

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

JOSIEL LUCAS CRISPIM DOS SANTOS

**PROPOSTA DE PROJETO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O
DISTRITO DE AMANIUTUBA, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE LAVRAS DA
MANGABEIRA/CE**

Cajazeiras-PB
2025

JOSIEL LUCAS CRISPIM DOS SANTOS

**PROPOSTA DE PROJETO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O
DISTRITO DE AMANIUTUBA, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE LAVRAS DA
MANGABEIRA/CE**

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

Orientador: Prof. Bruno de Medeiros Souza.

IFPB / Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva
Catalogação na fonte: Cícero Luciano Félix CRB-15/750

S237p Santos, Josiel Lucas Crispim dos.

Proposta de projeto de esgotamento sanitário para o distrito de Amaniutuba, localizado no município de Lavras da Mangabeira-CE / Josiel Lucas Crispim dos Santos. – Cajazeiras, 2025.

20f. : il.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2025.

Orientador(a): Prof. Me. Bruno de Medeiros Souza.

1. Esgotamento sanitário. 2. Tratamento de esgoto. 3. Estação de tratamento. 4. Saneamento básico. I. Instituto Federal da Paraíba. II. Título.

IFPB/CZ

CDU: 628.3(043.2)

JOSIEL LUCAS CRISPIM DOS SANTOS

**PROPOSTA DE PROJETO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O
DISTRITO DE AMANIUTUBA, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE LAVRAS DA
MANGABEIRA/CE**

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 11 de março de 2025.

BANCA EXAMINADORA

Bruno de Medeiros Souza – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Orientador

Katharine Taveira de Brito Medeiros – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinadora 1

Cinthya Santos da Silva – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinadora 2

Dedico ao meu bom amigo, Jesus, aos meus pais, Elder e Josivânia, e ao meu irmão, Mateus.

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Jesus, meu bom amigo e salvador. Que por meio desta profissão possa glorificá-Lo. Provérbios 3:5-6 “Confie no Senhor de todo o seu coração e não se apoie na sua própria capacidade e entendimento; lembre-se de colocar Deus em primeiro lugar, em todos os seus caminhos, e ele guiará os seus passos, e você andarás pelo caminho certo”.

Aos meus pais, Elder Santos e Josivânia Crispim, e meu irmão, Mateus Crispim, que sempre se dedicaram a me apoiar e orientar em todas as etapas da minha vida. Seus esforços, dia após dia, me servem de constante inspiração.

A toda a minha família, que sempre esteve ao meu lado.

Aos meus irmãos em Cristo, que tem dividido a caminhada da fé comigo.

Aos meus amigos que compartilharam comigo esses anos de graduação.

Ao docente Bruno de Medeiros Souza, pelo apoio e orientações durante o desenvolvimento desta pesquisa.

A todos os professores e funcionários do IFPB, *Campus* Cajazeiras que contribuíram para a minha formação.

Ao Instituto Federal da Paraíba (IFPB), *Campus* Cajazeiras pela oportunidade de realização de trabalhos na área de pesquisa.

RESUMO

No Brasil, o saneamento básico é um direito fundamental garantido pela Constituição Federal de 1988, mas ainda enfrenta desafios significativos, especialmente em regiões menos desenvolvidas. A falta de infraestrutura adequada de coleta e tratamento de esgoto impacta diretamente a saúde pública, contribuindo para a disseminação de doenças de veiculação hídrica e a degradação ambiental. Este estudo propõe um sistema de esgotamento sanitário para o Distrito de Amaniutuba, localizado no Município de Lavras da Mangabeira, Ceará, visando melhorar as condições de saneamento na região. O projeto inclui o dimensionamento de uma rede coletora de esgoto e a implantação de duas Estações de Tratamento de Esgoto (ETEs) para atender a população local. A metodologia adotada segue as diretrizes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), com a NBR 9649 (ABNT, 1986), que estabelece os critérios para projetos de redes coletoras de esgoto sanitário. O sistema foi dividido em duas micro bacias, cada uma com sua própria Estação de Tratamento de Esgoto (ETE). O processo de tratamento inclui etapas preliminares e lagoas de estabilização, sendo estas lagoas anaeróbias e facultativas, que são adequadas às características da região. Na Estação de Tratamento de Esgoto 1 (ETE 1), a lagoa anaeróbia possui um volume de 1.108,8 m³, enquanto a lagoa facultativa tem 6.302,7 m³. O sistema apresenta uma eficiência final de 74,23% na remoção de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) e 98,10% na remoção de Coliformes Fecais (CF). Já na Estação de Tratamento de Esgoto 2 (ETE 2), a lagoa facultativa tem um volume de 2.148,62 m³, com uma eficiência final de 81,83% na remoção de DBO e 99,04% na remoção de CF. Os resultados indicam que o sistema proposto é capaz de atender às demandas atuais e futuras da população, garantindo a coleta e o tratamento eficiente do esgoto, além de contribuir para a melhoria da saúde pública e das condições ambientais do distrito. No destino final, as águas residuais tratadas podem ser encaminhadas ao Riacho do Gado, situado nas proximidades da Estação de Tratamento de Esgoto 1 (ETE-1), podem ser reutilizadas para a irrigação de pastagens destinadas a alimentação de animais ou liberadas em uma área de infiltração.

Palavras-chave: saneamento; esgotamento sanitário; saúde pública.

ABSTRACT

In Brazil, basic sanitation is a fundamental right guaranteed by the 1988 Federal Constitution, but it still faces significant challenges, especially in less developed regions. The lack of adequate infrastructure for sewage collection and treatment directly impacts public health, contributing to the spread of waterborne diseases and environmental degradation. This study proposes a sewage system for the Amaniutuba District, located in the municipality of Lavras da Mangabeira, Ceará, aiming to improve sanitation conditions in the region. The project includes the dimensioning of a sewage collection network and the implementation of two Sewage Treatment Plants (STPs) to serve the local population. The methodology adopted follows the guidelines of the Brazilian Association of Technical Standards (ABNT), with NBR 9649 (ABNT, 1986), which establishes the criteria for the design of sewage collection networks. The system was divided into two micro basins, each with its own Sewage Treatment Plant (STP). The treatment process includes preliminary stages and stabilization ponds, which are anaerobic and facultative ponds, which are suited to the characteristics of the region. At Sewage Treatment Plant 1 (STP 1), the anaerobic pond has a volume of 1,108.8 m³, while the facultative pond has 6,302.7 m³. The system has a final efficiency of 74.23% in the removal of Biochemical Oxygen Demand (BOD) and 98.10% in the removal of Fecal Coliforms (FC). At Sewage Treatment Plant 2 (STP 2), the facultative pond has a volume of 2,148.62 m³, with a final efficiency of 81.83% in the removal of BOD and 99.04% in the removal of FC. The results indicate that the proposed system is capable of meeting the current and future demands of the population, ensuring efficient collection and treatment of sewage, in addition to contributing to the improvement of public health and environmental conditions in the district. At the final destination, the treated wastewater can be sent to Riacho do Gado, located near Sewage Treatment Plant 1 (STP-1), and can be reused for irrigation of pastures intended for animal feed or released into an infiltration area.

Keywords: sanitation, sewage collection, sewage treatment, public health.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Tratamento preliminar.	25
Figura 2 - Localização geográfica: Lavras da Mangabeira, Estado do Ceará.....	27
Figura 3 - Senso 2022, Lavras da Mangabeira, CE.....	28
Figura 4 - Rio Salgado.....	29
Figura 5 - Sub bacia do Salgado.....	30
Figura 6 - Distrito de Amaniutuba, Lavras da Mangabeira, CE.....	31
Figura 7 - Diagnóstico da ausência de rede coletora na localidade.....	31
Figura 8 - Diagnóstico da ausência de rede coletora na localidade.....	32
Figura 9 - Croqui de localização do sistema de macrodrenagem do Distrito de Amaniutuba.	32
Figura 10 - Trecho selecionado da Tabela auxiliar (Anexo A).	46
Figura 11 - Trecho selecionado da Tabela auxiliar (Anexo A).	47
Figura 12 - Divisão das micro bacias – Amaniutuba.....	50
Figura 13 - Dados e parâmetros das Calhas Parshall padronizadas.	51
Figura 14 - Valores de K e n para cálculo das lâminas d'água nas CP.	52
Figura 15 - Detalhamento da calha parshall da ETE 1.....	53
Figura 16 - Detalhe em planta - caixa de areia da ETE 1.....	58
Figura 17 - Detalhe em corte - caixa de areia da ETE 1.....	58
Figura 18 - Parâmetros para determinação da taxa de aplicação vol. e remoção de DBO5.	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dados populacionais.....	41
Tabela 2 - Trechos selecionados do dimensionamento da rede coletora.....	42
Tabela 3 - Vazões de início e final de plano de trechos selecionados.....	44
Tabela 4 - Declividades de trechos selecionados.	45
Tabela 5 - Diâmetros de trechos selecionados.....	46
Tabela 6 - Lâmina líquida de trechos selecionados.....	47
Tabela 7 - Velocidades de trechos selecionados.	48
Tabela 8 - Tensão trativa em trechos selecionados.	49
Tabela 9 - Vazões (l/s) mín, méd e máx de final de plano nas ETE's 1 e 2.	51
Tabela 10 - Parâmetros do gradeamento.	53
Tabela 11 - Dados para dimensionamento da Caixa de Areia.....	56
Tabela 12 - Parâmetros para dimensionamento da lagoa anaeróbia.....	58
Tabela 13 - Dimensões da Lagoa Anaeróbia – ETE 1.	59
Tabela 14 - Dimensões da lagoa facultativa - ETE 1.	60
Tabela 15 - Dados para dimensionamento da caixa de areia.....	64
Tabela 16 - Dimensões da lagoa facultativa – ETE 2.....	66

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ANA – Agência Nacional de Águas;
BDI – Benefícios e Despesas Indiretas;
CAGECE – Companhia de Água e Esgoto do Ceará;
CBH – Comitê da Bacia Hidrográfica;
CE – Ceará;
CF – Constituição Federal;
COGERH – Companhia de Gestão de Recursos Hídricos;
CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente;
DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio;
EEE – Estação Elevatória de Esgoto;
ETE – Estação de Tratamento de Esgoto;
FSESP – Fundação Serviço Especial de Saúde Pública;
FUNASA – Fundação Nacional de Saúde;
IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística;
MDT – Modelagem Digital do Terreno;
NBR – Norma Brasileira;
ONU – Organização das Nações Unidas;
PLANASA – Plano Nacional de Saneamento;
PLANSAB – Plano Nacional de Saneamento Básico;
PMSB – Plano Municipal de Saneamento Básico;
PV – Poço de Visita;
QGIS – Quantum GIS;
SABESP – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo;
SANEPAR – Companhia de Saneamento do Paraná;
SES – Projetos de Sistemas de Esgotamento Sanitário;
SESP – Serviço Especial de Saúde Pública;
SIDRA – Sistema de Recuperação Automática;
SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil;
SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento;
SUS – Sistema Único de Saúde;

TDH – Tempo de Detenção Hidráulico;

TI – Taxa de infiltração;

TIL – Tubo de Inspeção e Limpeza;

TL – Terminal de Limpeza;

UTM – *Universal Transverse Mercator*;

WASH – *Water, Sanitation, Hygiene*.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	OBJETIVOS	17
2.1	OBJETIVO GERAL.....	17
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
3	REVISÃO DE LITERATURA.....	18
3.1	SANEAMENTO BÁSICO NO BRASIL.....	18
3.1.1	<i>Panorama histórico.....</i>	<i>18</i>
3.1.2	<i>Desafios do saneamento básico no Brasil.....</i>	<i>20</i>
3.1.3	<i>Impactos: saúde, meio ambiente e economia.....</i>	<i>20</i>
3.1.4	<i>Legislação e instrumentos legais</i>	<i>22</i>
3.2	ESGOTAMENTO SANITÁRIO	22
3.2.1	<i>Normas e resoluções vigentes</i>	<i>23</i>
3.2.2	<i>Tipos de sistemas.....</i>	<i>23</i>
3.2.3	<i>Componentes constituintes do sistema.....</i>	<i>24</i>
3.2.4	<i>Estação elevatória de esgoto.....</i>	<i>24</i>
3.2.5	<i>Estação de tratamento de esgoto.....</i>	<i>25</i>
4	METODOLOGIA	27
4.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	27
4.1.1	<i>Caracterização do Município de Lavras da Mangabeira.....</i>	<i>27</i>
4.1.2	<i>Caracterização do distrito de Amaniutuba</i>	<i>30</i>
4.2	DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE COLETA DE ESGOTO	33
4.2.1	<i>Normas técnicas</i>	<i>33</i>
4.2.2	<i>Horizonte de projeto.....</i>	<i>33</i>
4.2.3	<i>Traçado da rede coletora.....</i>	<i>33</i>

4.2.4	<i>Características da rede projetada</i>	34
4.2.5	<i>Cálculo populacional</i>	34
4.2.6	<i>Coefficiente de retorno</i>	34
4.2.7	<i>Vazões</i>	35
4.2.8	<i>Taxa de infiltração</i>	35
4.2.9	<i>Taxa de contribuição linear</i>	36
4.2.10	<i>Diâmetro</i>	36
4.2.11	<i>Declividade</i>	37
4.2.12	<i>Tensão trativa</i>	37
4.2.13	<i>Velocidade crítica</i>	37
4.3	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA	38
4.4	DIMENSIONAMENTO DA ETE	38
4.4.1	<i>Tratamento preliminar</i>	38
4.4.2	<i>Lagoas de estabilização</i>	39
5	RESULTADOS E ANÁLISES	41
5.1	DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA	41
5.1.1	<i>Cálculo populacional</i>	41
5.1.2	<i>Definição dos trechos</i>	42
5.1.3	<i>Cotas dos trechos</i>	42
5.1.4	<i>Parâmetros do projeto</i>	42
5.1.5	<i>Taxa de contribuição linear</i>	43
5.1.6	<i>Vazões para início e final de plano (montante, trecho, jusante)</i>	44
5.1.7	<i>Declividades (mínima, máxima e do trecho)</i>	44
5.1.8	<i>Diâmetro da rede coletora</i>	45
5.1.9	<i>Lâmina líquida</i>	46
5.1.10	<i>Verificação das velocidades</i>	47

	14
5.1.11 <i>Tensão trativa</i>	48
5.2 DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO.....	49
5.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO	49
5.3.1 <i>Estação de Tratamento 1</i>	51
5.3.2 <i>Estação de Tratamento 2</i>	62
6 CONCLUSÃO	71
REFERÊNCIAS	72
APÊNDICE A	76
ANEXO A	77

1 INTRODUÇÃO

No ano de 2010, a Organização das Nações Unidas (ONU), por meio da resolução A/RES/64/292 reconheceu a água potável e o esgotamento sanitário como um direito humano essencial para o pleno proveito da vida e de todos os outros direitos humanos.

A Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), entidade federal de implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos, é a responsável pela instituição de normas de referência para a regulação dos serviços públicos de saneamento básico e estabelece regras para sua atuação, sua estrutura administrativa e suas fontes de recursos (Brasil, 2020). Conforme a ANA (2020), o saneamento básico é o conjunto de serviços públicos de abastecimento de água potável, de esgotamento sanitário, de limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos urbanos e de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas.

O Plano Nacional de Saneamento Básico (Brasil, 2023), através de indicadores auxiliares, analisa o impacto das políticas de saneamento em outras áreas como saúde pública e educação.

Segundo a Organização Mundial da Saúde (WHO, 2024), WASH (*water, sanitation, hygiene* - água potável segura, saneamento e higiene) são essenciais para o bem-estar humano. No entanto, a contaminação da água atua inversamente ao WASH, fazendo com que suas más condições sejam responsáveis por milhões de mortes por diarreia anualmente, além de contribuir para subnutrição e cólera. Ademais, essa contaminação influencia na disseminação de doenças como tracoma, esquistossomose e inúmeras doenças tropicais. Dessa forma, a OMS acredita que o gerenciamento seguro do saneamento, através da canalização adequada da água potável e de redes coletoras de esgoto destinadas a estações de tratamento, contribui de maneira significativa para a saúde pública.

Portanto, é evidente que o sistema de esgotamento sanitário em um município deva atender de forma total as residências, comércios e indústrias no seu território, a fim de que todas as águas residuais coletadas sejam devidamente tratadas e direcionadas para um despejo adequado (Costa; Telles, 2010).

A prestação dos serviços de saneamento deve adotar o uso de métodos, técnicas e processos que considerem as peculiaridades locais e regionais. Isso implica que as tecnologias e as infraestruturas de saneamento básico necessárias ao atendimento em áreas rurais sejam diferentes de tecnologias e infraestruturas convencionais utilizadas no meio urbano. (Brasil, 2021).

Para o atendimento sanitário municipal, é necessário implementar não apenas a coleta de águas residuais, mas também uma infraestrutura capaz de tratar os resíduos. Uma maneira comumente utilizada são as Estações de Tratamento de Esgoto (ETE), nas quais o material coletado é tratado e conseqüentemente destinado de forma ambientalmente adequada.

Uma ETE é um “conjunto de unidades de tratamento, equipamentos, órgãos auxiliares, acessórios e sistemas de utilidades cuja finalidade é reduzir as cargas poluidoras do esgoto sanitário e condicionar a matéria residual resultante do tratamento”, conforme a NBR 12209 (ABNT, 2011,p.2).

