545	80.11	100	0.02048	0.02048	0.44	0.44	0.02	0.02	1.25	1.25	0.46	0.46	2.97	251.07	250.57	1.43	1.43
PV19-PV20	0.0072	252.0	252.0	1.749	2.199	0.0126	0.0158	3.6602	3.8489	0.0000	0.0000	3.0727	3.8647	3.0727	3.8647	0.000325	2.4633	252.00	252.00	0.000000	0.00325	115.19	150	0.05394	0													

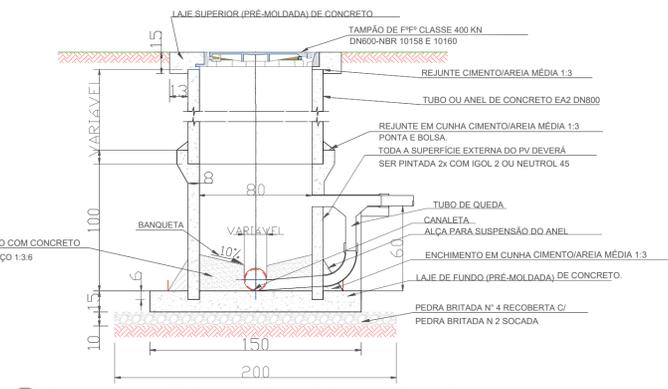
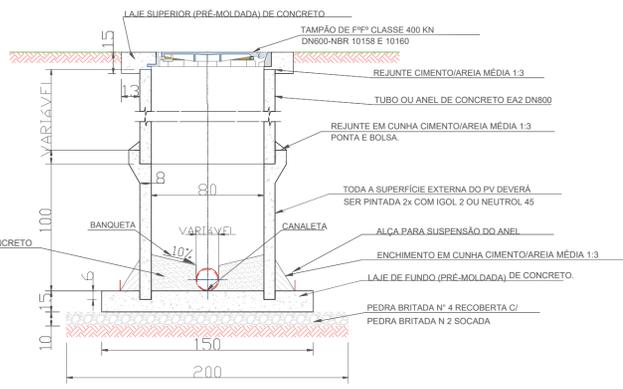
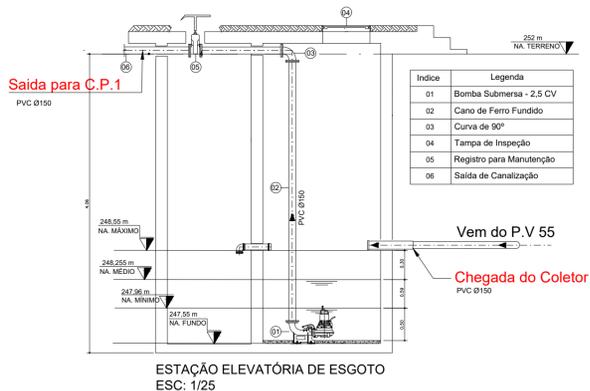
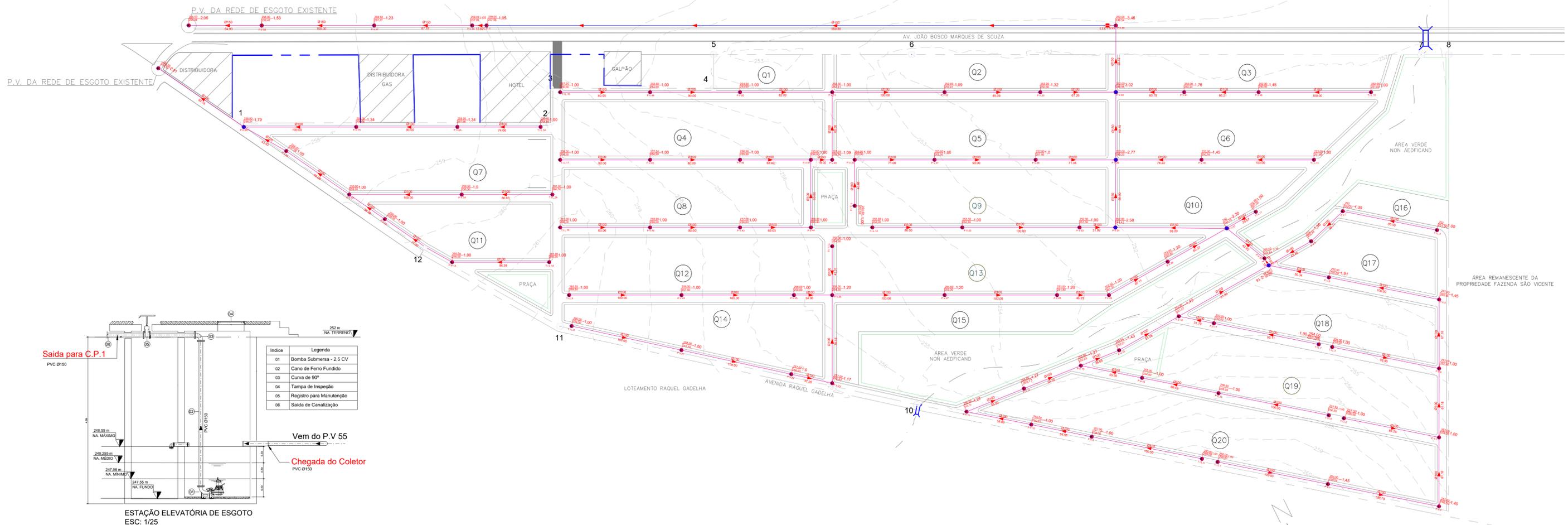
**APÊNDICE B - PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DAS REDES DE
DRENAGEM URBANA**

