

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL**

RAPHAEL GIACOMINI PINHEIRO DE MORAES

**PROPOSTA DE TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO E LODO DE
FOSSA SÉPTICA PARA O MUNICÍPIO DE MARIANA PIMENTEL:
ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**PORTO ALEGRE
2021**

RAPHAEL GIACOMINI PINHEIRO DE MORAES

**PROPOSTA DE TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO E LODO DE
FOSSA SÉPTICA PARA O MUNICÍPIO DE MARIANA PIMENTEL:
ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de bacharel em Engenharia Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Maria Cristina de Almeida Silva

**PORTO ALEGRE
2021**

RAPHAEL GIACOMINI PINHEIRO DE MORAES

**PROPOSTA DE TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO E LODO DE
FOSSA SÉPTICA PARA O MUNICÍPIO DE MARIANA PIMENTEL:
ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA**

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul defendido e aprovado em 29/11/2021 pela Comissão avaliadora constituída pelos professores:

BANCA EXAMINADORA:

Prof^a. Maria Cristina de Almeida Silva (UFRGS)

Dr^a. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

Prof. Antônio Domingues Benetti

Dr. Pela Cornell University

Ian Rocha de Almeida

Me. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Conceito: A

**PORTO ALEGRE
2021**

CIP - Catalogação na Publicação

Giacomini Pinheiro de Moraes, Raphael
PROPOSTA DE TRATAMENTO DE ESGOTO SANITÁRIO E LODO
DE FOSSA SÉPTICA PARA O MUNICÍPIO DE MARIANA
PIMENTEL:
ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA / Raphael Giacomini
Pinheiro de Moraes. -- 2021.
142 f.
Orientadora: Maria Cristina de Almeida Silva.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto
de Pesquisas Hidráulicas, Curso de Engenharia
Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2021.
1. Sistema de Tratamento de Esgoto. 2. Reator
UASB. 3. Wetland Construído. 4. Tratamento
Preliminar. 5. Lodo de Fossa Séptica. I. Cristina de
Almeida Silva, Maria, orient. II. Título.

Dedico este trabalho à minha família,
amigos e professores, que me
proporcionaram as condições necessárias
para minha formação acadêmica e moral.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha mãe, Valquíria, e minha irmã, Roberta, que foram o suporte na minha jornada acadêmica e de crescimento moral, sendo elas exemplo de integridade, amor e humanidade. Agradeço às minhas chefes de estágio, Naiara e Rozane, as quais me espelho como excepcionais profissionais e indivíduos éticos. Agradeço à minha orientadora Dra. Maria Cristina por tamanho auxílio e dedicação no meu processo de elaboração deste trabalho. Todas estas foram grandiosas mulheres que tive o privilégio de conviver em minha jornada.

Agradeço aos meus amigos, em especial ao João Guilherme, Eduardo e Martim por terem tornado a minha vida mais leve e pelo companheirismo de torcer pela minha felicidade e sucesso. Por fim, presto agradecimento aos meus avós, que foram como pais para mim, sempre me mostrando o caminho do bem.

Para mim, é muito melhor compreender o universo como ele realmente é do que persistir no engano, por mais satisfatório e tranquilizador que possa parecer.

Carl Sagan.

RESUMO

MORAES, Raphael Giacomini Pinheiro de. **Proposta de tratamento de esgoto sanitário e lodo de fossa séptica para o Município de Mariana Pimentel**: Análise técnica e econômica. 2021. 142p. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Ambiental – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2021.

No contexto de compor um dos cenários da etapa de prognóstico do Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB) do Município de Mariana Pimentel, o presente trabalho propôs uma alternativa técnica e econômica para o tratamento de esgoto sanitário e de lodo de tanque/fossa séptico(a) (LFTS) gerados na referida localidade. Sugeriu-se, para tanto, a implantação e manutenção de sistemas de tratamento individuais para a zona rural, e, para a zona urbana, a adoção de um sistema coletivo para tratar o esgoto sanitário em conjunto com LFTS, sistema este que será composto por tratamento preliminar, reator UASB e *wetland* construído de escoamento vertical - WCV. Foi realizado dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), acompanhado de previsão orçamentária para a elaboração de todo o Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) - para o qual foi adotada proposta de rede coletora apresentada ao Poder Público Municipal pela Empresa CONCREMAT em 2005 - e avaliação preliminar de corpo receptor e do local para instalação da estação. O estudo utilizou dados coletados no Diagnóstico Técnico-Participativo da Situação do Saneamento Básico de Mariana Pimentel (2021), orientações de normas técnicas e bibliografias conceituadas, assim como visitas a campo. Os resultados auferidos demonstraram a viabilidade técnica da proposta, com custo estimado de R\$ 4.051.897,69 para implantação do SES. Por fim, reforçou-se a necessidade de que sejam ampliadas as coletas de dados, que se realizem revisões de coeficientes e dimensões adotados nas etapas do processo de tratamento e que se desenvolva um planejamento orçamentário detalhado.

Palavras-chave: Sistema de Esgotamento Sanitário. Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB). Tratamento Preliminar. Reator UASB. *Wetland* Construído.

ABSTRACT

MORAES, Raphael Giacomini Pinheiro de. **Proposta de tratamento de esgoto sanitário e lodo de fossa séptica para o Município de Mariana Pimentel: Análise técnica e econômica.** 2021. 142p. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Ambiental – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2021.

In the context of composing one of the scenarios of the predictive stage of the Municipal Basic Sanitation Plan (PMSB) of the Municipality of Mariana Pimentel, the present work proposed a technical and economical alternative for the treatment of sanitary sewage and septic tank/septic tank sludge (LFTS) generated in that location. It was suggested, therefore, the implementation and maintenance of individual treatment systems for the rural area. For the urban area, the adoption of a collective system to treat sanitary sewage in conjunction with LFTS, a system that will be composed of preliminary treatment, UASB reactor, and wetland constructed with the vertical flow - WCV. Dimensioning of the Sewage Treatment Plant (WWTP) was done, accompanied by a budget forecast to prepare the entire Sanitary Sewage System. A proposal for a collection network was adopted, presented to the Municipal Government by the Company CONCREMAT (2005) - and preliminary assessment of the receiving body and the location for the installation of the station. The study used data collected from the Technical-Participatory Diagnosis of the Situation of Basic Sanitation by Mariana Pimentel (2021), technical standards guidelines and reputable bibliographies, as well as field visits. The results obtained demonstrated the technical feasibility of the proposal, with an estimated cost of R\$ 4,051,897.69 for the implementation. Finally, it is necessary to expand data collection, revise coefficients and dimensions adopted in the treatment process stages, and develop detailed budget planning.

Keywords: Sewage System. Municipal Basic Sanitation Plan. Preliminary Treatment. UASB Reactor. Constructed Wetland.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Representação esquemática do sistema coletivo (A) e individual (B) para o tratamento de efluentes domésticos	29
Figura 2: Representação esquemática do funcionamento de um tanque séptico	30
Figura 3: Esquema de tratamento preliminar	35
Figura 4: Desenho esquemático de um reator UASB.....	36
Figura 5: Pantanal da América do Sul: a maior <i>wetland</i> natural do mundo.....	39
Figura 6: Fluxograma de aplicabilidade dos wetlands construídos como alternativa tecnológica para o tratamento de esgoto sob o contexto da zona rural brasileira, apresentada pelo Programa Nacional de Saneamento Rural. ...	40
Figura 7: Esquema representativo do perfil longitudinal do <i>wetland</i> construído de escoamento vertical.....	41
Figura 8: Croqui esquemático do projeto do Sistema de Esgotamento Sanitário de Mariana Pimentel.....	47
Figura 9: Sistema de esgotamento sanitário proposto e investimentos esperados para a área urbana do município de Mariana Pimentel.....	48
Figura 10: Estação de Tratamento de Esgotos proposta para a área urbana do município de Mariana Pimentel.....	49
Figura 11: Modelo do sistema de tratamento de esgoto e LFTS.....	52
Figura 12: Localização do município de Mariana Pimentel-RS	57
Figura 13: Vias de acesso ao município de Mariana Pimentel-RS.....	58
Figura 14: Relação entre população urbana e rural em Mariana Pimentel. Fonte: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2021	59
Figura 15: Características climáticas do Rio Grande do Sul: Classificação climática de Köppen, Temperatura e Precipitação médias anuais (1960-1990).60	
Figura 16: Regiões Hidrográficas do Estado e a localização do município de Mariana Pimentel.....	61
Figura 17: Mapa da Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba	62
Figura 18: Gráfico de comparação entre as projeções de crescimento populacional estudadas.....	64

Figura 19: Cálculo estimado de extensão de rede com base em planta de SES da CONCREMAT (2005).....	67
Figura 20: Visão lateral do desenho esquemático do tratamento preliminar	74
Figura 21: Relação entre concentração do despejo e volume do reator.....	86
Figura 22: Localização e comparativo entre áreas possíveis para instalação do sistema de tratamento proposto	107
Figura 23: Desenho esquemático de uma Calha Parshall e suas dimensões ..	128

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Vantagens e Desvantagens dos reatores UASB.....	37
Quadro 2: Especificações projetuais do <i>wetland</i> construído	102
Quadro 3: Custos dos principais materiais e serviços necessários para implantação da WCV	114
Quadro 4: Custos dos principais materiais e serviços necessários para adequação da área	115
Quadro 5: Características de dimensionamento relacionadas ao <i>wetland</i> construído de escoamento vertical	129
Quadro 6: Características dos Elementos Constituintes do <i>Wetland</i> Construído de Escoamento Vertical	132
Quadro 7: Critérios de Projeto Empregados no <i>Wetland</i> Construído de Escoamento Vertical	138
Quadro 8: Faixas Esperadas de Desempenho de Tratamento Relacionadas ao <i>Wetland</i> Construído de Escoamento Vertical	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Concentrações típicas dos principais parâmetros de esgoto sanitário.	27
Tabela 2: Características dos resíduos de fossa no Brasil	32
Tabela 3: Eficiência do reator UASB	38
Tabela 4: Valores de eficiência de remoção das principais configurações de <i>wetland</i> construído	42
Tabela 5: Valores de área requerida para o tratamento dos principais <i>wetlands</i> construídos	42
Tabela 6: Padrões de qualidade d'água doce classe II, segundo a Resolução CONAMA 357/2005 – Corpos de Água Doce	44
Tabela 7: Índice de tratamento de esgotos, vazão e cargas geradas e lançadas no município de Mariana Pimentel	48
Tabela 8: População anual residente no município de Mariana Pimentel	59
Tabela 9: Estimativa do número de habitantes e domicílios ocupados para a zona rural e urbana do Município de Mariana Pimentel	65
Tabela 10: Vazões calculadas	68
Tabela 11: Parâmetros de LFTS adotados e calculados	71
Tabela 12: Resultado de vazão e concentração dos principais parâmetros da mistura entre esgoto sanitário e LFTS	73
Tabela 13: Vazões de entrada no sistema de tratamento	73
Tabela 14: Tipos de grade	77
Tabela 15: Verificação das velocidades	78
Tabela 16: Dados utilizados para dimensionamento do desarenador	81
Tabela 17: Verificação das velocidades de escoamento para vazões de projeto	83
Tabela 18: Tempos de detenção hidráulica em reatores UASB	86
Tabela 19: Velocidades nas aberturas (passagens) para o decantador	95
Tabela 20: Taxas de aplicação superficial e tempos de detenção hidráulica no compartimento de decantação	97
Tabela 21: Faixas esperadas de desempenho de tratamento relacionadas ao WCV	105

Tabela 22: Concentrações no efluente tratado, considerando eficiência global do sistema prevista por Sezerino e Von Sperling (2018)	106
Tabela 23: Padrões de emissão em função da vazão para efluentes líquidos sanitários nas águas superficiais do Rio Grande do Sul (CONSEMA 355/2017)	109
Tabela 24: Resumo dos principais resultados de dimensionamento do sistema	110
Tabela 25: Custos de operação de limpeza de fossas para o Município de Mariana Pimentel	112

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANA	Agência Nacional de Águas
BDI	Benefícios e Despesas Indiretas
BM	Banco Mundial
CORSAN	Companhia Riograndense de Saneamento
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	Demanda Química de Oxigênio
ETE	Estação de Tratamento de Esgotos
FEPAM	Fundação Estadual de Proteção Ambiental
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INCC	Índice Nacional de Custo da Construção
IPH/UFRGS	Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul
LFTS	Lodo de Tanque/Fossa Séptico(a)
NBR	Norma Brasileira
OMS	Organização Mundial da Saúde
PMSB	Plano Municipal de Saneamento Básico
PROSAB	Programa de Pesquisa em Saneamento Básico
RS	Rio Grande do Sul
SES	Sistema de Esgotamento Sanitário
TAHS	Taxa de Aplicação Hidráulica Superficial
UASB	Upflow Anaerobic Sludge Blanket
WC	<i>Wetland</i> Construído
WCV	<i>Wetland</i> Construído de Escoamento Vertical

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	21
2.1 OBJETIVOS	21
2.1.1 Objetivo Geral	21
2.1.2 Objetivos Específicos	21
2.1.3 Justificativa	21
2.2 DELIMITAÇÕES	23
2.3 LIMITAÇÕES	23
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
3.1 SANEAMENTO BÁSICO	24
3.2 PLANO MUNICIPAL DE SANEAMENTO BÁSICO	25
3.3 ESGOTOS SANITÁRIOS	26
3.4 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	28
3.5 SISTEMA LOCAL OU INDIVIDUAL (ESGOTAMENTO ESTÁTICO)	29
3.5.1 Tratamento Primário: Tanque Séptico (TS)	30
3.5.2 Lodo de Tanque/Fossa Séptico(a) - LFTS	31
3.5.3 Tratamento Complementar e Disposição Final	33
3.6 SISTEMA COLETIVO OU CONVENCIONAL (ESGOTAMENTO DINÂMICO)	33
3.6.1 Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)	34
3.7 CORPO RECEPTOR	43
3.8 PROJEÇÃO POPULACIONAL	45
3.9 PROPOSTA DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	46
3.9.1 Proposta de SES (CONCREMAT)	46
3.9.2 Proposta de tratamento de esgoto sanitário (Atlas Esgoto)	47
3.9.3 Proposta Autor	49
4 METODOLOGIA	52
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	53
4.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL	53
4.3 CÁLCULO VAZÃO DE ENTRADA NA ETE	53
4.4 DIMENSIONAMENTO DA ETE	55
4.5 ESCOLHA DE ÁREA PARA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO	55

4.6 CORPO RECEPTOR	56
4.7 ORÇAMENTO	56
5 DESENVOLVIMENTO	57
5.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	57
5.1.1 Localização e acessos	57
5.1.2 População	58
5.1.3 Clima.....	60
5.1.4 Aspectos Hidrográficos	61
5.1.5 Situação do Esgotamento Sanitário	63
5.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	64
5.3 VAZÕES DE PROJETO – ETE	65
5.3.1 Esgoto Sanitário	65
5.3.2 Lodo de Fossa e Tanque Séptico – LFTS.....	69
Fonte: Elaborado pelo Autor.	71
5.3.3 Somatório de vazões e concentrações	72
5.4 DIMENSIONAMENTO TRATAMENTO COLETIVO – ETE	74
5.4.1 Tratamento preliminar.....	74
5.4.2 Reator UASB	85
5.4.3 Dimensionamento Wetland Construído de Escoamento Vertical (WCV) 100	
5.5 ESCOLHA DE ÁREA PARA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO	106
5.6 CORPO RECEPTOR	108
5.7 ORÇAMENTO.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	118
7 RECOMENDAÇÕES DE SITUAÇÕES A SEREM REVISADAS E/OU	
DESENVOLVIDAS EM PROJETO	118
REFERÊNCIAS.....	121
ANEXO A – TABELAS DA NBR 7.229/1993	127
ANEXO B – DIMENSÕES E DESENHO ESQUEMÁTICO MEDIDOR PARSCHALL	
.....	128
ANEXO C – CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMENTO RELACIONADAS AO	
WETLAND CONSTRUÍDO DE ESCOAMENTO VERTICAL	129
ANEXO D – CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO	
WETLAND CONSTRUÍDO DE ESCOAMENTO VERTICAL	132

ANEXO E – CRITÉRIOS DE PROJETO EMPREGADOS NO WETLAND CONSTRUÍDO DE ESCOAMENTO VERTICAL.....	138
ANEXO F – FAIXAS ESPERADAS DE DESEMPENHO DE TRATAMENTO RELACIONADAS AO WETLAND CONSTRUÍDO DE ESCOAMENTO VERTICAL	141

1 INTRODUÇÃO

O saneamento básico é um conjunto de serviços e infraestrutura que visa à melhoria da qualidade de vida da população, um maior controle em eventuais disseminações de doenças, bem como facilitar o desenvolvimento da atividade econômica da região. Para uma maior garantia desses serviços e infraestrutura, a Lei Federal nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007, instituiu o Plano de Saneamento Básico, um dos instrumentos centrais da gestão dos serviços públicos de saneamento básico, o qual estabelece diagnóstico, objetivos e metas para universalização do atendimento das quatro áreas do saneamento básico: abastecimento de água potável; esgotamento sanitário; manejo de resíduos sólidos e drenagem e manejo das águas pluviais urbanas.

O Novo Marco do Saneamento, Lei nº 14.026, de 15 de junho de 2020, que altera a Lei Federal nº 11.445, estabeleceu que, após 31 de dezembro de 2022, o Plano de Saneamento Básico será um documento condicionante para acesso a recursos orçamentários da União e dos demais entes federais, quando destinados a serviços de saneamento básico. Essa mudança vem despertando e incentivando os municípios de todo o Brasil a buscarem equipes técnicas especializadas no desenvolvimento de Planos Municipais de Saneamento Básico (PMSB), cujos trabalhos consideram as peculiaridades de cada região e desenvolvem uma estratégia de planejamento e gestão participativa.

A fim de evitar a proliferação de doenças e a poluição de corpos hídricos, agindo como um dos quatro pilares do saneamento básico, o sistema de esgotamento sanitário (SES) é entendido como um conjunto de condutos, instalações e equipamentos destinados a coletar, transportar, tratar e dispor as águas residuárias (NBR 7.229/1992). Além desta amplitude de infraestrutura e serviços, é importante fazer menção à enormidade de variáveis capazes de influenciar na escolha das tecnologias que comportarão o SES, a depender das peculiaridades geográficas, financeiras e culturais de cada região.

Mariana Pimentel é um município brasileiro localizado no estado do Rio Grande do Sul, a uma distância de aproximadamente 91 quilômetros de Porto Alegre, capital do estado. O município conta com uma população estimada de 3.892

pessoas (IBGE, 2021), sendo que a maior parcela reside na zona rural. Com o intuito de desenvolver uma comunidade mais segura e saudável, minimizando os impactos gerados pela falta de saneamento básico, a administração pública do município contratou, em 2021, uma equipe do IPH/UFRGS para realizar os trabalhos de elaboração de um PMSB.

O presente trabalho foi realizado através do acompanhamento em campo dos profissionais do IPH/UFRGS responsáveis pela elaboração do PMSB, e teve como finalidade propor um tratamento de esgoto sanitário a ser contemplado na etapa de Prognóstico do Plano Municipal de Saneamento Básico de Mariana Pimentel. Também foram considerados dados angariados na etapa de Diagnóstico do plano, como o fato da Prefeitura Municipal ser o titular responsável pela prestação dos serviços de esgotamento sanitário, do município não possuir SES e de não haver serviços de manutenção/limpeza nos sistemas individuais (esgotamento estático) existentes. As demais informações pertinentes para proposição do tratamento de esgoto foram elencadas pelo autor em consultas a *websites* confiáveis e bibliografias relacionadas.

Ainda, as propostas que serão apresentadas e justificadas ao longo dos capítulos deste trabalho consideraram as características dessemelhantes entre a zona urbana e zona rural de Mariana Pimentel, desenvolvendo alternativas de tratamento de esgoto distintas para cada zona.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento do trabalho são apresentadas nos itens a seguir.

2.1 OBJETIVOS

2.1.1 Objetivo Geral

Propor uma alternativa técnica, de baixo custo e ambientalmente sustentável para tratamento de esgoto sanitário e lodo de fossas sépticas gerados no Município de Mariana Pimentel.

2.1.2 Objetivos Específicos

- a) Dimensionar o sistema de tratamento coletivo para tratar esgoto sanitário da zona urbana conjuntamente com lodo de tanque/fossa séptica gerado, em sua maioria, pelos sistemas individuais propostos para a zona rural;
- b) Determinar local com área suficiente para instalação do sistema de tratamento proposto, assim como verificar condições necessárias para lançamento do efluente tratado em corpo hídrico receptor;
- c) Estimar os custos de implantação do sistema proposto.

2.1.3 Justificativa

O PMSB para o município de Mariana Pimentel ainda carece do desenvolvimento de um prognóstico capaz de orientar para o poder público, através da proposição de alternativas que contemplem as particularidades técnicas da

região, bem como estimativas de custos para a implantação de melhorias no serviço de esgotamento sanitário. Considerando que o município não dispõe de Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) e tampouco possui dados quanto à abrangência, ao dimensionamento e à operação dos sistemas individuais existentes, a alternativa proposta será a da implementação de tratamento de esgoto sanitário coletivo para a zona urbana, tendo em vista a existência de um aglomerado habitacional, e da manutenção/instalação de sistemas de tratamento individualizados para a zona rural, devido à baixa densidade demográfica.

Para a zona rural foi proposto tratamento individual composto pela adoção/manutenção de tanques/fossas sépticas, tratamento complementar e disposição final. Foi constatado, dentre os dados disponíveis quanto ao tratamento de esgoto no município, que a tecnologia de tanques/fossas sépticas já é utilizada pelos munícipes, apesar de não haver estimativas confiáveis da abrangência de utilização deste tratamento.

Para a zona urbana foi proposta a adoção de sistema de tratamento coletivo, composto de tratamento preliminar, reator anaeróbio de fluxo ascendente de manto de lodo (UASB) e *Wetland* Construído de Escoamento Vertical (WCV). Tal proposta decorre da necessidade de um tratamento de esgoto sanitário eficiente, com operação e manutenção centralizadas e que apresente sustentabilidade, com baixo consumo de energia elétrica, pouca produção de lodo e harmonia com o meio ambiente. A escolha do tratamento coletivo proposto ainda considerou a recepção e tratamento em conjunto com o esgoto sanitário e com os lodos de tanques/fossas sépticas que serão gerados pelos sistemas individuais, em sua maioria localizados na zona rural, a fim de lhes prover uma destinação final adequada.

O reator UASB é uma tecnologia de tratamento que, quando devidamente dimensionado, vem se mostrando como solução viável para o tratamento conjunto de esgoto sanitário com resíduos provenientes de tanques/fossas sépticas. Utilizou-se como referência para proposta de tratamento integrado (esgoto sanitário e lodo de tanque/fossa séptica) dois estudos, um realizado por Samways (2010) e outro por Gonçalves (2008), que serão comentados ao longo deste trabalho.

No entanto, o reator UASB não possui boa eficiência para a remoção de nutrientes (fósforo e nitrogênio) e patógenos, sendo estes parâmetros importantes para um lançamento ambientalmente adequado em cursos d'água Classe II. Portanto, a adoção de WCV como tratamento complementar será fundamental para

que o efluente resultante do sistema de tratamento proposto seja capaz de atender aos padrões de lançamento exigidos em resolução, assim como para que não ofereça risco ambiental ao corpo receptor, visto que a referida tecnologia possui adequada eficiência para remoção de nutrientes e patógenos, dentre outros.

2.2 DELIMITAÇÕES

Dados obtidos, prioritariamente na etapa de Diagnóstico Técnico-Participativo do PMSB. Além disso, os tratamentos propostos deverão considerar a atual realidade sanitária do município, projeção populacional, proposta existente de projeto de rede de coleta de esgoto, disponibilidade de área para implantação do sistema e classe do corpo receptor.

2.3 LIMITAÇÕES

O estudo contemplará todo o Município de Mariana Pimentel, apresentando o dimensionamento de uma alternativa para tratamento de esgoto sanitário conjuntamente com lodo de fossa séptica, integrado para a zona urbana, e proposta de tratamento individual para a zona rural, composto por tanque séptico, tratamento complementar e disposição final, sem que seja definida a tecnologia específica a ser empregada nestes dois últimos.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 SANEAMENTO BÁSICO

No Brasil saneamento básico é definido pela Lei nº. 14.026¹, de 15 de junho de 2020 (BRASIL, 2020), como um “conjunto de serviços públicos, infraestruturas e instalações prediais de abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos, e drenagem e manejo das águas pluviais urbanas”. Logo, o saneamento básico pode ser entendido como a efetividade desse conjunto no que tange a preservação da vida e do meio ambiente.