Após o tratamento, o efluente é lançado em corpos hídricos, os quais serão utilizados para abastecimento em outras cidades. A função da ETE é remover a maior parte dos sólidos presentes na água, tornando-a menos impactante ao meio ambiente. Dessa forma, garante-se que o esgoto tratado atenda aos padrões de qualidade e lançamento de efluentes estabelecidos pela legislação (Brasil, 2021).

Diante dessas facetas que a história apresenta, o sertão nordestino também tem enfrentado barreiras para implementação adequada de redes coletoras e ETE. No interior do Ceará, em Lavras da Mangabeira, cidade que apresenta uma população estimada de 30.802 habitantes (IBGE, 2022), a situação não é diferente, visto que ela apresenta apenas 27,7% de esgotamento sanitário adequado e, quando comparado com os outros municípios do estado, assume apenas a posição 46 de 184 (IBGE, 2010).

Sob as condições apresentadas nesse cenário, este estudo propõe um dimensionamento de sistema de esgotamento sanitário adequado, implementando redes coletoras e ETE no Distrito de Amaniutuba, localizado no Município de Lavras da Mangabeira – CE, a fim de mitigar os impactos ambientais causados pelo despejo inadequado de águas residuais em cursos de água circunvizinhos, além de melhorar a saúde pública, contribuindo assim para a qualidade de vida da população.

2 OBJETIVOS

Neste capítulo delinea-se os objetivos do Trabalho de Conclusão do Curso.

2.1 OBJETIVO GERAL

Propor um sistema de esgotamento sanitário, rede coletora e ETE, para o Distrito de Amaniutuba, localizado no Município de Lavras da Mangabeira – CE.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo geral, foram delineados os seguintes objetivos específicos:

- diagnosticar a atual situação do esgotamento sanitário do Distrito de Amaniutuba, localizado no Município de Lavras da Mangabeira – CE;
- estimar a população futura até o ano de 2044 com base em modelos matemáticos de projeções populacionais;
- desenvolver o projeto de esgotamento sanitário do Distrito de Amaniutuba, Cidade de Lavras da Mangabeira - CE, sendo este: rede coletora, estações elevatórias e estações de tratamento de esgoto.

3 REVISÃO DE LITERATURA

Esta seção explora a importância do saneamento básico para a saúde pública e a preservação ambiental, enfatizando o esgotamento sanitário.

3.1 SANEAMENTO BÁSICO NO BRASIL

O saneamento básico é um direito constitucionalmente assegurado e uma ferramenta fundamental para o progresso da qualidade de vida no Brasil. Além de ser crucial para a saúde da pública, o saneamento é indispensável para a preservação dos rios, que atualmente enfrentam o desafio de receber grandes quantidades de dejetos diariamente (Instituto Trata Brasil, s. d.).

O saneamento básico compreende os serviços de abastecimento de água; coleta e tratamento de esgotos; limpeza urbana, coleta e destinação do lixo; e drenagem e manejo da água das chuvas (ANA, 2023). Nesta seção, serão abordados os assuntos relacionados ao saneamento básico no Brasil. A ênfase será dada ao esgotamento sanitário.

3.1.1 *Panorama histórico*

O saneamento no Brasil possui uma história que remonta às antigas civilizações, com evoluções e retrocessos ao longo dos séculos. Desde as primeiras culturas, como a civilização indiana que desenvolveu sistemas de banheiros e esgotos há cerca de 4.000 anos, até as práticas sanitárias do povo judeu descritas no Velho Testamento, a preocupação com a higiene e a saúde pública sempre esteve presente. No entanto, a falta de difusão desses conhecimentos levou a retrocessos significativos, resultando em sucessivas epidemias (FUNASA, 2004).

Durante o período colonial, o saneamento era rudimentar, com o abastecimento de água feito através de coleta em bicas e fontes, e a drenagem dos terrenos como principal ação sanitária. No período joanino, houve inovações como a criação de leis para fiscalização dos portos e a instalação de redes de coleta de águas pluviais no Rio de Janeiro, embora limitadas às áreas aristocráticas. Com o crescimento das cidades no século XIX, a situação sanitária se agravou, levando a epidemias frequentes, como a febre amarela.

Através da Constituição Federal (CF) de 1988, nos art. 21, inciso XX, art. 23, inciso IX e no art. 200, inciso IV, é evidenciado um sistema único de saúde, que atribui ações voltadas ao saneamento, com o intuito de possibilitar o acesso básico a toda a população.

Apesar da CF de 1988 abordar essas questões, observam-se diversos imbróglis sanitários recorrentes durante a história brasileira. A ausência de infraestrutura sanitária

adequada entre 1830 e 1850 resultou no surgimento de várias epidemias letais, muitas delas causadas por doenças transmitidas pela água. A situação foi enfrentada com a privatização da água, que deixou de ser um bem público para se tornar um bem econômico por decisão dos líderes da época. Isso promoveu a primeira organização dos serviços de saneamento básico, com as províncias tendendo a conceder esses serviços a empresas estrangeiras. No entanto, o aumento significativo das epidemias de tifo, febre amarela, varíola e peste bubônica evidenciou a completa ineficácia dos serviços de saneamento concedidos (Brasil, 2021).

Já no século XX (Brasil, 1971), na década de 1970, foi instituído o Plano de Metas e Bases para a Ação de Governo, o qual definiu metas para o setor de saneamento, constituindo o início do Plano Nacional de Saneamento (PLANASA).

A Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020, atualiza o marco legal do saneamento básico no Brasil, introduzindo diversas mudanças significativas. Entre os principais pontos, destaca-se a ampliação das competências da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) para estabelecer normas de referência para a regulação dos serviços públicos de saneamento básico.

Ademais, promove mudanças significativas na relação entre os setores público e privado na prestação desses serviços. Um dos principais aspectos é a possibilidade de concessão dos serviços públicos de saneamento básico a entidades privadas, mediante licitação, com o objetivo de atrair investimentos e melhorar a eficiência na gestão desses serviços.

Outro ponto relevante é a promoção da regionalização da prestação dos serviços, visando à universalização do acesso à água potável e ao esgotamento sanitário, com metas específicas a serem alcançadas até 2033. Além disso, a lei estabelece diretrizes para a redução progressiva das perdas de água e para a adoção de tecnologias que promovam a eficiência e a sustentabilidade dos serviços (Brasil, 2020).

Apesar dos avanços, o saneamento no Brasil ainda enfrenta desafios significativos, especialmente em áreas rurais e periféricas, onde a população muitas vezes consome recursos para construir suas casas sem incluir facilidades sanitárias essenciais, como poços protegidos e fossas sépticas. Investir em saneamento é crucial para reverter esse quadro, pois para cada real investido no setor, economiza-se quatro reais na área de medicina curativa. No entanto, é necessário um equilíbrio entre o desenvolvimento e a preservação ambiental, evitando a exploração excessiva dos recursos naturais (FUNASA, 2004).

3.1.2 Desafios do saneamento básico no Brasil

O saneamento no Brasil enfrenta uma série de desafios que precisam ser superados para garantir a universalização dos serviços e melhorar a qualidade de vida da população. Um dos principais desafios é a redução do déficit na oferta dos serviços de saneamento básico, especialmente em áreas urbanas e rurais. Embora tenha havido um aumento na cobertura de água, esgotamento sanitário e coleta de lixo entre 1992 e 1999, milhões de domicílios ainda não possuíam acesso a esses serviços essenciais, impactando negativamente a saúde e o meio ambiente (Calmon, 2001).

Ainda de acordo com Calmon (2001), a melhoria dos programas de saneamento é crucial, pois muitas vezes esses programas apresentam resultados abaixo do esperado devido a restrições financeiras e legais. Programas como "Saneamento é Vida" e "Saneamento Básico" enfrentaram dificuldades na execução de suas metas, com atrasos na liberação de recursos e problemas de gestão. A falta de focalização nas ações e a ausência de uma estrutura organizacional adequada também contribuíram para a ineficiência na implementação desses programas.

A implementação de uma estrutura regulatória eficaz é outro desafio fundamental para viabilizar a prestação dos serviços de saneamento em todos os níveis de governo. A criação da Agência Nacional de Águas (ANA) em 2000 foi um avanço importante, mas persistem deficiências na regulação econômica, especialmente em relação à participação da iniciativa privada. A ausência de um ambiente regulatório adequado dificulta a fiscalização do desempenho dos prestadores de serviços e a garantia de tarifas justas, comprometendo a eficiência do setor (Calmon, 2001).

3.1.3 Impactos: saúde, meio ambiente e economia

O saneamento básico tem um impacto significativo na saúde pública, especialmente no controle de epidemias e na melhoria das condições de vida das populações. No Brasil, a evolução do saneamento está diretamente ligada à história de combate a doenças como febre amarela, varíola e peste bubônica, que assolaram o país no final do século XIX e início do século XX. A implementação de sistemas de abastecimento de água e coleta de esgotos, como o pioneiro sistema Cantareira em São Paulo, foi crucial para reduzir a incidência dessas doenças e melhorar a higiene urbana (SABESP, 2011).

Consoante a SABESP (2011), a falta de saneamento adequado continua sendo um desafio, especialmente nas áreas rurais e periféricas, onde a cobertura de serviços é insuficiente. A ausência de tratamento de esgotos e a precariedade no abastecimento de água contribuem para a proliferação de doenças de veiculação hídrica, como diarreias e verminoses intestinais, afetando principalmente crianças e populações de baixa renda. Investimentos contínuos e a universalização dos serviços de saneamento são essenciais para garantir a saúde e o bem-estar da população brasileira.

Diariamente, um volume equivalente a 5.253 piscinas olímpicas de esgoto é despejado na natureza sem qualquer tratamento (Instituto Trata Brasil, 2018). Esse esgoto não tratado contém uma variedade de poluentes, incluindo resíduos orgânicos, nutrientes e substâncias tóxicas, que podem contaminar rios, lagos e o solo. A contaminação das águas superficiais e subterrâneas afeta a qualidade da água potável, impactando tanto a saúde humana quanto a biodiversidade aquática.

Além disso, o excesso de nutrientes, como nitrogênio e fósforo, pode levar à eutrofização, causando proliferação de algas e redução dos níveis de oxigênio na água, prejudicando a vida aquática. A poluição do solo também afeta a vegetação e a fauna terrestre, comprometendo ecossistemas inteiros. Esses impactos destacam a urgência de investir em sistemas eficientes de tratamento de esgoto para proteger o meio ambiente e promover a sustentabilidade.

O saneamento básico desempenha um papel crucial na economia, impactando diretamente a produtividade do trabalho e a geração de renda. Entre 2005 e 2019, os benefícios econômicos do saneamento no Brasil alcançaram aproximadamente R\$ 1,1 trilhão, superando os custos em cerca de R\$ 509 bilhões. Esse período viu uma redução significativa nos custos com saúde, com uma economia de R\$ 61,5 bilhões devido à diminuição de afastamentos por doenças de veiculação hídrica e respiratórias.

Ademais, a expansão do saneamento aumentou a produtividade do trabalho, gerando um valor presente de R\$ 87 bilhões, e valorizou o setor imobiliário em R\$ 11,6 bilhões. O turismo, que depende de boas condições ambientais, também se beneficiou, com ganhos estimados em R\$ 31,3 bilhões (Instituto Trata Brasil, 2021).

3.1.4 *Legislação e instrumentos legais*

A Constituição Federal de 1988 delinea as bases para o saneamento básico no Brasil, assegurando o direito à saúde e a um meio ambiente saudável. Ela confere aos municípios a responsabilidade primária pela oferta dos serviços de saneamento, permitindo também a participação de outros entes federativos e da iniciativa privada.

Além dos direitos estabelecidos pela Constituição Federal a Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007, estabelece a Política Nacional de Saneamento Básico (PNSB), definindo princípios como universalização, equidade, sustentabilidade, descentralização e participação comunitária. O objetivo é garantir o acesso aos serviços de saneamento para toda a população, priorizando aqueles com menor renda e promovendo a gestão sustentável dos recursos hídricos.

Dessa forma, à nível municipal o PMSB (Plano Municipal de Saneamento Básico) é um instrumento de planejamento obrigatório, conforme a Lei nº 11.445 (Brasil, 2007). Ele deve incluir um diagnóstico da situação atual do saneamento, metas e ações para a universalização dos serviços, além de mecanismos para avaliação e monitoramento das ações implementadas.

Ademais, a Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010, institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), que visa reduzir a geração de resíduos e promover a reciclagem e o reuso. A lei estabelece responsabilidades compartilhadas entre governo, setor empresarial e sociedade para a gestão adequada dos resíduos sólidos.

A regulação e fiscalização desses serviços de saneamento são realizadas por agências reguladoras estaduais e pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA). Essas agências estabelecem normas técnicas, monitoram a qualidade dos serviços prestados e garantem o cumprimento das metas estabelecidas na legislação.

3.2 ESGOTAMENTO SANITÁRIO

O esgotamento sanitário é um componente vital do saneamento básico, responsável pela coleta, transporte, tratamento e disposição final dos efluentes provenientes de atividades humanas. A implementação eficiente de sistemas de esgotamento sanitário é fundamental para proteger a saúde pública e preservar os recursos hídricos, evitando a contaminação de corpos d'água e do solo.

No Brasil, várias normas e resoluções regulamentam o esgotamento sanitário, estabelecendo diretrizes técnicas e procedimentos para assegurar a qualidade dos serviços prestados e a sustentabilidade ambiental. Essas normas garantem que os sistemas de

esgotamento sanitário operem de maneira eficaz e segura, promovendo o bem-estar da população e a proteção do meio ambiente. De acordo com a NBR 9648 (ABNT, 1986), o esgoto sanitário é definido como "despejo líquido composto por esgotos domésticos, industriais, água de infiltração e contribuição pluvial parasitária".

3.2.1 Normas e resoluções vigentes

No contexto do saneamento básico no Brasil, diversas normas e resoluções regulamentam a concepção, projeto e operação de sistemas de esgotamento sanitário.

- NBR 9648 (ABNT, 1986): estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário – procedimento;
- NBR 9649 (ABNT, 1986): projeto de redes coletoras de esgoto sanitário – procedimento;
- NBR 7229 (ABNT, 1993): especifica os procedimentos para a coleta e análise de efluentes líquidos, essencial para o monitoramento da qualidade do esgoto tratado;
- NBR 12209 (ABNT, 2011): elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários;
- NBR 13969 (ABNT, 1997): define critérios para a elaboração de projetos de sistemas de esgotamento sanitário;
- Resolução CONAMA nº 357 /2005: Estabelece diretrizes para a gestão da qualidade das águas e do controle da poluição hídrica, incluindo parâmetros para o lançamento de efluentes;
- Resolução ANA nº 420/2010: Define critérios para a classificação de corpos de água e diretrizes para o enquadramento dos usos preponderantes da água, influenciando os padrões de tratamento de esgoto.

3.2.2 Tipos de sistemas

De acordo com Silva (2008), os sistemas de esgotamento podem ser divididos em três categorias principais:

- Sistemas Unitários: Nesse sistema, as águas residuais, pluviais e de infiltração são coletadas na mesma canalização. Os Sistemas Unitários apresentam algumas desvantagens, tais como a necessidade de condutos com seções grandes, exigência de investimentos simultâneos e elevados, além de dificultar o controle da poluição nos corpos d'água receptores;

- Sistema Separador Absoluto: Compreende duas redes distintas de canalização: uma para águas residuais e águas de infiltração, e outra exclusivamente para águas pluviais;
- Sistema Separador Parcial (ou Sistema Misto): Possui também duas redes de canalização, mas permite o lançamento controlado de águas pluviais nas canalizações de águas residuais, provenientes de áreas pavimentadas internas, terraços e telhados dos edifícios.

3.2.3 Componentes constituintes do sistema

De acordo com Silva (2008), um sistema separador absoluto, possui os seguintes componentes:

- Poços de Visita (PVs): Visita são utilizados para acesso às canalizações e operações de limpeza e desobstrução. Facilitam junções de coletores, mudanças de declividade, material e seção dos condutos.
- Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL): dispositivo não visitável que permite inspeção e introdução de equipamentos de limpeza, substituindo o PV em alguns casos.
- Terminal de Limpeza (TL): dispositivo para introdução de equipamentos de limpeza, localizado na cabeceira de qualquer coletor.
- Caixa de Passagem (CP): câmara sem acesso, localizada em pontos singulares por necessidade construtiva.
- Sifões Invertidos: trecho rebaixado com escoamento sob pressão, utilizado para transpor obstáculos, depressões do terreno ou cursos d'água.

Ademais os sistemas possuem rede coletora, estação elevatória e estação de tratamento de esgoto.

3.2.4 Estação elevatória de esgoto

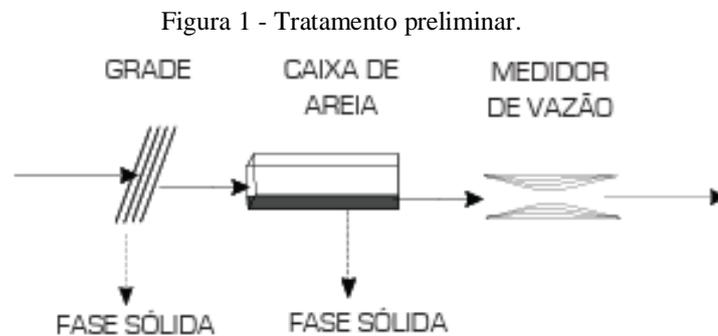
Em sistemas de redes coletoras de esgoto, o escoamento por gravidade é geralmente preferido devido à sua eficiência e menor custo operacional. No entanto, quando esse método se torna inviável em função de obstáculos técnicos, econômicos ou operacionais, é necessário empregar soluções técnicas para garantir o transporte adequado dos efluentes. Nesses casos, a implementação de Estações Elevatórias de Esgoto (EEE) surge como uma alternativa eficaz para superar tais limitações, assegurando o bombeamento e o direcionamento correto do esgoto para tratamento ou destinação final.