REDE DE DRENAGEM URBANA I																																
Trecho	L [m]	Indicação da área de contribuição	Área [m²]		Tc min	C	I [mm/min]	I [m/s]	Qloc [m³/s]	Q [m³/s]	Vmáx (m/s)	D [mm]	D comercial (mm)	Cota do terreno		Inclinação do terreno [m/m]	Recobrimento (m)	Recobrimento	Cota inf da galeria		Sg [m/m]	Sg [cm/m]	Prof. Da galeria [m]		k	θ [rad]	Verificação do θ [rad] (<2*π)	h/D	A [m²]	V [m/s]	tp [min]	
			Trecho	Total										Mont	Jus				mont	jus			mont	jus								
PV1-PV2	60	A1	2196,55	2196,55	5,00	0,60	2,17	0,00	0,05	0,05	5,00	110,10	500,00	260,00	258,00	0,03	1,00	1,00	258,50	256,50	0,03	3,33	1,50	1,50	0,02	1,72	Atende	0,17	0,02	2,09	0,48	
PV2-PV3	35	A2	2099,62	4296,17	5,25	0,60	2,17	0,00	0,05	0,09	5,00	153,97	500,00	258,00	257,00	0,03	1,00	1,00	256,50	255,50	0,03	2,86	1,50	1,50	0,05	2,14	Atende	0,26	0,04	2,30	0,25	
PV3-PV6	61	A3	1129,06	5425,23	5,40	0,60	2,17	0,00	0,02	0,12	5,00	173,02	500,00	257,00	255,00	0,03	1,00	1,00	255,50	253,50	0,03	3,28	1,50	1,50	0,05	2,25	Atende	0,28	0,05	2,57	0,40	
PV4-PV5	60	A4	3681,87	3681,87	5,00	0,60	2,17	0,00	0,08	0,08	5,00	142,54	500,00	257,50	256,00	0,03	1,00	1,00	256,00	254,50	0,03	2,50	1,50	1,50	0,04	2,08	Atende	0,25	0,04	2,11	0,47	
PV5-PV6	35	A5	3582,88	7264,75	5,22	0,60	2,17	0,00	0,08	0,16	5,00	200,22	500,00	256,00	255,00	0,03	1,00	1,00	254,50	253,50	0,03	2,86	1,50	1,50	0,08	2,50	Atende	0,34	0,06	2,66	0,22	
PV6-PV9	61	A6.1, A6.2	2142,47	14832,45	5,29	0,60	2,17	0,00	0,05	0,32	5,00	286,09	500,00	255,00	253,00	0,03	1,00	1,00	253,50	251,50	0,03	3,28	1,50	1,50	0,15	3,06	Atende	0,48	0,09	3,45	0,29	
PV7-PV8	60	A7	2539,42	2539,42	5,00	0,60	2,17	0,00	0,06	0,06	5,00	118,38	500,00	254,00	253,50	0,01	1,00	1,00	252,50	252,00	0,01	0,83	1,50	1,50	0,05	2,20	Atende	0,27	0,04	1,27	0,79	
PV8-PV9	35	A8	3600,16	6139,58	5,00	0,60	2,17	0,00	0,08	0,13	5,00	184,06	500,00	253,50	253,00	0,01	1,00	1,00	252,00	251,50	0,01	1,43	1,50	1,50	0,09	2,63	Atende	0,37	0,07	1,99	0,29	
PV9-PV10	61	A9.1, A9.2	2840,07	23812,10	5,00	0,60	2,17	0,00	0,06	0,52	5,00	362,49	600,00	253,00	252,00	0,02	1,00	1,00	251,40	250,40	0,02	1,64	1,60	1,60	0,20	3,52	Atende	0,59	0,17	2,95	0,34	
PV10-PV11	73	A10	1830,28	25642,38	5,69	0,60	2,17	0,00	0,04	0,56	5,00	376,17	600,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,00	250,40	249,82	0,01	0,80	1,60	2,18	0,32	4,59	Atende	0,83	0,25	2,21	0,55	
PV11-PV12	60	A11	2012,28	27654,66	5,09	0,60	2,17	0,00	0,04	0,60	5,00	390,65	600,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,58	249,82	249,22	0,01	1,00	2,18	2,78	0,30	4,42	Atende	0,80	0,24	2,47	0,40	
PV12-PV17	29,5	A12.1, A12.2	3433,49	31088,15	5,42	0,60	2,17	0,00	0,07	0,67	5,00	414,19	600,00	252,00	252,00	0,00	1,00	2,18	249,22	248,87	0,01	1,20	2,78	3,13	0,31	4,54	Atende	0,82	0,25	2,71	0,18	
PV13-PV15	47	A13	856,32	856,32	5,00	0,60	2,17	0,00	0,02	0,02	5,00	68,74	500,00	253,50	252,50	0,02	1,00	1,00	252,00	251,00	0,02	2,13	1,50	1,50	0,01	1,45	Atende	0,13	0,01	1,29	0,61	
PV14-PV15	50	A14	2558,24	2558,24	5,00	0,60	2,17	0,00	0,06	0,06	5,00	118,81	500,00	253,50	252,50	0,02	1,00	1,00	252,00	251,00	0,02	2,00	1,50	1,50	0,03	1,93	Atende	0,22	0,03	1,79	0,47	
PV15-PV16	54	A15.1, A15.2	3136,48	6551,04	5,27	0,60	2,17	0,00	0,07	0,14	5,00	190,13	500,00	252,50	252,00	0,01	1,00	1,00	251,00	250,50	0,01	0,93	1,50	1,50	0,12	2,87	Atende	0,43	0,08	1,75	0,51	
PV16-PV17	38	A16	1383,15	7934,19	5,27	0,60	2,17	0,00	0,03	0,17	5,00	209,24	500,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,00	250,50	250,31	0,01	0,50	1,50	1,69	0,20	3,49	Atende	0,59	0,12	1,44	0,44	
PV17-PI	28,09	A17	800,32	39822,66	5,27	0,60	2,17	0,00	0,02	0,86	5,00	468,78	600,00	252,00	251,00	0,04	1,00	2,53	248,87	247,87	0,04	3,56	3,13	3,13	0,23	3,73	Atende	0,65	0,19	4,47	0,10	
TOTAL			39822,66																													
REDE DE DRENAGEM URBANA II																																
Trecho	L [m]	Indicação da área de contribuição	Área [m²]		Tc min	C	I [mm/min]	I [m/s]	Qloc [m³/s]	Q [m³/s]	Vmáx (m/s)	D [mm]	D comercial (mm)	Cota do terreno		Inclinação do terreno [m/m]	Recobrimento (m)	Recobrimento	Cota inf da galeria		Sg [m/m]	Sg [cm/m]	Prof. Da galeria [m]		k	θ [rad]	Verificação do θ [rad] (<2*π)	h/D	A [m²]	V [m/s]	tp [min]	
			Trecho	Total										Mont	Jus				mont	jus			mont	jus								
PV18-PV19	60	A18	2226,01	2226,01	5,00	0,60	2,17	0,00	0,05	0,05	5,00	110,83	500,00	260,00	258,00	0,03	1,00	1,00	258,50	256,50	0,03	3,33	1,50	1,50	0,02	1,72	Atende	0,17	0,02	2,10	0,48	
PV19-PV20	65	A19	2241,74	4467,75	5,51	0,60	2,17	0,00	0,05	0,10	5,00	157,02	500,00	258,00	256,50	0,02	1,00	1,00	256,50	255,00	0,02	2,31	1,50	1,50	0,05	2,23	Atende	0,28	0,05	2,14	0,51	
PV20-PV26	79	A20	2259,07	6726,82	5,86	0,60	2,17	0,00	0,05	0,15	5,00	192,67	500,00	256,50	256,00	0,01	1,00	1,00	255,00	254,50	0,01	0,63	1,50	1,50	0,15	3,10	Atende	0,49	0,10	1,53	0,86	
PV21-PV22	61	A21	1370,65	1370,65	5,00	0,60	2,17	0,00	0,03	0,03	5,00	86,97	500,00	259,00	258,00	0,02	1,00	1,00	257,50	256,50	0,02	1,64	1,50	1,50	0,02	1,67	Atende	0,16	0,02	1,42	0,72	
PV22-PV23	62	A22	1732,93	3103,58	5,60	0,60	2,17	0,00	0,04	0,07	5,00	130,87	500,00	258,00	257,00	0,02	1,00	1,00	256,50	255,50	0,02	1,61	1,50	1,50	0,04	2,11	Atende	0,25	0,04	1,71	0,60	
PV23-PV24	48	A23	2132,03	5235,61	5,61	0,60	2,17	0,00	0,05	0,11	5,00	169,97	500,00	257,00	257,00	0,00	1,00	1,00	255,50	255,26	0,01	0,50	1,50	1,74	0,13	2,95	Atende	0,45	0,09	1,32	0,61	
PV24-PV25	76	A24	581,38	5816,99	5,67	0,60	2,17	0,00	0,01	0,13	5,00	179,16	500,00	257,00	256,00	0,01	1,00	1,24	255,26	254,26	0,01	1,32	1,74	1,74	0,09	2,62	Atende	0,37	0,07	1,90	0,67	
PV25-PV26	43	A25	706,93	6523,92	5,52	0,60	2,17	0,00	0,02	0,14	5,00	189,74	500,00	256,00	256,00	0,00	1,00	1,24	254,26	254,05	0,01	0,50	1,74	1,96	0,17	3,20	Atende	0,52	0,10	1,38	0,52	
PV26-PV27	77	A26.1, A26.2	2461,73	15712,47	5,40	0,60	2,17	0,00	0,05	0,34	5,00	294,46	500,00	256,00	254,00	0,03	1,00	1,46	254,04	252,04	0,03	2,60	1,96	1,96	0,17	3,28	Atende	0,53	0,11	3,19	0,40	
PV27-PV29	33	A27	975,82	16688,29	5,11	0,60	2,17	0,00	0,02	0,36	5,00	303,46	500,00	256,00	253,50	0,08	1,00	1,46	254,04	251,54	0,08	7,58	1,96	1,96	0,11	2,76	Atende	0,41	0,07	4,83	0,11	
PV28-PV29	81	A28.1, A28.2	6752,89	6752,89	5,00	0,60	2,17	0,00	0,15	0,15	5,00	193,04	500,00	255,50	253,50	0,02	1,00	1,00	254,00	252,00	0,02	2,47	1,50	1,50	0,08	2,50	Atende	0,34	0,06	2,47	0,55	
PV29-PI	15,53	A29.1, A29.2	2625,95	26067,13	5,11	0,60	2,17	0,00	0,06	0,56	5,00	379,27	600,00	253,50	253,50	0,00	1,00	1,36	251,54	251,40	0,01	0,90	1,96	2,10	0,30	4,40	Atende	0,79	0,24	2,35	0,11	
TOTAL			26067,13																													
REDE DE DRENAGEM URBANA III																																
Trecho	L [m]	Indicação da área de contribuição	Área [m²]		Tc min	C	I [mm/min]	I [m/s]	Qloc [m³/s]	Q [m³/s]	Vmáx (m/s)	D [mm]	D comercial (mm)	Cota do terreno		Inclinação do terreno [m/m]	Recobrimento (m)	Recobrimento	Cota inf da galeria		Sg [m/m]	Sg [cm/m]	Prof. Da galeria [m]		k	θ [rad]	Verificação do θ [rad] (<2*π)	h/D	A [m²]	V [m/s]	tp [min]	
			Trecho	Total										Mont	Jus				mont	jus			mont	jus								
PV30-PV31	50	A30	2879,72	2879,72	5,00	0,60	2,17	0,00	0,06	0,06	5,00	126,06	500,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,00	250,50	250,25	0,01	0,50	1,50	1,75	0,07	2,46	Atende	0,33	0,06	1,09	0,76	
PV31-PV33	43	A31	1945,70	4825,42	5,56	0,60	2,17	0,00	0,04	0,10	5,00	163,18	500,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,25	250,25	250,04	0,01	0,50	1,75	1,97	0,12	2,87	Atende	0,43	0,08	1,29	0,56	
PV32-PV33	26	A32	979,32	979,32	5,00	0,60	2,17	0,00	0,02	0,02	5,00	73,51	500,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,00	250,50	250,37	0,01	0,50	1,50	1,63	0,02	1,79	Atende	0,19	0,03	0,84	0,52	
PV33-PI	13,81	A33.1, A33.2	4696,54	10501,28	5,06	0,60	2,17	0,00	0,10	0,23	5,00	240,72	500,00	252,00	251,00	0,07	1,00	1,13	250,37	249,37	0,07	7,24	1,63	1,63	0,07	2,43	Atende	0,33	0,06	4,11	0,06	
TOTAL			10501,28																													
REDE DE DRENAGEM URBANA IV																																
Trecho	L [m]	Indicação da área de contribuição	Área [m²]		Tc min	C	I [mm/min]	I [m/s]	Qloc [m³/s]	Q [m³/s]	Vmáx (m/s)	D [mm]	D comercial (mm)	Cota do terreno		Inclinação do terreno [m/m]	Recobrimento															