O Saneamento Básico é um direito constitucional garantido a todos pela Constituição Federal de 1988 (BRASIL, 1988), a qual dispõe que “todos têm direito ao meio ambiente ecologicamente equilibrado [...]” e que “é competência comum da União, dos Estados, do Distrito Federal e dos Municípios promover programas melhoria das condições habitacionais e de saneamento básico”. Portanto, o investimento governamental em saneamento básico é um dever para a garantia de um direito constitucional ao cidadão brasileiro.

Segundo a Organização Mundial da Saúde (OMS), a cada 1 real investido em saneamento básico, economiza R\$ 4 reais em gastos com o sistema de saúde pública. De acordo com o Banco Mundial (2017), o Brasil investe somente o equivalente a 0,2% do PIB em saneamento básico. Esse investimento é considerado muito baixo para um serviço tão essencial e capaz de trazer significativo retorno econômico, assim como proporcionar o acesso igualitário à saúde.

No Rio Grande do Sul, segundo o Painel Saneamento Brasil (2018), cerca de 7.500 casos de doenças associadas à falta de saneamento foram registradas no Estado, sendo constadas 6,5 internações para cada 10 mil habitantes, 156 mortes e R\$ 3,5 milhões gastos em internações. Além disso, segundo o Instituto Trata Brasil (2020), é estimado que no estado somente 32% da população recebe atendimento de coleta de esgoto e 26% do volume de esgoto é tratado. Portanto, é de suma importância um maior investimento em planos e projetos de esgotamento sanitário.

¹ Atualiza o marco legal do saneamento básico e altera a Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000 (BRASIL, 2000).

3.2 PLANO MUNICIPAL DE SANEAMENTO BÁSICO

O Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB), instituído pela Lei 11.445/07 (BRASIL, 2007), é um dos instrumentos centrais da gestão dos serviços. Conforme esses dispositivos, o Plano estabelece as condições para a prestação dos serviços de saneamento básico, definindo objetivos e metas para a universalização e programas, projetos e ações necessários para alcançá-la. Ou seja, o PMSB deverá, além de fixar metas de cobertura e atendimento, abranger e relacionar entre si áreas do saneamento básico, como: abastecimento de água potável; esgotamento sanitário; manejo de resíduos sólidos; e drenagem e manejo das águas pluviais urbanas.

O desenvolvimento do Plano é determinante para que os municípios se adequem a Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020 (BRASIL, 2020). Também, para que o município respeite a condição imposta pelo § 2º do artigo 26º do Decreto nº 10.203/2020² (BRASIL, 2020), o qual determina que:

Após 31 de dezembro de 2022, a existência de plano de saneamento básico, elaborado pelo titular dos serviços, será condição para acesso aos recursos orçamentários da União ou aos recursos de financiamentos geridos ou administrados por órgão ou entidade da administração pública federal, quando destinados a serviços de saneamento básico.

Portanto, no cenário atual do Brasil, o PMSB pode ser entendido como um instrumento estratégico de planejamento e gestão participativa, que busca universalizar o acesso aos serviços de saneamento básico, assim como promover condições para o acesso a recursos do Governo Federal.

² Altera o Decreto nº 7.217, de 21 de junho de 2010 (BRASIL, 2010), que regulamenta a Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007 (BRASIL, 2007), que estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico.

3.3 ESGOTOS SANITÁRIOS

Na perspectiva nacional, segundo definição da norma brasileira NBR 9.648 (ABNT, 1986), esgoto sanitário é o “despejo líquido constituído de esgotos doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária”. Esta norma também traz as seguintes definições:

- a) Esgoto doméstico: “Despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas”;
- b) Esgoto industrial: “Despejo líquido resultante dos processos industriais, respeitados os padrões de lançamento estabelecidos”;
- c) Água de infiltração: “Toda água proveniente do subsolo, indesejável ao sistema separador e que penetra nas canalizações”;
- d) Contribuição pluvial parasitária: “Parcela do deflúvio superficial inevitavelmente absorvida pela rede de esgoto sanitário”.

Conforme Miki Andrigueti e Alem Sobrinho (2001), o esgoto sanitário é composto por 99,9% de água, e a parte restante (cerca de 0,1%) é composta principalmente por matéria orgânica em suspensão e dissolvida. Para tanto, a NBR 9.648 (ABNT, 1986) padronizou o coeficiente de retorno, ou seja, a proporção de água consumida e esgoto gerado, como de 80% para quando não existem dados locais. Desta forma, ao saber a vazão de água consumida por uma comunidade, é possível estimar a vazão de retorno em forma de esgoto sanitário gerado por ela.

A Tabela 1 apresenta a concentração típica dos principais parâmetros analisados em esgotos sanitários.

Tabela 1: Concentrações típicas dos principais parâmetros de esgoto sanitário.

Parâmetro	Unidade	Concentração
Sólidos Totais	mg/L	1.100
Em Suspensão	mg/L	400
Em Suspensão Fixos	mg/L	80
Em Suspensão Voláteis	mg/L	320
Dissolvidos	mg/L	700
Dissolvidos Fixos	mg/L	400
Dissolvidos Voláteis	mg/L	300
Sedimentáveis	mg/L	15
Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO5)	mg/L	350
Demanda Química de Oxigênio (DQO)	mg/L	700
Carbono Orgânico Total (COT)	mg/L	250
Nitrogênio Total	mgN/L	50
Nitrogênio Orgânico	mgN/L	20
Amônia	mgNH3 -N/L	30
Nitrito	mgNH3 -N/L	≅ 0
Nitrato	mgNH3 -N/L	≅ 0
Fósforo	mgP/L	14
Fósforo Orgânico	mgP/L	4
Fósforo Inorgânico	mgP/L	10
pH	-	7,0
Alcalinidade	mgCaCO3/L	140
Cloretos	mg/L	35
Óleos e Graxas	mg/L	110
Coliformes Totais	org/100ml	$10^6 - 10^9$
Coliformes Fecais	org/100ml	$10^5 - 10^8$
Ovos de Helmintos	org/100ml	$< 10^3$

Fonte: Adaptado de ARCEIVALA (1981); PESSOA; JORDÃO (1982); QASIM (1985); METCALF; EDDY (1991) apud VON SPERLING (1996, p. 79).

É estabelecido pelo Código Estadual de Meio Ambiente, Lei Estadual n.º 15.434/2020, caput do artigo 131, que todos os esgotos deverão ser tratados previamente quando lançados no meio ambiente. Sendo que o lançamento somente poderá ocorrer quando atendidos os padrões de lançamento específicos para cada destinação final - infiltração no solo ou águas superficiais.

3.4 SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) se trata de um conjunto de condutos, instalações e equipamentos destinados a coletar, transportar, tratar e dispor as águas residuárias (NBR 7.229/1992).

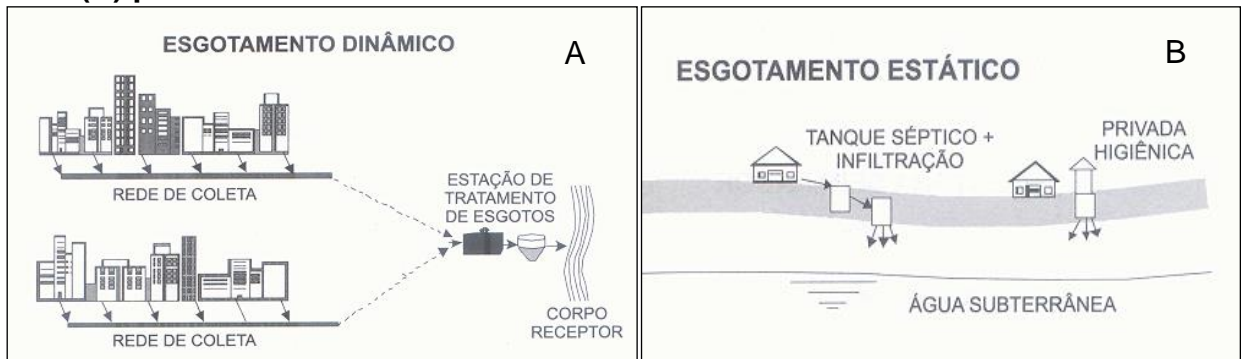
No Brasil, dentre os serviços de saneamento básico, o esgotamento sanitário é o que apresenta menor abrangência municipal (LANDAU; MOURA, 2016). Segundo dados da Secretaria Nacional de Saneamento do Ministério de Desenvolvimento Regional (2019), o país ainda possui um grande déficit de cobertura de esgotamento sanitário, onde apenas 49% do esgoto produzido é tratado, e somente 78,5% do esgoto que é coletado recebe o tratamento apropriado.

Portanto, ainda há um longo caminho para que se atinja a universalização do acesso aos serviços básicos de saneamento, para que, assim, se cumpra a meta de que, até 31 de dezembro 2033, 90% (noventa por cento) da população possua coleta e tratamento de esgotos – conforme Art. 11-B da Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020 (BRASIL, 2020).

É possível classificar os sistemas de esgotamento sanitário em dois tipos (Figura 1):

- A) Sistema coletivo (ou esgotamento dinâmico)** – coleta e afastamento dos esgotos da área servida. Normalmente é constituído de ramais prediais, coletores de esgotos, poços de visita, estações elevatórias e Estação de Tratamento de Esgotos – ETE.
- B) Sistema local ou individual (ou esgotamento estático)** – local, individual ou para poucas residências.

Figura 1: Representação esquemática do sistema coletivo (A) e individual (B) para o tratamento de efluentes domésticos.



Fonte: VON SPERLING (2005, p. 53).

A proposta de tratamento deve considerar os aspectos sociais, econômicos e ambientais do local avaliado, assim como garantir eficiência mínima exigida por legislação local. Segundo Pimenta *et. al.* (2002):

Não existe um sistema de tratamento padrão para ser utilizado. Vários fatores irão influenciar na escolha das opções tecnológicas, tais como, disponibilidade de área, clima favorável, características do esgoto, qualidade desejada para o efluente, capacidade do corpo receptor de receber a carga poluidora e da legislação referente ao local.

3.5 SISTEMA LOCAL OU INDIVIDUAL (ESGOTAMENTO ESTÁTICO)

Sistema local ou individual de tratamento de esgotos pode ser definido como:

Sistema de saneamento onde as distâncias entre as fontes geradoras de esgotos, seu tratamento e disposição final são próximas entre si, não necessitando normalmente de rede coletora extensa, coletor-tronco, poços de visita, emissários, elevatórias etc. Portanto, esse sistema é caracterizado como sendo estático. (NBR 13.969, 1997, p. 2)

Segundo Silva e Santos (2008), em localidades pouco desenvolvidas, com residências isoladas, topografia pouco favorável, e entre demais aspectos socioeconômicos, nem sempre é adequada a utilização de soluções coletivas. Nestes casos, conforme Von Sperling (2005), uma boa alternativa é a adoção de soluções individuais de tratamento de esgotos, usualmente adotadas para

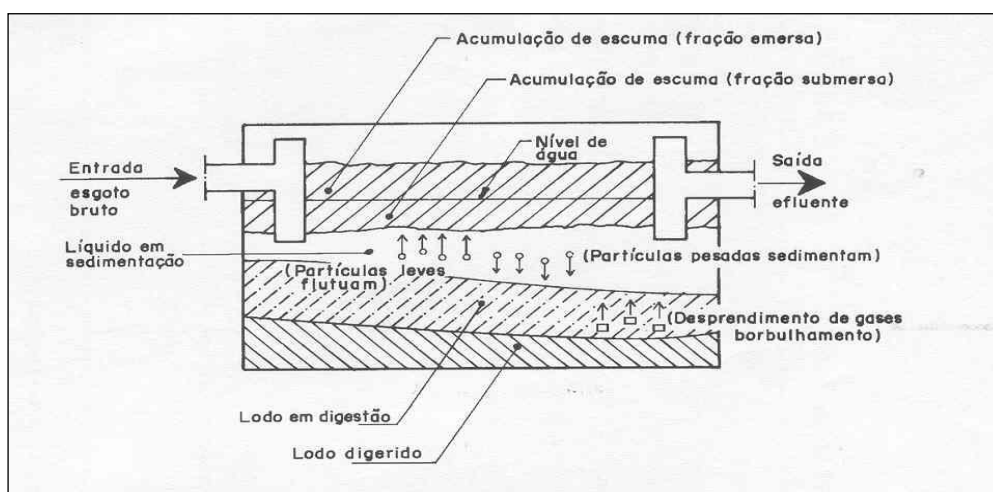
atendimento unifamiliar, embora exista a possibilidade de atendimento de residências próximas entre si.

3.5.1 Tratamento Primário: Tanque Séptico (TS)

Tanque Séptico (TS), segundo a NBR 7.229 (1993), é uma “unidade cilíndrica ou prismática retangular de fluxo horizontal, para tratamento de esgotos por processos de sedimentação, flotação e digestão”. Sua estrutura estanque retém os esgotos por um determinado período de tempo, a fim de que ocorra a sedimentação de materiais sólidos e retenção de matéria graxa.

O dimensionamento do tanque séptico deve ser realizado segundo as orientações da NBR 7.229 (1993) e também conforme o Decreto Estadual nº 23.430³, de 24 de outubro de 1974. Sendo que este exige que o dimensionamento das fossas/tanques sépticas deverá prever capacidade adequada ao número de pessoas a serem atendidas, com dimensionamento mínimo para a contribuição de 5 (cinco) pessoas. A representação esquemática do funcionamento de um TS pode ser visualizado na Figura 2 abaixo.

Figura 2: Representação esquemática do funcionamento de um tanque séptico.



Fonte: Figura 1 da ABNT NBR 7.229:1993, (1993, p. 9).

³ Aprova regulamento que dispõe sobre a promoção, proteção e recuperação da saúde pública. Alterado pelo Decreto Estadual nº 53.845, de 20 de dezembro de 2017 (RS, 2017).

Segundo a Fundação Nacional de Saúde - FUNASA (2006), há diferença entre fossa séptica e tanque séptico, visto que o último se trata de uma unidade de tratamento de esgotos, com lançamento de seu efluente em sumidouros ou valas de infiltração, enquanto as fossas apenas realizam a infiltração do esgoto *in natura* no solo. Cabe esclarecer que ambos os sistemas geram lodo, denominado Lodo de Fossa e Tanque Sépticos (LFTS), que necessita ser removido periodicamente, bem como ser submetido a tratamento e destinação final (ANDREOLI, 2009). Apesar da diferença entre os sistemas, o presente trabalho não fará distinção quanto ao lodo gerado e sua proposição de tratamento.

3.5.2 Lodo de Tanque/Fossa Séptico(a) – LFTS

O lodo acumulado em tanques sépticos domiciliares se caracteriza por possuir uma mistura rica em matéria orgânica (> 70%), inorgânica, nutrientes, micro-organismos e mais de 95% de água (FUNASA, 2014). Além disso, o LFTS possui elevada variabilidade em suas características, o que torna seu tratamento mais difícil (DIOGO, 2019).

Na Tabela 2 são apresentados resultados médios estatísticos da caracterização de resíduos de fossas/tanques sépticos(as) obtidos pela instituição FAE/SANEPAR e UFRN/LARHISA e a grande faixa de variação em comparação com a caracterização sugerida pela literatura de Meneses *et al* (2001) e Belli Filho *et al* (2007).

Tabela 2: Características dos resíduos de fossa no Brasil.

Parâmetros	FAE/SANEPAR	UFRN/LARHISA	Meneses <i>et al</i> (2001)	Belli Filho <i>et al</i> (2007)
DBO (mg/L)	2.734	2.176	2.434	1.890
DQO (mg/L)	11.219	4.205	6.895	6.199
Amônia (mg/L)	124	75	89	58
Alcalinidade (mgCaCO ₃ /L)	773	471	-	-
NTK (mgN/L)	444	129	120	-
FÓSFORO TOTAL (mgPO ₄ /L)	132	-	18	90
ÓLEOS E GRAXAS (mg/L)	1.908	613	531	327
ST (mg/L)	12.116	6.508	12.880	7.186
STV (mg/L)	7.891	4.368	3.518	3.413
SST (mg/L)	6.656	3.891	7.091	2.064
SSV (mg/L)	4.361	2.776	2.246	1.087
Coliformes Termotolerantes (UFC/100mL)	-	3,99.10 ⁷	-	-

LEGENDA: DBO: Demanda Bioquímica de Oxigênio; DQO: Demanda Química de Oxigênio; N Amoniacal: Nitrogênio Amoniacal; NTK: Nitrogênio Total Kjeldahl; Fósforo Total; Óleos e Graxas; ST: Sólidos Totais; STV: Sólidos Totais Voláteis; SST: Sólidos Suspensos Totais; SSV: Sólidos Suspensos Voláteis;

Fonte: Adaptado de Andreoli (2009, p.57).

Essa grande faixa de variação da caracterização do LFTS, ou seja, a sua heterogeneidade, está relacionada principalmente com o tempo de permanência do lodo no sistema. Portanto, o Manual de Operação e Manutenção de Tanques Sépticos – Lodo (FUNASA, 2014) recomenda que os tanques sépticos sejam dimensionados para retirada de 90% de lodo em intervalos de 2 (dois) anos, pois em retiradas anuais os lodos podem ainda não ter atingido o processo de metanização completa.

Considerando que o LFTS possui elevadas concentrações de sólidos (incluindo gorduras), Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), patógenos e nutrientes, é essencial o correto gerenciamento destes resíduos, assim como tratamento e disposição final ambientalmente adequada. Uma das alternativas para o tratamento desse lodo é o lançamento em estações de tratamento de esgoto (ETE), desde que tal procedimento seja regulamentado pelos órgãos responsáveis pelo esgotamento sanitário (NBR 7.229/92).

3.5.3 Tratamento Complementar e Disposição Final

O tanque/fossa séptico(a), quando utilizado sem tratamento complementar, apresenta insuficiência na remoção de carga orgânica para que o efluente possa ser disposto de forma segura na natureza. Portanto, a fim de definir qual o tratamento complementar e disposição final mais adequados, devem ser seguidas as orientações e restrições impostas pela NBR 7.229 (ABNT, 1993) e NBR 13.969 (ABNT, 1997).

3.6 SISTEMA COLETIVO OU CONVENCIONAL (ESGOTAMENTO DINÂMICO)

De acordo com o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS, 2019), o sistema de esgotamento sanitário convencional é composto em duas etapas principais: a coleta e o tratamento. A coleta é realizada por uma rede de tubulações que conectam a fonte geradora dos esgotos domésticos à uma Estação de Tratamento de Esgotos (ETE). Nesta segunda etapa, ocorre a remoção dos poluentes da água até que sejam atingidos os padrões de lançamento seguro desse esgoto tratado em rios ou lagos, também chamados de corpos receptores.

Para implantação de um sistema coletivo de esgotamento sanitário estão envolvidos elevados custos de construção, manutenção e operação. Portanto, esse sistema é uma alternativa inviável em áreas com baixa densidade populacional e domicílios dispersos, como é o caso de zonas rurais (MASSOUD; TARHINI; NASR, 2009).

Porém o sistema coletivo é importante, visto que muitos sistemas descentralizados não fornecem o nível de tratamento apropriado à proteção da saúde pública e do ambiente. Um dos principais motivos disso ocorrer é devido à ausência de programas efetivos de gerenciamento, responsáveis por assegurar a inspeção, monitoramento e manutenção regulares dos sistemas (MASSOUD; TARHINI; NASR, 2009).

O sistema de esgotamento coletivo, segundo Tsutiya e Sobrinho (2011), pode ter três conformações distintas:

- Sistema de esgotamento unitário, ou sistema combinado;
- Sistema de esgotamento separador parcial;
- Sistema de esgotamento separador absoluto.

O sistema de esgotamento separador absoluto, segundo a norma brasileira NBR 9.648/86 (BRASIL, 1986), é o “conjunto de condutos, instalações e equipamentos destinados a coletar, transportar, condicionar e encaminhar somente o esgoto sanitário a uma disposição final conveniente, de modo contínuo e higienicamente seguro”. Ou seja, a rede é projetada e construída para transportar exclusivamente esgoto sanitário.

A fim de estimar a vazão e características do esgoto sanitário para o dimensionamento do tratamento de esgoto proposto, este trabalho somente irá considerar que a rede escolhida pelo poder público municipal é do tipo separador absoluto.

3.6.1 Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)

Segundo a norma brasileira NBR 12.209 (BRASIL, 2011), Estação de Tratamento de Esgoto é definida como sendo:

Conjunto de unidades de tratamento, equipamentos, órgãos auxiliares, acessórios e sistemas de utilidades cuja finalidade é a redução das cargas poluidoras do esgoto sanitário e condicionamento da matéria residual resultante do tratamento.

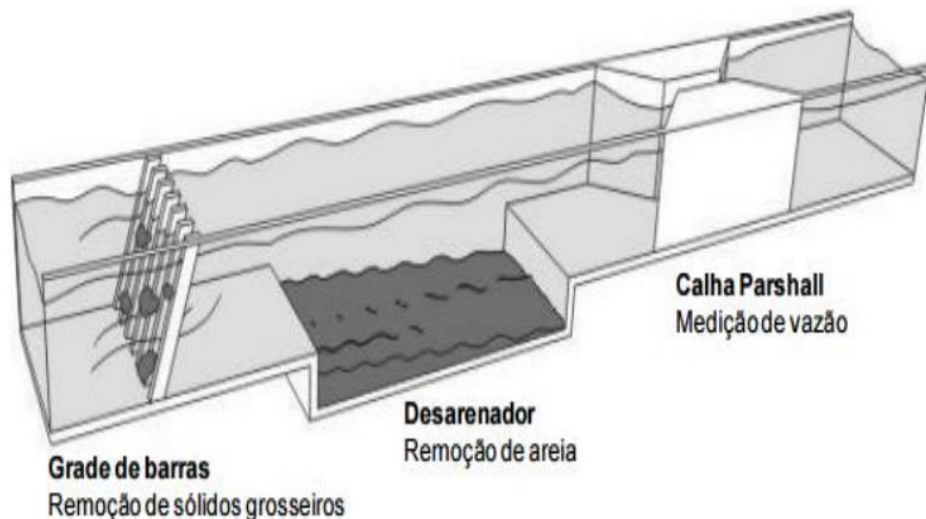
3.6.1.1 Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar de efluentes é a primeira etapa de tratamento do sistema de uma ETE, e tem o objetivo de remover os sólidos mais grosseiros e areia, para que estes não danifiquem as tubulações e os sistemas de bombeamento, assim como facilitem os processos de tratamento das etapas seguintes. Segundo Von Sperling (2017), esses processos são considerados operações físicas unitárias, métodos nos quais predominam a aplicação de forças físicas.

Usualmente essa etapa do sistema é composto sequencialmente por gradeamento, desarenador ou caixa de areia e medidor de vazão. Sendo que o dimensionamento desse tratamento preliminar deverá seguir as especificações da NBR 12.208/2020 e NBR 12.209 /2011.

A Figura 3 apresenta um exemplo de esquema dessa etapa de tratamento acima descrita.

Figura 3: Esquema de tratamento preliminar.