3.2.5 Estação de tratamento de esgoto

Existem várias técnicas para o tratamento adequado do esgoto, incluindo o uso de lodo ativado, reatores anaeróbios de fluxo ascendente, lagoas facultativas, lagoas anaeróbias, bacias e valas de infiltração, e flotação. Nesta seção, o foco será na utilização do sistema Australiano para o tratamento do esgoto.

Antes que as águas residuais alcancem as lagoas, é essencial que passem por um tratamento preliminar (Figura 1). Esse processo permite a separação de sólidos e a remoção de areia, garantindo que apenas o efluente adequado prossiga para as etapas seguintes de tratamento.

A separação dos sólidos grosseiros é realizada por meio de grades, que variam em espessura, podendo ser classificadas como grossas, médias ou finas, conforme o espaçamento entre suas barras. A manutenção dessas grades pode ser executada manualmente ou através de sistemas mecanizados. A eliminação da areia presente nos esgotos é realizada por meio de desarenadores, que podem operar manualmente ou de forma mecanizada. O processo de remoção da areia se baseia na sedimentação: devido ao seu maior tamanho e densidade, a areia se deposita no fundo do tanque. Além das grades e dos desarenadores, também é utilizada uma unidade para medir a vazão, conhecida como calha parshall.



Fonte: Ministério das Cidades (2008).

Após a passagem pelas etapas de tratamento preliminar, as águas residuais ainda carregam partículas sólidas em suspensão. Essas partículas podem ser parcialmente eliminadas através de unidades de sedimentação. Nos decantadores primários, o fluxo dos esgotos é lento, o que permite que os sólidos, devido à sua maior densidade em comparação com o líquido, se depositem gradualmente no fundo. Já os óleos e gorduras, por serem menos densos que o líquido, flutuam até a superfície dos decantadores, onde são recolhidos e encaminhados para tratamento adicional (Ministério das Cidades, 2008).

Em seguida, o fluxo é destinado para lagoas de tratamento, como as lagoas facultativas. As lagoas facultativas são estruturas com profundidades entre 1,5 e 3 metros, onde os esgotos entram por uma extremidade e saem pela oposta. Elas combinam condições aeróbias e anaeróbias: as camadas superiores são aeróbias, enquanto as inferiores são anaeróbias. O oxigênio necessário para as camadas superiores é principalmente fornecido pela fotossíntese das algas, que crescem em águas ricas em nutrientes e luz solar. As bactérias utilizam esse oxigênio para oxidar a matéria orgânica, produzindo gás carbônico, que é reutilizado pelas algas. Este método é ideal para pequenas comunidades rurais (SABESP, s. d.).

4 METODOLOGIA

Esta seção apresenta as etapas metodológicas para atingir os objetivos delineados para o Trabalho de Conclusão do Curso, a partir de um estudo quantitativo e qualitativo.

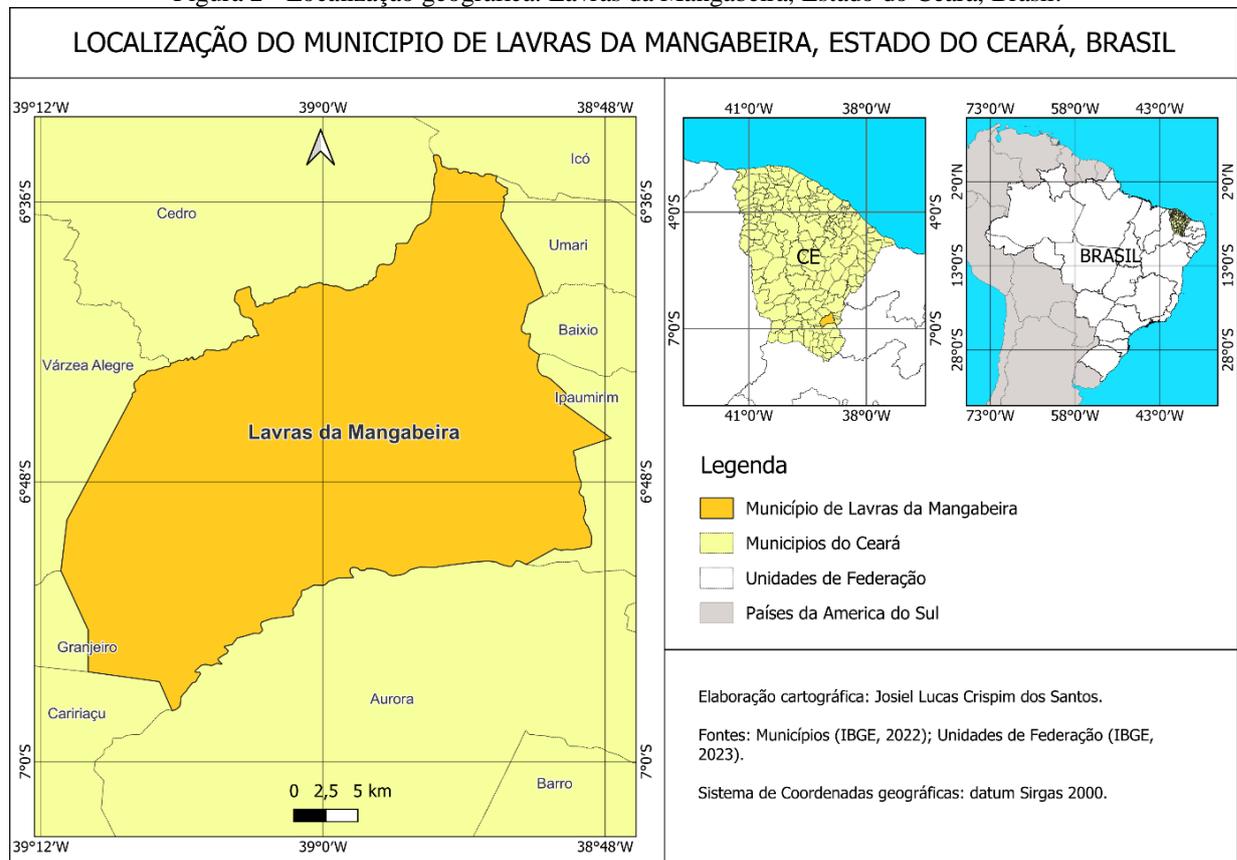
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Nesta seção, está apresentada a caracterização do Município de Lavras da Mangabeira e do Distrito de Amaniutuba, localizado no Centro-Sul do Estado do Ceará.

4.1.1 Caracterização do Município de Lavras da Mangabeira

A Microrregião de Lavras da Mangabeira é uma das subdivisões do Estado do Ceará, localizada na Mesorregião Centro-Sul Cearense, conforme a Figura 2. O Município de Lavras da Mangabeira, está situado na porção sudeste do estado. Com uma área de 1.072 km², o município faz divisa com Icó, Aurora, Cedro, Caririáçu, Granjeiro, Várzea Alegre, Baixo, Umari e Ipaumirim.

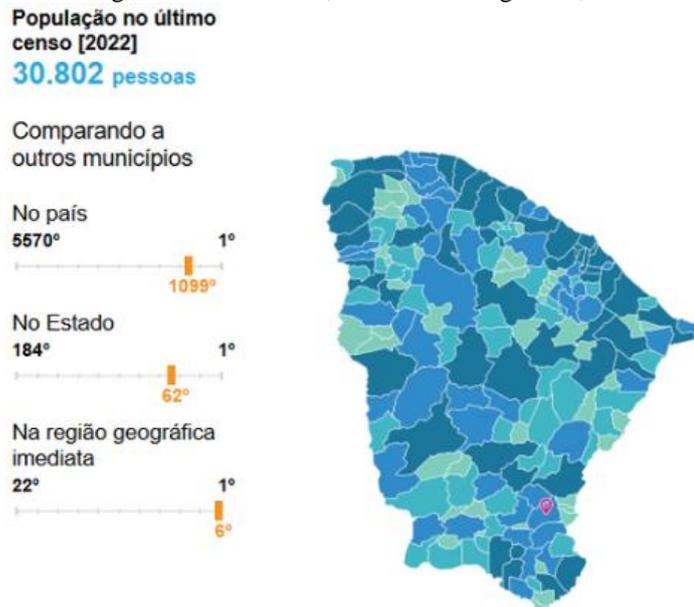
Figura 2 - Localização geográfica: Lavras da Mangabeira, Estado do Ceará, Brasil.



Fonte: Autor (2025).

Consoante a Figura 3, em 2022, a população de Lavras da Mangabeira era de 30.802 habitantes, com uma densidade demográfica de 32,59 habitantes por quilômetro quadrado. No contexto estadual, o município ocupava as posições 62ª em população e 103ª em densidade demográfica, entre os 184 municípios do Ceará. Em comparação com os demais municípios brasileiros, Lavras da Mangabeira estava classificada nas posições 1.099ª em população e 2.180ª em densidade demográfica, entre os 5.570 municípios do país.

Figura 3 - Senso 2022, Lavras da Mangabeira, CE.



Fonte: IBGE (2024).

A principal atividade econômica de Lavras da Mangabeira é a agricultura de subsistência, com destaque para o cultivo de feijão, milho, mandioca e diversas culturas de frutas. A pecuária extensiva também é significativa, incluindo a criação de bovinos, ovinos, caprinos, suínos e aves. O comércio local é impulsionado por investimentos de empreendedores tanto locais quanto de outras cidades, este setor abrange diversas áreas, incluindo vestuário, alimentação, farmácias e uma variedade de outros produtos. Essa diversificação contribui para o desenvolvimento econômico e a oferta de serviços essenciais à população.

O extrativismo vegetal é outra atividade relevante, com a extração de madeiras para lenha e construção de cercas, além de atividades relacionadas à oiticica e à carnaúba. O artesanato, especialmente a produção de redes e bordados, é amplamente difundido na região.

A vegetação predominante no município é composta por Caatinga Arbustiva Aberta, Caatinga Arbustiva Densa, Floresta Caducifólia Espinhosa e Floresta Mista Dicotilo-Palmácea.

O Município de Lavras da Mangabeira está situado na sub-bacia do Salgado, uma região de grande importância devido à diversidade de seus recursos hídricos, que incluem águas

superficiais e subterrâneas. Esses recursos são essenciais para o desenvolvimento socioeconômico local, sustentando atividades como abastecimento humano, agricultura e pecuária. O Rio Salgado, que percorre o território do município, é um elemento central dessa sub-bacia.

Figura 4 - Rio Salgado.



Fonte: Autor (2025).

A gestão dos recursos hídricos na sub bacia do Salgado (Figura 5) é coordenada pelo Comitê da Bacia Hidrográfica do Salgado (CBH-Salgado), que trabalha em parceria com instituições como a Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos (COGERH) para garantir a sustentabilidade e a distribuição eficiente da água (INESP, 2009).

De acordo com dados do IBGE, em 2010, o Município de Lavras da Mangabeira contava com apenas 27,7% de cobertura de esgotamento sanitário adequado. Essa deficiência no saneamento básico contribui para diversos problemas no município, incluindo o aumento de internações hospitalares devido a doenças relacionadas à falta de saneamento, como a diarreia. Segundo dados do SUS (Sistema Único de Saúde), em 2022, no município, a taxa de internações por diarreia foi de 503,2 por 100 mil habitantes (IBGE, 2022).

Figura 5 - Sub bacia do Salgado.



Fonte: Caderno Regional da sub bacia do Salgado (2009).

4.1.2 Caracterização do distrito de Amaniutuba

O Distrito de Amaniutuba (Figura 6), com uma população de 4.418 habitantes, enfrenta sérios desafios relacionados ao saneamento básico. O distrito, em sua maioria, não possui uma rede coletora de esgoto, o que resulta no descarte inadequado dos efluentes das residências diretamente nas ruas da comunidade. Esses esgotos acabam se acumulando e fluindo em direção à praça do distrito, que é o ponto mais baixo da localidade. Além disso, algumas residências contam com fossas sépticas e sumidouros, mas a prática comum é direcionar os esgotos para a rede de drenagem pluvial do distrito.

A ausência de uma rede coletora de esgoto agrava a situação, pois as águas residuárias se acumulam nos fundos de vale (Figuras 7 e 8), transformando-se em criadouros que atraem animais domésticos em busca de alimento e água. Essa condição não só compromete a saúde pública, mas também degrada o ambiente urbano, exigindo soluções urgentes para melhorar a infraestrutura de saneamento no local.

Figura 6 - Distrito de Amaniutuba, Lavras da Mangabeira, CE.



Fonte: Earth (2024).

Figura 7 - Diagnóstico da ausência de rede coletora na localidade.



Fonte: Autor (2024).

A Prefeitura Municipal de Lavras da Mangabeira, até o ano de 2019, não possuía um contrato de concessão de esgotamento sanitário com a Companhia de Água e Esgoto do Ceará (CAGECE), apesar da existência da Lei Nº 43, de 25 de novembro de 2003, que autoriza a concessão exclusiva à CAGECE para a exploração dos serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário no município.

Figura 8 - Diagnóstico da ausência de rede coletora na localidade.

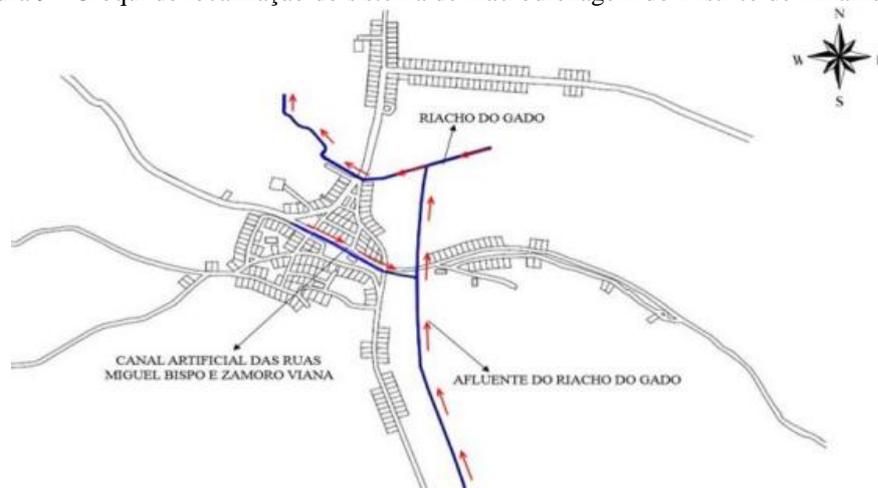


Fonte: Autor (2024).

Embora a responsabilidade de operação e manutenção do sistema de esgotamento sanitário seja da CAGECE, a empresa não opera o serviço no município. Diante dessa ausência, a administração municipal assumiu a responsabilidade, organizando-se institucionalmente para gerir o esgotamento sanitário, na sede do município e nos distritos. A Secretaria de Obras, dentro da estrutura da prefeitura, é a encarregada dessa tarefa, devido à inexistência de contrato com uma empresa privada para essa finalidade.

O sistema de macrodrenagem do distrito de Amaniutuba (Figura 9) é caracterizado principalmente por ser do tipo natural, com o Riacho do Gado e um de seus afluentes responsáveis pela drenagem das águas pluviais. O sistema de micro drenagem do distrito é composto por bueiros, sarjetas, bocas de lobo e pequenos canais.

Figura 9 - Croqui de localização do sistema de macrodrenagem do Distrito de Amaniutuba.



Fonte: Empatech (2015).

4.2 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE COLETA DE ESGOTO

O processo metodológico para elaboração do dimensionamento do sistema de coleta de esgoto se deu com a utilização do Google Earth, versão gratuita, de planilhas eletrônicas, *softwares* de desenho (CAD e/ou REVIT) e geográficos (QGIS/EARTH).

4.2.1 Normas técnicas

A NBR 9649 (ABNT, 1986) foi empregada para o dimensionamento das redes coletoras de esgoto sanitário. Esta norma estabelece as condições necessárias para a elaboração do projeto hidráulico-sanitário das redes coletoras de esgoto, que operam em lâmina livre, conforme a regulamentação específica das entidades responsáveis pelo planejamento e desenvolvimento do sistema de esgoto sanitário.

Além disso, a NBR 17015 (ABNT, 2023) apresenta o método convencional para a execução das redes coletoras de esgoto. Esta norma define as condições necessárias para a construção de redes coletoras de esgoto sanitário com tubos pré-fabricados de seção circular. A NBR 17015 (ABNT, 2023) se aplica tanto às obras realizadas diretamente pelas entidades responsáveis pela coleta de esgotos quanto às obras executadas por terceiros, mediante contrato.

4.2.2 Horizonte de projeto

Para a elaboração do projeto do sistema de esgotamento sanitário foi adotado um horizonte de projeto de 20 anos, a fim de garantir eficiência econômica, sustentabilidade ambiental e um gerenciamento adequado das águas residuais.

- a) Início de plano: 2024;
- b) Fim de plano: 2044.