REDE DE DRENAGEM URBANA V																																	
Trecho	L [m]	Indicação da área de contribuição	Área [m²]		Tc min	C	I [mm/min]	I [m/s]	Qloc [m³/s]	Q [m³/s]	Vmáx (m/s)	D [mm]	D _{comercial} (mm)	Cota do terreno		Inclinação do terreno [m/m]	Recobrimento (m)	Recobrimento	Cota inf da galeria		Sg [m/m]	Sg [cm/m]	Prof. Da galeria [m]		k	Ø [rad]	Verificação do Ø [rad] (<2*π)	h/D	A [m²]	V [m/s]	tp [min]		
			Trecho	Total										Mont	Jus				mont	jus			mont	jus									
PV52-PV53	72	A52	1756,72	1756,72	5,00	0,60	2,17	0,00	0,04	0,04	5,00	98,46	500,00	260,00	258,00	0,03	1,00	1,00	258,50	256,50	0,03	2,78	1,50	1,50	0,02	1,66	Atende	0,16	0,02	1,84	0,65		
PV53-PV54	73	A53	3392,93	5149,65	5,00	0,60	2,17	0,00	0,07	0,11	5,00	168,57	500,00	260,00	256,50	0,02	1,00	1,00	258,50	255,00	0,02	2,05	1,50	1,50	0,06	2,37	Atende	0,31	0,05	2,13	0,57		
PV54-PV55	75	A54.1, A54.2	6284,56	11434,21	5,46	0,60	2,17	0,00	0,14	0,25	5,00	251,19	500,00	256,50	255,00	0,02	1,00	1,00	255,00	253,50	0,02	2,00	1,50	1,50	0,14	3,04	Atende	0,48	0,09	2,69	0,46		
PV55-PV56	39	A55.1, A55.2	4542,94	15977,15	5,20	0,60	2,17	0,00	0,10	0,35	5,00	296,93	500,00	255,00	254,00	0,03	1,00	1,00	253,50	252,50	0,03	2,56	1,50	1,50	0,18	3,31	Atende	0,54	0,11	3,19	0,20		
PV56-PV57	60	A56.1, A56.2	2151,23	18128,38	5,36	0,60	2,17	0,00	0,05	0,39	5,00	316,29	600,00	254,00	253,00	0,02	1,00	1,00	252,40	251,40	0,02	1,67	1,60	1,60	0,15	3,12	Atende	0,49	0,14	2,81	0,36		
PV57-PV58	60	A57	2947,57	21075,95	5,45	0,60	2,17	0,00	0,06	0,46	5,00	341,03	600,00	253,00	252,50	0,01	1,00	1,00	251,40	250,90	0,01	0,83	1,60	1,60	0,25	3,90	Atende	0,69	0,21	2,21	0,45		
PV58-PV59	60	A58	3600,19	24676,14	5,44	0,60	2,17	0,00	0,08	0,53	5,00	369,01	600,00	252,50	252,00	0,01	1,00	1,00	250,90	250,40	0,01	0,83	1,60	1,60	0,30	4,33	Atende	0,78	0,24	2,26	0,44		
PV59-PV60	52	A59	3599,99	28276,13	5,44	0,60	2,17	0,00	0,08	0,61	5,00	395,01	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,00	250,20	249,94	0,01	0,50	1,80	2,06	0,20	3,51	Atende	0,59	0,31	1,98	0,44		
PV60-PV61	75	A60.1, A60.2	4173,61	32449,74	5,61	0,60	2,17	0,00	0,09	0,70	5,00	423,16	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,26	249,94	249,57	0,01	0,50	2,06	2,44	0,23	3,75	Atende	0,65	0,35	2,04	0,61		
PV61-PV62	59	A61	3333,11	35782,85	5,47	0,60	2,17	0,00	0,07	0,78	5,00	444,36	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,64	249,56	249,27	0,01	0,50	2,44	2,73	0,26	3,94	Atende	0,69	0,37	2,08	0,47		
PV62-PV64	50	A62	3454,06	39236,91	5,39	0,60	2,17	0,00	0,07	0,85	5,00	465,31	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,93	249,27	249,02	0,01	0,50	2,73	2,98	0,28	4,17	Atende	0,75	0,40	2,11	0,39		
PV63-PV64	32	A63	1443,43	1443,43	5,00	0,60	2,17	0,00	0,03	0,03	5,00	89,25	500,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,00	250,50	250,34	0,01	0,50	1,50	1,66	0,04	2,00	Atende	0,23	0,03	0,92	0,58		
PV64-PI	26,63	A64.1, A64.2	3000,38	43680,72	5,09	0,60	2,17	0,00	0,07	0,95	5,00	490,96	800,00	252,00	251,00	0,04	1,00	2,18	249,02	248,02	0,04	3,76	2,98	2,98	0,12	2,82	Atende	0,42	0,20	4,74	0,09		
TOTAL			43680,72																														