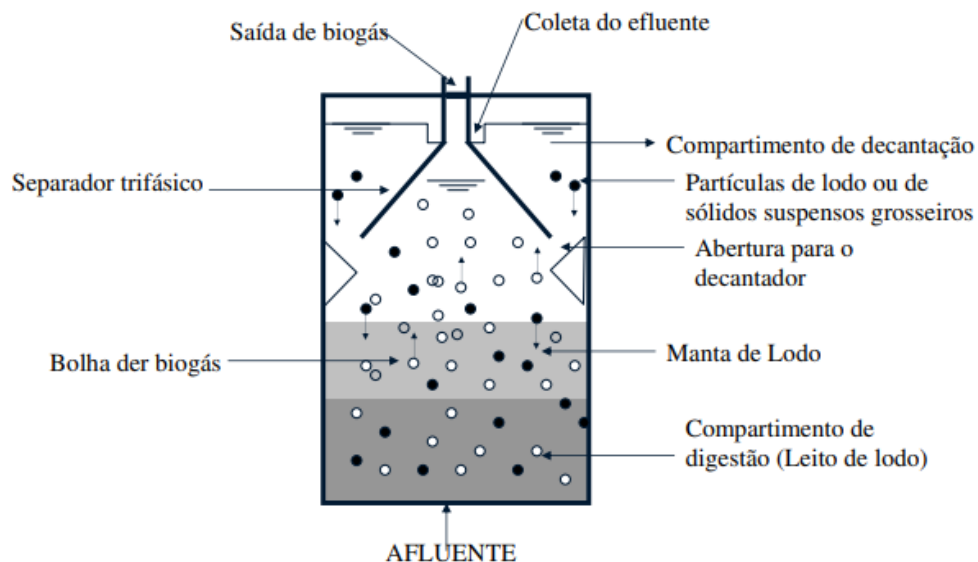


Fonte: JORDÃO; VOLSCHAN JR. (2009).

3.6.1.2 Reator UASB

O reator UASB (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket*) é uma tecnologia que utiliza a degradação microbológica anaeróbia, através de manta de lodo, para o tratamento de efluentes. A Figura 4 abaixo representa um desenho esquemático dessa tecnologia.

Figura 4: Desenho esquemático de um reator UASB.



Fonte: CHERNICARO *et al.* (1999).

Segundo Jordão e Pessôa (2014), os reatores UASB apresentam um bom desempenho no Brasil, devido ao clima de temperatura elevada, demonstrando ser uma tecnologia de fácil aplicação. Além disso, segundo o mesmo autor, são possíveis várias configurações de reator UASB seguidos de pós-tratamento, com o objetivo de atingir eficiências globais superiores a 90%. O Quadro 1 a seguir apresenta as principais vantagens e desvantagens dessa tecnologia.

Quadro 1: Vantagens e Desvantagens dos reatores UASB.

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Baixa produção de sólidos, cerca de 2 a 8 vezes inferior à que ocorre nos processos aeróbios; • Baixo consumo de energia; • Baixa demanda de área; • Baixos custos de implantação, da ordem de 20 a 30 dólares per capita; • Produção de metano, um gás combustível com elevado teor calorífico; • Possibilidade de preservação da biomassa; • Tolerância a elevadas cargas orgânicas; • Aplicabilidade em pequena e grande escala; 	<ul style="list-style-type: none"> • Remoção de nitrogênio, fósforo e patógenos insatisfatória; • Produção de efluente com aspecto desagradável e usualmente com qualidade insuficiente para atender aos padrões ambientais. Normalmente necessitando de alguma forma de pós-tratamento; • Possibilidade de distúrbios devido a choques de carga orgânica e hidráulica, presença de compostos tóxicos ou ausência de nutrientes; • A partida do processo pode ser lenta, na ausência de lodo de semente adaptado; • Possibilidade da geração de maus odores e de problemas de corrosão, porém controláveis.

Fonte: CHERNICHARO (2008, p. 25).

3.6.1.2.1 Indicadores de Eficiência Reator UASB

Os reatores UASB possuem boa eficiência na remoção da matéria orgânica, no entanto, a remoção de fósforo e nitrogênio (nutrientes) é muito baixa. Na Tabela 3 abaixo é possível analisar comparativamente os percentuais de eficiência dessa tecnologia com dados reais de análise dos sistemas em operação no país.

Tabela 3: Eficiência do reator UASB

Eficiências típicas de reator UASB reportadas na literatura e eficiências observadas em artigo técnico de avaliação.		
Constituinte	Von Sperling (2005)	Reais - Análise prática¹
DBO (%)	60 a 75	65 a 79
DQO (%)	55 a 70	44 a 77
SST (%)	65 a 80	57 a 81
NT (%)	< 60	- 19 a - 6
PT (%)	< 35	-21 a 16
CF (unid. Log remov.)	0,5 a 1,5	0 a 1,3

(1) Faixas observadas no Artigo Técnico de Avaliação de 166 ETEs em operação no país, o qual avaliou 10 ETE's compostas por reator UASB sem tratamento complementar.

Fonte: OLIVEIRA; VON SPERLING (2005, p. 354).

3.6.1.2.2 Tratamento de LFTS em reator UASB

Em estudo desenvolvido na Estação de Tratamento de Esgotos Belém, Curitiba-PR, e apresentado pela Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR), analisou-se o tratamento do lodo de tanques sépticos combinado com esgoto sanitário bruto em reatores UASB em Escala Piloto (SAMWAYS, 2015). Este estudo constatou que os reatores utilizados na pesquisa não sofreram perdas na sua qualidade de tratamento nas doses testadas com lodo de tanques sépticos, além disso, o lodo anaeróbio retirado dos reatores UASB pôde ser considerado estabilizado (relação SV/ST entre 0,55 a 0,61 em média). Logo, o acréscimo do lodo de tanques sépticos aparentemente não afetou a estabilidade do lodo anaeróbio.

Outro estudo, realizado em Estação de Tratamento de Efluentes (ETE) do Campus I da Universidade de São Paulo (USP) em São Carlos-SP, avaliou-se o desempenho de um reator UASB no tratamento combinado de esgoto sanitário com o lançamento de lodo proveniente de TS. No estudo o reator UASB apresentou capacidade de degradar aproximadamente 2/3 da carga orgânica lançada com lodo séptico. E, segundo o autor, os resultados foram um indicativo de que a disposição de lodo séptico em reatores UASB, quando bem programada, é uma solução viável e de grande importância para o tratamento dos resíduos provenientes de tanques/fossas sépticas (GONÇALVES, 2008).

3.6.1.3 *Wetland*

Os *wetlands*, termo em inglês, também denominados de áreas alagáveis, são caracterizados como ecossistemas naturais parcial ou totalmente inundados, como pântanos, mangues, banhados, e entre outros (SALATI, 2001). A Figura 5 apresenta fotografia do Pantanal da América do Sul, maior *wetland* natural do mundo.

Figura 5: Pantanal da América do Sul: a maior *wetland* natural do mundo.



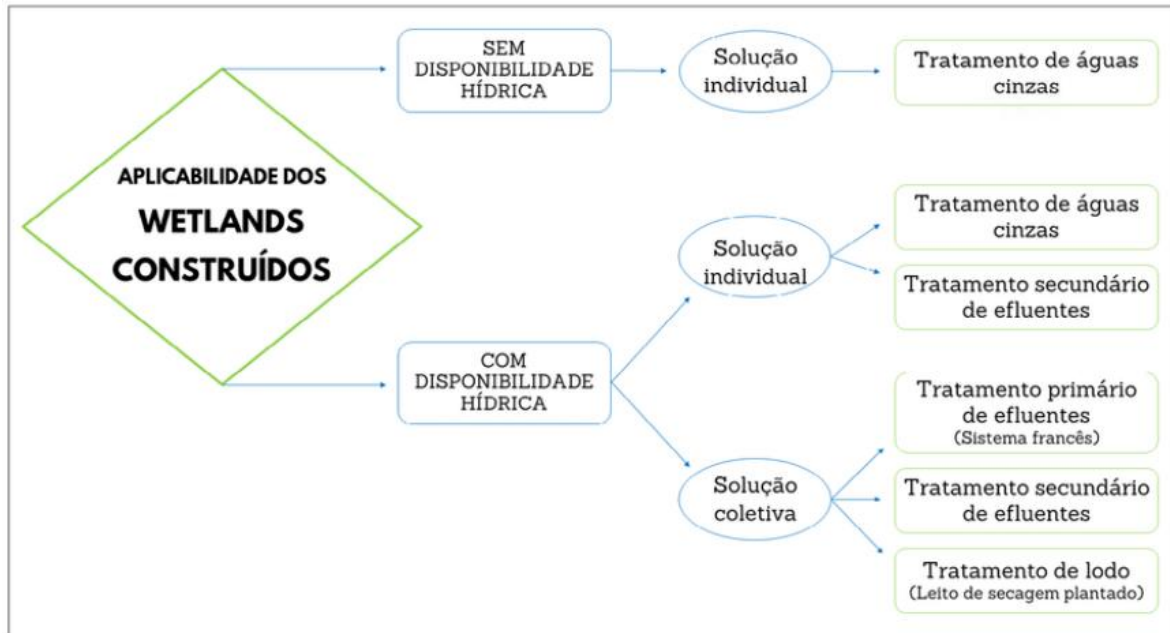
Fonte: Fotografia de José Sabino/*Wetlands* Internacional.

O sistema *Wetland* Construído (WC) pode ser entendido como um ecossistema artificialmente projetado, o qual também é denominado como Zona de Raízes, Sistemas Alagados Construídos, Filtros Plantados com Macrófitas, e entre outros. Segundo Salati (2009), os WC se diferem dos *wetlands* naturais pois possuem um regime hidrológico controlado, com substrato projetado para otimizar a condutividade hidráulica do sistema, além de diferenças na biodiversidade.

Os WC são sistemas comumente projetados utilizando plantas aquáticas (macrófitas) em substratos (como areia, solo ou cascalho), onde a proliferação de microorganismos formam um biofilme que, através de processos biológicos, químicos e físicos, tratam as águas residuárias (SOUSA *et al.*, 2000; SOUSA *et al.*, 2003).

Esse sistema, WC, é capaz de ser aplicado a uma grande gama de tratamentos, conforme apresentado na Figura 6 abaixo.

Figura 6: Fluxograma de aplicabilidade dos wetlands construídos como alternativa tecnológica para o tratamento de esgoto sob o contexto da zona rural brasileira, apresentada pelo Programa Nacional de Saneamento Rural.



Fonte: FUNASA (2019) apud SEZERINO; PELISSARI (2021, p. 19).

Segundo Von Sperling e Sezerino (2018), os WC possuem três configurações variantes tradicionais na literatura mais utilizadas em nível mundial, são estas:

- *Wetland* construído de escoamento horizontal subsuperficial (recebendo esgoto pré-tratado);
- *Wetland* construído de escoamento vertical (recebendo esgoto pré-tratado);
- *Wetland* construído de escoamento vertical (Sistema Francês) (recebendo esgoto bruto).

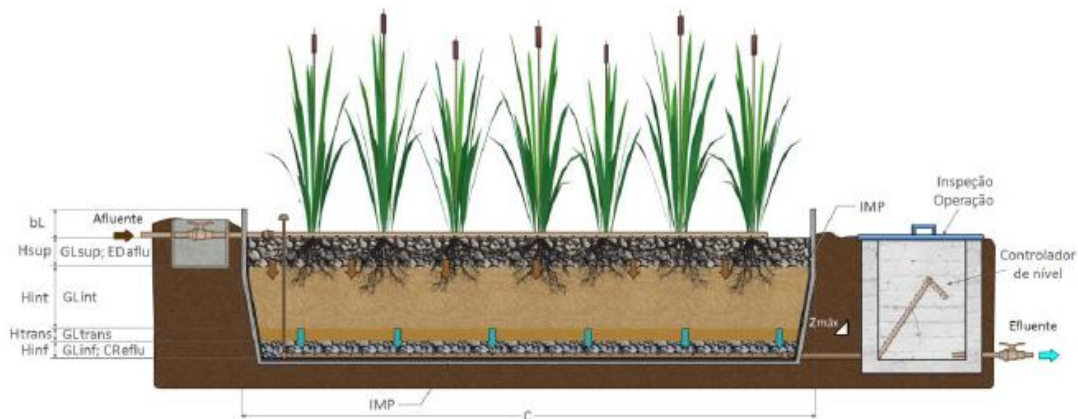
3.6.1.3.1 *Wetland* Construído de Escoamento Vertical (WCV)

Segundo Sezerino e Pelissari (2021), os *Wetland* Construídos de Escoamento Vertical (WCV) possuem a particularidade, em comparação as demais configurações de WC, da alimentação de esgoto afluente do leito de operação ocorrer de forma intermitente por meio de bombas ou sifões. Conforme descrito pelos autores, essa particularidade faz com que ocorra uma intensa entrada de massas de ar

atmosférico por meio de convecção, aumentando o percentual de oxigênio dissolvido no interior do maciço filtrante, propiciando a proliferação de bactérias autotróficas nitrificantes, resultando em um nível de tratamento secundário avançado, com a oxidação do nitrogênio amoniacal para nitrato, além da oxidação da matéria orgânica carbonácea por meio de bactérias heterotróficas aeróbicas.

Nos WCV o afluente a ser tratado é disposto intermitentemente de forma uniforme sobre toda a área superficial do módulo de tratamento, onde percola em trajetória descendente por entre o sistema radicular das macrófitas plantadas e dos poros do material filtrante (usualmente composto por areia), assim mantendo o meio não saturado, o que permite as condições aeróbias no leito filtrante (VON SPERLING; SEZERINO [2018]). Na Figura 7 abaixo é possível visualizar o esquema representativo dessa configuração descrita e suas principais medidas de projeto.

Figura 7: Esquema representativo do perfil longitudinal do *wetland* construído de escoamento vertical.



Legenda:

Hsup - altura da camada superior do meio suporte (camada opcional);	GLsup - granulometria do leito na camada superior do meio filtrante;
Hint - altura da camada intermediária, principal, de filtração;	GLint - granulometria do leito na camada intermediária, principal, de filtração;
Htrans - altura da camada de transição;	GLtrans - granulometria do leito na camada de transição
Hinf - altura da camada inferior, de drenagem;	GLinf - granulometria do leito na camada inferior, de drenagem;
bL - borda livre; distância vertical entre o nível superior do meio suporte e o topo do talude ou parede	ED aflu - zona de entrada e distribuição do afluente, na camada superior do meio filtrante;
C - comprimento;	CR eflu - zona de coleta e retirada do efluente na camada de drenagem, no fundo.
Zmáx - declividade máxima do talude (quando necessário);	
IMP - impermeabilização (fundo e laterais);	

Fonte: SEZERINO; VON SPERLING (2018, p. 23).

3.6.1.3.2 Indicadores de eficiência e área requerida dos WC

Os WC podem ser uma boa alternativa como pós-tratamento de efluentes anaeróbios, devido a sua elevada capacidade de remoção de matéria orgânica e sólidos, bem como de nutrientes e de organismos indicadores de contaminação, embora, nestes dois últimos casos, com informações mais escassas e/ou menos precisas (USEPA, 2000; KADLEC *et al.*, 2000; MBWETTE; KATIMA; JØRGENSEN, 2001; STOTT; MAY; MARA, 2003). A Tabela 4 apresenta eficiência de remoção das principais configurações de WC.

Tabela 4: Valores de eficiência de remoção das principais configurações de *wetland* construído.

Parâmetros	WCH	WCV	WCV (sistema francês)
Nível de tratameno	Secundário	Secundário	Primário e secundário (combinados)
Sólidos Suspensos Totais	>80%	>90%	>90%
DBO5	>80%	>90%	>90%
Nitrogênio Amoniacal	20 – 30%	>90%	>90%
Nitrogênio Total	30 – 50%	<20%	<20%
Fósforo Total	10 – 20%	10 – 20%	10 – 20%
Coliformes	2 log ₁₀	2- 4 log ₁₀	1 - 3 log ₁₀

Camada única de FV, com camada principal constituída de areia (tamanho de grão 0,06 – 4 mm)

Fonte: Adaptado de TREATMENT WETLANDS (2017, p. 4).

Na Tabela 5 abaixo são apresentadas estimativas de área necessária para implantação dos principais modelos de WC.

Tabela 5: Valores de área requerida para o tratamento dos principais *wetlands* construídos

Configuração de WC	Área requerida para o tratamento (m ² /hab)
WCH	3.0 – 10.0
WCV	1.2 – 5.0
WCV (sistema francês)	2.0 – 2.5

Fonte: Adaptado de MOLLE *et. al.* (2005); VON SPERLING (2007); KADLEC; WALLACE (2009) apud TREATMENT WETLANDS (2017, p. 4).

3.7 CORPO RECEPTOR

Conforme a Resolução CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005, um corpo receptor é um corpo hídrico superficial que recebe lançamento de efluentes. Para emissão desses efluentes líquidos de fontes geradoras nas águas superficiais no Estado do Rio Grande do Sul constam orientações na Diretriz Técnica nº 05/2017 (Versão 2 Set. de 2019) da FEPAM, para que sejam atendidos os critérios e padrões exigidos pela Resolução CONSEMA nº 355 de 2017 e pela Resolução CONAMA nº 357 de 2005 e suas respectivas alterações.

A referida Resolução CONAMA nº 357/2005, e suas respectivas alterações parciais, também dispõem sobre a classificação dos corpos de água e oferece diretrizes ambientais para o seu enquadramento, assim como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes. Segundo esta Resolução, para classificar os cursos d'água devem ser observados fatores como a qualidade, capacidade, e demais características específicas, podendo o corpo hídrico ser classificado como Classe I, Classe II, Classe III, Classe IV ou Classe Especial. A Tabela 6 apresenta os padrões de qualidade d'água doce classe II, estabelecidos pela referida resolução.

Tabela 6: Padrões de qualidade d'água doce classe II, segundo a Resolução CONAMA 357/2005 – Corpos de Água Doce.

Parâmetro	Unidade	Água doce – Classe II
DBO5	mg/L	5
Oxigênio Dissolvido (OD)	mg/L	≥ 5
N amoniacal total (pH<7,5)	mgN/L	3,7
N amoniacal total (7,5<pH<8,0)	mgN/L	2,0
N amoniacal total (8,0<pH<8,5)	mgN/L	1,0
N amoniacal total (pH>8,5)	mgN/L	0,5
Nitrato	mgN/L	10
Nitrito	mgN/L	1,0
P total (ambiente lêntico)	mgP/L	0,030
P total (ambiente interm. e tribut. direto lêntico)	mgP/L	0,050
P total (amb. Lótico e trib. Amb. Interm.)	mgP/L	0,10
Coliformes Termotolerantes	Org/100mL	1.000/ Resol. 274

Fonte: Adaptado da Resolução CONAMA 357/2005.

Para que seja verificada a possibilidade de lançamento de efluentes tratados em um corpo d'água no Estado do Rio Grande do Sul, deverão ser considerados os valores máximos estabelecidos para os parâmetros relacionados da classe de enquadramento do corpo receptor obedecendo às condições de vazão de referência do mesmo. Para tanto, no Rio Grande do Sul, a CONSEMA 355/2017 disponibiliza equação que relaciona a vazão de referência do corpo hídrico receptor e a vazão do efluente com o padrão de emissão de cada parâmetro contido no efluente e o valor padrão do respectivo parâmetro estabelecido para a classe na qual o corpo hídrico receptor se enquadra.

Caso se verifique que a referida relação exigida pela CONSEMA 355/2017 não permita que o efluente seja lançado no corpo hídrico receptor pretendido, poderá haver a possibilidade, de acordo com a Resolução CONAMA nº 430/2011, de que esse efluente seja infiltrado no solo, desde que o solo local apresente características adequadas.

3.8 PROJEÇÃO POPULACIONAL

A projeção populacional é indispensável para que os projetos de saneamento básico estimem o uso dos sistemas ao longo dos anos. Nos projetos de esgotamento sanitário é necessário conhecer a população final atendida, ou seja, a população que se espera encontrar na área de projeto ao final do período adotado. Segundo Termo de Referência da FUNASA (2018), o horizonte do PMSB deve ser de 20 anos.

Os principais métodos utilizados para as projeções populacionais são os seguintes (VON SPERLING, 1996):

- Projeção aritmética;
- Projeção geométrica;
- Regressão multiplicativa;
- Taxa decrescente de crescimento;
- Crescimento logístico;
- Comparação gráfica entre cidades similares;
- Método da razão e correlação e método da previsão com base nos empregos.

Também, poderá ser realizado o ajuste das curvas previstas através de regressão. Sendo esta uma técnica de modelagem que consiste em determinar uma função que descreva, de forma mais aproximada possível, a relação entre as variáveis independentes e as variáveis para previsão do valor que a variável dependente assumirá (RAGSDALE, 2009).

Com os resultados da projeção populacional poderá ser realizada uma estimativa de vazão de esgoto presente e futura, assim como possibilitar a escolha e o dimensionamento do tratamento mais adequado para cada caso (NUVOLARI, 2011). Sendo que, na visão de Hernández e Peroni (2011), não há um modelo matemático de projeção populacional perfeito, que seja geral, realista, preciso e simples ao mesmo tempo. Portanto, cada projeto deverá adotar um ou mais métodos que se adequem a realidade local e aos dados existentes.

3.9 PROPOSTA DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

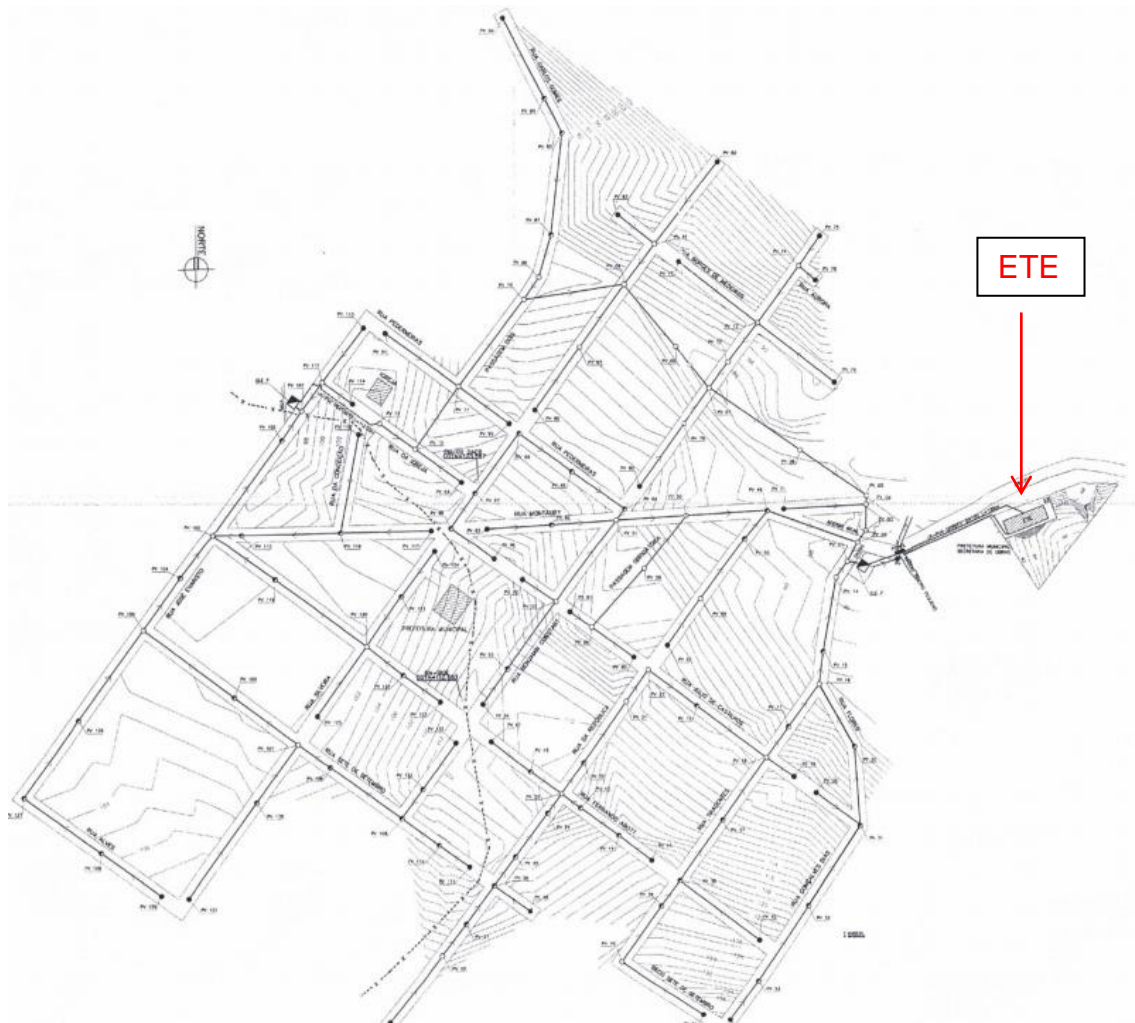
Conforme documentos disponibilizados pela Prefeitura Municipal de Mariana Pimentel, foi possível verificar que, em outras ocasiões, já havia sido apresentada proposta de SES, com rede separador absoluto, para a zona urbana do município. Nestes documentos consta proposta realizada pela empresa CONCREMAT em 2005, composta por Relatório Técnico da Análise do Projeto de Esgotamento Sanitário para o município de Mariana Pimentel. Também, há proposta de alternativa para o tratamento de esgoto sanitário no Atlas Esgoto 2017, um trabalho conjunto da Agência Nacional de Águas (ANA) com a Secretaria Nacional de Saneamento.