4.2.3 Traçado da rede coletora

A geração da malha de coordenadas no Métrica TOPO é realizada diretamente no software, seguindo abordagens baseadas na representação topográfica e na Modelagem Digital do Terreno (MDT), sem necessidade de importar pontos externos. O programa possui ferramentas internas que permitem criar essa malha com base em configurações personalizadas pelo usuário. A malha de coordenadas pode ser estabelecida utilizando o sistema UTM (Universal Transverse Mercator), amplamente adotado em projetos topográficos no Brasil,

garantindo alta precisão e conformidade com os padrões nacionais para trabalhos de georreferenciamento.

O processo pode ser alinhado aos critérios da NBR 13133 (ABNT, 2021), que estabelece diretrizes para levantamentos topográficos, precisão de orientações e modelagens da superfície terrestre. Assim, a criação de uma malha de articulações no Métrica TOPO pode ser empregada para gerar um MDT, utilizando métodos como triangulação e interpolação por curvas de nível.

Ao gerar a malha de coordenadas, o Métrica TOPO utiliza automaticamente o SIRGAS 2000 como referência, assegurando que as coordenadas geradas estejam de acordo com esse padrão geodésico. O software permite configurar a zona UTM conforme a área do projeto, considerando que o Brasil possui diversas zonas UTM, como UTM 23S, 24S e 25S.

Neste trabalho, foi utilizada a ZONA UTM FUSO 24, com o meridiano central em 39°W. Foram identificadas e mapeadas todas as áreas que contribuirão para a rede coletora, incluindo áreas residenciais e comerciais.

4.2.4 Características da rede projetada

- Diâmetro nominal não inferior a 100 mm;
- O recobrimento não deve ser inferior 0,90m para coletor assentado no leito da via de tráfego;
- As caixas de inspeção serão distribuídas em mudanças de direções da via e em intervalos de 100m.

4.2.5 Cálculo populacional

Para estimativa do crescimento populacional, foram utilizados os dados coletados do Sistema de Recuperação Automática do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (SIDRA-IBGE) e da Secretaria de Saúde do Município. Os anos de 2000, 2010 e 2024 foram considerados para projetar a população para o ano de 2044, aplicando o método geométrico.

4.2.6 Coeficiente de retorno

De acordo com a NBR 9649 (ABNT, 1986) o coeficiente de retorno é a relação média entre os volumes de esgoto produzido e de água efetivamente consumida. Conforme o anexo A-8.1 da citada norma, para fins de cálculos, foi adotado 0,8.

4.2.7 Vazões

Para a relação da vazão total, é considerado a determinação da população por métodos matemáticos, consumo per capita, coeficiente de reforço do dia de maior consumo, coeficiente de reforço da hora de maior consumo, coeficiente de retorno e infiltração. Os dados iniciais da população foram retirados do censo do IBGE; com ausência de dados locais, a norma estabelece $k_1 = 1,2$, $k_2 = 1,5$ e o coeficiente de retorno igual a 0,8. A vazão máxima do início do plano é determinada pela Equação 01.

$$Q_i = \frac{C * k_2 * P_i * q}{86400} \quad (01)$$

Q_i : vazão total de início de plano (l/s);

C: Coeficiente de retorno;

k_2 : Coeficiente de reforço da hora de maior consumo;

P_i : População atendida no início de plano;

q: Consumo per capita.

A vazão máxima de final de plano será estabelecida pela Equação 02.

$$Q_f = \frac{C * k_1 * k_2 * P_f * q}{86400} \quad (02)$$

Q_f : vazão total de final de plano (l/s);

k_1 : Coeficiente de reforço do dia de maior consumo;

P_f : População atendida no final de plano.

Para cálculo das vazões nos trechos do coletor são consideradas as seguintes condições:

- Vazão a Montante: refere-se ao volume de esgoto que chega a um determinado ponto da rede coletora, acumulando o esgoto de todos os trechos anteriores;
- Vazão de Contribuição no Trecho: é calculada pela multiplicação da taxa de contribuição linear (volume de esgoto gerado por unidade de comprimento) pelo comprimento do trecho específico da rede coletora;
- Vazão a Jusante: é o volume total de esgoto que flui após um ponto específico da rede, obtido somando a vazão a montante com a vazão de contribuição do trecho.

4.2.8 Taxa de infiltração

A Taxa de Infiltração (TI) depende de várias condições locais, como o nível de água do lençol freático, a natureza do subsolo, a qualidade da execução da rede, o material da tubulação

e o tipo de junta utilizado. Segundo a NBR 9649 (ABNT, 1986), esse valor deve variar entre 0,05 e 1,0 l/s.km.

4.2.9 Taxa de contribuição linear

A taxa de contribuição linear em uma rede coletora de esgoto representa a quantidade de esgoto gerado por unidade de comprimento da rede. Conforme a NBR 9649 (ABNT, 1986), essa taxa é utilizada para dimensionar a capacidade das tubulações, garantindo que a rede possa transportar eficientemente o volume de esgoto gerado, logo será definida pelas Equações 03 e 04.

- Início de plano

$$T_{x \text{ inicial}} = \frac{Q_i}{L_{\text{total}}} \quad (03)$$

$T_{x \text{ inicial}}$ = Taxa de contribuição linear inicial

Q_i = Vazão inicial (m³/s)

L = comprimento total da rede (m)

- Fim de plano

$$T_{x \text{ final}} = \frac{Q_f}{L_{\text{total}}} \quad (04)$$

$T_{x \text{ final}}$ = Taxa de contribuição linear final

Q_f = Vazão final (m³/s)

4.2.10 Diâmetro

Conforme a NBR 9649 (ABNT, 1986), o diâmetro classifica a dimensão dos elementos de tubulação e acessórios, sendo que, em uma rede coletora de esgoto, ele não pode ser inferior a 100 mm. Para fins de cálculo, utiliza-se a Equação 05.

$$D = (0,0463 * \frac{Q_f}{\sqrt{I}})^{0,375} \quad (05)$$

Os valores calculados servem como parâmetro para a escolha do diâmetro comercial a ser adotado, optando-se pelo valor subsequente mais próximo ao resultado obtido. Caso esses valores não alcancem o mínimo estabelecido, utiliza-se o diâmetro de 100 mm.

4.2.11 Declividade

A declividade de cada trecho da rede coletora deve atender aos limites estabelecidos pela NBR 9649 (ABNT, 1986), não podendo ser inferior à mínima admissível, nem superior à máxima. Cada trecho deve ser verificado pelo critério de tensão trativa média, com valor mínimo de $\sigma_t = 1,0\text{Pa}$, calculada para a vazão inicial (Q_i) e utilizando um coeficiente de Manning $n = 0,013$. A declividade mínima e máxima são calculadas a partir das Equações 06 e 07.

$$I_{\min} \left(\frac{\text{m}}{\text{m}} \right) = 0,0055 * Q_f^{-0,47} \quad (06)$$

$$I_{\max} \left(\frac{\text{m}}{\text{m}} \right) = 4,65 * Q_f^{-0,67} \quad (07)$$

4.2.12 Tensão trativa

A tensão trativa é crucial no dimensionamento da rede coletora de esgoto. Ela assegura que os materiais dos coletores suportem as forças internas e externas, prolongando a vida útil do sistema. Além disso, garante que a velocidade do fluxo seja suficiente para evitar o acúmulo de sedimentos, promovendo a autolimpeza dos condutores. A tensão trativa também influencia diretamente a oxigenação do esgoto, essencial para controlar a formação de sulfetos, que podem causar corrosão e gerar odores desagradáveis, sendo esta calculada conforme a Equação 08.

$$\sigma_t = \lambda * RH * I \quad (08)$$

Sendo estes:

σ_t = Tensão trativa (Pa)

λ = peso específico da água, adota-se 10^4N/m^3 ;

RH = Raio hidráulico (m);

I = Declividade.

4.2.13 Velocidade crítica

A velocidade crítica está relacionada a declividade nas tubulações, estas sendo diretamente proporcionais. Consoante a NBR 9649 (ABNT, 1986), quando a velocidade excede a velocidade crítica, a maior lâmina d'água admissível deve ser limitada a 50% do diâmetro do coletor, garantindo a ventilação adequada do trecho. A definição da velocidade crítica se dá pela Equação 09.

$$V_c = 6 * (g * RH)^{\frac{1}{2}} \quad (09)$$

V_c = Velocidade crítica (m/s);

G = Gravidade (m/s²).

4.3 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

De acordo com a NBR 12208 (ABNT, 2020), estação elevatória é definida por um conjunto de estruturas e equipamentos destinados a promover o recalque do fluido, com a finalidade de efetuar sua elevação. Essas estruturas são especialmente importantes em áreas com topografia irregular, onde o escoamento natural do esgoto é inviável. Por meio de bombas hidráulicas, o esgoto é impulsionado até coletores principais ou estações de tratamento, evitando o acúmulo em locais mais baixos, o que poderia resultar em contaminação ambiental e riscos à saúde pública.

Durante a visita técnica, foi decidido pela não implementação de uma estação elevatória de esgoto.

4.4 DIMENSIONAMENTO DA ETE

Conforme estabelecido pela NBR 12209 (ABNT, 2011), foram definidas as seguintes etapas para o tratamento do esgoto.

4.4.1 *Tratamento preliminar*

Essa fase se dá pela remoção de sólidos grosseiros. Estes são removidos a partir de um processo físico, como pelo uso de um gradeamento. A retirada desses sólidos (areia, papéis, plástico, entre outros), evita o entupimento de tubulações e mal funcionamento das bombas, garantindo o funcionamento adequado nas etapas subsequentes.

Nesse processo de remoção os materiais de maior diâmetro ficam retidos no gradeamento grosseiro (espaçamento entre barras de 5 a 10 cm, usual de 7,5 cm), e os sólidos que ultrapassarem serão retidos no gradeamento médio (espaçamento entre barras de 2 a 4 cm, usual de 2,5 cm) e fino (espaçamento entre barras de 1 a 2 cm, usual de 1,4 ou 1,9 cm), e em sequência nas peneiras estáticas (com aberturas de 0,25 a 5,00 mm) (Nuvolari, 2011).

Para a remoção de areias, será utilizada uma caixa de areia, que através da sedimentação, os grãos decantam e ficam depositados no fundo da caixa. Esta precede a unidade de

bombeamento, visando preservar esses equipamentos da ação abrasiva da areia (Nuvolari, 2011).

Para medição da vazão instantânea utiliza-se a calha parshall, permitindo o escoamento contínuo do esgoto, além de possibilitar um baixo custo de infraestrutura e instalação.

Para remoção de óleos, graxas e gorduras, serão utilizadas caixas de gordura convencionais instaladas em cada residência, partir de um tempo de detenção mínimo necessário para a remoção.

4.4.2 Lagoas de estabilização

As lagoas de estabilização são sistemas de tratamento biológico nos quais a matéria orgânica é degradada por processos de oxidação através da atuação de bactérias, sendo aeróbias ou anaeróbias, e/ou por redução fotossintética das algas presentes no sistema.

- Lagoa de estabilização anaeróbia:

A lagoa de estabilização anaeróbia é eficiente na remoção de matéria orgânica, esta requer um baixo custo operacional.

Para determinação da vazão utiliza-se as Equações 01 e 02, sendo considerado a soma das vazões em cada bacia. O volume da lagoa será calculado a partir da Equação 10.

$$V_a = \frac{L_i * Q}{\lambda_v} \quad (10)$$

V_a = Volume da lagoa anaeróbia (m^3)

L_i = DBO afluente (g/m^3);

Q = Vazão (m^3/dia);

λ_v = taxa de carga volumétrica ($g/m^3.dia$).

A detenção hidráulica será dada em dias, sendo este o tempo que o esgoto precisa permanecer na lagoa para ser tratado e atingir os parâmetros requeridos, sendo esta calculada a partir da Equação 11.

$$TDH = \frac{V_a}{Q} \quad (11)$$

TDH = Tempo de detenção hidráulico (dias);

V_a = Volume da lagoa anaeróbia (m^3);

Q = Vazão (m^3/dia).

A área da lagoa será delimitada pela relação do volume da lagoa e a altura, conforme a Equação 12, sendo a área expressa em m² e altura estabelecida pelo projetista.

$$A = \frac{Va}{H} \quad (12)$$

A= Área da lagoa (m²);

H= Altura (m).

- Lagoa facultativa

a) A Equação 13 será utilizada para determinação da máxima carga superficial.

$$\lambda_s = 20 * T - 120 \quad (13)$$

λ_s = Máxima carga superficial (kg.DBO/hab.dia);

T = Temperatura (°C).

b) A determinação da área da lagoa será estabelecida pela Equação 14.

$$A = \frac{10 * L_i * Q}{\lambda_s} \quad (14)$$

λ_s = Carga de DBO5 de projeto (kg/hab.dia);

Q = Vazão (m³/dia);

L_i = DBO afluente (g/m³).

c) O tempo de detenção hidráulico será determinado pela Equação 15.

$$TDH = \frac{V}{Q} \quad (15)$$

TDH = Tempo de detenção hidráulico (dias);

V= Volume (m³);

Q= Vazão (m³/s).

d) Serão adotadas as seguintes considerações:

Profundidade: 1 a 1,8 m;

A relação entre comprimento e largura: 2 a 3:1;

5 RESULTADOS E ANÁLISES

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos por meio de cálculos executados através de planilha digital.

5.1 DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA

Nesta seção, será detalhado o processo de cálculo do trecho 4 (PV3 – PV4). Este procedimento foi aplicado aos demais trechos, conforme pode ser verificado na Tabela de Dimensionamento da Rede Coletora (Apêndice A).

5.1.1 Cálculo populacional

Conforme disponibilizado no SIDRA-IBGE, foi coletado o número de habitantes em determinados anos, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 - Dados populacionais.

Ano	Pessoas
2000	4382
2010	4397
2024	4418

Fonte: Autor (2024).

A partir do método geométrico, ou crescimento exponencial, é definido um coeficiente de crescimento geométrico (kg), que é calculado conforme a Equação 16.

$$kg = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{T_2 - T_0} \quad (16)$$

Logo, considerando os anos de 2000 e 2024, e aplicando na Equação 16, tem-se que:

$$kg = \frac{\ln 4418 - \ln 4392}{2024 - 2000}$$

$$kg = 0,000246$$

A partir dessa consideração é estabelecido a estimativa da população total (Equação 17) do ano de 2044.

$$P_t = P_0 * e^{kg*(T-T_0)} \quad (17)$$

Para cálculo da estimativa populacional do ano de 2044, tem-se que:

$$P_{2044} = 4392 * e^{0,000246*(2044-2000)}$$

$$P_{2044} = 4440 \text{ habitantes}$$

5.1.2 Definição dos trechos

Os trechos foram definidos a partir das condições topográficas. Ao todo foram 115 trechos, incluindo 89 Poços de Visita (PV's), 25 Terminais de Limpeza (TL's) e 2 Estações de Tratamento de Esgoto (ETE's). O traçado foi dividido em trechos, cada um correspondendo à distância entre caixas de passagem, terminal de limpeza ou ETE, em sua maioria os trechos não excedam o comprimento de 100 metros, com exceção de alguns trechos que não haviam contribuição.

5.1.3 Cotas dos trechos

Após a análise do estudo topográfico, os trechos e acessórios sanitários foram determinados. No sistema de referência geodésico, a cota foi definida a partir do nível médio do mar. Ao examinar o trecho 4 (PV3 – PV4), foi observado que a elevação do terreno na parte montante é de 247 metros, enquanto na parte jusante é de 246 metros (Tabela 2).

Tabela 2 - Trechos selecionados do dimensionamento da rede coletora.

Trecho		Extensão		Cotas (PV a Montante) (m)			Cotas (PV a Jusante) (m)		
Inicial	Final	(m)	(km)	Terr.	Coletor	Recobrimento	Terr.	Coletor	Recobrimento
TL-1	PV-1	100	0,1	246	245,1	0,90	246	245,1	0,90
PV-1	PV-2	100	0,1	246	245,1	0,90	247	245,1	1,90
PV-2	PV-3	55	0,055	247	245,1	1,90	247	245,1	1,90
PV-3	PV-4	100	0,1	247	245,1	1,90	246	245,1	0,90
PV-4	PV-5	100	0,1	246	245,1	0,90	245	244,1	0,90
PV-5	PV-6	100	0,1	245	244,1	0,90	245	244,1	0,90
PV-6	PV-7	100	0,1	245	244,1	0,90	244	242,9	1,10
PV-7	PV-8	100	0,1	244	242,9	1,10	244	242,9	1,10
PV-8	PV-9	92	0,092	244	242,9	1,10	244	242,9	1,10
PV-9	PV-10	100	0,1	244	242,9	1,10	243	242,1	0,90
PV-10	PV-11	100	0,1	243	242,1	0,90	243	242,1	0,90
TL-4	PV-84	100	0,1	256	255,1	0,90	255	254,1	0,90
PV-84	PV-22	90	0,09	255	254,1	0,90	255	254,1	0,90
PV-22	PV-21	70	0,07	255	254,1	0,90	254	253,1	0,90
PV-21	PV-20	80	0,08	254	253,1	0,90	251	250,1	0,90

Fonte: Autor (2024).

5.1.4 Parâmetros do projeto

Para os parâmetros utilizados, foram considerados: critérios locais, a partir das características geográficas, as normas técnicas e métodos matemáticos.

- a) Consumo de água per capita (q): 150 l/hab.dia;
- b) Coeficiente do dia de maior consumo (k1): 1,2;
- c) Coeficiente da hora de maior consumo (k2): 1,5;
- d) Coeficiente de retorno esgoto/água (C): 0,8;

- e) População de início de plano (Pi): 4418 hab;
- f) População de final de plano (Pf): 4440 hab;
- g) Coeficiente de Manning (η): 0,013;
- h) Comprimento integral da rede ($\sum L$): 9,319 km.