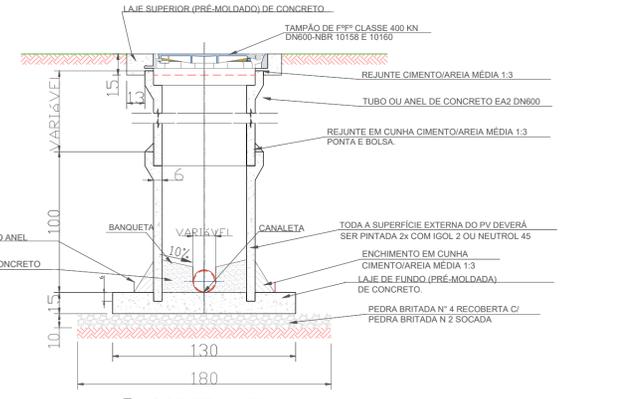
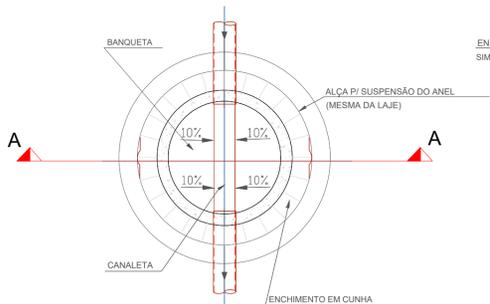
REDE DE DRENAGEM URBANA VI																															
Trecho	L [m]	Indicação da área de contribuição	Área [m²]		Tc min	C	I [mm/min]	I [m/s]	Qloc [m³/s]	Q [m³/s]	Vmáx (m/s)	D [mm]	D _{comercial} (mm)	Cota do terreno		Inclinação do terreno [m/m]	Recobrimento (m)	Recobrimento	Cota inf da galeria		Sg [m/m]	Sg [cm/m]	Prof. Da galeria [m]		k	Ø [rad]	Verificação do Ø [rad] (<2*π)	h/D	A [m²]	V [m/s]	tp [min]
			Trecho	Total										Mont	Jus				mont	jus			mont	jus							
PV65-PV66	72	A65	836,26	836,26	5,00	0,60	2,17	0,00	0,02	0,02	5,00	67,93	500,00	258,00	255,50	0,03	1,00	1,00	256,50	254,00	0,03	3,47	1,50	1,50	0,01	1,39	Atende	0,12	0,01	1,43	0,84
PV66-PV67	60	A66	3081,33	3917,59	5,70	0,60	2,17	0,00	0,07	0,08	5,00	147,03	500,00	255,50	255,00	0,01	1,00	1,00	254,00	253,50	0,01	0,83	1,50	1,50	0,08	2,50	Atende	0,34	0,06	1,43	0,70
PV67-PV68	52	A67	3305,58	7223,17	5,37	0,60	2,17	0,00	0,07	0,16	5,00	199,65	500,00	255,00	254,00	0,02	1,00	1,00	253,50	252,50	0,02	1,92	1,50	1,50	0,09	2,64	Atende	0,38	0,07	2,32	0,37
PV68-PV69	55	A68	2845,90	10069,07	5,60	0,60	2,17	0,00	0,06	0,22	5,00	235,72	500,00	254,00	254,00	0,00	1,00	1,00	252,50	252,23	0,01	0,50	1,50	1,78	0,25	3,91	Atende	0,69	0,14	1,52	0,60
PV69-PV70	73	A69.1, A69.2	4178,97	14248,04	5,43	0,60	2,17	0,00	0,09	0,31	5,00	280,40	600,00	254,00	252,50	0,02	1,00	1,18	252,22	250,72	0,02	2,05	1,78	1,78	0,11	2,77	Atende	0,41	0,11	2,85	0,43
PV70-PV71	60	A70	2851,69	17099,73	5,47	0,60	2,17	0,00	0,06	0,37	5,00	307,18	600,00	252,50	252,00	0,01	1,00	1,18	250,72	250,22	0,01	0,83	1,78	1,78	0,21	3,53	Atende	0,60	0,18	2,11	0,47
PV71-PV72	61	A71	3059,38	20159,11	5,55	0,60	2,17	0,00	0,07	0,44	5,00	333,53	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,18	250,02	249,72	0,01	0,50	1,98	2,29	0,15	3,05	Atende	0,48	0,24	1,84	0,55
PV72-PV73	58	A72	3058,86	23217,97	5,51	0,60	2,17	0,00	0,07	0,50	5,00	357,94	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,49	249,71	249,42	0,01	0,50	2,29	2,58	0,17	3,23	Atende	0,52	0,26	1,90	0,51
PV73-PV74	75	A73.1 A73.2, A73.3	5143,32	28361,29	5,63	0,60	2,17	0,00	0,11	0,61	5,00	395,61	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,78	249,42	249,05	0,01	0,50	2,58	2,96	0,20	3,52	Atende	0,59	0,31	1,98	0,63
PV74-PV75	60	A74	2844,31	31205,60	5,50	0,60	2,17	0,00	0,06	0,68	5,00	414,97	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	2,16	249,04	248,74	0,01	0,50	2,96	3,26	0,23	3,68	Atende	0,63	0,34	2,02	0,50
PV75-PV76	60	A75	3057,13	34262,73	5,49	0,60	2,17	0,00	0,07	0,74	5,00	434,82	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	2,46	248,74	248,44	0,01	0,50	3,26	3,56	0,25	3,85	Atende	0,67	0,36	2,06	0,49
PV76-PV90	47	A76	3046,17	37308,90	5,37	0,60	2,17	0,00	0,07	0,81	5,00	453,74	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	2,76	248,44	248,21	0,01	0,50	3,56	3,80	0,27	4,04	Atende	0,72	0,39	2,10	0,37
PV77-PV78	73	A77	4939,18	4939,18	5,00	0,60	2,17	0,00	0,11	0,11	5,00	165,09	500,00	257,00	255,50	0,02	1,00	1,00	255,50	254,00	0,02	2,05	1,50	1,50	0,06	2,34	Atende	0,31	0,05	2,11	0,58
PV78-PV79	60	A78	1329,89	6269,07	5,41	0,60	2,17	0,00	0,03	0,14	5,00	185,99	500,00	255,50	254,00	0,03	1,00	1,00	254,00	252,50	0,03	2,50	1,50	1,50	0,07	2,44	Atende	0,33	0,06	2,42	0,41
PV79-PV80	60	A79	1441,36	7710,43	5,70	0,60	2,17	0,00	0,03	0,17	5,00	206,27	500,00	254,00	254,00	0,00	1,00	1,00	252,50	252,20	0,01	0,50	1,50	1,80	0,20	3,44	Atende	0,57	0,12	1,43	0,70
PV80-PV81	62	A80	1429,41	9139,84	5,46	0,60	2,17	0,00	0,03	0,20	5,00	224,58	800,00	254,00	253,00	0,02	1,00	1,00	252,20	251,20	0,02	1,61	1,80	1,80	0,04	2,00	Atende	0,23	0,09	2,26	0,46
PV81-PV82	60	A81	2263,69	11403,53	5,42	0,60	2,17	0,00	0,05	0,25	5,00	250,85	800,00	253,00	252,00	0,02	1,00	1,00	251,20	250,20	0,02	1,67	1,80	1,80	0,05	2,13	Atende	0,26	0,10	2,40	0,42
PV82-PV83	60	A82	1678,54	13082,07	5,62	0,60	2,17	0,00	0,04	0,28	5,00	268,68	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,00	250,20	249,90	0,01	0,50	1,80	2,10	0,09	2,65	Atende	0,38	0,17	1,62	0,62
PV83-PV84	60	A83	1787,01	14869,08	5,59	0,60	2,17	0,00	0,04	0,32	5,00	286,45	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,30	249,90	249,60	0,01	0,50	2,10	2,40	0,11	2,76	Atende	0,40	0,19	1,69	0,59
PV84-PV85	60	A84	1804,16	16673,24	5,57	0,60	2,17	0,00	0,04	0,36	5,00	303,33	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,60	249,60	249,30	0,01	0,50	2,40	2,70	0,12	2,86	Atende	0,43	0,21	1,75	0,57
PV85-PV86	60	A85	1697,39	18370,63	5,56	0,60	2,17	0,00	0,04	0,40	5,00	318,39	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	1,90	249,30	249,00	0,01	0,50	2,70	3,00	0,13	2,95	Atende	0,45	0,22	1,80	0,56
PV86-PV87	60	A86	1486,57	19857,20	5,54	0,60	2,17	0,00	0,03	0,43	5,00	331,02	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	2,20	249,00	248,70	0,01	0,50	3,00	3,30	0,14	3,04	Atende	0,47	0,23	1,84	0,54
PV87-PV88	60	A87	1797,45	21654,65	5,53	0,60	2,17	0,00	0,04	0,47	5,00	345,68	800,00	252,00	252,00	0,00	1,00	2,50	248,70												