Este trabalho buscou considerar as propostas existentes na elaboração da alternativa de tratamento, portanto tais propostas serão apresentadas nos subitens a seguir, assim como a proposta elaborada pelo autor e sua justificativa.

3.9.1 Proposta de SES (CONCREMAT)

Em 2005 a empresa CONCREMAT realizou Relatório Técnico da Análise do Projeto de Esgotamento Sanitário para o município de Mariana Pimentel. O projeto apresentado previa, para a zona urbana, a instalação de um sistema composto por rede coletora do tipo sistema separador absoluto e uma Estação de Tratamento de Esgotos (ETE), conforme croqui apresentado na Figura 8 abaixo.

Figura 8: Croqui esquemático do projeto do Sistema de Esgotamento Sanitário de Mariana Pimentel.



Fonte: Plano Municipal de Saneamento Básico de Mariana Pimentel (sem data).

3.9.2 Proposta de tratamento de esgoto sanitário (Atlas Esgoto)

No Atlas Esgotos (2017), documento elaborado pela Agência Nacional de Águas (ANA) e Secretaria Nacional de Saneamento (SNS), foi apresentado relatório do município de Mariana Pimentel contendo informações importantes sobre os índices de atendimento de tratamento de esgoto sanitário no município, valores de cargas geradas e cargas lançadas (kg DBO/d) e alternativas técnicas e investimentos estimados até o ano de 2035. A Tabela 7 mostra dados de vazão (L/s) e cargas geradas e lançadas (kg DBO/d) da cidade.

Tabela 7: Índice de tratamento de esgotos, vazão e cargas geradas e lançadas no município de Mariana Pimentel.

CATEGORIAS	Índice de tratamento	Vazão (L/s)	Carga gerada (kg DBO/d)	Carga lançada (kg DBO/d)
Índice sem atendimento: sem coleta e sem tratamento	1,7%	0	0,6	0,6
Índice de atendimento por solução individual	93,3%	0,8	33,3	13,3
Índice de atendimento com coleta e sem tratamento	5,0%	0	1,8	1,8
Índice de atendimento com coleta e com tratamento	-	0	0	0
TOTAL		0,8	35,7	15,7

Fonte: ANA (2017)

A análise preliminar realizada pela ANA considerou como alternativa técnica para a área urbana do município, considerando projeção populacional até o ano de 2035, a proposta de implementação de Estação de Tratamento de Esgotos, com tratamento secundário convencional, sem requerimentos adicionais para fósforo e nitrogênio. Essa proposta previu o atendimento de 90% das habitações da zona urbana, e sugeriu que para os 10% restantes fosse realizada a manutenção dos sistemas individuais de tratamento.

Na Figura 9 é apresentada alternativa técnica e investimentos estimados, e na Figura 10 é apresentada a proposta de estação de tratamento analisada, ambas referentes à proposta de SES da ANA.

Figura 9: Sistema de esgotamento sanitário proposto e investimentos esperados para a área urbana do município de Mariana Pimentel.

Município	Mariana Pimentel		UF	RS	Código IBGE	4311981
População urbana		Prestador dos serviços				
Atual (2013)	Estimada (2035)	PM	Prefeitura Municipal de Mariana Pimentel			
661	700					
Alternativas técnicas e investimentos estimados (2035)						
	Carga orgânica (Kg DBO/dia)		Índice de atendimento	Remoção de DBO (Análise preliminar)	Requerimentos adicionais	
	Afluente	Lançada			Atenção para Fósforo	Não
Soluções individuais	3,8	1,5	10,0%	Tratamento secundário convencional	Atenção para Nitrogênio	Não
Estações de tratamento	34,0	13,6	90,0%			
Investimentos Estimados						
Coleta	R\$ 948.641,70		Estação de tratamento	R\$ 144.220,45		Total R\$ 1.092.862,14

Fonte: ANA (2017).

Figura 10: Estação de Tratamento de Esgotos proposta para a área urbana do município de Mariana Pimentel.

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO ANALISADA (2035) - PRELIMINAR					
Características da ETE					
Nome	ETE MARIANA PIMENTEL (solução estudada na modelagem)		População atendida	630	
Processo de referência	Reator Anaeróbio				
Eficiência adotada	60,0%	Sistema integrado	NÃO		
Características do efluente					
Vazão afluente (L/s)	1,3	Carga afluente (Kg DBO/dia)	34,0	Carga lançada (Kg DBO/dia)	13,6
Características do corpo receptor					
Nome	Não disponível na base hidrográfica utilizada				
Vazão de referência (L/s)	136,7	Classe de enquadramento adotada	2		

Fonte: ANA (2017).

Foram estimados investimentos necessários para implantação do projeto no ano de 2013. O valor estimado para implantação do sistema de coleta foi de R\$ 948.641,70. Já a estimativa para a instalação da ETE, composta por Reator Anaeróbio, foi de R\$ 144.220,45. Portanto, a estimativa de gasto, na época, para implantação do sistema coletivo proposto totalizaria R\$ 1.092.862,14, dos quais 86,8% do investimento total previsto seriam gastos para instalação da rede.

3.9.3 Proposta Autor

Ao longo da etapa de Diagnóstico do PMSB, por meio de pesquisa popular (distribuição de questionários), foi observado que os dados apresentados pela ANA (2017), quanto à abrangência de sistemas de tratamento individual, não eram condizentes com a realidade do município de Mariana Pimentel. Além disso, esses sistemas, caso existam, não possuem qualquer registro, manutenção e limpeza. Portanto, foi elaborada nova proposta de tratamento pelo autor, a qual será mais bem descrita nos itens a seguir.

a) Zona Rural

Considerando as recomendações da literatura, supramencionados no item 3.5, entendeu-se que para a zona rural do Município de Mariana Pimentel a melhor alternativa é a adoção/manutenção de sistema de tratamento individual composto de tanque séptico (TS), tratamento complementar e disposição final.

Salienta-se que este trabalho não teve como objetivo definir qual a melhor alternativa de tratamento complementar, tampouco qual a disposição final mais adequada para o efluente tratado de forma individual, visto a ausência de dados como amostragens de solos das comunidades rurais. Portanto somente fora realizado o pré-dimensionamento do TS, a fim de mensurar o volume e as características (devido ao tempo de detenção) do LFTS gerado no município.

b) Zona Urbana

Tendo em vista a proposta de tratamento da ANA, considerou-se o tratamento através de reator UASB - *Upflow Anaerobic Sludge Blanket*, verificando-se que possivelmente o tratamento não seria suficiente para atender aos parâmetros exigidos para lançamento dos efluentes tratados em corpo receptor Classe II. Pois, conforme apresentado na Tabela 3 (Eficiência do reator UASB), os resultados reais percentuais de remoção de nutrientes (fósforo e nitrogênio), na prática, apresentaram valores até mesmo “negativos” de eficiência. Portanto, este trabalho considerou que o reator UASB não possui capacidade de remoção de nutrientes e se valeu dos valores reportados na literatura de Von Sperling (2005) para o dimensionamento do sistema.

Contudo, entendeu-se válida a proposta de instalação dessa unidade, desde que seja acompanhado de um tratamento complementar com boa eficiência na remoção de nutrientes e patógenos. Neste caso, dentre as possíveis configurações de *Wetland* Construído, o *Wetland* Construído de Escoamento Vertical (WCV) foi a tecnologia escolhida devido a sua simplicidade de operação, menor área requerida

em comparação as demais configurações possíveis e adequada eficiência na remoção dos referidos parâmetros e entre outros. Salienta-se que essa configuração necessita de uma caixa de armazenamento de afluente, visto que sua operação ocorre de forma intermitente, por meio de bateladas.

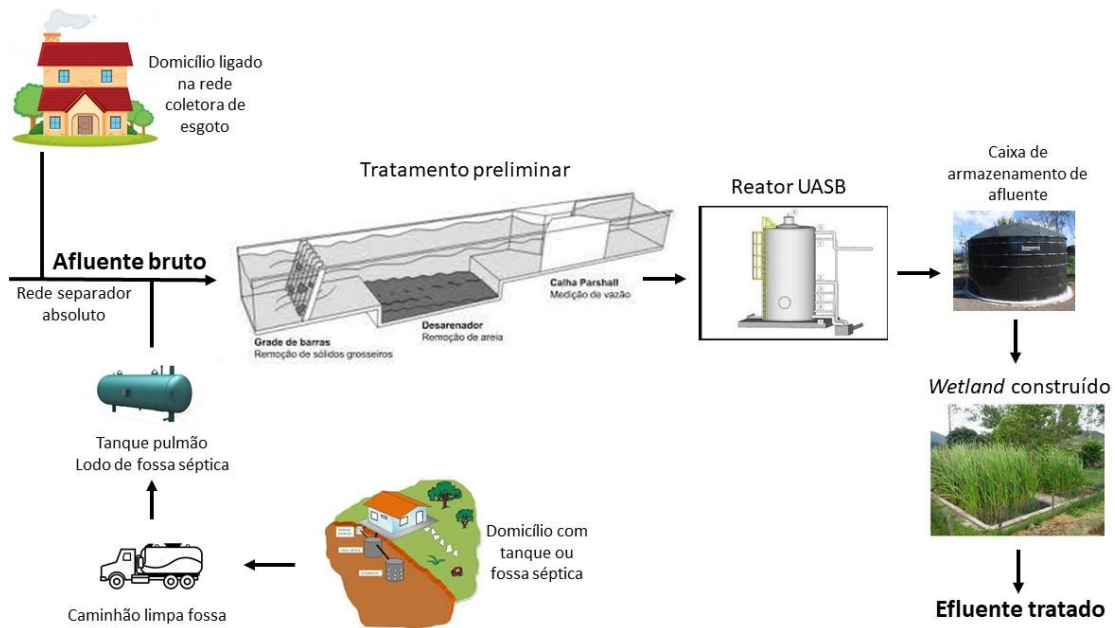
O sistema de tratamento proposto também contará com tratamento preliminar físico, composto de gradeamento e desarenador, para remoção, respectivamente, de sólidos grosseiros e areia, a fim de que estes não danifiquem as tubulações e os sistemas de bombeamento, assim protegendo as etapas seguintes do processo. Também, se propõe que seja instalada Calha Parshall (medidor de vazão) ao final do tratamento preliminar, para que seja quantificada a vazão do resíduo líquido que estará entrando no sistema.

Ainda, considerando a necessidade de uma disposição final adequada para o lodo gerado pelas fossas/tanques sépticos no município, buscou-se referência em estudos de lançamento de LFTS em reator UASB (apresentados brevemente no subitem 3.6.1.2.2.), os quais se mostraram como uma alternativa promissora, visto que o sistema de tratamento contará com tratamento complementar, o WCV.

Para tanto, o LFTS, após limpeza (remoção de 90% do lodo) dos tanques/fossas sépticos(as), deverá ser transportado e armazenado em tanque pulmão de armazenamento, de onde será bombeado a uma vazão constante ao reator UASB, assim evitando choques de carga. Salienta-se que as operações de limpeza e transporte deverão ser realizadas por empresa/veículo transportador licenciado pelo órgão ambiental competente, e que essa operação deverá ocorrer a cada dois anos por unidade, conforme recomendação de manual da Funasa (BRASIL, 2014).

Abaixo, na Figura 11, é apresentado fluxograma do sistema de tratamento proposto para tratar o esgoto sanitário da zona urbana conjuntamente com LFTS gerado no município de Mariana Pimentel.

Figura 11: Modelo do sistema de tratamento de esgoto e LFTS proposto pelo Autor.



Fonte: Elaborado pelo Autor.

4 METODOLOGIA

O desenvolvimento do trabalho foi dividido nas etapas de caracterização da área de estudo, projeção populacional, cálculo de vazões e concentrações de entrada na ETE, dimensionamento da ETE, escolha de área para implantação do sistema de tratamento, corpo receptor e, por fim, orçamento.

Grande parte dos dados utilizados é proveniente do Diagnóstico Técnico-Participativo da Situação do Saneamento Básico (2021) desenvolvido pela equipe do IPH/UFRGS. A metodologia utilizada nas etapas de desenvolvimento deste trabalho é descrita nos itens a seguir.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Este tópico buscou apresentar a caracterização do Município de Mariana Pimentel com informações para a escolha e dimensionamento do(s) sistema(s) de tratamento de esgoto sanitário, sendo estas: localização e acessos, população, clima, aspectos hidrográficos e situação do esgotamento sanitário. As informações apresentadas foram angariadas em consulta à etapa de diagnóstico do PMSB em desenvolvimento e em portais provedores de informações confiáveis, como o site do IBGE e da FEPAM.

4.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL

O horizonte de projeto adotado foi de 20 (vinte) anos e, a partir disso, foram considerados os dados do IBGE de levantamento populacional dos anos 2000 e 2010 e estimativas populacionais de 2011 até 2021. Também, utilizaram-se os dados censitários do número de domicílios existentes na zona urbana e na zona rural no ano de 2010 (IBGE, 2010).

Para estimativa de crescimento populacional do município, foi realizada um ajuste das curvas lineares e exponenciais utilizando os dados dos censos do IBGE de 2000 e 2010. Ambas as abordagens produziram resultados muito semelhantes e, portanto, optou-se por utilizar um ajuste linear para a estimativa de crescimento populacional.

4.3 CÁLCULO VAZÃO DE ENTRADA NA ETE

Para realizar o dimensionamento da ETE foi necessário quantificar a vazão de esgoto e LTFS que necessitará de tratamento na mesma. Considerou-se que o tratamento coletivo proposto, em um futuro em que o projeto tenha sido inteiramente implantado, contemplará o tratamento de esgoto doméstico de 90% das residências da zona urbana e todo o LTFS gerado pela zona rural do município somado aos

10% que, na zona urbana, possivelmente ainda necessitarão utilizar tratamento individual.

Para o cálculo de vazão de esgoto sanitário foram considerados dados obtidos na caracterização do município, como consumo *per capita* de água, estimativa média de número de residentes por domicílio (IBGE, 2000 e 2010) e projeção populacional e de domicílios. Além disso, para determinar a taxa de contribuição de infiltração, foi utilizado o *software* Google Earth Pro para calcular a extensão aproximada da rede projetada pela empresa CONCREMAT em 2005 - proposta de rede adotada neste trabalho. Com isso, foram calculadas a vazão mínima, média e máxima, seguindo como guia de cálculo a literatura de Jordão e Pessôa (2014) e as recomendações da NBR 9.649/86.

Com base nos dados da caracterização do município e projeção populacional, foi definido o número de pessoas e domicílios que se valerão de sistema individual, a considerar um futuro de projeto em que 100% dos residentes da zona rural e, somente, 10% dos residentes da zona urbana possuam sistema unitário de tratamento, composto minimamente por tanque/fossa séptica(o). Com base no volume total de lodo que será gerado no município, para fins de cálculo de vazão de lodo que chegará até o tanque pulmão de armazenamento, foi definida a periodicidade das coletas/limpezas a cada 5 dias. Logo, o volume armazenado no tanque pulmão deverá ser lançado no sistema ao longo desse período para viabilizar a chegada de novas coletas, calculando-se, assim, a vazão de lançamento de LFTS na ETE.

Uma vez que ambas as vazões de esgoto sanitário e LFTS foram calculadas, realizou-se o somatório das vazões, assim como cálculo das concentrações de mistura de entrada na ETE, com base nas características específicas de cada um dos afluentes.

4.4 DIMENSIONAMENTO DA ETE

Utilizou-se como guia de cálculo para o dimensionamento do tratamento preliminar a literatura de Nuvolari (2011), assim como as exigências da NBR 12.208/2020 e NBR 12.209/2011. Já para o dimensionamento do reator UASB foi utilizado como guia de cálculo a literatura de Chernicharo (1997) e exigências da NBR 12.209/2011.

Considerando que não há norma técnica brasileira para o dimensionamento de WCV, utilizou-se o documento consenso elaborado por Von Sperling e Sezerino (2018) como referência.

4.5 ESCOLHA DE ÁREA PARA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO

Depois de realizado o dimensionamento do sistema de tratamento, foi possível determinar a área necessária para implantação. A escolha do local levou em consideração a proposta realizada em 2005 pela empresa CONCREMAT, a qual previa instalação de ETE próxima ao prédio da Secretaria Municipal de Mariana Pimentel. Visto que esse trabalho irá adotar a proposta de rede coletora de esgoto da referida empresa, utilizou-se imagens de satélite disponíveis no *software* Google Earth Pro, a fim de verificar se ainda haveria a mesma disponibilidade de área da época para implantação do sistema de tratamento proposto. Também, utilizando ferramenta deste mesmo *software* foi possível estimar a área disponível para implantação do sistema no local, a fim de verificar se seria suficiente para instalação do sistema de tratamento proposto neste trabalho.

4.6 CORPO RECEPTOR

Considerando os dados apresentados no item 5.1.4, o Arroio Ribeiro Pequeno se mostrou como um potencial corpo hídrico receptor para o lançamento dos efluentes tratados na ETE, levando em conta sua extensão e proximidade com a área proposta para implantação do sistema de tratamento.

Consultou-se a Resolução nº 207 do Conselho de Recursos Hídricos do Rio Grande do Sul, de 09 de novembro de 2016 (RS, 2016), onde foi verificado que o Arroio Ribeiro Pequeno ainda não possui enquadramento de Classe. Portanto, o mesmo foi enquadrado como Classe II, conforme estabelece o Art. 42º da Resolução CONAMA nº 357/2005 (CONAMA, 2005), situação para quando a classe do curso hídrico ainda não foi aprovada.

Em pesquisa na hidroweb, *website* da Secretaria do Meio Ambiente e Infraestrutura e Plano da Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba não foi encontrada estimativa de vazão para o Arroio Ribeiro Pequeno. Deste modo, sem sua vazão de referência, não será possível verificar se a vazão do efluente tratado poderá ser lançada no corpo receptor. No entanto, seguindo as orientações da CONSEMA 355/2017 (CONSEMA, 2017), para quando for calculada sua vazão, deixou-se indicada a condição que deverá ser satisfeita para que seja permitido o lançamento.

4.7 ORÇAMENTO

O custo total de implantação do sistema de esgotamento sanitário foi estimado separadamente e com diferentes métodos para as etapas de coleta e tratamento. Foram realizados comparativos por valor de área com obras similares (tratamento preliminar e reator UASB), correção inflacionária de orçamento existente (rede de coleta), orçamento diretamente com empresas fornecedoras de produtos específicos (tanque pulmão de armazenamento e caixa de armazenamento de afluente) e quantificação dos materiais e/ou serviços necessários seguido de pesquisa de valores referência não desonerados no Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI (serviço de limpeza de fossas e

WCV). Após o somatório dos custos das etapas, chegou-se a um valor total ao qual foram adicionados os Benefícios e Despesas Indiretas – BDI.

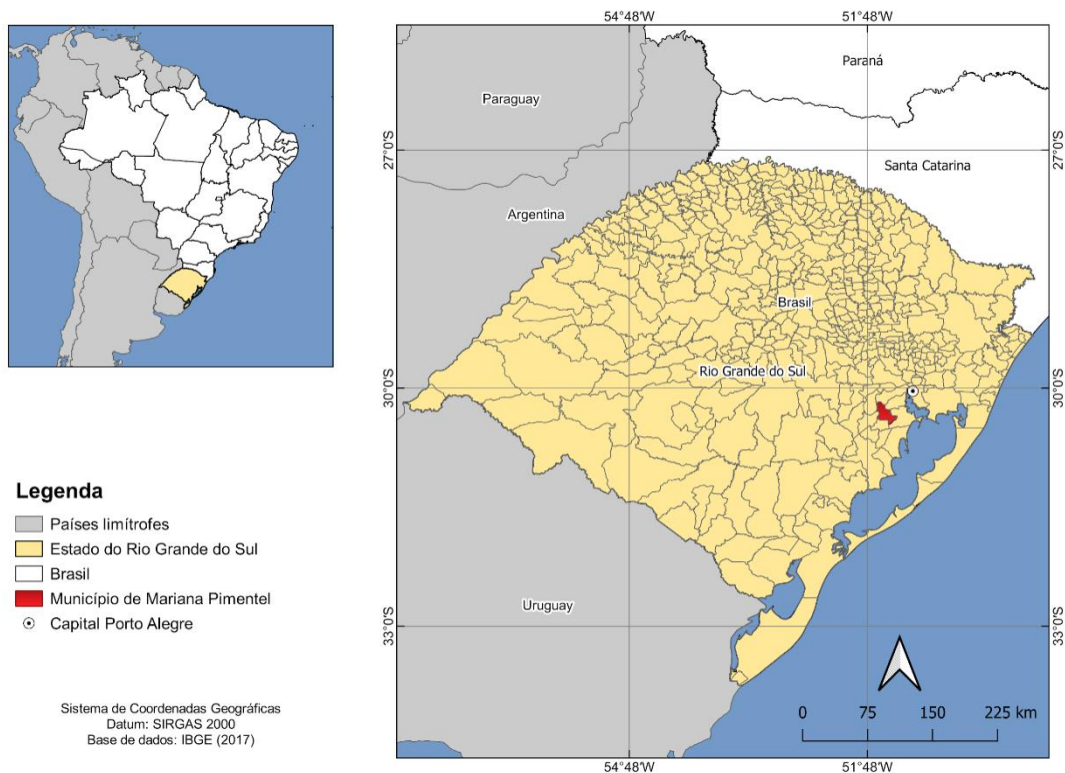
5 DESENVOLVIMENTO

5.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

5.1.1 Localização e acessos

Mariana Pimentel é um município brasileiro do estado do Rio Grande do Sul, pertencente à Mesorregião Metropolitana de Porto Alegre e à Microrregião de Porto Alegre. O município abrange uma área de 338.450 km² (IBGE, 2010), localizada no encontro das coordenadas entre o paralelo 30°19'50" Sul e o meridiano 51°34'52" Oeste, como pode ser observado na Figura 12 abaixo.

Figura 12: Localização do município de Mariana Pimentel-RS.



Fonte: Universidade Federal do Rio Grande do Sul (2021).

Mariana Pimentel fica localizada a 84,5 km da Capital Porto Alegre, tendo como principal via de acesso ao centro urbano a BR-116, e posteriormente a rodovia estadual RS-711, que é acessada na altura da localidade de Passo da Estância (70 Km de Porto Alegre, aproximadamente), conforme indicado na Figura 13, onde é preciso percorrer cerca de 18 quilômetros. A sede municipal de Mariana Pimentel também possui acessos alternativos por estradas vicinais com municípios limítrofes à região, exceto Barra do Ribeiro.

Figura 13: Vias de acesso ao município de Mariana Pimentel-RS.



Fonte: Mapa Político do Rio Grande do Sul (IBGE, 2015).

5.1.2 População

De acordo com dados censitários oficiais do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010), a população marianense é de 3.768 habitantes, sendo 638 residentes na zona urbana e outros 3.130 na área rural. Portanto Mariana Pimentel possui uma população predominantemente ruralizada. As estimativas do censo demográfico (IBGE, 2020) apontam que a população de Mariana Pimentel era de 3.888 habitantes em 2020. Ainda, as estimativas do censo demográfico (IBGE, 2020) apontam uma população de 3.888 habitantes em 2020. Demais projeções calculadas pelo instituto, entre os anos de 2011 e 2020, podem ser visualizadas na Tabela 8 abaixo.