5.1.5 Taxa de contribuição linear

- a) Taxa de contribuição linear inicial

Vazão inicial, conforme Equação 01:

$$Q_i = \frac{0,8 * 1,5 * 4418 * 150}{86400}$$

$$Q_i = 9,20 \text{ l/s}$$

Taxa de contribuição inicial, conforme Equação 03:

$$T_{xi} = \frac{9,20}{9319}$$

$$T_{xi} = 0,00099 \frac{\text{l}}{\text{s}} \cdot \text{m}$$

- b) Taxa de contribuição linear final

Vazão final, conforme Equação 02:

$$Q_f = \frac{0,8 * 1,5 * 4440 * 150}{86400}$$

$$Q_f = 11,10 \text{ l/s}$$

Taxa de contribuição inicial, conforme Equação 04:

$$T_{xf} = \frac{11,10}{9319}$$

$$T_{xf} = 0,00119 \frac{\text{l}}{\text{s}} \cdot \text{m}$$

Foi utilizada a vazão mínima de 1,5 l/s conforme recomendação da NBR 9.649 (ABNT, 1986).

5.1.6 Vazões para início e final de plano (montante, trecho, jusante)

As vazões foram calculadas tanto para o início quanto para o final do plano (Tabela 3). No trecho 4 (PV3-PV4), a vazão à montante corresponde ao valor da vazão na jusante do trecho anterior (PV2-PV3). A vazão do trecho é obtida multiplicando-se o comprimento do trecho pela taxa de contribuição. A vazão na jusante é a soma das vazões de montante e do trecho. Após esses cálculos, verifica-se se a vazão na jusante é menor que 1,5 l/s; caso seja, adota-se o valor de 1,5 l/s.

Tabela 3 - Vazões de início e final de plano de trechos selecionados.

Trecho		Vazões (Início de plano) (l/s)				Vazões (final de plano) (l/s)			
Inicial	Final	Mont.	Trecho	Jusante	Projeto	Mont.	Trecho	Jusante	Projeto
TL-1	PV-1	0,000	0,099	0,099	1,5	0,000	0,119	0,119	1,5
PV-1	PV-2	0,099	0,099	0,198	1,5	0,119	0,119	0,238	1,5
PV-2	PV-3	0,198	0,054	0,252	1,5	0,238	0,066	0,304	1,5
PV-3	PV-4	0,252	0,099	0,351	1,5	0,304	0,119	0,423	1,5
PV-4	PV-5	0,351	0,099	0,449	1,5	0,423	0,119	0,542	1,5
PV-5	PV-6	0,449	0,099	0,548	1,5	0,542	0,119	0,661	1,5
PV-6	PV-7	0,548	0,099	0,647	1,5	0,661	0,119	0,780	1,5
PV-7	PV-8	0,647	0,099	0,746	1,5	0,780	0,119	0,899	1,5
PV-8	PV-9	0,746	0,091	0,837	1,5	0,899	0,110	1,009	1,5
PV-9	PV-10	0,837	0,099	0,935	1,5	1,009	0,119	1,128	1,5
PV-10	PV-11	0,935	0,099	1,034	1,5	1,128	0,119	1,247	1,5
TL-4	PV-84	0,000	0,099	0,099	1,5	0,000	0,119	0,119	1,5
PV-84	PV-22	0,099	0,089	0,188	1,5	0,119	0,107	0,226	1,5
PV-22	PV-21	0,188	0,069	0,257	1,5	0,226	0,083	0,310	1,5
PV-21	PV-20	0,257	0,079	0,336	1,5	0,310	0,095	0,405	1,5

Fonte: Autor (2024).

5.1.7 Declividades (mínima, máxima e do trecho)

A declividade do terreno (Tabela 4) no trecho 4 (PV3-PV4), foi determinada pela Equação 18.

$$I_{\text{ter}} = \frac{\text{Cota terreno (mon)} - \text{Cota terreno (jus)}}{\text{Extensão do trecho}} \quad (18)$$

$$I_{\text{ter}} = \frac{247 - 246}{100}$$

$$I_{\text{ter}} = 0,01 \text{ m/m}$$

A declividade mínima do trecho 4 (PV3-PV4), foi determinada conforme a Equação 06.

$$I_{\text{min}} = 0,0055 * 1,5^{-0,47}$$

$$I_{\text{min}} = 0,0045 \text{ m/m}$$

07. A declividade máxima do trecho 4 (PV3-PV4), foi determinada conforme a Equação

$$I_{\text{máx}} = 4,65 * 1,5^{-0,67} \text{ m/m}$$

$$I_{\text{máx}} = 3,5438 \text{ m/m}$$

Tabela 4 - Declividades de trechos selecionados.

TRECHO		Declividades			
Inicial	Final	Terreno	Mínima	Máxima	Coletor
TL-1	PV-1	0	0,0045	3,5438	0,0045
PV-1	PV-2	-0,0100	0,0045	3,5438	0,0045
PV-2	PV-3	0	0,0045	3,5438	0,0045
PV-3	PV-4	0,0100	0,0045	3,5438	0,0100
PV-4	PV-5	0,0100	0,0045	3,5438	0,0100
PV-5	PV-6	0	0,0045	3,5438	0,0045
PV-6	PV-7	0,0100	0,0045	3,5438	0,0100
PV-7	PV-8	0	0,0045	3,5438	0,0045
PV-8	PV-9	0	0,0045	3,5438	0,0045
PV-9	PV-10	0,0100	0,0045	3,5438	0,0100
PV-10	PV-11	0	0,0045	3,5438	0,0045
TL-4	PV-84	0,0100	0,0045	3,5438	0,0100
PV-84	PV-22	0	0,0045	3,5438	0,0045
PV-22	PV-21	0,0143	0,0045	3,5438	0,0143
PV-21	PV-20	0,0375	0,0045	3,5438	0,0375

Fonte: Autor (2024).

Se a inclinação do terreno estiver dentro do intervalo entre a inclinação mínima e máxima permitidas, adota-se a inclinação do terreno como a do coletor. Caso a inclinação do terreno seja inferior à mínima, utiliza-se a inclinação mínima. Se a inclinação do terreno exceder a máxima, adota-se a inclinação máxima. Logo, a declividade selecionada foi a declividade do terreno.

5.1.8 Diâmetro da rede coletora

O diâmetro do trecho 4 (PV3-PV4) foi calculado conforme a Equação 05.

$$D = (0,0463 * \frac{1,5}{\sqrt{0,01}})^{0,375}$$

$$D = 65,4 \text{ mm}$$

O diâmetro mínimo adotado foi de 100 mm (Tabela 5), sendo utilizado este valor sempre que os cálculos resultassem em um diâmetro inferior.

Tabela 5 - Diâmetros de trechos selecionados.

Trecho		Dm nec. (mm)	Dm com. adot. (mm)	Dm com. adot.(m)
Inicial	Final			
TL-1	PV-1	75,8	100	0,1
PV-1	PV-2	75,8	100	0,1
PV-2	PV-3	75,8	100	0,1
PV-3	PV-4	65,4	100	0,1
PV-4	PV-5	65,4	100	0,1
PV-5	PV-6	75,8	100	0,1
PV-6	PV-7	65,4	100	0,1
PV-7	PV-8	75,8	100	0,1
PV-8	PV-9	75,8	100	0,1
PV-9	PV-10	65,4	100	0,1
PV-10	PV-11	75,8	100	0,1
TL-4	PV-84	65,4	100	0,1
PV-84	PV-22	75,8	100	0,1
PV-22	PV-21	61,2	100	0,1
PV-21	PV-20	51,1	100	0,1

Fonte: Autor (2024).

Três segmentos da rede apresentaram diâmetro de 150 mm, enquanto dois segmentos tiveram 200 mm. Os demais segmentos possuem o diâmetro de 100 mm.

5.1.9 Lâmina líquida

Para cálculo da lâmina líquida é necessário utilizar a relação da vazão sobre a raiz da declividade do coletor. Logo, para o trecho 4 (PV3-PV4), tem-se que:

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = \frac{1,5}{\sqrt{0,01}} * 10^{-3}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = 0,015$$

Em seguida, utilizando a Tabela de Dimensionamento e Verificações de Tubulações de Esgoto – Fórmula de Manning (Anexo A), verifica-se a lâmina líquida com base no resultado da relação entre a vazão e a raiz quadrada da declividade (Figura 10).

Figura 10 - Trecho selecionado da Tabela auxiliar (Anexo A).

y/D	0	0,05	0,1	0,125	0,15	0,175	0,2	0,225	0,25	0,275	0,3	0,325	0,35	0,375	0,4	0,425
a	0	0,9021	0,287	1,4455	1,5908	1,7264	1,8546	1,9769	2,0944	2,2081	2,3186	2,4265	2,5322	2,6362	2,7389	2,8405
f(a)	0	0,0302	0,1312	0,2092	0,3054	0,4193	0,5502	0,6976	0,8607	1,0386	1,2304	1,4353	1,6521	1,8798	2,1174	2,3635
Rh/D	0	0,033	0,064	0,078	0,093	0,107	0,121	0,134	0,147	0,159	0,171	0,182	0,193	0,204	0,214	0,224
D (mm)																
100	0	0,0002	0,0011	0,0017	0,0025	0,0034	0,0045	0,0057	0,0071	0,0085	0,0101	0,0118	0,0136	0,0155	0,0174	0,0194
150	0	0,0007	0,0032	0,0051	0,0074	0,0102	0,0133	0,0169	0,0209	0,0252	0,0298	0,0348	0,04	0,0456	0,0513	0,0573
200	0	0,0016	0,0068	0,0109	0,0159	0,0219	0,0287	0,0364	0,0449	0,0542	0,0642	0,0749	0,0862	0,0981	0,1105	0,1234

Fonte: Adaptado de AZEVEDO FILHO (2022).

Como o trecho selecionado possui um diâmetro de 100 mm, a relação entre a vazão e a raiz quadrada da declividade (foi definido os valores imediatamente superiores ao valor encontrado, quando este não estava expresso na tabela, optando-se dessa forma pela não interpolação dos valores), resultou em 0,0155, indicando o valor de 0,375 para a lâmina líquida e 0,204 para o raio hidráulico (Tabela 6).

Tabela 6 - Lâmina líquida de trechos selecionados.

Trecho		Relação		Líquida (Y/D)		Rh/d	
Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
TL-1	PV-1	0,0222	0,0222	0,475	0,475	0,242	0,242
PV-1	PV-2	0,0222	0,0222	0,475	0,475	0,242	0,242
PV-2	PV-3	0,0222	0,0222	0,475	0,475	0,242	0,242
PV-3	PV-4	0,0150	0,015	0,375	0,375	0,204	0,204
PV-4	PV-5	0,0150	0,015	0,375	0,375	0,204	0,204
PV-5	PV-6	0,0222	0,0222	0,475	0,475	0,242	0,242
PV-6	PV-7	0,0150	0,015	0,375	0,375	0,204	0,204
PV-7	PV-8	0,0222	0,0222	0,475	0,475	0,242	0,242
PV-8	PV-9	0,0222	0,0222	0,475	0,475	0,242	0,242
PV-9	PV-10	0,0150	0,015	0,375	0,375	0,204	0,204
PV-10	PV-11	0,0222	0,0222	0,475	0,475	0,242	0,242
TL-4	PV-84	0,0150	0,015	0,375	0,375	0,204	0,204
PV-84	PV-22	0,0222	0,0222	0,475	0,475	0,242	0,242
PV-22	PV-21	0,0125	0,0125	0,350	0,350	0,193	0,193
PV-21	PV-20	0,0077	0,0077	0,275	0,275	0,159	0,159

Fonte: Autor (2024).

5.1.10 Verificação das velocidades

Para verificar as velocidades, é necessário consultar o Anexo A e analisar a relação entre a velocidade e a raiz quadrada da declividade. No diâmetro de 100 mm, com uma lâmina líquida de 0,375, observa-se que o valor 5,74 (Figura 11) corresponde ao resultado dessa relação.

Figura 11 - Trecho selecionado da Tabela auxiliar (Anexo A).

y/D	0	0,05	0,1	0,125	0,15	0,175	0,2	0,225	0,25	0,275	0,3	0,325	0,35	0,375	0,4	
D (mm)																
100	0	1,69	2,64	3,04	3,4	3,73	4,05	4,34	4,61	4,86	5,1	5,33	5,54	5,74	5,93	V/Raiz(D)
150	0	2,21	3,46	3,98	4,45	4,89	5,3	5,68	6,04	6,37	6,69	6,99	7,26	7,53	7,77	
200	0	2,68	4,19	4,82	5,4	5,93	6,42	6,88	7,32	7,72	8,1	8,46	8,8	9,12	9,42	
250	0	3,11	4,86	5,29	6,26	6,88	7,45	7,99	8,49	8,96	9,4	9,82	10,21	10,58	10,93	

Fonte: Adaptado de AZEVEDO FILHO (2022).

Logo, a velocidade no trecho se dá pela multiplicação de 5,74 pela raiz quadrada da declividade. Sendo assim, conforme a Tabela 7, a velocidade no trecho é 0,574 m/s.

Tabela 7 - Velocidades de trechos selecionados.

Trecho		Vf/Raizi		Velocidade (m/s)		Velocidade crítica	
Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
TL-1	PV-1	6,43	6,43	0,434	0,434	2,922	2,922
PV-1	PV-2	6,43	6,43	0,434	0,434	2,922	2,922
PV-2	PV-3	6,43	6,43	0,434	0,434	2,922	2,922
PV-3	PV-4	5,74	5,74	0,574	0,574	2,683	2,683
PV-4	PV-5	5,74	5,74	0,574	0,574	2,683	2,683
PV-5	PV-6	6,43	6,43	0,434	0,434	2,922	2,922
PV-6	PV-7	5,74	5,74	0,574	0,574	2,683	2,683
PV-7	PV-8	6,43	6,43	0,434	0,434	2,922	2,922
PV-8	PV-9	6,43	6,43	0,434	0,434	2,922	2,922
PV-9	PV-10	5,74	5,74	0,574	0,574	2,683	2,683
PV-10	PV-11	6,43	6,43	0,434	0,434	2,922	2,922
TL-4	PV-84	5,74	5,74	0,574	0,574	2,683	2,683
PV-84	PV-22	6,43	6,43	0,434	0,434	2,922	2,922
PV-22	PV-21	5,54	5,54	0,662	0,662	2,609	2,609
PV-21	PV-20	4,86	4,86	0,941	0,941	2,368	2,368

Fonte: Autor (2024).

A velocidade crítica no trecho se dá consoante a Equação 09.

$$V_c = 6 * (9,8 * 0,204 * 0,1)^{\frac{1}{2}}$$

$$V_c = 2,6 \text{ m/s}$$

Logo, a velocidade do trecho é inferior a velocidade crítica.

5.1.11 Tensão trativa

Como o raio hidráulico não foi determinado, é necessário utilizar a relação entre o raio hidráulico e o diâmetro do tubo, conforme disposto na Tabela de Dimensionamento (Apêndice A). Para isso, multiplique o diâmetro do trecho, que é 0,1 m, pela relação fornecida para obter o raio hidráulico. Dessa forma, conforme a Equação 8 obtém-se a tensão trativa.

$$\sigma_t = 0,204 * 0,1 * 0,01 * 10^4$$

$$\sigma_t = 2,04 \text{ Pa}$$

De acordo com a NBR 9649 (ABNT, 1986), cada trecho deve ser verificado a tensão trativa, não podendo ser inferior a 1 Pa. Consoante a Tabela 8 e a Equação 08, tem-se que a tensão trativa no trecho 4 (PV3-PV4) é de 2,04 Pa.

Tabela 8 - Tensão trativa em trechos selecionados.

Trecho		Rh/d		Tensão trativa	
Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
TL-1	PV-1	0,242	0,242	1,10	1,10
PV-1	PV-2	0,242	0,242	1,10	1,10
PV-2	PV-3	0,242	0,242	1,10	1,10
PV-3	PV-4	0,204	0,204	2,04	2,04
PV-4	PV-5	0,204	0,204	2,04	2,04
PV-5	PV-6	0,242	0,242	1,10	1,10
PV-6	PV-7	0,204	0,204	2,04	2,04
PV-7	PV-8	0,242	0,242	1,10	1,10
PV-8	PV-9	0,242	0,242	1,10	1,10
PV-9	PV-10	0,204	0,204	2,04	2,04
PV-10	PV-11	0,242	0,242	1,10	1,10
TL-4	PV-84	0,204	0,204	2,04	2,04
PV-84	PV-22	0,242	0,242	1,10	1,10
PV-22	PV-21	0,193	0,193	2,76	2,76
PV-21	PV-20	0,159	0,159	5,96	5,96

Fonte: Autor (2024).