**APÊNDICE C – TRAÇADO E DETALHAMENTO DAS REDES COLETORAS DE
ESGOTO**



- NOTAS**
- Para as informações faltantes nessa prancha, favor dirigir-se ao memorial de cálculo do projeto.
 - Considerar diâmetro de 100mm para trechos que não fornecermos o valor.
 - Informações detalhadas sobre as estações elevatórias estão contidas nas planilhas.

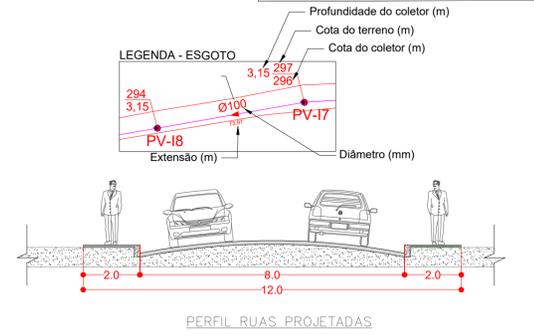
ESGOTO	SIGLA
• Poço de visita	PV ou PV-1 ^o ou PV-2 ^o
• Poço de visita com tubo de queda	PV ou PV-1 ^o ou PV-2 ^o
• Terminal de limpeza	TL
• Estação elevatória de esgoto	EEE
• Fluxo para a direita	
• Estação de tratamento de esgoto	ETE
• Tubulação esgoto	
• Tubulação das EEE	



OBS.: Tubo de queda deve ser colocado quando a rede coletora afluenta apresentar degrau com altura maior ou igual a 0,60m exceto para diâmetros superiores a 300 mm, caso em que é necessária a construção de PV especial, com dissipador de energia.

Altura das tubulações que chegam nos PV's que possuem tubos de queda

Poço de visita	Trecho	Profundidade (m)
P.V.19 PROF.=2,138 m	P.V.6-P.V.19	2,138
	P.V.8-P.V.19	1,762
	P.V.18-P.V.19	1,433
P.V.31 PROF.=2,299 m	P.V.20-P.V.31	2,299
	T.L.11-P.V.31	1,135
	P.V.30-P.V.31	1,471
P.V.34 PROF.=2,567 m	P.V.31-P.V.34	2,567
	P.V.33-P.V.34	1,000
	P.V.34-P.V.39	2,567
P.V.39 PROF.=2,567 m	P.V.35-P.V.39	1,801
	P.V.38-P.V.39	1,324
	P.V.39-P.V.54	3,011
P.V.54 PROF.=3,011 m	P.V.41-P.V.54	2,032
	P.V.53-P.V.54	1,590
	P.V.5A-P.V.8A	1,197
P.V.8A PROF.=1,791 m	P.V.7A-P.V.8A	1,791



Projeto de Esgotamento Sanitário e Drenagem de Águas Pluviais do Loteamento Luar Pinto Gadelha, Sousa/PB.

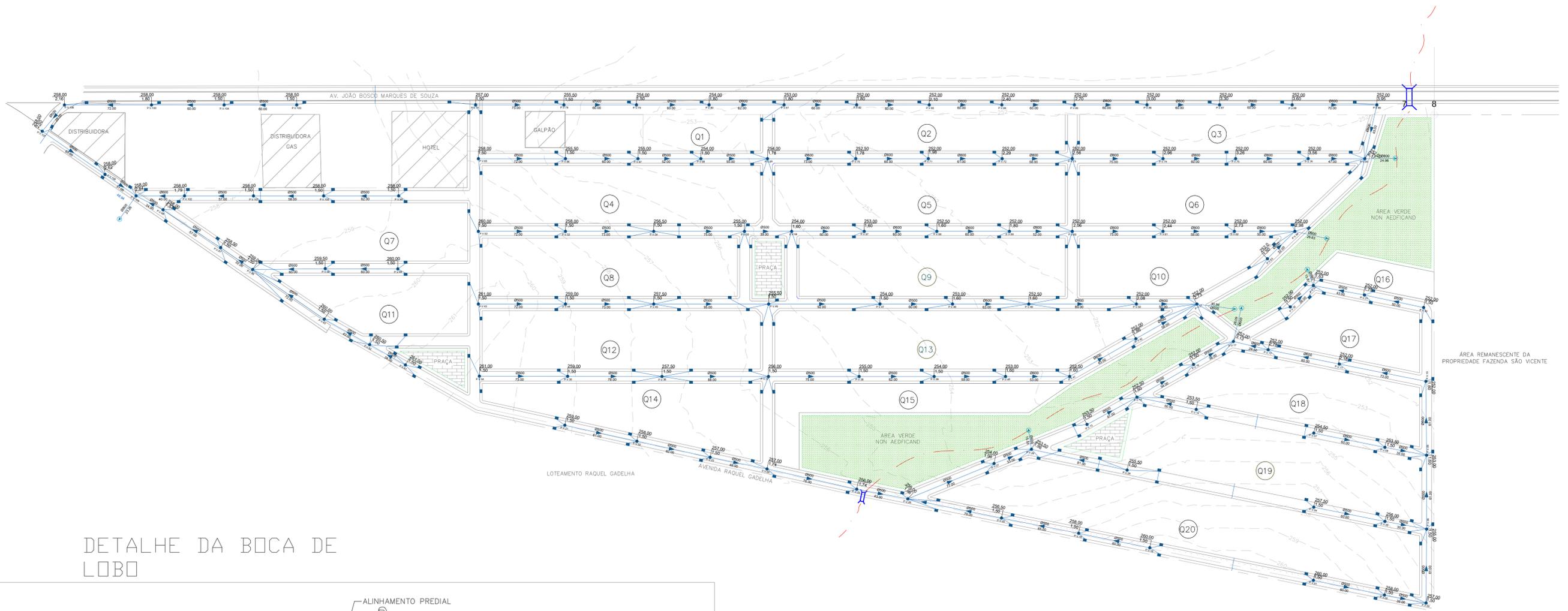
PROF: Cícero Joelson | DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso | Curso: Eng. Civil | Turma: 10º período