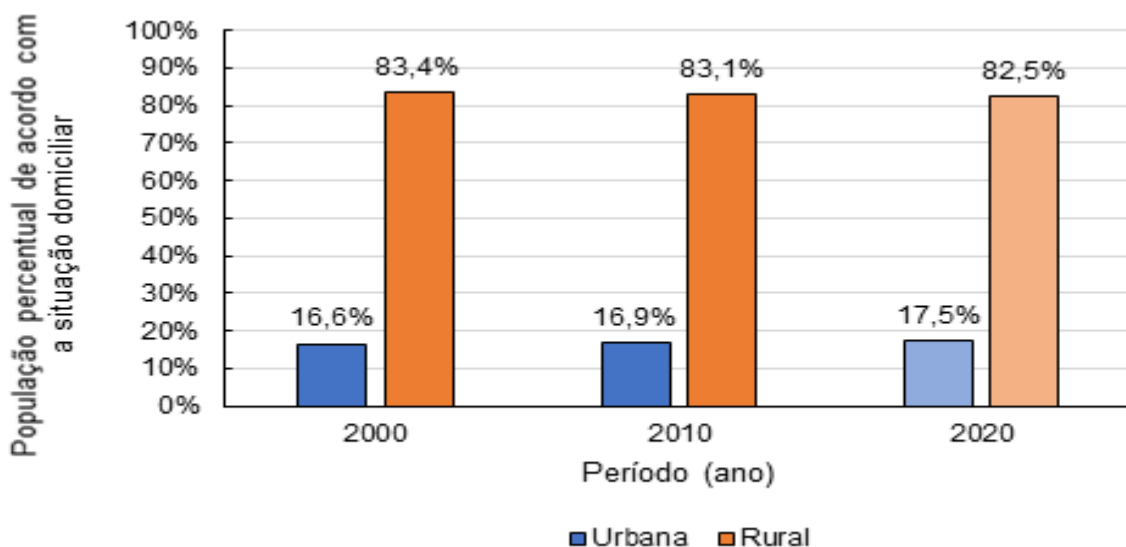
Tabela 8: População anual residente no município de Mariana Pimentel.

Período (ano)	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
População (nº de hab.)	3.771	3.774	3.906	3.913	3.920	3.926	3.932	3.881	3.885	3.888

Fonte: IBGE – Estimativas de População (2020).

Dados censitário do IBGE (2010) apontam que, em 2010, havia um total de 1.901 habitações no município, sendo que cerca de 73,70 % eram classificadas como ocupado, destes, a média era de 2,69 habitantes por domicílio ocupado. Ainda, conforme Diagnóstico Técnico-Participativo da Situação do Saneamento Básico (Equipe IPH, 2021), o qual se valeu de dados censitários do IBGE para os períodos de 2000 e 2010, estabeleceu-se uma proporção percentual do número de habitantes de acordo com a situação domiciliar da população marianense ao longo dos anos, conforme apresentado na Figura 14 abaixo.

Figura 14: Relação entre população urbana e rural em Mariana Pimentel.
Fonte: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2021.

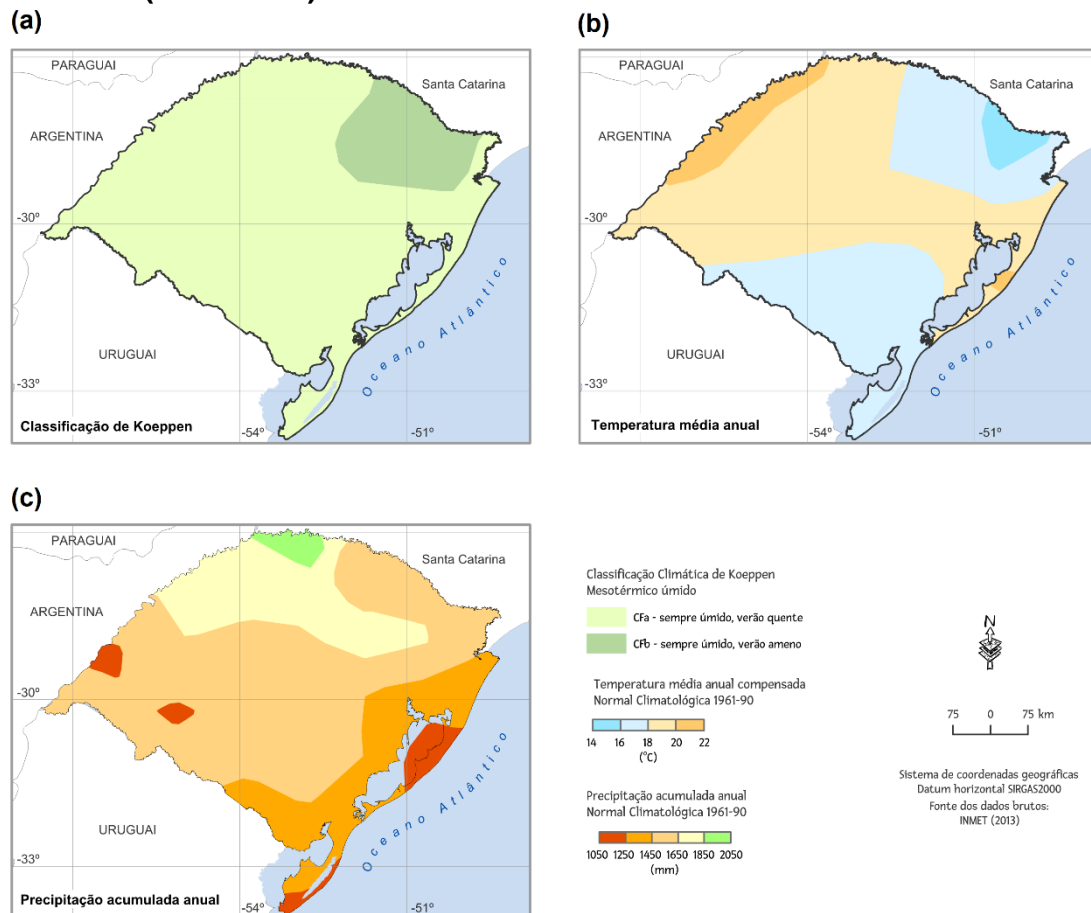


Fonte: Universidade Federal do Rio Grande do Sul (2021).

5.1.3 Clima

O sistema metodológico de classificação climática de Köppen (1931) agrupa um conjunto de categorias climáticas de acordo com a vegetação natural da região observada, além de outros fatores transitórios climáticos, tais como médias de temperatura e precipitação pluviométrica (PESSOA, 2017). As principais características climáticas do RS podem ser visualizadas na Figura 15 abaixo.

Figura 15: Características climáticas do Rio Grande do Sul: Classificação climática de Köppen, Temperatura e Precipitação médias anuais (1960-1990).



Fonte: PESSOA (2017)

Considerando esse sistema de classificação acima apresentado (Figura 3.17), o município de Mariana Pimentel, localizado na região leste do RS, possui clima do tipo subtropical úmido com temperaturas mais elevadas nos meses de verão (Figura

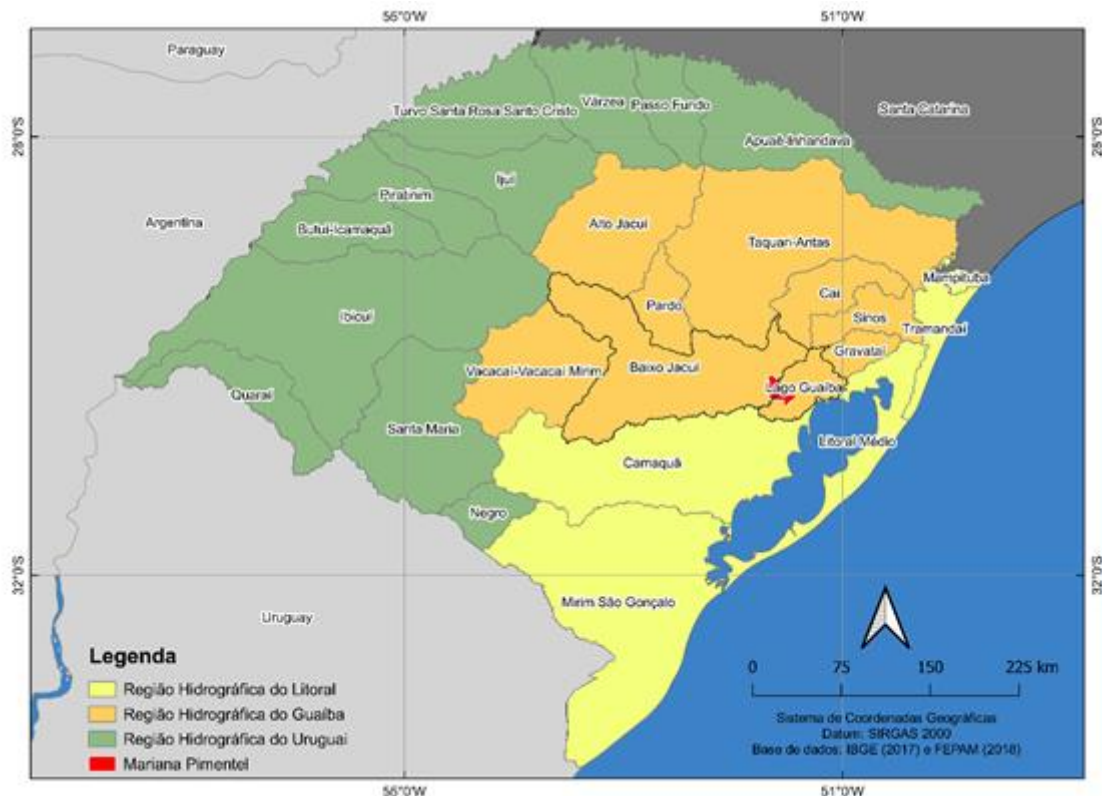
3.12b) e precipitações médias anuais típicas em torno de 1.250 – 1.450 mm (Figura 3.12c) bem distribuídas.

Em levantamento de dados realizados no Diagnóstico do PMSB (2021), verificou-se que a temperatura média na região de Mariana Pimentel é de 19,6°C, com uma umidade relativa do ar de 76,4%, e temperatura média do mês mais frio de 14,2°C.

5.1.4 Aspectos Hidrográficos

O município de Mariana Pimentel está localizado na Região Hidrográfica do Guaíba - uma das três grandes regiões do RS estabelecidas pela Lei Estadual 10.350/1994 (RS, 1994). A figura 16 abaixo ilustra a localização do município dentro da referida região hidrográfica.

Figura 16: Regiões Hidrográficas do Estado e a localização do município de Mariana Pimentel.



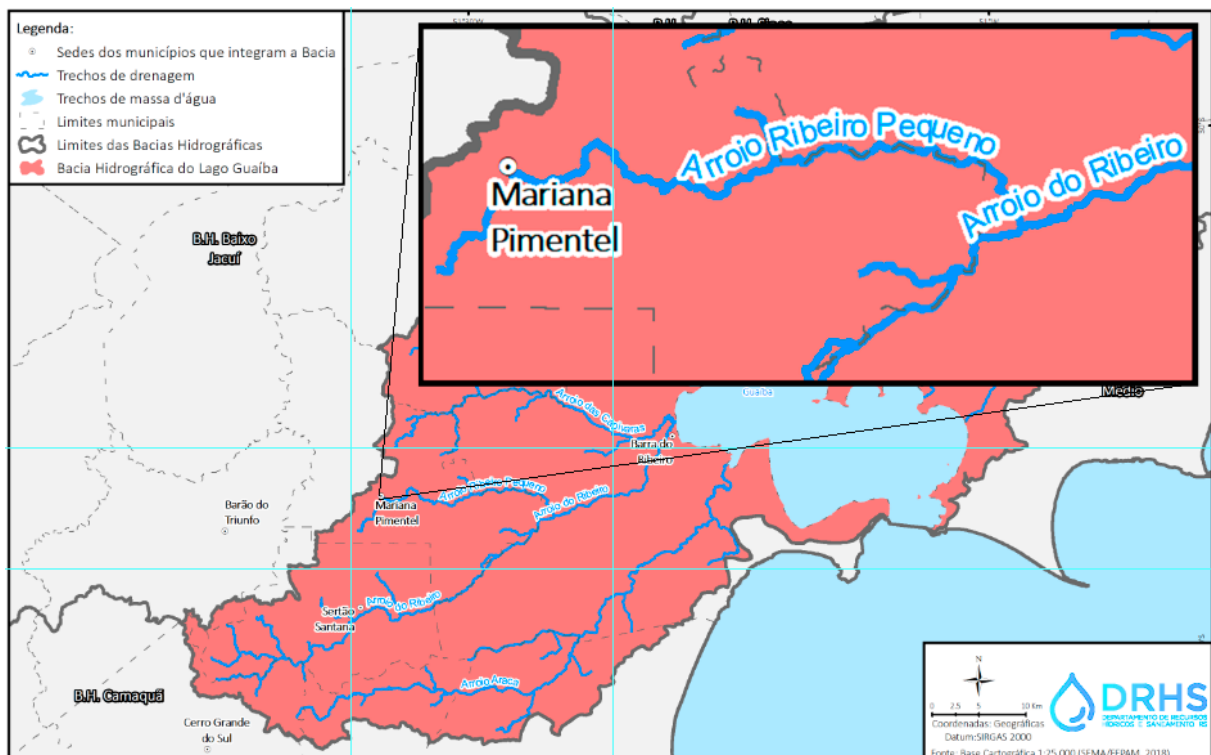
Fonte: Equipe IPH/UFRGS (2021).

Conforme pode ser visualizado na Figura acima, Mariana Pimentel está localizada parte na na Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba (G080), aproximadamente 51,88% da área do município (Plano de Bacia do Lago Guaíba (2016), e parte na Bacia Hidrográfica do Baixo Jacuí (G070), cerca de 48,12% da área do município (Plano de Bacia Baixo Jacuí (2015)).

Há o cruzamento de pelo menos nove arroios na faixa do território do município, somando um total de cerca de 90.765,05 Km de comprimento. Dentre os cursos d'água com maior extensão na área municipal, destaca-se o Arroio Ribeiro Pequeno, com aproximadamente 24.506 km de comprimento, o qual atravessa a região centro-sul do município, no sentido de oeste (montante) a leste (jusante), cruzando uma porção do perímetro urbano, o qual se encontra exclusivamente inserido na Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba.

No Mapa da Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba, Figura 17, é possível visualizar que Mariana Pimentel é afluente ao referido Arroio Ribeiro Pequeno, o qual deságua no Arroio do Ribeiro.

Figura 17: Mapa da Bacia Hidrográfica do Lago Guaíba



Fonte: Base Cartográfica 1:25.000 (SEMA/FEPAM, 2018), com ampliação área de interesse adaptada pelo Autor.

5.1.5 Situação do Esgotamento Sanitário

Segundo os dados levantados na etapa de Diagnóstico do PMSB (2021), até o ano de 2014 o município de Mariana Pimentel possuía contrato de concessão com a Companhia Riograndense de Saneamento (CORSAN) para prestação de serviço de abastecimento de água na zona urbana da cidade, não sendo contemplado o esgotamento sanitário. Desde então, o contrato não foi renovado e tampouco fora realizada licitação para atendimento do serviço de esgotamento sanitário. Portanto, o titular responsável pela prestação do serviço de esgotamento sanitário do município é a própria Prefeitura Municipal de Mariana Pimentel, visto a natureza jurídica da Administração Pública Direta. Sendo de sua responsabilidade a execução dos serviços de coleta, condução, tratamento e disposição final ambientalmente adequada do esgoto sanitário gerado na cidade.

O Diagnóstico do PMSB (2021) concluiu que os dados disponíveis quanto à situação do esgotamento sanitário são precários e possivelmente não refletem a realidade no município, não sendo possível determinar o nível de tratamento de esgotos das áreas urbana e rural. Não há informações que permitam a determinação do percentual de esgotos produzidos que são efetivamente tratados. Assim como não ocorrem vistorias nos sistemas individuais existentes, em sua maioria compostos somente por fossa séptica, a fim de constatar o bom funcionamento das unidades, bem como incentivar a limpeza periódica das mesmas.

O município não dispõe de Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) coletivo. Porém, em 2005 foi realizado um projeto para implantação de rede coletora e ETE para atender a área urbana. No entanto, na época, não houve interesse da Prefeitura em executá-lo.

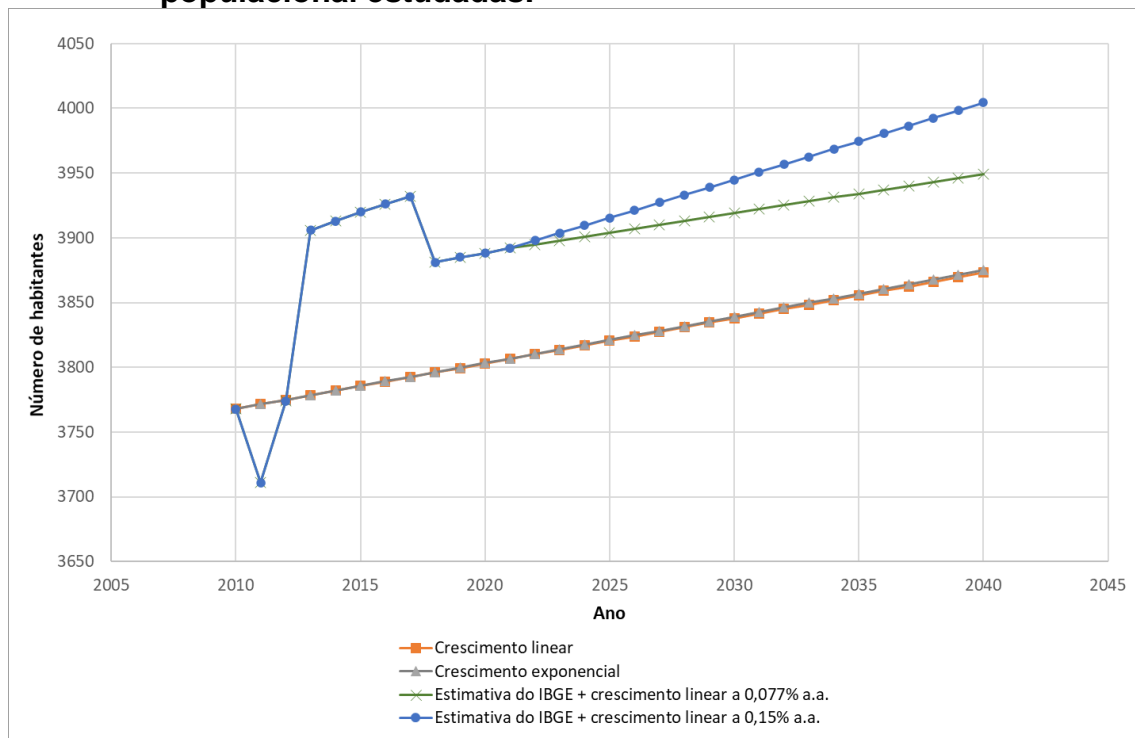
5.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL

Os resultados obtidos para o período de 2010 até 2021 foram comparados com as estimativas do IBGE para o mesmo período, observando-se uma discrepância evidente entre estes dados e os resultados calculados de crescimento linear ou exponencial. Cabe ressaltar que, diferentemente dos censos, nessas estimativas não há distinção entre a população rural e urbana o que constitui uma limitação fundamental.

Assim, foram isoladas as taxas de crescimento utilizadas pelo Instituto durante os períodos de constância (de 2013 a 2017, de 0,15% a.a., e entre 2018 e 2021, de 0,077% a.a.) e dois cenários adicionais foram projetados, considerando crescimento linear a essas taxas a partir do contingente populacional de 3.892 habitantes, estimado pelo IBGE para o ano 2021.

A figura 18 abaixo apresenta uma comparação entre as projeções consideradas.

Figura 18: Gráfico de comparação entre as projeções de crescimento populacional estudadas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Este trabalho considerou a estimativa menos conservadora, resultante da projeção linear a uma taxa de 0,15% a.a. a partir da população de 3.892 habitantes em 2021 (Estimativa do IBGE + crescimento linear a 0,15% a.a., Figura 18), projetou-se uma população total de 4004 pessoas para o ano de 2041.

Considerando os dados censitários de 2010, utilizou-se o mesmo valor proporcional de habitantes na zona urbana (16,90%) e rural (83,10%) para calcular a estimativa populacional e de domicílios ocupados, em cada uma das zonas, para o final do projeto (2041). A Tabela 9 abaixo apresenta os dados do IBGE de 2010 e os resultados das estimativas calculadas pelo autor.

Tabela 9: Estimativa do número de habitantes e domicílios ocupados para a zona rural e urbana do Município de Mariana Pimentel.

Período		2010	2041 (estimativa)
População (nº de hab.)	Zona urbana	638	678
	Zona Rural	3.130	3.326
	Total	3.768	4.004
Domicílios (ocupados)	Zona urbana	237	268
	Zona Rural	1.164	1.220
	Total	1.401	1.488

Fonte: elaborado pelo autor.

5.3 VAZÕES DE PROJETO – ETE

5.3.1 Esgoto Sanitário

A fim de realizar o dimensionamento do tratamento de esgoto proposto para a zona urbana de Mariana Pimentel se faz necessária a determinação da Vazão Média ($Q_{média}$), Vazão de Infiltração (Q_i), Vazão média de projeto ($Q_{pmédia}$), Vazão máxima horária de projeto (Q_{pmax}) e Vazão mínima horária de projeto ($Q_{pminima}$). Salienta-se que somente foram calculadas as referidas vazões para o final de projeto (2041), pois se trata de um município com poucos habitantes cuja vazão de infiltração calculada é muito superior a vazão de esgoto doméstico gerada pela população.

Portanto, não haverá alterações significativas nos dimensionamentos que usualmente se utilizam de valores mínimos de início de projeto (2021).

Segundo dados apresentados no SNIS (2019) o consumo per capita de água na zona urbana de Mariana Pimentel é de 137,34 L/hab.dia. Ainda, adotou-se um índice de atendimento de 90% para a vazão de esgoto ao final do projeto (2041), considerando que um índice de atendimento de 100% dos residentes da zona urbana é improvável, pois é usual existirem situações em que a ligação da residência na rede seja de extrema dificuldade, como é o caso de soleira negativa. Portanto, estas residências necessitarão utilizar métodos de tratamento individual para o manejo do esgoto sanitário. Com base nestes dados, e considerando um coeficiente de retorno de 80% (NBR 9649, 1986), foi possível calcular a vazão média diária de esgoto gerado na zona urbana, utilizando a seguinte Equação 1:

$$Q_{média} = Q_{per\ capita} \times C \times P_{total} \times I_{at} = 137,34 \left(\frac{L}{hab.dia} \right) \times 0,80 \times 678 (hab) \times 0,90 = 67.043,89 \frac{L}{dia} \quad (1)$$

Onde:

- P_{total} = população total atendida em 2041;
- I_{at} = índice de atendimento;
- $Q_{média}$ = vazão média;
- $Q_{per\ capita}$ = consumo per capita de água;
- C = coeficiente de retorno.

Para o cálculo da vazão de infiltração foi necessário medir a extensão aproximada da rede separador absoluto até local proposto pela Empresa CONCREMAT para implantação da ETE (marcador em amarelo na Figura 19), chegando-se ao resultado de 8.239 metros. A Figura 19 apresenta o traçado aproximado da rede, com base na planta de projeto da Empresa CONCREMAT (2005).

Figura 19: Cálculo estimado de extensão de rede com base em planta de SES da CONCREMAT (2005).



Fonte: Adaptado de Imagem de satélite disponível no software Google Earth Pro, datada de 05/08/2020.

Com base na NBR 9.649 (1998), foi utilizado um valor de taxa de contribuição de infiltração de 0,50 L/s.Km, valor previsto pelo Anexo E da Diretriz Técnica da CORSAN (2016): Manual de Procedimentos para Projeto e Execução de Parcelamento de Solo. Portanto, calculou-se a vazão de infiltração com a seguinte Equação 2:

$$Q_i = T_{xi} \times L \times 86.400 = 0,50 \left(\frac{L}{s.Km} \right) \times 8,24 (km) \times 86.400 = 355.924,80 \frac{L}{dia} \quad (2)$$

Onde:

Q_i = vazão de infiltração;

T_{xi} = taxa de infiltração;

L = comprimento da rede.

Então, calculou-se a vazão média de projeto ($Q_{pmédia}$), através da Equação 3.

$$Q_{pmédia} = Q_{média} + Q_i = 67.043,89 \frac{L}{dia} + 355.924,80 \frac{L}{dia} = 422.968,69 \frac{L}{dia} \quad (3)$$

Onde:

$Q_{pmédia}$ = vazão média de projeto;

$Q_{média}$ = vazão média.