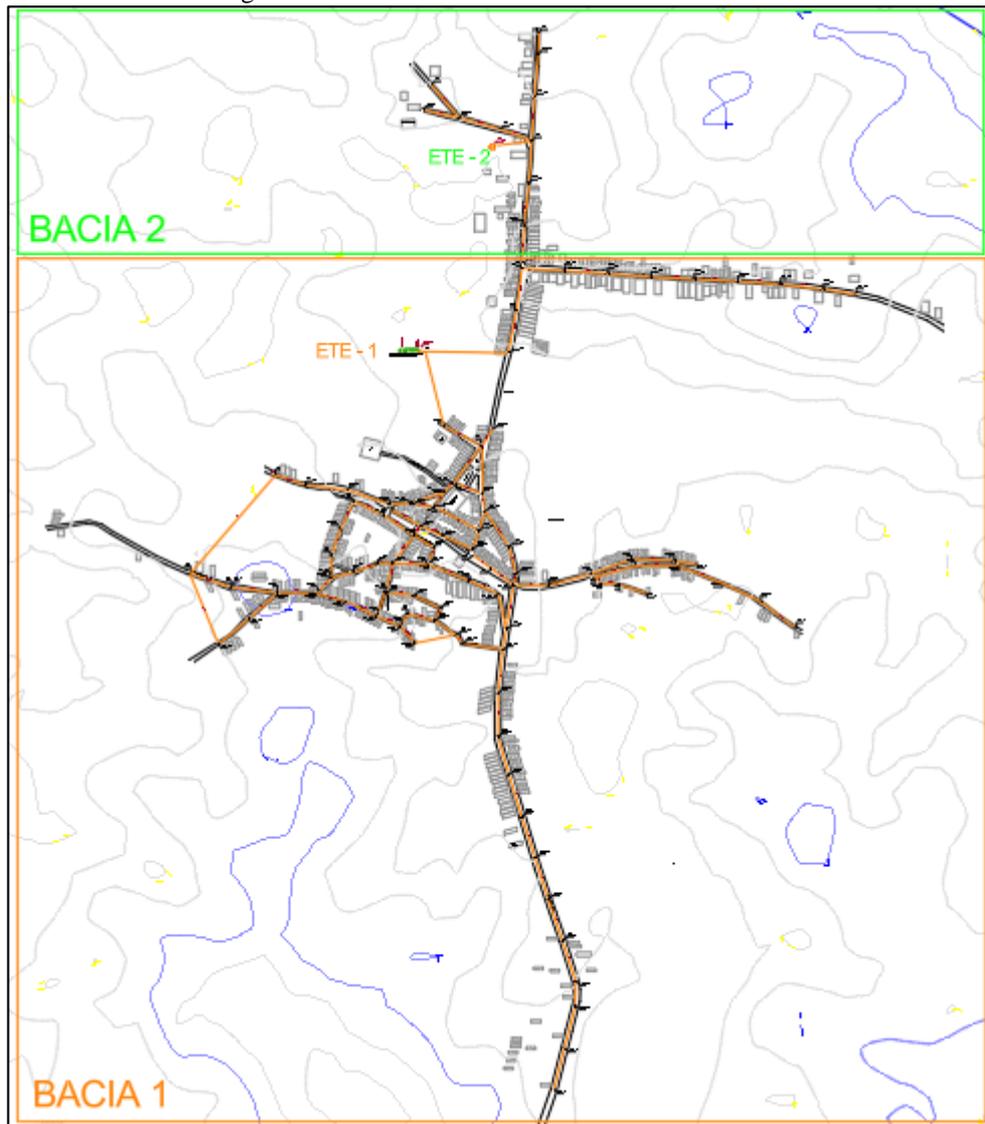
5.2 DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO

A análise das condições geográficas indicou que o fluxo da rede coletora da bacia 2 não ocorreria por gravidade em direção a ETE 1, o que tornaria necessária a instalação de uma estação elevatória como solução. No entanto, por decisão de projeto, optou-se pela alocação de uma nova Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), eliminando a necessidade de implementar uma estação elevatória e consequentemente reduzindo custos energéticos.

5.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

O sistema foi dividido em duas micro bacias, cada uma com seu próprio sistema de rede coletora, recebendo uma Estação de Tratamento de Efluentes (ETE) individual (Figura 12).

Figura 12 - Divisão das micro bacias – Amaniutuba.



Fonte: Autor (2024).

Para o sistema completo, em relação as vazões de final, tem-se as vazões média (Equação 19), mínima (Equação 20) e máxima (Equação 21).

$$Q_{\text{méd}} = \frac{p * P * C}{86400} \quad (19)$$

$$Q_{\text{méd}} = \frac{150 * 4440 * 0,8}{86400}$$

$$Q_{\text{méd}} = 6,17 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{mín}} = Q_{\text{méd}} * 0,5 \quad (20)$$

$$Q_{\text{mín}} = 6,17 * 0,5$$

$$Q_{\text{mín}} = 3,08 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{méd}} * K_1 * K_2 \quad (21)$$

$$Q_{\text{máx}} = 6,17 * 1,2 * 1,5$$

$$Q_{\text{máx}} = 11,10 \text{ l/s}$$

Considerando as divisões das duas micro bacias, tem-se que para a ETE-1, conforme dimensionamento da rede coletora, uma vazão máxima 11 l/s e para a ETE-2, por considerações de projeto, será considerado uma vazão máxima de 1,5 l/s. A Tabela 9 apresenta as vazões para as duas ETE's.

Tabela 9 - Vazões (l/s) mín, méd e máx de final de plano nas ETE's 1 e 2.

	ETE 1	ETE 2
Qméd (l/s)	6,11	0,83
Qmin (l/s)	3,06	0,42
Qmáx (l/s)	11	1,5

Fonte: Autor (2025).

5.3.1 Estação de Tratamento 1

A ETE – 1 receberá todo o fluxo das águas residuais da micro bacia 1.

a) Calha parshal

Para manter constante o nível da água na Caixa de Areia (CA), é necessário aplicar um rebaixamento ao fundo da Calha Parshall (CP). Portanto, o dimensionamento da CP deve ser precedido pelo dimensionamento da CA. A lâmina d'água sobre a CA é definida por H - z, onde H representa a lâmina d'água na CP e z o rebaixamento.

Figura 13 - Dados e parâmetros das Calhas Parshall padronizadas.

GARGANTA (W)		VAZOES (l/s)		DIMENSÕES (mm)									
(pol)	(cm)	mínima	máxima	A	B	C	D	E	F	G	L	K	N
1	2,54	0,14	5,66	363	356	93	168	356	76	203	637	19	29
3	7,62	0,80	53,80	467	457	179	259	610	152	305	914	25	57
6	15,24	1,40	110,50	621	610	394	397	610	305	610	1525	76	114
9	22,86	2,50	252,00	880	864	381	575	762	305	457	1626	76	114
12	30,48	3,10	456,00	1372	1344	610	845	914	610	915	2869	76	114
18	45,72	4,20	696,60	1448	1420	762	1026	914	610	915	2945	76	114
24	60,96	11,90	937,30	1524	1496	914	1499	914	610	915	3021	76	114
36	91,44	17,30	1427,30	1676	1645	1219	1572	914	610	915	3170	76	114
48	121,92	36,80	1922,70	1829	1785	1524	1937	914	610	915	3310	76	114
60	152,40	45,30	2423,90	1981	1941	1829	2302	914	610	915	3466	76	114
72	182,88	73,60	2930,80	2134	2080	2134	2667	914	610	915	3605	76	114
84	213,36	85,00	3437,70	2286	2240	2438	3032	914	610	915	3765	76	114
96	243,84	99,10	3950,20	2438	2392	2743	3397	914	610	915	3917	76	114

Fonte: Silva (2008)

Considerando as vazões mínimas e máximas da Tabela 9 será utilizada uma Garganta (W) de 3" (Figura 13) para a calha parshal da ETE 1.

Para verificação da altura das lâminas d'água utiliza-se a Equação 22.

$$Q = KH^N \quad (22)$$

Figura 14 - Valores de K e n para cálculo das lâminas d'água nas CP.

pol	W		n	K	
	cm			Un. métrica	Un. americana
3	7,62		1,547	0,176	0,0992
6	15,24		1,580	0,381	2,06
9	22,86		1,530	0,535	3,07
12	30,48		1,522	0,690	4,00
18	45,72		1,538	1,054	6,00
24	60,96		1,550	1,426	8,00
36	91,44		1,566	2,182	12,00
48	121,92		1,578	2,935	16,00
60	152,40		1,587	3,728	20,00
72	182,88		1,595	4,515	24,00
84	213,36		1,601	5,306	28,00
96	243,84		1,606	6,101	32,00

Fonte: Silva (2008).

Consoante a Equação 22, dados da Figura 14 e a Tabela 9, verifica-se a altura máxima e mínima. Sendo as vazões aplicadas em m³/s.

$$0,011 = 0,176 * H_{m\acute{a}x}^{1,547}$$

$$H_{m\acute{a}x} = 0,168 \text{ m.}$$

$$0,003 = 0,176 * H_{m\acute{i}n}^{1,547}$$

$$H_{m\acute{i}n} = 0,073 \text{ m.}$$

É necessário que haja um rebaixamento da cota da calha. Dessa forma o rebaixamento (S) é definido conforme a Equação 23.

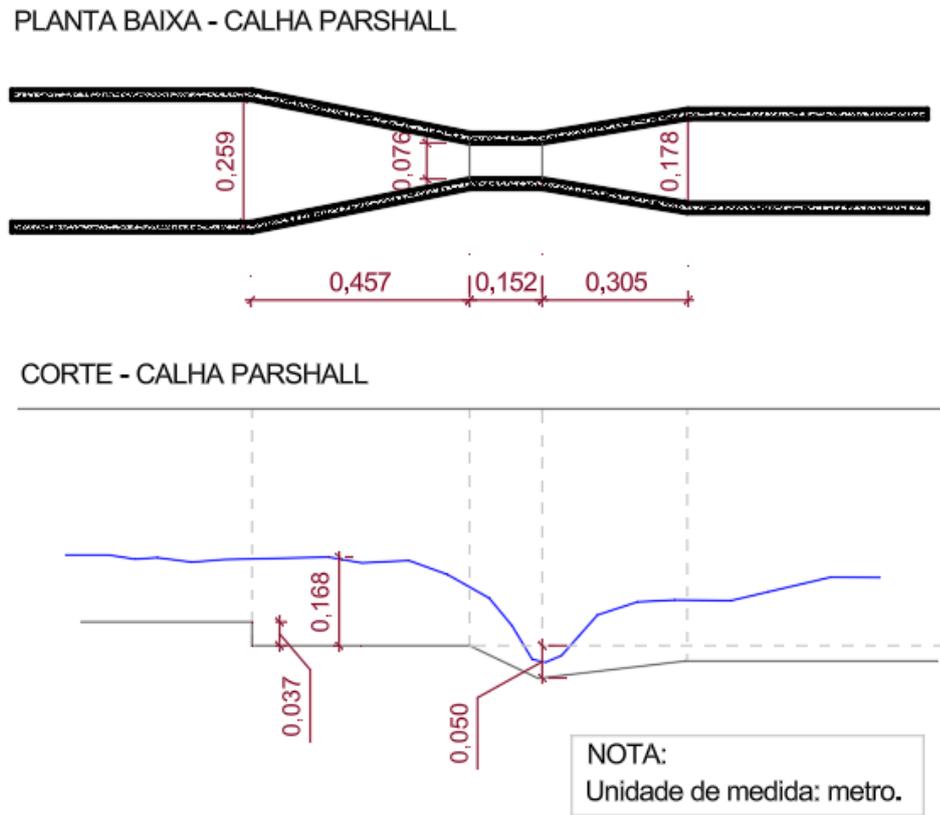
$$\frac{Q_{min}}{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{H_{min} - S}{H_{m\acute{a}x} - S} \quad (23)$$

$$\frac{0,003}{0,011} = \frac{0,073 - S}{0,168 - S}$$

$$S = 0,037 \text{ m.}$$

Consoante aos parâmetros da Figura 13, tem-se os detalhes em planta da calha parshall (Figura 15).

Figura 15 - Detalhamento da calha parshall da ETE 1.



Fonte: Autor (2025).

b) Gradeamento

Para a retenção dos materiais sólidos, a fim de garantir eficiência no sistema, foi utilizado os parâmetros descritos na Tabela 10, conforme recomendado por Jordão e Pessoa (1995).

Tabela 10 - Parâmetros do gradeamento.

Seção (cm)	0,80 x 5
Espaçamento entre barras (cm)	2,5
Ângulo de inclinação (°)	60

Fonte: Autor (2025).

Á área útil é expressa pela Equação 24.

$$A_u = \frac{Q}{V} \quad (24)$$

$$Au = \frac{0,011}{0,30}$$

$$Au = 0,037 \text{ m}^2$$

Á área do canal na entrada da grade é determinada pela Equação 25.

$$S = Au * \frac{a + t}{a} \quad (25)$$

S = Área do canal até o nível d'água (m²);

a = Espaçamento entre barras (m);

t = Espessura entre as barras (m).

$$S = 0,037 * \frac{0,025 + 0,008}{0,025}$$

$$S = 0,048 \text{ m}^2$$

- A eficiência da grade, segundo Azevedo Netto (s.d, apud CAERN 2011), é mensurada conforme a Equação 26.

$$E = \frac{t}{t + a} \quad (26)$$

$$E = \frac{0,025}{0,025 + 0,008}$$

$$E = 75,8 \%$$

- A área da seção do canal da grade é calculada conforme a Equação 27.

$$Ac = \frac{Au}{E} \quad (27)$$

$$Ac = \frac{0,04}{0,758}$$

$$Ac = 0,05 \text{ m}^2$$

- A velocidade do canal de acesso à grade é determinada de acordo com a Equação 28.

$$V = \frac{Q_{\text{máx}}}{Ac} \quad (28)$$

$$V = \frac{0,011}{0,05}$$

$$V = 0,227 \text{ m/s}$$

- O comprimento do canal de acesso à grade, é calculado segundo Souto (1990, apud CAERN, 2011), conforme a Equação 29.

$$L = \frac{Q_{med} * T_{dc}}{A_c} \quad (29)$$

T_{dc} = Tempo de detenção do canal da grade, será adotado 3s.

$$L = \frac{0,0061 * 3}{0,05}$$

$$L = 0,38 \text{ m}$$

- Perda de carga na grade, é determinada segundo Jordão (1995, apud CAERN, 2011), conforme a Equação 30.

$$H_f = 1,43 * \frac{V_g^2 - V_0^2}{2 * g} \quad (30)$$

V_g = Velocidade do fluxo entre as barras, será adotado 0,60 m/s;

V_0 = Velocidade do fluxo no canal de acesso à grade (m/s);

g = Constante de aceleração da gravidade (m/s²).

$$H_f = 1,43 * \frac{0,6^2 - 0,0225^2}{2 * 9,8}$$

$$H_f = 0,0225 \text{ m}$$

- A largura teórica do canal da grade, é determinada pela Equação 31.

$$b_g = \frac{A_c}{(H_{máx} - S)} \quad (31)$$

$$b_g = \frac{0,05}{(0,168 - 0,037)}$$

$$b_g = 0,374 \text{ m}$$

- O número de barras na grade é estimado de acordo com a Equação 32.

$$N = \frac{B_g - a}{(t + a)} \quad (32)$$

$$N = \frac{0,374 - 0,025}{(0,008 + 0,025)}$$

$$N \cong 11 \text{ barras}$$

- A largura real do canal da grade é definida conforme a Equação 33.

$$Bg = N * (a + t) + a \quad (33)$$

$$Bg = 11 * (0,025 + 0,008) + 0,025$$

$$Bg = 0,374 \text{ m}$$

c) Caixa de areia

As caixas de areia são projetadas para remover partículas com diâmetro maior que 0,2 mm e peso específico de 2,65 g/ml. A altura da lâmina de água sobre o reservatório de areia é estabelecida com base nas condições do controlador de velocidade, que pode ser qualquer tipo de vertedouro, nessa situação, a calha parshall. Dessa forma a altura útil da caixa de areia é a diferença da altura máxima da calha parshall pela sua cota de rebaixamento.

Para cálculo das dimensões da caixa de areia será utilizada as recomendações da NBR 12209 (ABNT, 2011), a vazão consoante aos dados da Tabela 9 e a altura útil, conforme representado na Tabela 11.

Tabela 11 - Dados para dimensionamento da Caixa de Areia.

Velocidade	Vazão	Altura útil
0,30 m/s	0,011 m ³ /s	0,131 m

Fonte: Autor (2025).

Largura (Equação 34).

$$B = \frac{Q}{\text{Vel} * H_{\text{útil}}} \quad (34)$$

$$B = \frac{0,011}{0,30 * 0,131}$$

$$B = 0,28 \text{ metros.}$$

Comprimento (Equação 35). Para a velocidade de sedimentação (V_s) adota-se 0,019 m/s.

$$L = \frac{Q}{B * V_s} \quad (35)$$

$$L = \frac{0,11}{0,28 * 0,019}$$

$$L = 2,06 \text{ m}$$

Dessa forma, para a CA tem-se as seguintes medidas teóricas:

- Largura = 0,28 metros
- Comprimento = 2,06 metros.

Devido a turbulência na entrada e saída da caixa de areia, será considerado um acréscimo de 50% no comprimento teórico, conforme recomendação de Metcalf & Eddy (1979) e na largura será considerado 0,30 metros. Dessa forma tem-se as seguintes medidas para execução:

- Largura = 0,30 metros, conforme representado na Figura 16.
- Comprimento = 3,10 metros, conforme representado na Figura 17.

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011), deve-se fazer um rebaixamento de 0,20 metros (Figura 17) no fundo da caixa de areia, para fins de deposição do material.