DISCENTES: José Rodrigo; Maria da Conceição | Prancha: 01/03 | ESCALA: Indicada | DATA: 07/06/2022

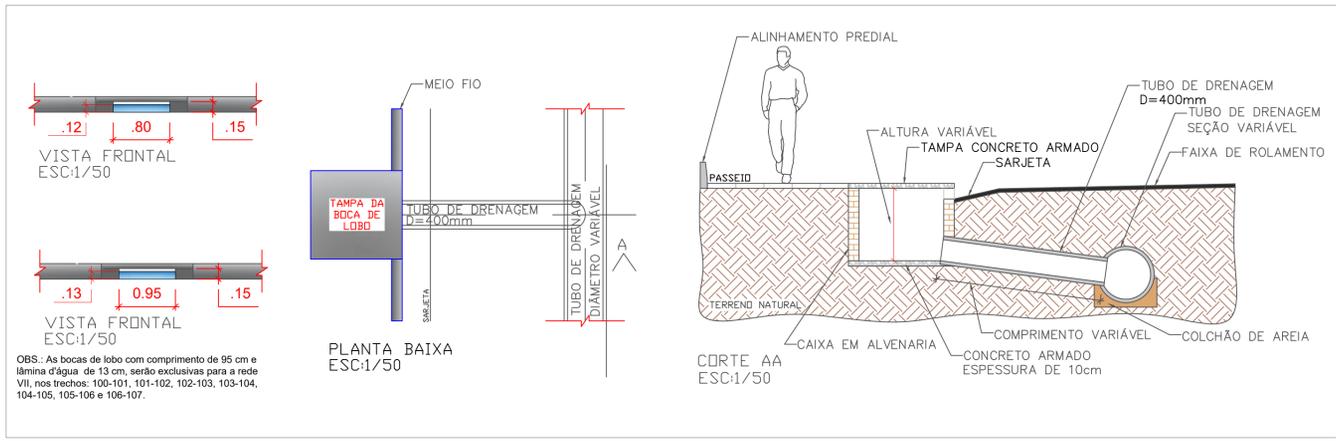


ESCALA: Indicada
DATA: 07/06/2022

**APÊNDICE D – TRAÇADO E DETALHAMENTO DAS REDES DE DRENAGEM
URBANA**

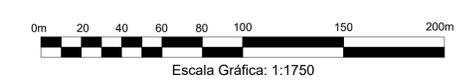


DETALHE DA BOCA DE LOBO



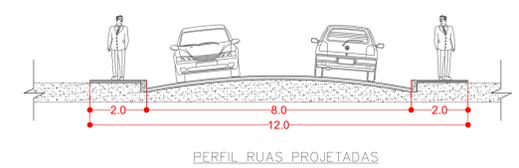
OBS.: As bocas de lobo com comprimento de 95 cm e lâmina d'água de 13 cm, serão exclusivas para a rede VII, nos trechos: 103-101, 101-102, 102-103, 103-104, 104-105, 105-106 e 106-107.

PROJETO DE DRENAGEM

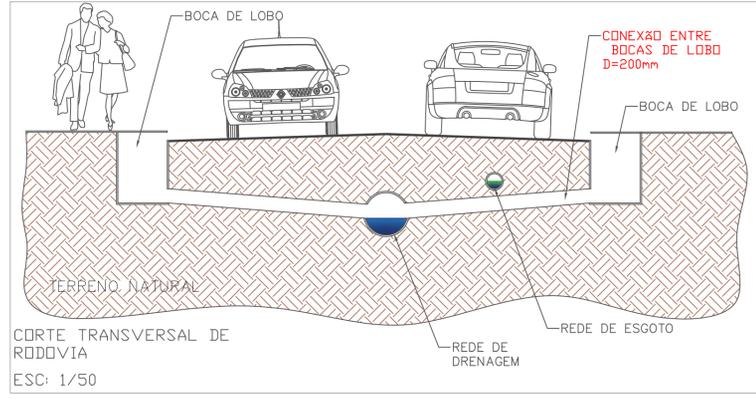


LEGENDA	
DRENAGEM	SIGLA
● Poço de visita	PV
■ Caixa de passagem	CP
● Boca de lobo	AV-F ⁽³⁾ ou PF ⁽⁴⁾
→ Saída de águas pluviais	
→ Fluxo para direita	

LEGENDA - DRENAGEM	
(1) - Poço de visita intermediário	Sarjeta
(2) - Poço de visita de passagem	297 2,14
(3) - Área de infiltração	0400
(4) - Poço de infiltração	59,39
	PV-10
	PV-11
	298 2,14
	Extensão (m)
	Profundidade (m)
	Boca de lobo
	Diâmetro (mm)

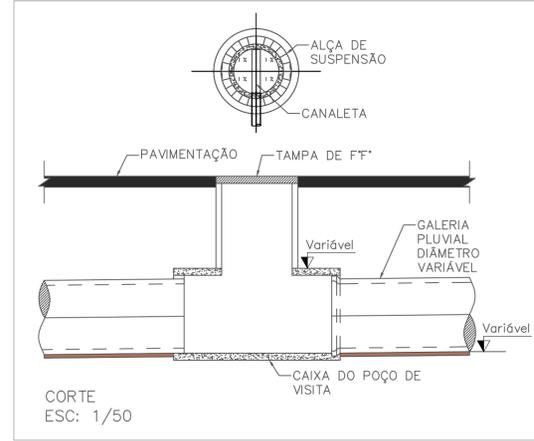


DETALHE DA SEÇÃO DA RODOVIA

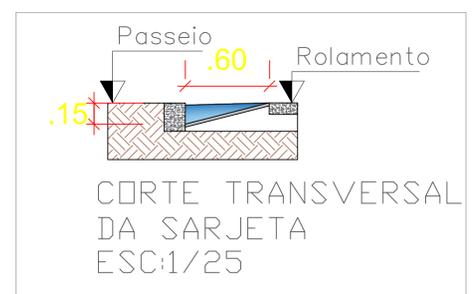


CORTE TRANSVERSAL DE RODOVIA
ESC: 1/50

DETALHE POÇO DE VISITA - DRENAGEM



CORTE
ESC: 1/50



CORTE TRANSVERSAL DA SARJETA
ESC: 1/25

Projeto de Esgotamento Sanitário e Drenagem de Águas Pluviais do Loteamento Luar Pinto Gadelha, Sousa/PB.