Foram utilizadas as equações 4 e 5 para calcular, respectivamente, a vazão máxima de projeto e a vazão mínima de projeto. Foram adotados os coeficientes $K_1 = 1,2$, $K_2 = 1,5$ e $K_3 = 0,5$, conforme orientações da NBR 9.649 (1998).

$$Q_{pmáx} = (Q_{pmédia} \times K_1 \times K_2) + Q_i = \left(67.043,89 \frac{L}{dia} \times 1,5 \times 1,2\right) + 355.924,80 \frac{L}{dia} = 476.603,80 \frac{L}{dia} \quad (4)$$

Onde:

$Q_{máx \text{ projeto}}$ = vazão máxima horária de projeto;

K_1 = coeficiente de máxima vazão diária

K_2 = coeficiente de máxima vazão horária.

$$Q_{pmínima} = Q_{pmédia} \times k_3 = 422.968,69 \frac{L}{dia} \times 0,5 = 211.484,34 \frac{L}{dia} \quad (5)$$

Onde:

$Q_{pmínima}$ = vazão mínima horária de projeto;

K_3 = coeficiente de mínima vazão horária.

A Tabela 10 abaixo apresenta um resumo das vazões calculadas:

Tabela 10: Vazões calculadas

Unidade	L/dia
$Q_{média}$	67.043,89
Q_i	355.924,80
$Q_{pmédia}$	422.968,69
$Q_{pmín}$	211.484,34
$Q_{pmáx}$	476.603,80

Fonte: Elaborado pelo autor.

5.3.2 Lodo de Fossa e Tanque Séptico – LFTS

O dimensionamento de tanque séptico (TS) seguiu os critérios e parâmetros de projeto definidos pela NBR 7229 (1993) e as características do município. Com isso, calculou-se o volume útil de cada unidade pela Equação 6:

$$V_{TS} = 1000 + N * (C * T + K * Lf) = 1000 + 2,69 (hab) x (130 \left(\frac{L}{hab \times dia}\right) x 1 (dia) + 105 (dias) x 1 \left(\frac{L}{hab \times dia}\right) = 1.632,15 L \quad (6)$$

Onde:

V_{TS} = volume útil por unidade de TS;

(N) = número de pessoas atendidas: adotou-se 2,69 (dois vírgula sessenta e nove) pessoas por residência, visto ser o valor médio municipal de residentes por domicílio;

(C) = contribuição de despejo: foi considerado o valor de 130 L/hab.dia, referente a ocupantes permanentes em habitações com padrões econômicos médios;

(T) = período de detenção de despejos: para vazões de até 1500 L/dia o período de detenção é de 1 (um) dia; (Anexo A – Tabela 2 da NBR 7229/1993);

(K) = taxa de acumulação de lodo: considerando o intervalo de limpeza de dois anos e que a média do mês mais frio está entre 10 e 20°C, adotou-se a taxa de acumulação de 105 dias; (Anexo A – Tabela 3 da NBR 7229/1993);

(Lf) = contribuição de lodo fresco: para ocupantes permanentes em residências de padrão médio, a contribuição é de 1 l/hab.dia. contribuição de lodo fresco; (Anexo A – Tabela 1 da NBR 7229/1993).

Salienta-se que o dimensionamento de TS deve atender um número mínimo de 5 (cinco) pessoas por residência, valor mínimo exigido pelo Decreto Estadual Nº 23.430, de 24 de outubro de 1974, em seu artigo 107. No entanto, o cálculo de dimensionamento, neste caso, foi realizado sem o intuito de projeto, e sim como forma de estimar o valor médio de lodo gerado por unidade desse tratamento.

Portanto, ressalta-se que o projeto é para o tratamento particular e cada residência deverá dimensionar o seu sistema conforme o número de pessoas que ali residem.

Neste estudo, propôs-se que a Prefeitura Municipal de Mariana Pimentel passará a gerir o tratamento de LFTS através de uma ETE. Portanto, será necessária a limpeza das unidades de tanque/fossa séptico(a) com periodicidade definida, a fim de calcular a vazão de entrada de LFTS na ETE para que o tanque pulmão esteja apto a receber uma nova carga.

Adotou-se limpeza de cada unidade a cada 2 (dois) anos, conforme recomendação da Funasa (2014). Foi definido um volume médio de capacidade do caminhão tanque de 12,00 m³ para cada dia de coleta de LFTS. Além disso, foi considerado que cada unidade terá 90% do seu LFTS removido em cada limpeza. Com isso foi calculado pela Equação 7 o volume de LFTS que deverá ser coletado a cada dois anos e, através da Equação 8, calculou-se a estimativa de periodicidade necessária para que seja coletado todo o LFTS gerado nesse tempo.

$$V_{total\ coleta} = V_{TS} \times N \times 0,90 = 1.632,15 (m^3) \times 1.228 \times 0,90 = 1.803,85 m^3 \quad (7)$$

Onde:

$V_{total\ coleta}$ = volume total de lodo que deverá ser coletado, considerando uma remoção de 90% do lodo das unidades;

V_{TS} = volume útil por unidade de TS;

N = número total de domicílios;

0,90 = percentual de atendimento esperado.

$$P = \frac{(Cap.coleta) \times t}{V_{total\ coleta}} = \frac{12 (m^3) \times 730 (dias)}{1803,83 (m^3)} = 4,86 \text{ dias entre uma coleta e outra} \quad (8)$$

Onde:

P = periodicidade de coleta do caminhão tanque;

$Cap.coleta$ = capacidade total de coleta do caminhão de limpeza;

t = intervalo de dois anos adotado para a coleta de cada unidade de TS.

Para cálculo de projeto foram estimadas coletas a cada 5 (cinco) dias, a fim de viabilizar uma limpeza de quase todas(os) as(os) fossas/tanques sépticas(os) do município no período proposto de forma mais viável, em termos econômicos.

Por fim, calculou-se a Vazão de entrada de LFTS que será lançado na rede do sistema de tratamento de esgoto através da Equação 9:

$$Q_{LFTS} = \frac{V_{armazenado}}{P} = \frac{12 (m^3)}{5 (dias)} = 2,40 \frac{m^3}{dia} \quad (9)$$

Onde:

Q_{LFTS} = vazão de lodo que será lançado na rede;

$V_{armazenado}$ = volume de lodo no tanque pulmão de armazenamento;

P = periodicidade entre operações de coleta.

Na Tabela 11 abaixo é apresentado um resumo dos parâmetros de projeto adotados para a geração de LFTS e os resultados obtidos.

Tabela 11: Parâmetros de LFTS adotados e calculados.

Variável (unidade)	Valor	Unidade
Volume de LFTS que deve ser coletado por unidade de TS	1.468,94	L
Nº de domicílios (zona rural)	1.200	-
Nº de domicílios (zona urbana (10%))	28	-
Nº total de domicílios	1.228	-
Volume total de Lodo que deve ser coletado a cada dois anos	1.803,85	m ³
Tempo entre a coleta de cada unidade	2	anos
Capacidade caminhão tanque	12,00	m ³
Operação	8	h/dia
Periodicidade entre operações de coleta	5	dias
Vazão de LFTS	2,40	m ³ /dia

Fonte: Elaborado pelo autor.

5.3.3 Somatório de vazões e concentrações

Considerando que a ETE receberá esgoto sanitário em conjunto com LFTS, foi somada a Vazão de LFTS com as Vazões mínima, máxima e média de esgoto sanitário, para que fosse determinada a vazão mínima, média, e máxima da mistura de projeto. Considerando as características de cada um dos afluentes (esgoto sanitário e LFTS), utilizou-se a Equação 10 para estimar as concentrações de parâmetros da mistura essenciais para o dimensionamento do tratamento. Uma vez que o efluente de LFTS possui concentração mais elevada do que o de esgoto sanitário, adotou-se para a referida equação a vazão mínima de projeto, a fim da obtenção de valores de concentração conservadores para os parâmetros resultantes da mistura.

$$C_o = \frac{(C_{esgoto} \times Q_{pmin}) + (C_{LFTS} \times Q_{LFTS})}{Q_{pmin} + Q_{LFTS}} \quad (10)$$

Onde:

C_o = concentração do parâmetro;

Q_{pmin} = vazão mínima diária de projeto;

C_{esgoto} = concentração do parâmetro no esgoto;

C_{LFTS} = concentração do parâmetro no LFTS;

Q_{esgoto} = vazão de esgoto;

Q_{LFTS} = vazão de LFTS.

A Tabela 12 abaixo apresenta um resumo dos resultados encontrados, os quais serão os dados de entrada para o dimensionamento da ETE. As vazões de projeto foram somadas com a vazão de LFTS, a qual foi adotada como sendo constante, pois o lançamento na rede, que partirá do tanque pulmão, será controlado por medidor de vazão.

Tabela 12: Resultado de vazão e concentração dos principais parâmetros da mistura entre esgoto sanitário e LFTS.

Parâmetros	Unidade	Esgoto		Vazão Total (Mistura)
		Sanitário ¹	LFTS ²	
Q_{\min}	m ³ /dia	211,48	2,40	213,88
$Q_{\text{méd}}$	m ³ /dia	422,97	2,40	425,37
$Q_{\text{máx}}$	m ³ /dia	476,60	2,40	479,00
DQO	g/m ³	1.100	11.219	818,03
DBO	g/m ³	350	2.734	376,75
SST	g/m ³	400	6.656	470,20
N amoniacal	gNH ₃ -N/m ³	30	124,00	31,05
Fósforo total	gP/m ³	14	132,00	15,32
Coliformes Termotolerantes	UFC/100mL	(10 ⁵ - 10 ⁸) ³	3,99.10 ⁷	4,49.10 ⁷
Temperatura	°C	19,6	19,6	19,6

1 – Concentração típica dos principais parâmetros de esgoto sanitário.

2 – Resultados médios estatísticos da caracterização de resíduos de fossa/tanques sépticos obtidos pela instituição FAE/SANEPAR no projeto desenvolvido pela PROSAB, com exceção do parâmetro Coliformes Termotolerantes, o qual foi adotado resultado médio da instituição UFRN/LARHISA.

3 – Para fins de cálculo foi adotado valor médio de 5,0 x 10⁷ Coliformes Termotolerantes em esgoto sanitário.

Fonte: ARCEIVALA (1981); PESSOA; JORDÃO (1982); QASIM (1985); METCALF; EDDY (1991) apud VON SPERLING (1996, p. 79)

A Tabela 13 abaixo apresenta as referidas vazões apresentadas em diferentes unidades, a fim de facilitar o entendimento dos valores de vazão utilizados nos cálculos de dimensionamento que serão apresentados nos próximos itens deste trabalho.

Tabela 13: Vazões de entrada no sistema de tratamento

Unidade	L/dia	m ³ /dia	L/s	m ³ /s
Q_{\min}	213.884,34	213,88	2,48	2,48.10 ⁻³
$Q_{\text{méd}}$	425.368,69	425,37	4,92	4,92.10 ⁻³
$Q_{\text{máx}}$	479.003,80	479,00	5,54	5,54.10 ⁻³

Fonte: Elaborado pelo autor

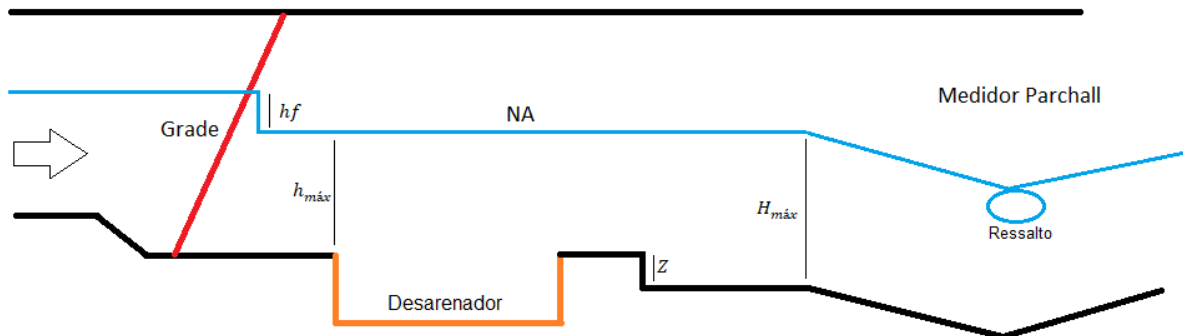
5.4 DIMENSIONAMENTO TRATAMENTO COLETIVO – ETE

Neste capítulo serão apresentadas as fórmulas utilizadas e os resultados do dimensionamento das etapas de tratamento da ETE proposta, composta por tratamento preliminar, reator UASB e WCFV.

5.4.1 Tratamento preliminar

A Figura 20 faz uma representação esquemática do tratamento preliminar, o qual será composto por, respectivamente nesta ordem, gradeamento, desarenador e Calha/Medidor Parshall.

Figura 20: Visão lateral do desenho esquemático do tratamento preliminar



Fonte: Elaborado pelo autor.

a) Escolha da Calha Parshall

Para atender as vazões de 2,48 L/s a 5,54 L/s a Calha Parshall recomendada é a de garganta $W = 3''$. Cujas Dimensões padronizadas são apresentadas no Anexo B – Tabela 28 deste trabalho. Neste mesmo anexo, é apresentado, na Figura 23, desenho esquemático de uma Calha Parshall.

- Altura de lâmina líquida a 2/3 da seção convergente

Uma vez determinada a C. Parshall que atenda o intervalo de vazões do projeto, foi utilizada a Equação 11 para determinar a altura mínima (H_{\min}) e altura máxima (H_{\max}) antes do rebaixo.

$$H = \left(\frac{Q}{\lambda}\right)^{\frac{1}{n}} = \left(\frac{Q}{0,176}\right)^{\frac{1}{1,547}} \quad (11)$$

Onde:

H = altura antes do rebaixo;

Q = vazão de entrada;

λ = coeficiente definido conforme o valor de W (Anexo B - Tabela 28);

n = coeficiente definido conforme o valor de W (Anexo B - Tabela 28).

Para $Q_{\min} = 2,48 \text{ L/s} \rightarrow H_{\min} = 0,0635 \text{ m} = 6,35 \text{ cm}$

Para $Q_{\text{méd}} = 4,92 \text{ L/s} \rightarrow H_{\text{méd}} = 0,0990 \text{ m} = 9,90 \text{ cm}$

Para $Q_{\max} = 5,54 \text{ L/s} \rightarrow H_{\max} = 0,1069 \text{ m} = 10,69 \text{ cm}$

Onde:

H_{\min} , $H_{\text{méd}}$, H_{\max} = Altura mínima, média e máxima da lâmina líquida a 2/3 da seção convergente, respectivamente.

Q_{\min} , $Q_{\text{méd}}$, Q_{\max} = Vazão mínima, média e máxima de projeto, respectivamente;

- Rebaixo (Z) do medidor Parshall, em relação à soleira do vertedor da caixa de areia.

Este rebaixo tem finalidade de manter a velocidade de areia entre 0,15 e 0,30 m/s, para faixa de vazões entre a mínima e a máxima. Para calcular o rebaixo (Z) à entrada da C. Parshall foi utilizada a Equação 12:

$$\frac{Q_{\min}}{Q_{\max}} = \frac{H_{\min} - Z}{H_{\max} - Z} = \frac{2,4755 \left(\frac{\text{L}}{\text{s}}\right)}{5,5440 \left(\frac{\text{L}}{\text{s}}\right)} = \frac{0,0635 \text{ (m)} - Z}{0,1069 \text{ (m)} - Z} \rightarrow Z = 0,02,847 \text{ m} = 2,85 \text{ cm} \quad (12)$$

Onde:

Z = altura do rebaixo;

- Altura (h) da lâmina d' água antes do rebaixo

A altura (h) da lâmina d'água antes do rebaixo foi calculada pela Equação 13 para as diferentes alturas da lâmina líquida a 2/3 da seção convergente.

$$h = H - Z \quad (13)$$

$$h_{\min} = H_{\min} - Z = 0,0635 \text{ (m)} - 0,02847 \text{ (m)} = 0,0350 \text{ m} = 3,55 \text{ cm}$$

$$h_{\text{méd}} = H_{\text{méd}} - Z = 0,0990 \text{ (m)} - 0,02847 \text{ (m)} = 0,0785 \text{ m} = 7,55 \text{ cm}$$

$$h_{\text{máx}} = H_{\text{máx}} - Z = 0,1069 \text{ (m)} - 0,02847 \text{ (m)} = 0,0759 \text{ m} = 7,85 \text{ cm}$$

Onde:

h_{\min} , $h_{\text{méd}}$, $h_{\text{máx}}$ = altura mínima, média e máxima da lâmina d'água antes do rebaixo.

b) Gradeamento

Segundo a NBR 12.208, a adoção de limpeza mecanizada somente é recomendada em ETE com vazão afluyente final igual ou superior a 250 L/s, o que não é o caso da ETE projetada neste trabalho. Portanto, a grade escolhida neste trabalho é a do tipo fina, para limpeza manual, com seção da barra = 15/16" x 1 1/2" (8mm x 40mm). A espessura (t) da barra é = 8 mm e foi escolhido um espaçamento (a) de barra fina = 15 mm e adotada uma inclinação (α) = 45° (inclinação recomendada pela norma para ETE de pequeno porte). A Tabela 14 abaixo apresenta os tipos de grade, seção da barra (em polegadas) e espaçamento entre as barras.

Tabela 14: Tipos de grade.

Tipo de grade	Seção da barra (pol.)	Espaçamento entre barras (mm)
Grosseira	Acima de 1 ^{1/2}	40 a 100
Média	3/4 a 1 ^{1/4}	20 a 40
Fina	3/8 a 3/4	10 a 20
Ultrafina ou peneira	1/4 a 3/4	3 a 10

Fonte: Adaptada de PESSOA e JORDÃO (2009).

- Eficiência

O cálculo de eficiência da grade foi realizado utilizando a Equação 14 abaixo:

$$E = \frac{a}{(a+t)} = \frac{15 \text{ (mm)}}{(15 \text{ (mm)}+8 \text{ (mm)})} = 0,65 \quad (14)$$

Onde:

E = eficiência da grade;

a = espaçamento entre as barras;

t = espessura da barra.

- Área útil (A_u) e Área da Seção do Canal (A_t)

Foi adotada uma velocidade de passagem pela grade de $v = 0,60$ m/s, visto que é recomendado valor na faixa de 0,40 até 0,75 m/s. Então, calculou-se a área útil (A_u) por meio da Equação 15 e a área total (A_t) da seção do canal por meio da Equação 16.

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v} = \frac{0,005544 \left(\frac{m^3}{s}\right)}{0,60 \left(\frac{m}{s}\right)} = 0,0092 \text{ m}^2 = 92,40 \text{ cm}^2 \quad (15)$$

Onde:

A_u = área útil;

$Q_{m\acute{a}x}$ = vazão máxima afluyente;

v = velocidade de passagem pela grade.

$$A_t = \frac{Au}{E} = \frac{0,0092 (m^2)}{0,65} = 0,0142 m^2 = 142,21 cm^2 \quad (16)$$

Onde:

A_t = área da seção do canal;

E = eficiência da grade.

- Largura (b) do canal da grade

A largura do canal da grade foi calculada pela Equação 17.

$$b = \frac{A_t}{h_{m\acute{a}x}} = \frac{0,008852 (m)}{0,0785 (m)} = 0,1810 m = 18,10 cm \quad (17)$$

Onde:

b = Largura do canal;

$h_{m\acute{a}x}$ = Altura máxima da lâmina de água antes do rebaixo.

- Verificação das velocidades (V).

As velocidades foram verificadas conforme relações apresentadas na Tabela 15 abaixo:

Tabela 15: Verificação das velocidades.

	Q(m ³ /s)	h(m)	At = b*h (m ²)	Au = At*E (m ²)	V = Q/Au (m/s)	Verificação *
P/ Qmín	2,40.10 ⁻³	3,54.10 ⁻²	6,30.10 ⁻³	4,10.10 ⁻³	0,60	OK
P/ Q méd	4,90.10 ⁻³	7,09.10 ⁻²	1,27.10 ⁻²	8,30.10 ⁻³	0,59	OK
P/ Qmáx	5,50.10 ⁻³	7,85.10 ⁻²	1,42.10 ⁻²	9,20.10 ⁻³	0,60	OK

(* o intervalo de velocidade ideal é de 0,40 – 0,75 m/s)

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com as dimensões calculadas as velocidades se encontram dentro da faixa exigida em norma:

- Perda de carga (hf), considerando obstrução máxima de 50% da grade.

A velocidade (V_o) passa para V , ou seja, o dobro da situação anterior. V_o é a velocidade correspondente à vazão máxima sem obstrução, a qual já foi calculada como sendo 0,60 m/s. Portanto a nova velocidade (V) será de 1,2 m/s, conforme

calculado pela Equação 18. Salienta-se que na norma consta que a velocidade máxima permitida na grade é de 1,20 m/s.

$$V = 2 \times V_o = 2 \times 0,60 \left(\frac{m}{s} \right) = 1,20 \text{ m/s} \quad (18)$$

Onde:

V = Velocidade com obstrução de 50% do gradeamento;

V_o = Velocidade sem obstrução (à montante da grade).

A velocidade (v) à montante da grade será calculada pela Equação 19 a seguir:

$$v = E \times V_o = 0,65 \times 0,60 = 0,39 \text{ m/s} \quad (19)$$

Onde:

v = velocidade à montante da grade;

E = eficiência da grade.

Então, com estes dados, utiliza-se a Equação 20 para determinar a perda de carga.

$$hf = 1,43 \times \frac{(V^2 - v^2)}{2g} = 1,43 \times \frac{(1,20^2 - 0,39^2)}{2 \times (9,98)} = 0,0922 \text{ m} = 9,92 \text{ cm} \quad (20)$$

Onde:

hf = Perda de Carga;

g = Aceleração da gravidade.

No entanto, segundo a NBR 12209/2011 a perda mínima de carga para limpeza manual deve ser de 0,15 metros. Logo, $hf = 0,15$ metros.

- Comprimento da grade (X)

Para o cálculo da altura vertical máxima (h_v) foi utilizada a Equação 21, adotando-se diâmetro da tubulação de chegada (D) = 0,20 m. Foi somado um valor de 0,10 m para prevenção.

$$h_v = h_{m\acute{a}x} + hf + D + 0,10 \text{ (m)} = 0,0785 \text{ (m)} + 0,15 \text{ (m)} + 0,2 \text{ (m)} + 0,1 \text{ m} = 0,5285 \text{ m} = 52,85 \text{ cm} \quad (21)$$

Onde:

h_v = altura vertical máxima;

$h_{m\acute{a}x}$ = altura máxima da lâmina d'água;

D = diâmetro de tubulação da chegada.

Com isso, foi possível calcular o valor do comprimento da grade (X), utilizando a Equação 22 abaixo:

$$X = \frac{h_v}{\text{sen}\alpha} = \frac{0,5285 \text{ (m)}}{\text{sen}\left(\frac{45^\circ\pi}{180}\right)} = 0,7474 \text{ m} = 74,74 \text{ cm} \quad (22)$$

Onde:

X = comprimento da barra;

$\text{sen } \alpha$ = ângulo de instalação da barra em radianos.

- Quantidade de barras (n)

A quantidade de barras foi calculada pela Equação 23 abaixo:

$$n = \frac{b}{t+a} = \frac{181,07 \text{ (mm)}}{8 \text{ (mm)}+15 \text{ (mm)}} = 7,87 \text{ barras} \quad (23)$$

Onde:

n = quantidade de barras;

b = largura do canal;

a = espaçamento entre as barras;

t = espessura da barra.

- Seleção do espaçamento (e) entre as barras extremas e as laterais do canal.

I. Verificação para 7 (sete) barras:

Para verificar se o número de barras proposto está respeitando o espaçamento adotado, foi utilizada a Equação 24.

$$e = \frac{b - (n \times t + (n - 1) \times a)}{2} = \frac{181,07 \text{ (mm)} - (7 \times 8 \text{ (mm)} + (7 - 1) \times 15 \text{ (mm)})}{2} = 17,53 \text{ mm} \quad (24)$$

Onde:

e = espaçamento entre a barra e a parede;

Não pode ser adotado o número de barras (n) = 7 barras, pois o espaçamento em cada uma das laterais da grade será maior do que o espaçamento de 15 mm adotado no projeto.