- A área superficial é determinada consoante a Equação 36.

$$A = b * L \quad (36)$$

$$A = 0,30 * 3,10$$

$$A = 0,93 \text{ m}^2$$

- Segundo Jordão (s.d, apud CAERN 2011), para verificar o volume de material que ficará retido na caixa de areia, utiliza-se a Equação 37.

$$Mr = Q_{med} * R \quad (37)$$

R= Taxa de retenção da caixa de areia, adota-se 0,00003.

$$Mr = 527,5 * 0,00003$$

$$Mr = 0,02 \text{ m}^3$$

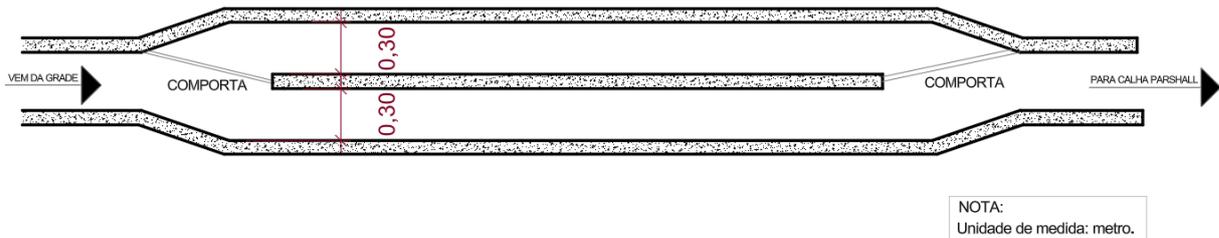
O volume do acúmulo de areia é proporcional ao tempo de limpeza (i), sendo este considerado 15 dias. Para determinar esse acúmulo utiliza-se a Equação 38.

$$\text{Vacum} = i * Mr \quad (38)$$

$$\text{Vacum} = 15 * 0,02$$

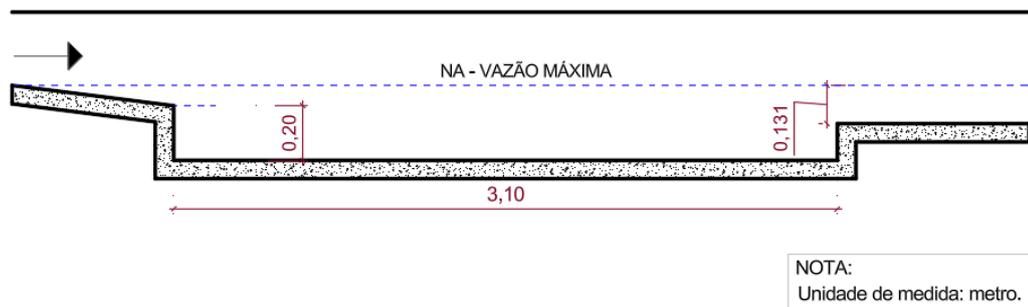
$$\text{Vacum} = 0,024 \text{ m}^3$$

Figura 16 - Detalhe em planta - caixa de areia da ETE 1.



Fonte: Autor (2025).

Figura 17 - Detalhe em corte - caixa de areia da ETE 1.



Fonte: Autor (2025).

d) Lagoa anaeróbia

Tem-se como parâmetros para dimensionamento da lagoa anaeróbia os dados descritos na Tabela 12.

Tabela 12 - Parâmetros para dimensionamento da lagoa anaeróbia.

DBO afluente	350 g/m ³
Vazão	950,4 m ³ /dia
Taxa de carga volumétrica	300 g/m ³ .dia

Fonte: Autor (2025).

A Taxa de carga volumétrica é determinada conforme os parâmetros estabelecidos na Figura 18. A taxa apresenta uma remoção de 60%. A vazão considerada foi de 11 l/s.

Figura 18 - Parâmetros para determinação da taxa de aplicação vol. e remoção de DBO5.

Temperatura média do mês mais frio do ano (°C)	Taxa de aplicação volumétrica (g DBO ₅ . m ⁻³ .d ⁻¹)	Remoção de DBO ₅ (%)	Fonte
< 10	100	40	Mara & Pearson (1986) [Ref.2]
10-20	20.T - 100	2T + 20	
> 20	300	60	
	100 a 400 Recomendado: 250		Silva & Mara

T: Temperatura (°C)

Fonte: Mara e Pearson (1986, apud Parnaíba Júnior 2020).

O volume da lagoa será calculado conforme a Equação 10.

$$V_a = \frac{350 * 950,4}{300}$$

$$V_a = 1108,80 \text{ m}^3$$

Tempo de detenção hidráulico (Equação 11).

$$TDH = \frac{1108,80}{950,40}$$

$$TDH = 1,17 \text{ dias}$$

Para determinação da área da lagoa (Equação 12), será adotado uma profundidade de 4,50 metros.

$$A = \frac{1108,80}{4,50}$$

$$A = 246,40 \text{ m}^2$$

A lagoa anaeróbia da ETE-1 tem as dimensões conforme descrito na Tabela 13.

Tabela 13 - Dimensões da Lagoa Anaeróbia – ETE 1.

Altura	4,50
Largura	10,00
Comprimento	25,00

Fonte: Autor (2025).

e) Lagoa facultativa

As lagoas facultativas primárias devem ter uma profundidade entre 1 e 1,8 metros, com uma relação comprimento/largura entre 2:1 e 3:1. A carga orgânica superficial recomendada para a região nordestina é de até 400 kg DBO/ha.dia, sendo que a usual varia de 200 a 350 kg

DBO/ha.dia. Esta carga é determinada pela Equação 13, considerando uma temperatura de 25 °C.

$$\text{Máx carga superficial} = 20 \cdot 25 - 120$$

$$\text{Máx carga superficial} = 380 \text{ kg} \cdot \frac{\text{DBO}}{\text{hab}} \cdot \text{dia}$$

Área da lagoa facultativa (Equação 14). O DBO efluente da lagoa facultativa será considerado a partir do DBO afluente da lagoa anaeróbia, sendo este 60% removido.

$$A = \frac{10 \cdot 140 \cdot 950,40}{380}$$

$$A = 3501,5 \text{ m}^2$$

Será considerado uma altura de 1,8 metros e uma proporção de 3:1 para comprimento e largura. Dessa forma o comprimento teórico é de 102,48 metros e a largura 34,16 metros. Para execução do projeto será adotado 110 metros de comprimento por 40 metros de largura.

Tempo de detenção hidráulico (Equação 15).

$$\text{TDH} = \frac{7920}{950,40}$$

$$\text{TDH} \approx 8,33 \text{ dias}$$

A Tabela 14 apresenta o resumo das dimensões da lagoa facultativa da ETE-1.

Tabela 14 - Dimensões da lagoa facultativa - ETE 1.

Profundidade (m)	1,8
Largura (m)	40
Comprimento (m)	110

Fonte: Autor (2025).

A partir dos valores obtidos será analisada a eficiência do sistema.

- Cálculo do coeficiente de remoção de DBO.

De acordo com Lima (1984, apud CAERN 2011) e Rolim (1990, apud CAERN 2011), o coeficiente de velocidade de remoção da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) pode ser estimado utilizando a Equação 39.

$$K_1 = 0,796 * TDH^{-0,355} * 1,085^{T-26} \quad (39)$$

k_1 = Coeficiente da velocidade de remoção de DBO (l/dia);

T = Temperatura média do líquida na lagoa (°C).

$$K_1 = 0,796 * 8,33^{-0,355} * 1,085^{25-26}$$

$$K_1 = 0,35 \text{ l/dia}$$

- Cálculo da eficiência da lagoa facultativa para remoção de DBO, consoante a Equação 40.

$$e_{\text{fac}} = \frac{100 * K_1 * TDH}{1 + K_1 * TDH} \quad (40)$$

$$e_{\text{fac}} = \frac{100 * 0,35 * 8,33}{1 + 0,35 * 8,33}$$

$$e_{\text{fac}} = 74,23\%$$

- Cálculo da carga orgânica do efluente da lagoa facultativa, conforme a Equação 41.

$$S_1 = (1 - e_{\text{fac}}) * L_i \quad (41)$$

$$S_1 = (1 - 0,75) * 140$$

$$S_1 = 36,40 \text{ mg/l}$$

- Cálculo do coeficiente de remoção de coliformes fecais.

Segundo Pearson (s.d. apud CAERN 2011) estima-se o coeficiente da velocidade de remoção de coliformes fecais (micro-organismos patogênicos) pela Equação 42.

$$K_b = 2,6 * (1,19)^{T-20} \quad (42)$$

$$K_b = 2,6 * (1,19)^{25-20}$$

$$K_b = 6,20 \text{ l/dia}$$

- Cálculo do número de coliformes fecais no efluente, de acordo com a Equação 43.

$$N_1 = \frac{N_0}{1 + K_b * TDH} \quad (43)$$

N_0 = Número de coliformes fecais afluentes à lagoa facultativa (adotado)

$$N_1 = \frac{30000000}{1 + 6,20 * 8,33}$$

$$N_1 = 569213 \text{ CF/100ml}$$

- Cálculo da eficiência de remoção de coliformes fecais, conforme a Equação 44.

$$e_{CF1} = \frac{N_0 - N_1}{N_0} * 100 \quad (44)$$

$$e_{CF1} = \frac{30000000 - 569213}{30000000} * 100$$

$$e_{CF1} = 98,10\%$$

5.3.2 Estação de Tratamento 2

A ETE – 2 receberá todo o fluxo das águas residuais da micro bacia 2.

a) Calha parshall

Considerando as vazões mínimas e máximas da Tabela 9 será utilizada uma Garganta (W) de 3” para a calha parshall (Figura 13). Consoante a Equação 22, e os dados da Figura 14, verifica-se a altura máxima e mínima.

$$0,002 = 0,176 * H_{\text{máx}}^{1,547}$$

$$H_{\text{máx}} = 0,046 \text{ metros}$$

$$0,00042 = 0,176 * H_{\text{mín}}^{1,547}$$

$$H_{\text{mín}} = 0,02 \text{ metros}$$

É necessário que haja um rebaixamento da cota da calha. Dessa forma o rebaixamento (S) é definido conforme Equação 23.

$$\frac{0,00042}{0,002} = \frac{0,02 - S}{0,046 - S}$$

$$S = 0,013 \text{ m}$$

b) Gradeamento

Para a retenção dos materiais sólidos, a fim de garantir eficiência no sistema, foi utilizado os parâmetros descritos na Tabela 10, conforme recomendado por Jordão e Pessoa (1995).

Á área útil é expressa pela Equação 24.

$$A_u = \frac{0,0015}{0,30}$$

$$A_u = 0,005 \text{ m}^2$$

Á área do canal na entrada da grade é determinada pela Equação 25.

$$S = 0,005 * \frac{0,025 + 0,008}{0,025}$$

$$S = 0,0066 \text{ m}^2$$

- A eficiência da grade, segundo Azevedo Netto (s.d, apud CAERN 2011), é mensurada conforme a Equação 26.

$$E = \frac{0,025}{0,025 + 0,008}$$

$$E = 75,8 \%$$

- A área da seção do canal da grade é calculada conforme a Equação 27.

$$A_c = \frac{0,00346}{0,758}$$

$$A_c = 0,0045 \text{ m}^2$$

- A velocidade do canal de acesso à grade é determinada de acordo com a Equação 28.

$$V = \frac{0,0015}{0,0045}$$

$$V = 0,328 \text{ m/s}$$

- O comprimento do canal de acesso à grade, é calculado segundo Souto (1990, apud CAERN, 2011), conforme a Equação 29.

$$L = \frac{0,0008 * 3}{0,0045}$$

$$L = 0,55 \text{ m}$$

- Perda de carga na grade, é determinada segundo Jordão (1995, apud CAERN, 2011), conforme a Equação 30.

$$H_f = 1,43 * \frac{0,6^2 - 0,328^2}{2 * 9,8}$$

$$H_f = 0,0184 \text{ m}$$

- A largura teórica do canal da grade, é determinada pela Equação 31.

$$b_g = \frac{0,0045}{(0,046 - 0,013)}$$

$$b_g = 0,139 \text{ m}$$

- O número de barras na grade é estimado de acordo com a Equação 32.

$$N = \frac{0,139 - 0,025}{(0,008 + 0,025)}$$

$$N \cong 4 \text{ barras}$$

- A largura real do canal da grade é definida conforme a Equação 33.

$$B_g = 4 * (0,025 + 0,008) + 0,025$$

$$B_g = 0,157 \text{ m}$$

c) Caixa de areia

Para cálculo das dimensões da CA, tem-se os dados apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Dados para dimensionamento da caixa de areia.

Velocidade	Vazão	Altura útil
0,30 m/s	0,0015 m ³ /s	0,033 m

Fonte: Autor (2025).

A altura útil da caixa de areia é a diferença da altura máxima da calha parshall pela sua cota de rebaixamento.

Largura (Equação 34).

$$B = \frac{0,0015}{0,30 * 0,033}$$

$$B = 0,15 \text{ m}$$

Comprimento (Equação 35).

$$L = \frac{0,0015}{0,019 * 0,11}$$

$$L = 0,52 \text{ m}$$

Dessa forma, para a CA, tem-se as seguintes medidas teóricas:

- Largura = 0,15 m.
- Comprimento = 0,52 m.

Devido a turbulência na entrada e saída da caixa de areia, será considerado um acréscimo de 50% no comprimento teórico, conforme recomendação de Metcalf & Eddy (1979). Dessa forma será adotado as seguintes medidas para execução:

- Largura = 0,15 m.
- Comprimento = 0,80 m.

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011), deve-se fazer um rebaixamento de 0,20 metros no fundo da caixa de areia, para fins de deposição do material.

- A área superficial é determinada consoante a Equação 36.

$$A = 0,15 * 0,80$$

$$A = 0,12 \text{ m}^2$$

- Segundo Jordão (s.d, apud CAERN 2011), para verificar o volume de material que ficará retido na caixa de areia, utiliza-se a Equação 37.

$$Mr = 71,71 * 0,00003$$

$$Mr = 0,0022 \text{ m}^3$$

O volume do acúmulo de areia é proporcional ao tempo de limpeza (i), sendo este considerado 15 dias. Para determinar esse acumuludo utiliza-se a Equação 38.

$$\text{Vacum} = 15 * 0,0022$$

$$\text{Vacum} = 0,032 \text{ m}^3$$

d) Lagoa facultativa

A máxima carga superficial é determinada pela Equação 13.

$$\text{Máx carga superficial} = 20 \cdot 25 \cdot 120$$

$$\text{Máx carga superficial} = 380 \text{ kg} \cdot \frac{\text{DBO}}{\text{hab}} \cdot \text{dia}$$

Área da lagoa facultativa (Equação 14).

$$A = \frac{10 \cdot 350 \cdot 129,6}{380}$$

$$A = 1193,68 \text{ m}^2$$

Será considerado uma altura de 1,8 metros e uma proporção de 3:1 para comprimento e largura. Dessa forma o comprimento será de 60 metros e a largura 20 metros.

Tempo de detenção hidráulico (Equação 15).

$$\text{TDH} = \frac{2160}{129}$$

$$\text{TDH} \approx 16,67 \text{ dias}$$

A Tabela 16 descreve o resumo das dimensões da lagoa facultativa da ETE-2.

Tabela 16 - Dimensões da lagoa facultativa – ETE 2.

Profundidade (m)	1,8
Largura (m)	20
Comprimento (m)	60

Fonte: Autor (2025).

A partir dos valores obtidos será analisada a eficiência do sistema.

- Cálculo do coeficiente de remoção de DBO, conforme a Equação 39.

$$K_1 = 0,796 \cdot 16,67^{-0,355} \cdot 1,085^{25-26}$$

$$K_1 = 0,27 \text{ l/dia}$$

40. - Cálculo da eficiência da lagoa facultativa para remoção de DBO, consoante a Equação

$$e_{\text{fac}} = \frac{100 * 0,27 * 16,67}{1 + 0,27 * 16,67}$$

$$e_{\text{fac}} = 81,83\%$$

- Cálculo da carga orgânica do efluente da lagoa facultativa, conforme Equação 41.

$$S_1 = (1 - 0,81) * 350$$

$$S_1 = 63,60 \text{ mg/l}$$

- Cálculo do coeficiente de remoção de coliformes fecais, consoante a Equação 42.

$$K_b = 2,6 * (1,19)^{25-20}$$

$$K_b = 6,20 \text{ l/dia}$$

- Cálculo do número de coliformes fecais no efluente, de acordo com a Equação 43.

$$N_1 = \frac{30000000}{1 + 6,20 * 16,67}$$

$$N_1 = 287332 \text{ CF/100ml}$$

- Cálculo da eficiência de remoção de coliformes fecais, conforme Equação 44.

$$e_{\text{CF1}} = \frac{30000000 - 287332}{30000000} * 100$$

$$e_{\text{CF1}} = 99,04\%$$

RESUMO DO DIMENSIONAMENTO - ETE - 1

1 – Gradeamento

s = Seção das barras da grade	8 x 50 mm.
d = Espaçamento entre barras	25 mm.
a = inclinação das barras	60°.
Lg = Comprimento do canal de acesso à grade	0,38 m.
Bg = Largura real do canal da grade	0,374 m.
N = Número de barras na grade	11 barras.

2 – Caixa de areia

i = intervalo entre limpezas da caixa de areia	15 dias.
H max = Lâmina d'água máxima na caixa de areia	0,131 m.
b = Largura do canal da caixa de areia	0,30 m.
L = Comprimento da caixa de areia	3,10 m.
Hacum = Profundidade para acúmulo de material	0,20 m.

3 – Calha Parshall

W = Largura da garganta da calha Parshall	3,00 pol.
Hmin = Altura mínima da lâmina d'água	0,073 m.
Hmax = Altura máxima da lâmina d'água	0,168 m.
S = Rebaixamento da garganta da calha Parshall	0,037 m.