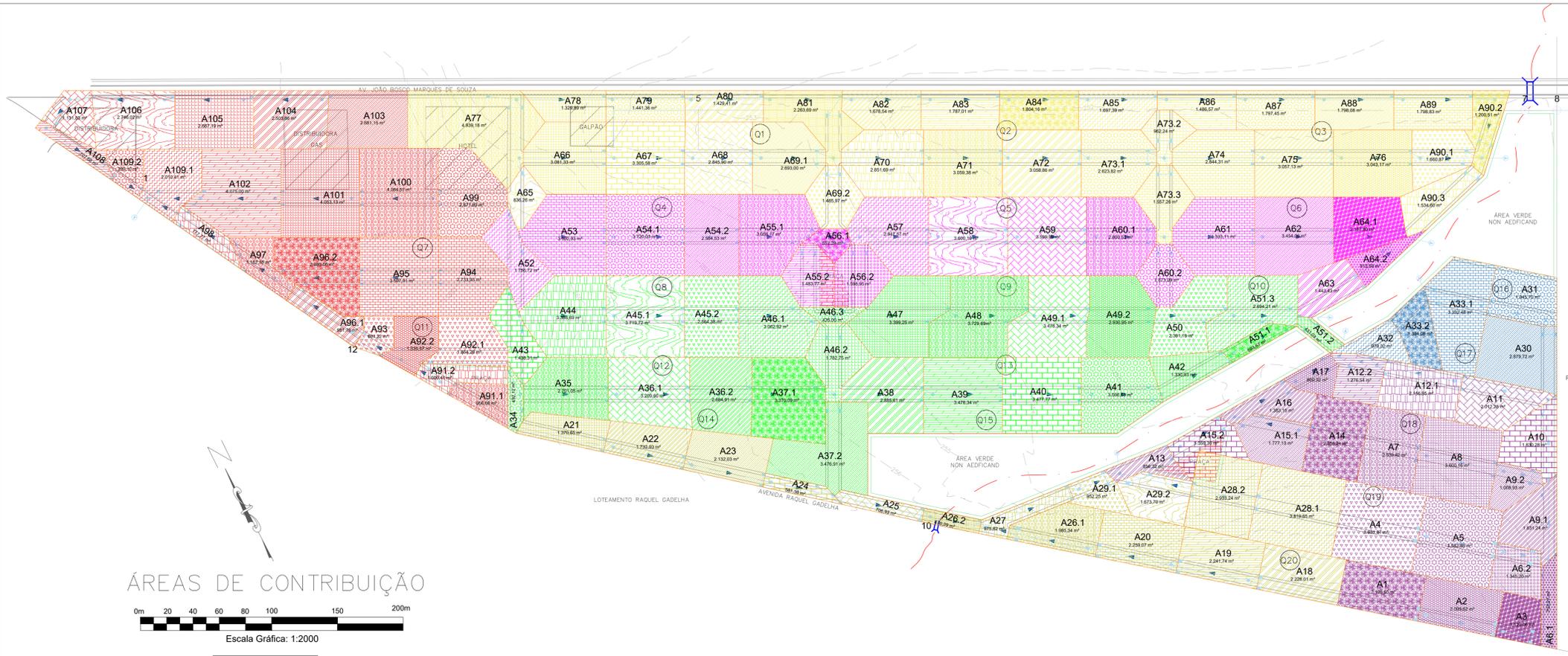
PROF: Cícero Joelson
DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso
Curso: Eng. Civil
Turma: 10º período

DISCENTES: José Rodrigo; Maria da Conceição
Prancha: 02/03



ESCALA: Indicada
DATA: 07/06/2022

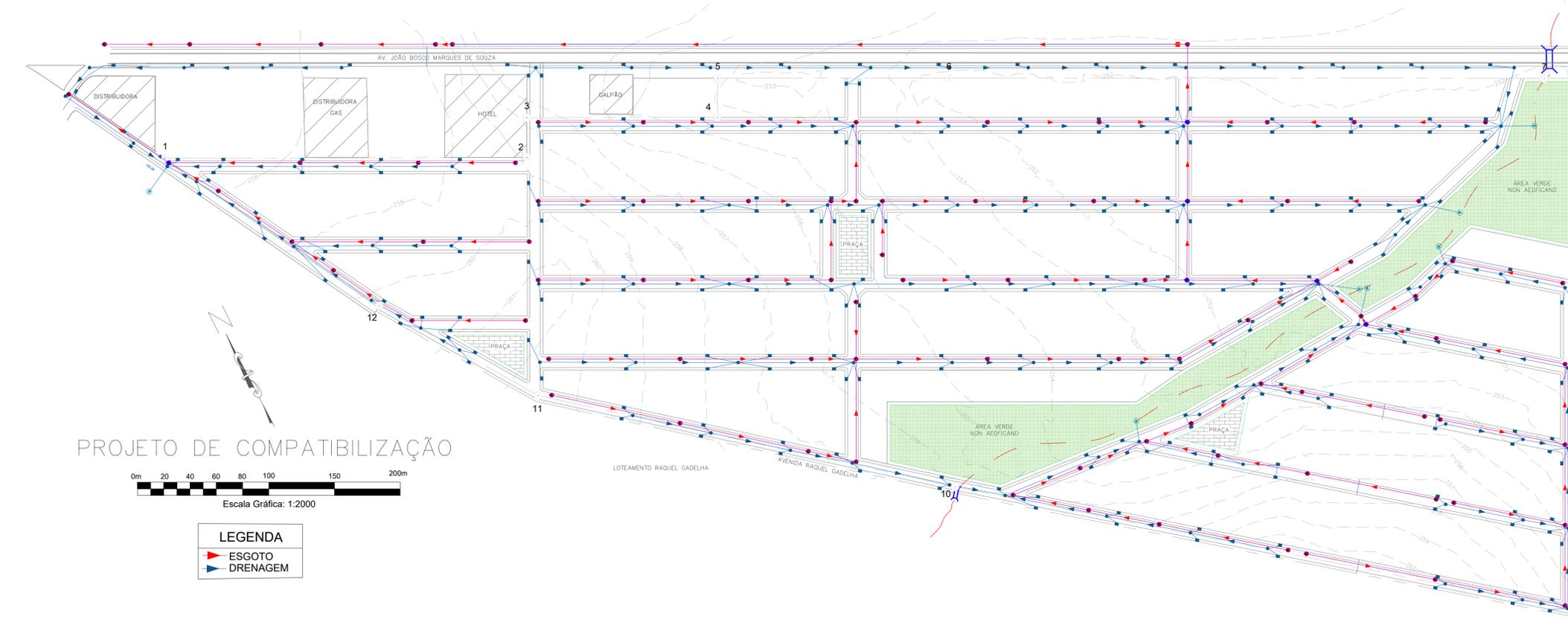
**APÊNDICE E - ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO E PROJETO DE
COMPATIBILIZAÇÃO ENTRE REDES**



ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO



- LEGENDA**
- REDE 01
 - REDE 02
 - REDE 03
 - REDE 04
 - REDE 05
 - REDE 06
 - REDE 07



PROJETO DE COMPATIBILIZAÇÃO



- LEGENDA**
- ESGOTO
 - DRENAGEM

Projeto de Esgotamento Sanitário e Drenagem de Águas Pluviais do Loteamento Luar Pinto Gadelha, Sousa/PB.

PROF: Cícero Joelson	DISCIPLINA: Trabalho de Conclusão de Curso	Curso: Eng. Civil Turma: 10º período
-------------------------	---	---

DISCENTES: José Rodrigo; Maria da Conceição	Prancha: 03/03	ESCALA: Indicada DATA: 07/06/2022
--	--------------------------	--------------------------------------



ESCALA: Indicada
DATA: 07/06/2022

ANEXO A - TABELA DE DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE TUBULAÇÕES