II. Verificação para 8 (oito) barras:

Utilizando a mesma Equação 24 acima para um número de barras (n) = 8,00 obteve-se o espaçamento (e) de 10,04 mm entre a barra da grade e as laterais do canal. Portanto, o gradeamento adotado conterà 8 (oito) barras.

c) Desarenador

Os dados de entrada de vazão utilizados para dimensionamento do desarenador são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16: Dados utilizados para dimensionamento do desarenador.

Unidade	L/s	m ³ /s	h(m)
Q_{\min}	2,48	$2,50 \cdot 10^{-3}$	$3,54 \cdot 10^{-2}$
$Q_{\text{méd}}$	4,92	$4,90 \cdot 10^{-3}$	$7,55 \cdot 10^{-2}$
Q_{\max}	5,54	$5,54 \cdot 10^{-3}$	$7,85 \cdot 10^{-2}$

Fonte: Elaborado pelo autor.

Segundo a NBR 12.209 (ABNT, 2011) o desarenador deve possuir limpeza mecanizada quando a vazão de dimensionamento é igual ou superior a 250 L/s, o que também não é o caso da vazão de projeto em questão. Portanto, o desarenador será dimensionado para que possua limpeza manual. Além disso, os cálculos abaixo apresentados são realizados para somente um dos canais do desarenador, visto que deverá ser construído outro canal idêntico em paralelo. Desta forma haverá um funcionamento intercalado para facilitar a limpeza, haja vista que sempre haverá uma unidade de desarenação disponível quando for necessária a retirada da areia decantada do outro.

- Largura (b) do desarenador

Considerando que a velocidade a ser mantida nos canais deverá ser de 0,3 m/s, pois abaixo de 0,15 m/s pode haver deposição de matéria orgânica e acima de 0,40 m/s poderá haver passagem de areia para o reator UASB. Utilizou-se a Equação 25 para calcular a largura (b).

$$b = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{h_{m\acute{a}x} \times V} = \frac{0,0544 \left(\frac{m^3}{s}\right)}{0,0785 (m) \times 0,30 \left(\frac{m}{s}\right)} = 0,2354 m = 23,54 cm \quad (25)$$

Onde:

b = largura do desarenador;

$Q_{m\acute{a}x}$ = vazão máxima afluyente.

$h_{m\acute{a}x}$ = altura máxima da lâmina d'água;

V = velocidade a ser mantida no canal.

No entanto, a largura mínima requerida pela NBR 12.209/1990 para limpeza manual é de 30 cm. Logo, a largura (b) adotada para os cálculos seguintes não será de 23,32 cm, e sim de 30 cm.

- Verificação da Velocidade

A NBR 12.209 (ABNT, 2011) menciona que devem ser observadas as velocidades de escoamento na seção transversal do desarenador. Portanto, as velocidades com que o afluyente passará pelo desarenador foram calculadas pelas seguintes relações apresentadas na Tabela 17 abaixo.

Tabela 17: Verificação das velocidades de escoamento para vazões de projeto.

	Q (m³/s)	H (m)	A = h*b (m²)	V = Q/A (m/s)	Verificação*
Q mín	$2,50 \cdot 10^{-3}$	$3,50 \cdot 10^{-2}$	$1,05 \cdot 10^{-2}$	0,23	Abaixo
Q méd	$4,90 \cdot 10^{-3}$	$7,56 \cdot 10^{-2}$	$2,27 \cdot 10^{-2}$	0,22	Abaixo
Q máx	$5,50 \cdot 10^{-3}$	$7,85 \cdot 10^{-2}$	$2,35 \cdot 10^{-2}$	0,23	Abaixo

(*) velocidade deve ser mantida em torno de 0,30 m/s, com variação de $\pm 20\%$, como margem de segurança)

Fonte: elaborado pelo autor.

Todos os valores de velocidade calculados resultaram um pouco abaixo do mínimo (0,24 m/s) necessário para que não haja precipitação de matéria orgânica, visto ser uma situação bastante comum em sistemas de baixa vazão. Portanto, a fim de manter os 30 cm de largura exigidos pela norma (NBR 12.209/1990) e devido a possibilidade de acúmulo de matéria orgânica no desarenador, o acumulado no desarenador deverá ser enviado para leito de secagem e seu lixiviado reenviado para a entrada do tratamento.

- Comprimento (L) do desarenador

O comprimento do desarenador foi calculado pela Equação 26:

$$L = 22,5 \times h_{m\acute{a}x} = 22,5 \times 0,0785 = 1,7664 \text{ m} = 176,64 \text{ cm} \quad (26)$$

Onde:

L = comprimento do desarenador;

$h_{m\acute{a}x}$ = altura máxima da lâmina d'água.

A relação L/b deve ser superior a 4, a qual foi calculada pela Equação 27 abaixo:

$$\frac{L}{b} = \frac{1,7664 \text{ (m)}}{0,3000 \text{ (m)}} = 5,89 \quad (27)$$

Considerando que $L/b = 5,89 > 4$, logo o comprimento está OK.

- Verificação da taxa de escoamento superficial (I)

A verificação da taxa de escoamento superficial foi calculada pela Equação 28.

$$I = \frac{Q_{méd}}{L \times b} = \frac{425,3690 \left(\frac{m^3}{d}\right)}{1,7664 (m) \times 0,3000 (m)} = 802,70 \frac{m^3}{m^2 \times dia} \quad (28)$$

Onde:

I = taxa de escoamento superficial;

$Q_{méd}$ = vazão média afluente.

A taxa de escoamento superficial deve estar na faixa entre 600 e 1.300 $m^3/m^2.d$. Logo, a taxa calculada está OK.

- Rebaixo do fundo da caixa de areia (H_{arm})

De acordo com a NBR 12.209/1990, no fundo e ao longo do canal (caixa de areia) deverá ser previsto espaço para acúmulo de sedimento, com seção transversal mínima de 0,20 m (profundidade) por 0,20 m (largura). Porém no caso de limpeza manual, a largura mínima deverá ser de 0,30 m. Para o cálculo do rebaixo do fundo da caixa de areia (H_{arm}) foi necessário anteriormente determinar o volume de areia armazenada em 14 (quatorze) dias através da Equação 29:

$$V_{14d} = \frac{Q_{méd} \times 14 \text{ dias de armazenamento de areia} \times 0,041 \left(\frac{L \times min}{m^3}\right)}{1000 L} =$$

$$\frac{425,3687 \left(\frac{m^3}{dia}\right) \times 14 d \times 0,041 \left(\frac{L \times min}{m^3}\right)}{1000 L} = 0,24 m^3 \quad (29)$$

Onde:

V_{14d} = volume de areia armazenada em 14 dias;

0,041 = constante de produção de areia típica para esgoto.

Uma vez determinado o volume de areia armazenada em 14 (quatorze) dias, utilizou-se a Equação 30 para calcular o rebaixo do fundo da caixa de areia (H_{arm}).

$$H_{arm} = \frac{V_{14d}}{b \times L} = \frac{0,2441 (m^3)}{0,3000 (m) \times 1,7664 (m)} = 0,4607 m = 46,07 cm \quad (30)$$

Onde:

H_{arm} = altura de armazenamento de areia;

b = largura do desarenador;

L = comprimento do desarenador.

- Volume real de armazenamento

O cálculo do volume real de armazenamento do desarenador foi calculado pela Equação 31:

$$V_{real} = L \times b \times H_{arm} = 1,7664 (m) \times 0,3000 (m) \times 0,4607 m = 0,24 m^3 \quad (31)$$

Onde:

V_{real} = volume real de armazenamento do desarenador.

5.4.2 Reator UASB

a) Dados de entrada para o dimensionamento

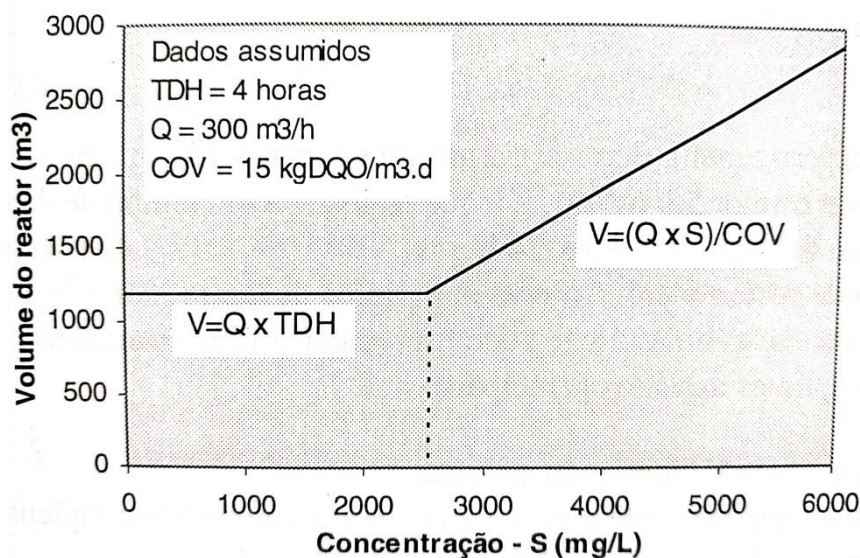
Utilizaram-se os parâmetros do afluente, apresentados nas Tabelas 12 e 13, para calcular o dimensionamento do reator UASB. Salieta-se que, a fim de cálculos mais conservadores devido à contribuição de LFTS, optou-se por adotar a vazão máxima da mistura como critério de dimensionamento do reator.

b) Volume de processo do reator

Para dimensionar o reator UASB, no caso de tratamento de esgotos de baixa concentração, como é o caso dos esgotos domésticos que possuem uma carga orgânica normalmente inferior a 2,5 – 3,0 kgDQO/m³.dia, considera-se somente a carga hidráulica volumétrica, uma vez que a carga orgânica não é fator limitante

(CHERNICHARO, 1997). A figura 21 apresenta a relação entre a concentração do esgoto e o critério utilizado para se determinar o volumeto do reator.

Figura 21: Relação entre concentração do despejo e volume do reator



Fonte: LETTINGA; HULSHOFF POL (1995) apud CHERNICHARO (1997, p. 161).

Conhecendo a temperatura média de Mariana Pimentel (19,6 °C) foi possível determinar o tempo de detenção hidráulica (*TDH*) = 9,5 horas. A Tabela 18 indica as faixas usuais do tempo de detenção hidráulico para diferentes temperaturas de esgoto.

Tabela 18: Tempos de detenção hidráulica em reatores UASB

Temperatura (°C)	Tempo médio (h)	Tempo mínimo (h) (*)
16 – 19	>10 - 14	>7 – 9
20 – 26	>6 – 9	>4 – 6
>26	>6	>4

(*) durante 4 a 6 horas.

Fonte: LETTINGA; HULSHOFF POL (1991) apud CHERNICHARO (1997, p. 163).

Com o *TDH* e a vazão média de projeto foi possível realizar o cálculo do volume e da CHV do reator através das seguintes Equações 32 e 33:

$$V = \left(\left(\frac{Q_{m\acute{a}x}}{24} \right) \times TDH_m \right) = \left(\left(\frac{479,0038 \text{ m}^3/\text{dia}}{24} \right) \times 9,5 \text{ h} \right) = 189,61 \text{ m}^3 \quad (32)$$

$$CHV = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{V} = \frac{479,0038 \text{ m}^3/\text{dia}}{189,6056 \text{ m}^3} = 2,53 \text{ m}^3/\text{m}^3 \cdot \text{dia} \quad (33)$$

Onde:

V = volume de processo do reator;

$Q_{m\acute{a}x}$ = vazão máxima afluyente;

TDH = tempo médio de detenção hidráulica;

CHV = carga Hidráulica Volumétrica.

Segundo Campos (1998), tanto para despejos industriais quanto domésticos o valor de CHV no reator não pode ultrapassar $5 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{dia}^{-1}$. Portanto, considerando que o referido valor não foi ultrapassado, o volume definido pelo método da carga hidráulica volumétrica foi o escolhido para o dimensionamento do reator.

c) Cálculo dimensões do reator

Uma vez determinado o volume de proceso, foi adotada uma altura (H) de 5,50 metros para o reator. Esta altura possui uma divisão teórica de 3,00 metros para o compartimento de digestão e de 2,50 metros para o compartimento de decantação, conforme recomenda Chernicharo (1997).

- Cálculo da área do reator

Foi calculada a área da base retangular do reator conforme Equação 34 abaixo:

$$A = \frac{V}{H} = \frac{189,6056 \text{ (m}^3\text{)}}{5,50 \text{ (m)}} = 34,47 \text{ m}^2 \quad (34)$$

Onde:

V = volume de processo do reator;

A = área da base do reator;

H = altura de processo do reator.

- Dimensões

Adotou-se a relação entre o comprimento (L) e a largura (W) do reator como sendo $(L/W) = 2$. Logo, chegando na relação $(L) \times (W) = 2W(W) = 2W^2$. Utilizando-se as Equações 35 e 36 foi possível determinar tais dimensões.

$$W = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{34,47 (m^2)}{2}} = 4,15 m \quad (35)$$

$$L = \frac{A}{W} = \frac{34,47 (m^2)}{4,15 (m)} = 8,30 m \quad (36)$$

Onde:

A = área reator ($(L) \times (W)$) (m^2);

W = largura do reator (m);

L = comprimento do reator (m).

Dimensões de projeto adotadas:

Largura (W) = 4,15 m

Comprimento (L) = 8,30 m

Altura total (H_T) = 5,50 m

- Verificação da Carga Orgânica Volumétrica (COV)

Para calcular a COV ao reator foi utilizada a Equação 37 abaixo:

$$COV = \frac{Q_{m\acute{a}x} \times S_{DQO\ afluente}}{V} = \frac{479,0038 \left(\frac{m^3}{dia}\right) \times 818,0339 \left(\frac{g\ DQO}{m^3}\right)}{189,6056 (m^3)} = 2,07\ KgDQO/m^3 \times dia \quad (37)$$

Onde:

$Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima afluente.

$S_{DQO\ afluente}$ = concentração de DQO no afluente;

A Carga Orgânica Volumétrica (*COV*) está respeitando o limite máximo de 15,00 Kg DQO/m³.dia.

d) Velocidade superficial do fluxo

Com as dimensões do reator definidas, calculou-se a velocidade superficial do fluxo do reator UASB para vazão máxima ($Q_{m\acute{a}x}$) e para vazão média ($Q_{m\acute{e}d}$), através das Equações 38 e 39:

$$V_{s\ m\acute{a}x} = \frac{(Q_{m\acute{a}x}/24)}{A} = \frac{(479,0038\ (m^3/dia)/24)}{34,47\ (m^2)} = 0,58\ m/h \quad (38)$$

Onde:

A = área real da seção transversal do reator ($(L)x(W)$);

$V_{s\ m\acute{a}x}$ = velocidade superficial do fluxo para vazão máxima.

$$V_{s\ m\acute{e}d} = \frac{(Q_{m\acute{e}d}/24)}{A} = \frac{(425,34\ (m^3/dia)/24)}{34,47\ (m^2)} = 0,51\ m/h \quad (39)$$

Onde:

$V_{s\ m\acute{e}d}$ = velocidade ascensional de fluxo para vazão média;

$Q_{m\acute{e}d}$ = Vazão média afluente.

As velocidades superficiais do fluxo calculadas estão dentro da faixa prevista pela literatura para tratamento de esgoto sanitário em reator UASB, uma vez que para reatores operando com lodo tipo floculento e com cargas orgânicas de até 5,00 a 6,00 KgDQO/m³.dia, as velocidades superficiais médias devem ser da ordem de 0,50 a 0,70 (CHERNICHARO, 1997).

e) Carga biológica (carga de lodo)

A carga biológica ou carga de lodo é definida como a quantidade de matéria orgânica aplicada ao reator, por unidade de biomassa presente no mesmo. Usualmente se adota $STV_{partida} = 0,05$ a $0,15$ kgDQO/KgSTV.dia para a partida do reator e $STV_{equilíbrio} = 0,30$ a $0,40$ kgDQO/KgSTV.dia. para quando o reator já se encontra em regime permanente, ou seja, em equilíbrio. Através das Equações 40 e 41, foram calculadas as cargas biológicas de partida e de equilíbrio, respectivamente.

$$CB_{partida} = \frac{Q_{m\acute{a}x} \times S_{DQO\ afluente}}{STV_{partida} \times V} = \frac{479,0038 \left(\frac{m^3}{dia}\right) \times 818,0339 \left(\frac{g\ DQO}{m^3}\right)}{0,10 \left(\frac{KgDQO}{KgSTV \times dia}\right) \times 189,6056 \left(m^3\right)} = 20,67 \frac{KgDQO}{KgSTV \times dia} \quad (40)$$

Onde:

$CB_{partida}$ = carga biológica ou carga de lodo do reator em partida;

$STV_{partida}$ = concentração de sólidos totais voláteis no reator em partida;

$S_{DQO\ afluente}$ = concentração de DQO no afluente;

V = volume do reator UASB;

$Q_{m\acute{a}x}$ = vazão máxima afluente.

$$CB_{Equilíbrio} = \frac{Q_{m\acute{a}x} \times S_{DQO\ afluente}}{STV_{equilíbrio} \times V} = \frac{479,0038 \left(\frac{m^3}{dia}\right) \times 818,0339 \left(\frac{g\ DQO}{m^3}\right)}{0,35 \left(\frac{KgDQO}{KgSTV \times dia}\right) \times 189,6056 \left(m^3\right)} = 5,90 \frac{KgDQO}{KgSTV \times dia} \quad (41)$$

Onde:

$CB_{Equilíbrio}$ = carga biológica ou carga de lodo do reator em equilíbrio;

$STV_{equilíbrio}$ = concentração de sólidos totais voláteis no reator em equilíbrio;

$S_{DQO\ afluente}$ = concentração de DQO no afluente.

f) Número de distribuidores

Para garantir um contato efetivo do afluente com a biomassa presente no reator, a fim de garantir o seu correto funcionamento, foi necessário determinar o número de distribuidores por meio da Equação 42. Para tanto, adotou-se 1,64 m² como área de influência de cada distribuidor, visto que usualmente, para tratamento de esgoto sanitário, adota-se uma área de influência de cada distribuidor entre 1,50 e 3,00 m² para o caso de reator UASB tratando esgoto sanitário (CHERNICHARO, 1997).

$$N_d = \frac{A}{A_d} = \frac{34,4738 (m^2)}{1,64 (m^2)} = 21,02 \quad (42)$$

Onde:

N_d = número de distribuidores;

A = área da seção transversal do reator ($(L) \times (W)$);

A_d = área de influência de cada distribuidor.

Portanto, o reator UASB será composto por um total de 21 tubos de distribuição, para os quais se adotou a seguinte simetria:

- ao longo do comprimento (8,30 m) haverá 7 (sete) tubos de distribuição;
- ao longo da largura (4,15 m) haverá 3 (três) tubos de distribuição.

g) Separador trifásico

- Avaliação da produção de metano

Chernicharo (1997) define o valor do coeficiente de produção de sólidos no sistema em termos de DQO (Y_{obs}) como sendo da ordem de 0,11 a 0,23 KgDQO_{lodo}/kgDQO_{apl}. Na equação 43, foi adotado o valor de 0,15 para ao referido coeficiente para calcular a quantidade de DQO convertida em gás metano no reator UASB.

$$\begin{aligned}
DQO_{CH_4} &= Q_{m\acute{a}x} \times (S_{DQO\ afluente} - S_{DQO\ efluente}) - Y_{obs} \times Q \times S_{DQO\ afluente} = \\
&479,0038 \left(\frac{m^3}{dia}\right) \times \left(0,8180 \left(\frac{KgDQO}{m^3 \times dia}\right) - 0,2530 \left(\frac{KgDQO}{m^3 \times dia}\right)\right) - \\
&0,15 \left(\frac{kgDQO_{lodo}}{kgDQO_{apli}}\right) \times 479,0038 \left(\frac{m^3}{dia}\right) \times 0,8180 \left(\frac{KgDQO}{m^3 \times dia}\right) = 211,89\ kgDQO_{CH_4}/dia
\end{aligned} \quad (43)$$

Onde:

DQO_{CH_4} = carga de DQO convertida em metano;

$Q_{m\acute{a}x}$ = vazão máxima afluente;

$S_{DQO\ efluente}$ = concentração de DQO no afluente;

Y_{obs} = coeficiente de produção de sólidos no sistema em termos de DQO.

- Correção para a temperatura operacional do reator

Foi calculado o fator de correção para a temperatura operacional do reator ($K(T)$) por meio da Equação 44.

$$K(T) = \frac{P \times KgDQO}{R \times (273+T)} = \frac{1\ (atm) \times 0,064 \left(\frac{kgDQO}{mol}\right)}{0,00008206 \left(\frac{atm \times m^3}{mol \times K}\right) \times (273+19,6\ (^{\circ}C))} = 2,67 \frac{KgDQO}{m^3} \quad (44)$$

Onde:

P = pressão atmosférica (1 atm);

$KDQO$ = DQO correspondente a um mol de CH₄ (64 gDQO/mol)

R = constante dos gases ($8,21 \cdot 10^{-5}$ atm.L/mol.K)

T = temperatura operacional do reator ($^{\circ}C$)

- Conversão de massa de metano em produção volumétrica:

Foi calculada a conversão da massa de metano em produção volumétrica por meio da relação apresentada na Equação 45 abaixo.

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(T)} = \frac{211,8893 \left(\frac{KgDQO_{CH_4}}{dia}\right)}{2,6655 \left(\frac{KgDQO}{m^3}\right)} = 79,49\ m^3/dia \quad (45)$$

Onde:

Q_{CH_4} = produção volumétrica de metano;

$K(T)$ = fator de correção para temperatura operacional do reator.

- Avaliação da produção volumétrica de biogás

Considera-se que o gás metano normalmente representa entre 70 e 80% do biogás (CHERNICHARO, 1997), adotou-se um teor de biogás composto por 75% de metano. Logo, utilizando a Equação 46 foi possível estimar a produção volumétrica total de biogás.

$$Q_{biogás} = \frac{Q_{CH_4}}{Teor} = \frac{79,4941 \left(\frac{m^3}{dia}\right)}{0,75} = 105,99 \frac{m^3}{dia} \quad (46)$$

Onde:

$Q_{biogás}$ = produção volumétrica total de biogás;

$Teor$ = teor percentual de metano presente no biogás.

- Dimensionamento dos coletores de gás

Serão adotados 4 (quatro) coletores de gás, sendo o comprimento de cada coletor (C_g) = 4,15 m (ao longo da largura do reator). Logo, o comprimento total de coletores de gás (C_t) será de 16,60 m. Adotou-se largura de cada coletor de gás (L_g) = 0,25 m. Com estes dados foi calculada a área total dos coletores de gás (A_g) por meio da Equação 47. Então foi verificada a taxa de liberação de biogás nos coletores (v_g) através da Equação 48.

$$A_g = C_t \times L_g = 16,60 (m) \times 0,25 (m) = 4,15 m^2 \quad (47)$$

Onde:

A_g = área total de coletores de gás;

C_t = comprimento total de coletores de gás;

L_g = largura de cada coletor de gás.

$$v_g = \frac{Q_{biogás}}{A_g} = \frac{4,4163 \left(\frac{m^3}{h}\right)}{4,15 (m^2)} = 1,06 \frac{m^3}{m^2.h} \quad (48)$$

Onde:

v_g = taxa de liberação de biogás nos coletores;

$Q_{biogás}$ = produção volumétrica total de biogás.

A taxa de liberação de biogás calculada está de acordo com a mínima recomendada por Chernicharo (1997) de 1,00 m³/m².h, uma vez que valores inferiores dificultam a liberação do biogás e favorecem a formação de camadas densas de espuma.

Portanto cada um dos 4 (quatro) coletores terá 4,15 m de comprimento por 0,25 m de largura.

- Dimensionamento das aberturas (passagens) para o decantador

Adotando-se dois separadores trifásicos para o reator, dispostos com inclinação de 45°, se fazem necessárias duas aberturas simples e uma abertura dupla. Totalizando um número equivalente de aberturas simples = 2 + 1 x 2 = 4. O comprimento de cada abertura ao longo do reator será de $C_a = 4,15$ m. Já o comprimento equivalente, considerando que serão 4 aberturas simples, será de $C_t = 4 \times 4,15$ (m) = 16,60 metros. A largura adotada para cada abertura será de $L_a = 0,45$ m. Portanto, a área total das aberturas poderá ser calculada pela Equação 49 abaixo:

$$A_t = C_t \times L_a = 16,60 \text{ (m)} \times 0,45 \text{ (m)} = 7,47 \text{ m}^2 \quad (49)$$

Onde:

A_t = área total das aberturas;

C_t = comprimento total equivalente de aberturas simples;

L_a = largura de cada abertura.