4 – Lagoa anaeróbia

Vazão de dimensionamento	950,4 m ³ /dia.
Taxa de carga volumétrica	300 g/m ³ .dia..
DBO afluente	350 g/m ³ .dia.
Tempo de detenção	1,17 dias.
Volume da lagoa	1108,8 m ³ .
Área da lagoa facultativa	246,40 m ²
Largura da lagoa facultativa (a meio profundidade)	10 m.
Comprimento da lagoa facultativa (a meia profundidade)	25 m.
Profundidade da lagoa facultativa	4,5 m.

5 – Lagoa facultativa

Vazão de dimensionamento	950,4 m ³ /dia.
Máxima carga superficial	380 kg.DBO/hab.dia.
Tempo de detenção	8,33 dias.
Área da lagoa facultativa	3501,5 m ² .
Largura da lagoa facultativa	40 m.
Comprimento da lagoa facultativa (a meia profundidade)	110 m.
Profundidade da lagoa facultativa	1,8 m.
Carga orgânica média do afluente (DBO afluente)	140 g/m ³ .dia.
Carga orgânica efluente da lagoa da lagoa (DBO efluente)	36,01 g/m ³ .dia.
Coliformes fecais afluentes ao sistema	30.000.000,00 CF/100 ml
Coliformes fecais efluentes ao sistema	569213 CF/100 ml
Eficiência da lagoa facultativa na remoção de DBO	74,23 %
Eficiência da lagoa facultativa na remoção de CF	98,10 %

RESUMO DO DIMENSIONAMENTO - ETE - 2

1 – Gradeamento

s = Seção das barras da grade	8 x 50 mm.
d = Espaçamento entre barras	25 mm.
a = inclinação das barras	60°.
Lg = Comprimento do canal de acesso à grade	0,55 m
Bg = Largura real do canal da grade	0,157 m
N = Número de barras na grade	4 barras

2 – Caixa de areia

i = intervalo entre limpezas da caixa de areia	15 dias.
Hmax = Lâmina d'água máxima na caixa de areia	0,033 m.
b = Largura do canal da caixa de areia	0,15 m
L = Comprimento da caixa de areia	0,80 m
Hacum = Profundidade para acúmulo de material	0,20 m

3 – Calha Parshall

W = Largura da garganta da calha Parshall	3,00 pol.
Hmin = Altura mínima da lâmina d'água	0,020 m
Hmax = Altura máxima da lâmina d'água	0,046 m
S = Rebaixamento da garganta da calha Parshall	0,013 m

4 – Lagoa facultativa

Vazão de dimensionamento	129,60 m ³ /dia.
Máxima carga superficial	380 kg.DBO/hab.dia
Tempo de detenção	16,67 dias
Área da lagoa facultativa	1193,68 m ²
Largura da lagoa facultativa	20 m.
Comprimento da lagoa facultativa (a meia profundidade)	60 m.
Profundidade da lagoa facultativa	1,8 m.
Carga orgânica média do afluente (DBO afluente)	350 g/m ³ .dia.
Carga orgânica efluente da lagoa da lagoa (DBO efluente)	63,59 g/m ³ .dia.
Coliformes fecais afluentes ao sistema	30.000.000,00 CF/100 ml
Coliformes fecais efluentes ao sistema	287332 CF/100 ml
Eficiência da lagoa facultativa na remoção de DBO	81,83 %
Eficiência da lagoa facultativa na remoção de CF	99,04%

6 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo propor um sistema de esgotamento sanitário para o Distrito de Amaniutuba, localizado no Município de Lavras da Mangabeira, no Ceará, visando melhorar as condições de saneamento básico da região e, conseqüentemente, a qualidade de vida da população. A partir da análise dos resultados obtidos, foi possível concluir que a implementação de uma rede coletora de esgoto e estações de tratamento de efluentes (ETEs) é essencial para solucionar os problemas de saneamento enfrentados pela comunidade.

O dimensionamento da rede coletora de esgoto foi realizado com base nas normas técnicas da ABNT, especialmente a NBR 9649 (ABNT, 1986), que estabelece os critérios para projetos de redes coletoras de esgoto sanitário. Foram considerados aspectos como a topografia local, a projeção populacional, as vazões de esgoto, as declividades dos terrenos e a tensão trativa, garantindo que o sistema funcione de forma eficiente e sustentável. A rede projetada atende às necessidades atuais e futuras da população, com diâmetros adequados, declividades que permitem o escoamento por gravidade e a autolimpeza das tubulações, evitando obstruções e acúmulo de sedimentos.

A divisão do sistema em duas micro bacias, cada uma com sua própria ETE, mostrou-se uma solução viável e eficiente, eliminando a necessidade de estações elevatórias de esgoto e reduzindo custos operacionais. As ETEs projetadas utilizam tecnologias de tratamento preliminar e lagoas de estabilização, sendo estas anaeróbias e facultativas, que são adequadas para regiões com características semelhantes às de Amaniutuba. Essas lagoas apresentam baixo custo de implantação e manutenção, além de serem eficazes na remoção de matéria orgânica e na redução da carga poluidora dos efluentes.

Na Estação de Tratamento de Esgoto 1 (ETE 1), a lagoa anaeróbia possui um volume de 1.108,8 m³, enquanto a lagoa facultativa tem 6.302,7 m³. O sistema apresenta uma eficiência final de 74,23% na remoção de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) e 98,10% na remoção de Coliformes Fecais (CF). Já na Estação de Tratamento de Esgoto 2 (ETE 2), a lagoa facultativa tem um volume de 2.148,62 m³, com uma eficiência final de 81,83% na remoção de DBO e 99,04% na remoção de CF.

No destino final, as águas residuais tratadas podem ser encaminhadas ao Riacho do Gado, situado nas proximidades da Estação de Tratamento de Esgoto 1 (ETE-1), podem ser reutilizadas para a irrigação de pastagens destinadas a alimentação de animais ou liberadas em uma área de infiltração.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO (ANA). **Saneamento básico**. Disponível em: [https://www.gov.br/ana/pt-br/assuntos/noticias/panorama-do-saneamento-no-brasil-1](https://www.gov.br/ana/pt-br/assuntos/saneamento-basico/a-ana-e-o-saneamento#:~:text=O saneamento básico é o, manejo de águas pluviais urbanas. 2020. Acesso em: 10 março de 2024.</p><p>ANA. Panorama do saneamento no Brasil. [2023]. Disponível em: <a href=). Acesso em: 20 de maio de 2024.
- ANA. **Resolução ANA nº 420**, de 14 de dezembro de 2010. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 15 dez. 2010.
- ASSEMBLEIA LEGISLATIVA DO ESTADO DO CEARÁ. **Caderno Regional da Sub-bacia do Salgado**. Fortaleza: INESP. 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12208**: Projeto de sistema de abastecimento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13.969**: Projetos de sistemas de esgotamento sanitário – critérios de elaboração. Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13133**: Levantamentos topográficos: diretrizes. Rio de Janeiro, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 17015**: Execução de obras lineares para transporte de água bruta e tratada, esgoto sanitário e drenagem urbana, utilizando tubos rígidos, semirrígidos e flexíveis. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7229**: Coleta e análise de efluentes líquidos – procedimento. Rio de Janeiro, 1993.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9648**: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário – procedimento. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12209**: Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9649**: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1986.
- AZEVEDO FILHO, Alexander Augusto de; MANSO, Jonas Tadeu Faria Costa; ROCHA, João Paulo da; BATISTA, Samuel Oliveira; DIAS JUNIOR, Vicente. **Dimensionamento de redes coletoras de esgoto sanitário**. 2022.
- BRASIL. CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE (CONAMA). **Resolução CONAMA nº 357**, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água

e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 18 mar. 2005.

BRASIL. **Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007.** Institui a Política Nacional de Saneamento Básico. 2007.

BRASIL. **Lei nº 12.305, de 2 de agosto de 2010.** Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos. 2010.

BRASIL. **Constituição da República Federativa do Brasil de 1988.** Brasília, DF: Presidência da República, 1988. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/constituicao/constituicao.htm. Acesso em: 15 de maio de 2024.

BRASIL. **Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020.** Atualiza o marco legal do saneamento básico e altera diversas leis. Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2019-2022/2020/lei/114026.htm. Acesso em: 25 março de 2024.

BRASIL. **Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020.** Atualiza o marco legal do saneamento básico e altera diversas leis. Diário Oficial da União: seção 1, Brasília, DF, 16 jul. 2020.

BRASIL. **Metas e Bases para a Ação de Governo 1971.** Brasília, DF: Presidência da República, 1971. Disponível em: <https://bibliotecadigital.economia.gov.br/handle/123456789/1067>. Acesso em: 27 de março de 2024.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional. **Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB.** Brasília: MDR, 2023.

BRASIL. **Panorama do Saneamento Básico no Brasil – SNIS.** Ministério do Desenvolvimento Regional. Disponível em: <https://www.gov.br/mdr/pt-br/assuntos/saneamento/snis/produtos-do-snis/panorama-do-saneamento-basico-do-brasil>. Acesso em: 14 julho de 2024.

BRASIL. **Plano Nacional de Saneamento Básico - PLANSAB.** 2024. Disponível em: <https://www.gov.br/cidades/pt-br/acesso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/plano-nacional-de-saneamento-basico-plansab>, 2023. Acesso em: 10 de abril de 2024.

CALMON, Kátia Maria Nasiaseni. **Saneamento: os desafios atuais.** In: Infra-estrutura: perspectivas de reorganização; saneamento. Brasília: IPEA, 1999. p. 17.

COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO RIO GRANDE DO NORTE (CAERN). Dimensionamento das lagoas de estabilização: projeto de esgotamento sanitário de Jucurutu-RN. Rio Grande do Norte, 2011.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO (SABESP). **Desafios e Oportunidades no setor de saneamento: a visão Sabesp.** Saneamento básico no Brasil. 2011.

SABESP. **Tipos de tratamento de esgotos**. SABESP. [s. d]. Disponível em: <https://www.sabesp.com.br/o-que-fazemos/solucoes-para-esgotos/tratamento-esgotos/tipos-tratamento>. Acesso em: 7 de julho de 2024.

SABESP; JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY (JICA). **Como foi a evolução do saneamento básico no Brasil**. In: saneamento no brasil. 2003.

COMPANHIA DE SANEAMENTO DO PARANÁ (SANEPAR). **Manual de Orçamentação de Estudos e Projetos** - MOEP. 1ª Edição. Setembro de 2020.

COSTA R. H. P. G., TELLES, D. D. A. **Reúso da água: conceitos, teorias e práticas** (2ª ed. revista, atualizada e ampliada). Editora Blucher. 2010.

ENGENHARIA PARA O MEIO AMBIENTE LTDA-EMPATECH. **Relatório do diagnóstico técnico-participativo** (Produto C). Lavras da Mangabeira: Prefeitura Municipal de Lavras da Mangabeira. 2015.

FUNDAÇÃO NACIONAL DA SAÚDE - FUNASA. **Manual de saneamento**. 3. ed. rev. Brasília: Fundação Nacional de Saúde.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, IBGE. **Cidades: Lavras da Mangabeira – Panorama**. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/ce/lavras-da-mangabeira/panorama>, 2010. Acesso em: 08 de outubro de 2024.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, IBGE. **Cidades: Lavras da Mangabeira – Panorama**, 2022.

INSTITUTO NACIONAL DE ENSINO E PESQUISA – INESP. **Caderno regional da sub-bacia do Salgado**. Conselho de Altos Estudos e Assuntos Estratégicos, Assembleia Legislativa do Estado do Ceará. 2009.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Benefícios econômicos e sociais da expansão do saneamento no Brasil**. 2021. Disponível em: <https://tratabrasil.org.br/beneficios-economicos-e-sociais-da-expansao-do-saneamento-no-brasil/>. Acesso em: 15 de janeiro de 2025.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Eventos**. 2018. Disponível em: https://tratabrasil.org.br/?utm_source=social%20media&utm_medium=site&utm_campaign=blog&utm_content=eventositb-27032018. Acesso em: 18 de dezembro de 2024.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **O que é saneamento**. [s.d.]. Disponível em: <https://tratabrasil.org.br/o-que-e-saneamento/>. Acesso em: 16 de dezembro de 2024.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. **Tratamento de esgotos domésticos**. 6. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1995.

MARTINS, E. **Contabilidade de custos: análise e controle**. São Paulo: Atlas. 2010).

METCALF & EDDY. **Engenharia de águas residuais**: tratamento, descarte, reutilização. 2ª edição, McGraw-Hill, Nova York. 1979.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **Processos de tratamento de esgotos**: guia do profissional em treinamento: nível I. Brasília: Ministério das Cidades, 2008. 72 p.

MUNICÍPIO DE LAVRAS DA MANGABEIRA. **Lei Nº 43, de 25 de novembro de 2003**. Autoriza a concessão, com exclusividade, à Companhia de Água e Esgoto do Ceará – CAGECE, para a exploração dos serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário no Município de Lavras da Mangabeira e dá outras providências. 2003. Disponível em: <https://www.lavrasdamangabeira.ce.gov.br/leis.php?id=1078>. Acesso em: 10 de junho de 2024.

NUVOLARI, A. **Esgoto sanitário**: coleta, transporte, tratamento e reúso agrícola. 2ª ed. rev. atualizada e ampl. São Paulo: Blucher, 2011.

ORGANIZAÇÃO NAÇÕES UNIDAS (ONU). **Resolução A/RES/64/292**. Disponível em: <https://documents.un.org/doc/undoc/gen/n09/479/35/pdf/n0947935.pdf>. 2010. Acesso em: 15 de maio de 2024.

ORGANIZAÇÃO PAN-AMERICANA DA SAÚDE/ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE (OPAS/OMS). **Quase 2 bilhões de pessoas dependem de unidades de saúde sem serviços básicos de água**. 2020. Disponível em: <https://www.paho.org/pt/noticias/14-12-2020-quase-2-bilhoes-pessoas-dependem-unidades-saude-sem-servicos-basicos-agua>. Acesso em: 20 de junho de 2024.

PARNAIBA JUNIOR, José Augusto. **Proposição de projeto do sistema de esgotamento sanitário da cidade de Santa Helena - PB. Cajazeiras**: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, 2022. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Campus Cajazeiras, 2022.

SANTOS, M. A. dos. **Contabilidade de custos**. Universidade Federal da Bahia. 2017.

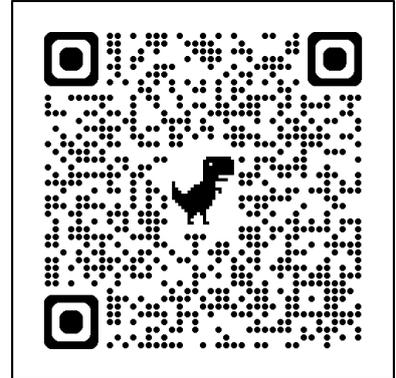
SILVA, V. M. da. **Sistemas urbanos de água e esgotos**. 2ª parte: sistemas de esgotos. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia. 2008.

WORLD HEALTH ORGANIZATION (WHO). **Water, sanitation and hygiene (WASH)**. 2024. Disponível em: https://www.who.int/health-topics/water-sanitation-and-hygiene-wash#tab=tab_2. Acesso em: 14 set. 2024.

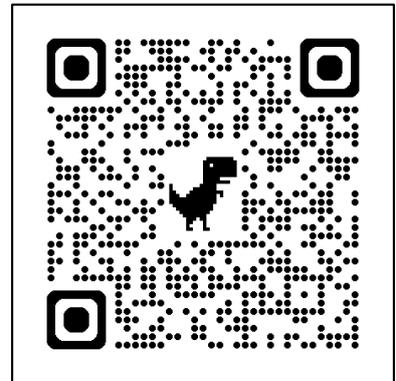
XAVIER, I. **Orçamento, planejamento e custos de obra**. São Paulo: FUPAM - Fundação para Pesquisa Ambiental, 2008.

APÊNDICE A

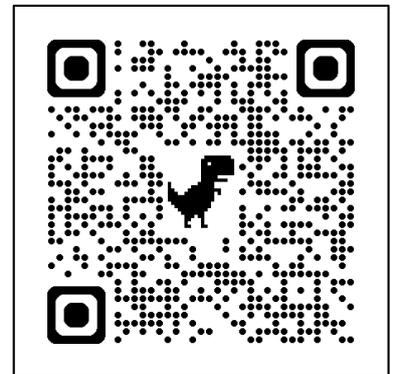
TABELA DE DIMENSIONAMENTO DA REDE
COLETORA E ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE
ESGOTO.



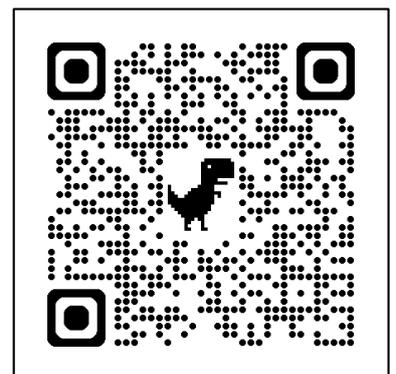
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO.



DETALHAMENTO – REDE COLETORA.



DETALHAMENTO DAS LAGOAS –
ANAERÓBIA E FACULTATIVA.



ANEXO A

TABELA DE DIMENSIONAMENTO E
VERIFICAÇÕES DE TUBULAÇÕES DE
ESGOTO – FÓRMULA DE MANNING.