TABELA 2.17: Dimensionamento e verificação de tubulações - escoamento livre		Fórmula de Manning - $n = 0,013 \Leftrightarrow Q \text{ (m}^3/\text{s)}; f_0 \text{ (m/m)} \text{ e } v \text{ (m/s)}$																			
DN \bar{d}	$y/D \Rightarrow$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
100 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	1,69 0,0002	2,64 0,001	3,40 0,003	4,04 0,005	4,61 0,007	5,10 0,010	5,54 0,014	5,93 0,017	6,28 0,022	6,58 0,026	6,88 0,030	7,05 0,035	7,23 0,039	7,36 0,043	7,45 0,047	7,50 0,050	7,48 0,053	7,39 0,055	7,20 0,056	6,58 0,052
150 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	2,22 0,001	3,46 0,003	4,45 0,007	5,30 0,013	6,04 0,021	6,69 0,030	7,26 0,040	7,77 0,051	8,22 0,063	8,62 0,076	8,96 0,089	9,24 0,102	9,47 0,115	9,65 0,127	9,77 0,139	9,82 0,149	9,80 0,157	9,69 0,162	9,44 0,164	8,62 0,152
200 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	2,68 0,002	4,19 0,007	5,40 0,016	6,42 0,029	7,31 0,045	8,10 0,064	8,80 0,086	9,42 0,111	9,96 0,137	10,44 0,164	10,85 0,192	11,19 0,220	11,47 0,248	11,69 0,275	11,83 0,299	11,90 0,321	11,87 0,338	11,74 0,349	11,43 0,352	10,44 0,328
250 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	3,11 0,003	4,86 0,012	6,26 0,029	7,45 0,052	8,49 0,081	9,40 0,116	10,21 0,156	10,93 0,200	11,56 0,248	12,11 0,297	12,59 0,348	12,99 0,399	13,31 0,450	13,56 0,498	13,73 0,542	13,81 0,581	13,78 0,613	13,62 0,634	13,27 0,639	12,11 0,595
300 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	3,52 0,005	5,49 0,020	7,07 0,047	8,41 0,085	9,58 0,132	10,62 0,189	11,53 0,254	12,34 0,326	13,06 0,403	13,68 0,483	14,22 0,566	14,67 0,650	15,04 0,731	15,32 0,809	15,51 0,882	15,59 0,945	15,56 0,996	15,38 1,030	14,98 1,039	13,68 0,967
350 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	3,90 0,007	6,08 0,030	7,84 0,071	9,32 0,128	10,62 0,200	11,76 0,286	12,78 0,384	13,68 0,492	14,47 0,608	15,16 0,729	15,76 0,854	16,26 0,980	16,66 1,103	16,97 1,221	17,18 1,330	17,28 1,426	17,24 1,503	17,04 1,554	16,60 1,554	15,16 1,459
400 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	4,26 0,010	6,65 0,043	8,56 0,101	10,19 0,182	11,61 0,285	12,86 0,408	13,97 0,548	14,95 0,702	15,82 0,867	16,57 1,041	17,22 1,220	17,77 1,399	18,21 1,575	18,55 1,743	18,78 1,899	18,89 2,036	18,85 2,146	18,63 2,219	18,15 2,238	16,57 2,082
450 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	4,61 0,014	7,19 0,060	9,26 0,139	11,03 0,250	12,56 0,390	13,91 0,558	15,11 0,750	16,17 0,961	17,11 1,188	17,93 1,425	18,63 1,670	19,22 1,915	19,70 2,156	20,07 2,387	20,32 2,600	20,43 2,787	20,39 2,938	20,15 3,038	19,63 3,064	17,93 2,851
500 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	4,94 0,018	7,71 0,079	9,94 0,184	11,83 0,331	13,47 0,517	14,92 0,739	16,21 0,993	17,35 1,272	18,35 1,573	19,23 1,888	19,99 2,211	20,62 2,536	21,14 2,856	21,53 3,161	21,80 3,443	21,92 3,691	21,87 3,891	21,62 4,024	21,06 4,057	19,23 3,776
600 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	5,58 0,029	8,71 0,128	11,22 0,299	13,36 0,538	15,21 0,841	16,85 1,202	18,31 1,615	19,59 2,069	20,72 2,558	21,71 3,070	22,57 3,596	23,29 4,124	23,87 4,643	24,31 5,140	24,61 5,597	24,75 6,002	24,70 6,325	24,41 6,543	23,78 6,598	21,71 6,140
700 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	6,19 0,045	9,65 0,193	12,44 0,450	14,80 0,811	16,86 1,268	18,67 1,814	20,29 2,435	21,71 3,121	22,97 3,858	24,07 4,631	25,01 5,424	25,81 6,221	26,45 7,004	26,95 7,753	27,28 8,446	27,43 9,053	27,37 9,544	27,05 9,870	26,35 9,952	24,07 9,261
800 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	6,76 0,064	10,55 0,276	13,60 0,643	16,18 1,158	18,43 1,810	20,41 2,589	22,18 3,477	23,73 4,456	25,11 5,508	26,31 6,611	27,34 7,745	28,21 8,882	28,92 10,000	29,45 11,07	29,82 12,06	29,98 12,93	29,92 13,63	29,57 14,09	28,81 14,21	26,31 13,22
900 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	7,32 0,087	11,41 0,378	14,71 0,880	17,50 1,585	19,93 2,479	22,08 3,545	23,99 4,760	25,67 6,100	27,16 7,538	28,45 9,051	29,57 10,60	30,51 12,16	31,28 13,69	31,86 15,15	32,25 16,51	32,43 17,70	32,37 18,65	31,99 19,29	31,16 19,45	28,45 18,10
1000 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	7,85 0,115	12,24 0,501	15,78 1,166	18,78 2,099	21,39 3,283	23,69 4,695	25,73 6,305	27,54 8,079	29,13 9,987	30,53 11,99	31,73 14,04	32,73 16,11	33,55 18,13	34,18 20,07	34,60 21,86	34,79 23,44	34,72 24,71	34,32 25,55	33,43 25,76	30,53 23,98
1100 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	8,36 0,149	13,05 0,646	16,81 1,503	20,01 2,707	22,79 4,233	25,24 6,054	27,42 8,129	29,34 10,42	31,05 12,88	32,53 15,46	33,81 18,11	34,88 20,77	35,75 23,38	36,42 25,88	36,87 28,19	37,07 30,22	37,00 31,86	36,57 32,94	35,62 33,22	32,53 30,91
1200 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	8,86 0,188	13,82 0,814	17,82 1,896	21,20 3,413	24,15 5,338	26,75 7,635	29,06 10,25	31,10 13,14	32,90 16,24	34,47 19,49	35,83 22,83	36,96 26,19	37,89 29,49	38,60 32,636	39,07 35,55	39,29 38,11	39,21 40,17	38,75 41,55	37,75 41,90	34,47 38,99
1500 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	10,29 0,340	16,04 1,469	20,67 3,427	24,60 6,199	28,05 9,693	31,04 13,84	33,72 18,59	36,08 23,82	38,27 29,62	40,00 35,34	41,82 41,65	42,89 47,48	43,97 53,46	44,82 59,17	45,34 64,46	45,59 69,10	45,50 72,84	45,04 75,42	43,80 76,66	40,00 70,69
1800 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	11,61 0,553	18,12 2,401	23,35 5,590	27,78 10,06	31,65 15,74	35,05 22,51	38,08 30,23	40,75 38,74	43,11 47,88	45,17 57,47	46,95 67,32	48,44 77,21	49,65 86,93	50,58 96,22	51,20 104,8	51,48 112,4	51,38 118,5	50,78 122,5	49,47 123,5	45,17 114,9
2000 mm	$v + \frac{1}{10} \sqrt{Q}$ $Q + \frac{1}{10} \sqrt{v}$	12,46 0,733	19,43 3,163	25,05 7,381	29,80 13,36	33,98 20,88	37,63 29,85	40,85 40,06	43,76 51,30	46,36 63,78	48,46 76,12	50,66 89,70	51,96 102,3	53,26 115,1	54,29 127,5	54,93 138,8	55,23 148,8	55,12 156,9	54,56 162,4	53,07 165,1	48,46 152,2
	$\beta = R_{10}/D$	0,033	0,064	0,093	0,121	0,147	0,171	0,194	0,214	0,233	0,250	0,265	0,278	0,288	0,296	0,302	0,304	0,303	0,298	0,287	0,250

Fonte: Nuvolari (2011 *apud* TSUTYA *et al.*, [199-?]).