É necessário verificar se a velocidade através de cada uma das aberturas (passagens) do decantador respeita os valores recomendados pela literatura, os quais são apresentados na Tabela 19 abaixo.

Tabela 19: Velocidades nas aberturas (passagens) para o decantador.

Vazão afluente	Velocidade (m/h)
Vazão média	< 2,0 – 2,3
Vazão máxima	< 4,0 – 4,2
Picos temporários*	< 5,5 – 6,0

(*) Picos de vazão com duração entre 2 e 4 horas.

Fonte: CHERNICHARO (1997), p. 176.

Os cálculo da velocidade para vazão média e para vazão máxima são apresentados pelas Equações 50 e 51, respectivamente.

$$v_{a \text{ média}} = \frac{(Q_{\text{méd}} / 24)}{A_t} = \frac{(425,34 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}) / 24}{7,47 \text{ (m}^2\text{)}} = 2,37 \text{ m/h} \quad (50)$$

Onde:

$v_{a \text{ média}}$ = velocidade nas aberturas para o decantador, considerando vazão média;

A_t = área total das aberturas;

$Q_{\text{méd}}$ = Vazão média afluente.

$$v_{a \text{ máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_t} = \frac{(479,00 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}) / 24}{7,47 \text{ (m}^2\text{)}} = 2,67 \text{ m/h} \quad (51)$$

Onde:

$v_{a \text{ máx}}$ = velocidade nas aberturas para o decantador, considerando vazão máxima;

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima afluente.

É possível observar que as velocidades estão próximas das faixas típicas apresentadas na Tabela 19. Apesar da velocidade média estar um pouco acima da faixa típica, há de se considerar que a máxima está bem abaixo de sua faixa,

portanto não ocasionando uma preocupação quanto ao funcionamento deste mecanismo. Logo, poderão ser adotadas as seguintes dimensões para as aberturas:

- Abertura simples: Comprimento = 4,15 m; e Largura = 0,45 m.
- Abertura dupla: Comprimento = 4,15 m; e Largura = 0,90 m.

- Dimensionamento do compartimento de decantação

Considerando que foram adotados dois separadores trifásicos para o reator dimensionado, haverá dois compartimentos de decantação, sendo que cada compartimento terá um comprimento de 4,15 metros. Logo, o comprimento total dos decantadores ($C_{t\ dec}$) será de 8,30 metros. A largura de cada compartimento de decantação $L_{g\ dec}$ será de 4,15 metros (metade do comprimento do reator). Foi adotado 0,05 metros de espessura (\emptyset) para a parede e 0,25 metros de largura de cada coletor de gás (L_g). Com isso, calculou-se a largura útil de cada decantador pela Equação 52 abaixo:

$$L_u = L_{g\ dec} - \emptyset - L_g = 4,15\ (m) - 0,05\ (m) - 0,25\ (m) = 3,85\ m \quad (52)$$

Onde:

L_u = largura útil de cada decantador;

$L_{g\ dec}$ = largura de cada decantador;

\emptyset = espessura da parede;

L_g = largura de cada coletor de gás.

Através da Equação 53 é calculada a área útil total dos decantadores.

$$A_d = C_{t\ dec} \times L_u = 8,30\ (m) \times 3,85\ (m) = 31,92\ m^2 \quad (53)$$

Onde:

A_d = área útil total dos decantadores;

$C_{t\ dec}$ = comprimento total dos decantadores.

Uma vez calculada a área, foi possível realizar a verificação das taxas de aplicação superficial nos decantadores, utilizando a Equação 54 para vazão média e Equação 55 para vazão máxima.

$$v_{d \text{ méd}} = \frac{(Q_{\text{méd}} / 24)}{A_d} = \frac{(425,34 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}) / 24}{31,9155 (\text{m}^2)} = 0,55 \text{ m/h} \quad (54)$$

Onde:

$v_{d \text{ méd}}$ = taxa de aplicação superficial nos decantadores para vazão média;

A_d = área total das aberturas;

$Q_{\text{méd}}$ = Vazão média afluente.

$$v_{d \text{ máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_d} = \frac{(479,00 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}) / 24}{31,9155 (\text{m}^2)} = 0,62 \text{ m/h} \quad (55)$$

Onde:

$v_{d \text{ máx}}$ = taxa de aplicação superficial nos decantadores para vazão máxima;

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima afluente.

Serão adotadas as dimensões para o compartimento de decantação de 4,15 metros de comprimento e 3,85 metros de largura, pois as taxas de aplicação superficial calculadas nos decantadores (projetados com essas dimensões) estão de acordo com o que recomenda a literatura de Chernicharo (1997), uma vez que as velocidades calculadas são inferiores as faixas típicas apresentadas na Tabela 20.

Tabela 20: Taxas de aplicação superficial e tempos de detenção hidráulica no compartimento de decantação.

Vazão afluente	Taxa de aplicação superficial (m/h)	Tempo de detenção hidráulica (h)
Vazão média	0,6 – 0,8	1,5 – 2,0
Vazão máxima	< 1,2	> 1,0
Picos temporários*	< 1,6	> 0,6

(*) picos de vazão com duração entre 2 e 4 horas.

Fonte: CHERNICHARO (1997), p. 175.

h) Produção de lodo

- Produção de sólidos no sistema

Adotando-se o coeficiente de produção de sólidos no sistema (Y) = 0,15 kgSST/KgDQO_{aplicada}, considerando que a faixa usual dos valores de Y para tratamento de esgotos domésticos são da ordem de 0,10 a 0,20 kgSST/KgDQO_{aplicada}. Com isso, foi estimada a produção de lodo no reator por meio da Equação 56.

$$P_{lodo} = Y \times Q_{m\acute{a}x} \times S_{DQO\ afluente} = 0,15 \frac{kgSST}{kgDQO_{aplicado}} \times 479,0038 \left(\frac{m^3}{dia}\right) \times 0,8180 \left(\frac{KgDQO}{m^3 \times dia}\right) = 58,78 \frac{kgSST}{dia} . \quad (56)$$

Onde:

P_{lodo} = produção de sólidos no sistema;

Y = coeficiente de produção de sólidos no sistema.

- Produção volumétrica de lodo

Uma vez determinada a produção de sólidos no sistema (lodo), adotou-se densidade do lodo gerado (ρ) = 1.020 kg/m³ e concentração do lodo gerado (C) = 5%, visto que a faixa usual dessas características é, respectivamente, de 1.020 a 1.040 kg/m³ e 3 – 5% . Para o cálculo da produção volumétrica foi utilizada a Equação 57 abaixo:

$$V_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{\rho \times C} = \frac{58,7762 \left(\frac{kgSST}{dia}\right)}{1.020 \left(\frac{kg}{m^3}\right) \times 0,5} = 0,12 \frac{m^3}{dia} \quad (57)$$

Onde:

V_{lodo} = produção volumétrica de lodo.

ρ = densidade do lodo gerado;

C = concentração do lodo gerado.

i) Eficiência na remoção de DBO e DQO

Para calcular a estimativa de eficiência do reator dimensionado foi utilizada a Equação 58 para determinar a eficiência na remoção de DBO (E_{DBO}) e a Equação 59 para determinar a eficiência na remoção de DQO (E_{DQO}).

- Remoção de DBO

$$E_{DBO} = 100 \times (1 - 0,7 \times TDH^{-0,50}) = 100 \times (1 - 0,7 \times 9,5 (h)^{-0,50}) = 77,29 \text{ \% de DBO removido} \quad (58)$$

Onde:

E_{DBO} = eficiência do reator UASB, em termos de remoção de DBO;

TDH = tempo de detenção hidráulico;

0,50 = constante empírica;

0,70 = constante empírica.

- Remoção de DQO

$$E_{DQO} = 100 \times (1 - (0,68 \times TDH^{-0,35})) = 100 \times (1 - (0,68 \times 9,5 (h)^{-0,35})) = 69,07 \text{ \% de DQO removido} \quad (59)$$

Onde:

E_{DQO} = eficiência do reator UASB, em termos de remoção de DQO;

TDH = tempo de detenção hidráulico;

0,68 = constante empírica;

0,35 = constante empírica.

- Estimativa das concentrações de DBO e DQO no efluente tratado

A partir das eficiências estimadas, calcularam-se as concentrações de DBO e de DQO no efluente final, através das Equações 60 e 61 respectivamente.

- Concentração DBO efluente tratado

$$S_{DBO\ efluente} = \frac{(100 - E_{DBO}) \times S_{DBO\ afluente}}{100} = \frac{(100 - 77,289\ (%)) \times 376,7509\ \left(\frac{mg}{L}\right)}{100} = 85,56\ \frac{mgDBO}{L}$$

(60)

Onde:

$S_{DBO\ afluente}$ = concentração de DBO no afluente;

E_{DBO} = eficiência do reator UASB, em termos de remoção de DBO.

- Concentração DQO efluente tratado

$$S_{DQO\ efluente} = \frac{(100 - E_{DQO}) \times S_{DQO\ inicial}}{100} = \frac{(100 - 69,0753\ (%)) \times 818,0339\ \frac{mg}{L}}{100} = 252,97\ \frac{mgDQO}{L}$$

(61)

Onde:

$S_{DQO\ efluente}$ = concentração de DQO no efluente;

$S_{DQO\ afluente}$ = concentração de DQO no afluente.

5.4.3 Dimensionamento *Wetland* Construído de Escoamento Vertical (WCV)

O WCV foi dimensionado com base em documento de autoria de Sezerino e Von Sperling (2018), cujas especificações das características e elementos constituintes do sistema são apresentados nos Anexos C, D, E, e F. Os cálculos de dimensionamento do WCF são apresentados a seguir:

a) Cálculo da área superficial requerida utilizando o conceito da taxa de aplicação orgânica superficial

Seguindo as recomendações de dimensionamento do documento supramencionado, adotou-se taxa de aplicação orgânica superficial ($TAOS$) de 10,00

gDBO/m².dia, cuja faixa recomendada está entre 10 e 20 gDBO/m².dia. Foi calculada a área superficial total necessária por meio da Equação 62.

$$A_{sup} = \left(\frac{4}{3}\right) \times \left(\frac{Q_{méd} \times S_{DBO\ afluente}}{TAOS}\right) = \left(\frac{4}{3}\right) \times \left(\frac{425,3687 \left(\frac{m^3}{dia}\right) \times 85,5639 \left(\frac{gDBO}{m^3}\right)}{10,00 \left(\frac{gDBO}{m^2 \times dia}\right)}\right) = 4.852,83\ m^2 \quad (62)$$

Onde:

A_{sup} = área superficial requerida;

$Q_{méd}$ = vazão média da mistura;

$S_{DBO\ afluente}$ = concentração de DBO após tratamento no reator UASB;

$TAOS$ = taxa de aplicação orgânica superficial;

$\frac{4}{3}$ = número total de unidades/número total de unidades em operação (proporção utilizada para calcular a área real).

Conforme recomendações, a área máxima de cada unidade deverá ser de 400,00 m², sendo este o valor máximo para não haver dificuldades com a hidráulica associada à necessidade de distribuição homogênea do afluente em toda a área superficial. Portanto, a fim de estimar o número mínimo necessário de unidades para a área superficial calculada, utilizou-se a Equação 63 abaixo:

$$N = \frac{A_{sup}}{A_{unidade}} = \frac{4852,83\ (m^2)}{400 \left(\frac{m^2}{unidade}\right)} = 12,13\ unidades \quad (63)$$

Onde:

A_{sup} = área superficial requerida;

$A_{unidade}$ = área máxima por unidade;

b) Verificação da taxa de aplicação hidráulica superficial resultante

O cálculo da taxa de aplicação hidráulica superficial ($TAHS$) foi realizado por meio da Equação 64.

$$TAHS = \frac{Q_{méd}}{A_{sup}} = \frac{425,3687 \left(\frac{m^3}{dia}\right)}{4852,83 (m^2)} = 0,09 \frac{m^3}{m^2 \times dia} \quad (64)$$

Onde:

$Q_{méd}$ = vazão média da mistura;

A_{sup} = área superficial requerida;

O resultado da $TAHS$ está dentro da faixa esperada - de 0,05 a 0,12 $m^3.m^2.dia^{-1}$. Portanto, poderá ser adotada a área calculada pelo conceito da taxa de aplicação orgânica superficial.

c) Determinação das dimensões e do número de unidades em paralelo

Considerando que a recomendação para a configuração WCV desse porte é de que se mantenha no mínimo 1/4 das unidades em descanso, adotou-se 16 (dezesesseis) unidades com 30,50 m de comprimento por 10,00 m de largura, com uma área superficial de 305,00 m^2 por unidade, totalizando 4.880,00 m^2 de área superficial para o sistema de WCV como um todo. As unidades serão divididas em 4 (quatro) grupos, todas em paralelo, contendo 4 (quatro) unidades por grupo, ou seja, o sistema WCV irá funcionar, de forma alternada, com 16 unidades em operação (alimentação) e 4 unidades em descanso.

As especificações projetuais foram adotadas considerando valores médios e especificidades da configuração de escoamento vertical, e são apresentadas de forma mais detalhada nos Anexos C, D, E e F. Salienta-se que a escolha da planta macrófita *Cynodon spp* (capim Tifton 85) se deu por ser uma espécie de fácil acesso no Rio Grande do Sul, além de não apresentar contraindicações quanto tempo de alimentação (bateladas). As demais especificações projetuais adotadas são apresentadas no Quadro 2 abaixo, as quais podem ser visualizadas na Figura 7.

Quadro 2: Especificações projetuais do *wetland* construído

Item	Sigla	Valor adotado
Comprimento	C	30,50 m
Largura	L	10,00 m
Profundidade útil	-	0,83 m
Altura total	-	1,13 m
Altura da camada superior do meio suporte (m)	Hsup	0,08 m
Altura da camada de filtração (m)	Hint	0,50 m
Altura da camada de transição (m)	Htrans	0,10 m
Altura da camada inferior de drenagem (m)	Hinf	0,15 m
Borda livre (m)	bL	0,30 m
Inclinação das paredes ou taludes internos	Zmáx	1:1
Declividade longitudinal de fundo (%)	i	0,5%
Mecanismo de alimentação intermitente	TA	Sifões dosadores
Entrada de distribuição do afluente	EDaflu	4 tubos espaçados em 2,10 m. Cada tubo deve possuir 30,50 m de comprimento e 100 mm de diâmetro.
Coleta e retirada do efluente	CReflu	4 coletores a cada 2,10 metros
Impermeabilização do fundo e paredes ou taludes internos	IMP	Geomembrana de PEAD de 1,5 mm
Granulometria do leito na camada superior do meio suporte	GLsup	Brita 0 (4,8 a 9,5 mm)
Granulometria do leito na camada de filtração	GLint	Areia grossa (1,2 a 4,8 mm)
Granulometria do leito na camada de transição	GLtrans	Brita 0 (4,8 a 9,5 mm)
Granulometria do leito na camada inferior, de drenagem	GLinf	Brita 1 (9,5 a 19 mm)

Item	Sigla	Valor adotado
Alternância entre os leitos	AL	Sugere-se adotar, para o período inicial de funcionamento, 20 dias de alternância no inverno e 7 dias no verão. Deverão ser analisados empiricamente os melhores resultados de funcionamento para a região/sistema.
Frequência da dosagem do afluente	FDalfu	Uma a cada 3 horas
Planta macrófita		<i>Cynodon spp</i> (capim Tifton 85). Quatro mudas por metro quadrado.
Manejo das plantas	-	Deve-se controlar o crescimento de espécies invasoras, realização de cortes mais frequentes na fase de crescimento da planta, e envio da biomassa oriunda da poda das macrófitas para compostagem.

Fonte: Elaborado pelo Autor com base em SEZERINO; VON SPERLING (2018).

d) Cálculos de processo: bateladas

Considerando que foram adotadas bateladas a cada 3 horas, calculou-se o volume necessário, assim como as dimensões, da caixa de acumulação do afluente para esse período de descanso entre as alimentações (bateladas) do sistema. Considerou-se a vazão máxima de projeto, a fim de não haver problemas de subdimensionamento da caixa de acumulação. O volume necessário foi calculado pela Equação 65 abaixo:

$$V_{CA} = \frac{Q_{m\acute{a}x} \times t}{24 (h)} = \frac{470,0038 \left(\frac{m^3}{dia}\right) \times 3 (h)}{24 (h)} = 59,88 m^3 \quad (65)$$

Onde:

V_{CA} = volume da caixa de acumulação de afluente;

$Q_{m\acute{a}x}$ = vazão máxima afluente;

t = intervalo entre cada batelada.

e) Estimativa das concentrações efluentes

A Tabela 21 apresenta as faixas de remoção típicas apresentadas por Sezerino e Von Sperling (2018).

Tabela 21: Faixas esperadas de desempenho de tratamento relacionadas ao WCV.

Eficiências de remoção estimadas		
Parâmetro	Tratamento a montante*	Global
DBO	60 a 75%	> 90%
DQO	55 a 70%	> 85%
SST	NA	> 90%
N amoniacal	NA	> 90%
Fósforo total	NA	< 20%
Coliformes Termotolerantes	NA	1 – 2 unidades log

(*) O documento de referência considera como tratameto a montante: tratamento preliminar (gradeamento e desarenação) e reatores UASB ou reatores anaeróbios compartimentados.

Fonte: Adaptado de SEZERINO; VON SPERLING (2018).

Com base nas eficiências globais previstas pela Tabela 20 e considerando as concentrações de entrada do afluente na ETE, foi possível calcular, por meio da Equação 66, a concentração do efluente tratado na saída do sistema.

$$S_e = \frac{(100-E) \times S_a}{100} \quad (66)$$

Onde:

S_e = concentração efluente tratado;

E = eficiência de remoção adotada;

S_a = concentração afluente (entrada no sistema).

Os resultados das concentrações do efluente tratado para os principais parâmetros sensíveis de monitoramento são aprestados na Tabela 22 abaixo:

Tabela 22: Concentrações no efluente tratado, considerando eficiência global do sistema prevista por Sezerino e Von Sperling (2018).

Parâmetros	Eficiência de remoção adotada	Afluente	Efluente	Unidade
DQO	85%	818,03	122,70	g/m ³
DBO	90%	376,75	37,67	g/m ³
SST	90%	470,20	47,02	g/m ³
N amoniacal	90%	31,05	3,11	gNH ₃ -N/m ³
Fósforo Total	15%	15,32	13,03	gP/m ³
Coli. Termotolerantes	1,5 unidades log (≅ 96,84% de eficiência)	4,49 x 10 ⁷	3,16 x 10 ⁵	UFC/100ml

Fonte: elaborado pelo Autor.

Observa-se que os cálculos das concentrações efluentes foram conservadores, pois as eficiências de remoção de DBO (77,29%) e DQO (69,07%) estimados, respectivamente, pelas Equações 58 e 59, são superiores ou próximas ao limite superior das faixas estimadas por Sezerino e Von Sperling (2018), apresentados na Tabela 20.

5.5 ESCOLHA DE ÁREA PARA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO

Uma vez dimensionado o sistema de tratamento, verificou-se que a área disponível na localização indicada para construção da ETE no projeto da Empresa CONCREMAT (2005) aparentava não ser suficiente para instalação do tratamento proposto, considerando que somente a área requerida para instalação das unidades de WCV totaliza 4.880,00 m² - maior parcela absoluta de área requerida para o

sistema de tratamento. Além das demais etapas de tratamento e unidades de armazenamento, há a necessidade de área livre para circulação, cercamento e operação.

Através de ferramenta disponível no *software* Google Earth Pro, foi possível confirmar que a área prevista pela CONCREMAT para instalação da ETE não é suficiente para instalação do sistema de tratamento proposto, uma vez que a área disponível possui somente em torno de 2.865,00 m². Por conseguinte, analisando as proximidades foi possível identificar uma área em potencial para instalação do sistema de tratamento, com disponibilidade de aproximadamente 11.272,00 m². Na Figura 22 abaixo são apresentadas ambos locais cujas áreas foram estimadas, onde o retângulo em azul se trata do local indicado no projeto da CONCREMAT e os em vermelho (marcadores A e B) o local sugerido pelo autor.

Figura 22:Localização e comparativo entre áreas possíveis para instalação do sistema de tratamento proposto.



Fonte: Imagem, datada de 05/08/2020, gerada pelo autor através do *software* Google Earth Pro.

A nova área proposta foi subdividida em um retângulo menor (A) e em um maior (B), cujas áreas estimadas são de, respectivamente, 3.004,00 m² e 8.268,00 m², totalizando os 11.272,00 m² supramencionados - espaço mais que suficiente

para instalação do sistema. Além disso, esta área também fica localizada próxima do Arroio Ribeiro Pequeno e, possivelmente, não haveria a necessidade de grandes alterações no projeto de rede proposto pela empresa. Salienta-se que a área livre, atrás da Secretaria Municipal de Mariana Pimentel, não foi considerada, pois está em uma cota mais elevada, o que demandaria maiores custos de bombeamento.

Logo, adotou-se a nova área como local para implantação do sistema de tratamento proposto, sugerindo-se que o sistema seja disposto no terreno no sentido de A para B, ou seja, o tanque pulmão de armazenamento deverá ser localizado na parte A (maior cota), assim como as etapas iniciais de tratamento, pois assim haverá um maior aproveitamento gravitacional para o escoamento da mistura (esgoto + LFTS) no sistema.

5.6 CORPO RECEPTOR

Para que não haja comprometimento do corpo hídrico receptor a resolução CONSEMA nº 355/2017 exige que seja satisfeita a condição da Equação 67 abaixo.

$$\frac{Q_{chr}}{Q_e} \geq \frac{\text{Padrão de emissão}}{\text{Concentração na classe}} \quad (67)$$

Onde:

Q_{chr} = vazão referência do corpo hídrico receptor;

Q_e = vazão do efluente;

Padrão de emissão = padrão de emissão em função da faixa de vazão do efluente;

Concentração na classe = concentração da classe fixada pela CONAMA 357/2005.

Considerando que a vazão média do efluente tratado a ser lançado é de 425,37 m³/dia e a vazão máxima é de 479,00 m³/dia, os padrões de emissão adotados serão os da faixa (2) de vazão do efluente, conforme pode ser visualizado na Tabela 23 abaixo.

Tabela 23: Padrões de emissão em função da vazão para efluentes líquidos sanitários nas águas superficiais do Rio Grande do Sul (CONSEMA 355/2017).

	Faixa de vazão do efluente (m ³ /d)	DBO ₅ (mg/L)	DQO (mg/L)	SST (mg/L)	Coliformes Termotolerantes	
					NMP/ 100 ml	Eficiência
(1)	Q < 200	120	330	140	-	-
(2)	200 ≤ Q < 500	100	300	100	10 ⁶	90%
(3)	500 ≤ Q < 1.000	80	260	80	10 ⁵	95%
(4)	1.000 ≤ Q < 2.000	70	200	70	10 ⁴	95%
(5)	2.000 ≤ Q < 10.000	60	180	60	10 ⁴	95%
(6)	10.000 ≤ Q	40	150	50	10 ³	95%

Fonte: CONSEMA (2017, pg. 7).

Conforme já supramencionado no subitem 4.6 deste trabalho, o Arroio Ribeiro Pequeno, por ainda não possuir enquadramento de classe aprovado, deverá ser considerado como Classe II. Portanto, deverão ser adotadas as concentrações da referida classe, fixada pela CONAMA 357/2005, para verificação dos mesmos padrões de emissão exigidos pela CONSEMA 355/2017 (Figura 22).

Assim, quando obtidos dados da vazão do corpo receptor, será possível, através da relação apresentada na Equação 67, determinar se o efluente da ETE poderá ou não ser disposto no mesmo. Caso a vazão do corpo receptor (Arroio Ribeiro Pequeno) não permita o lançamento do efluente, poderá ser adotada alternativa de lançamento no solo, uma vez que sejam seguidas as orientações da Diretriz Técnica nº 05/2017 (Versão 2 – setembro de 2019).

5.7 ORÇAMENTO

A fim de realizar a estimativa orçamentária para instalação do sistema, foram concentrados na Tabela 24 os principais resultados dos dimensionamentos calculados neste trabalho. Salienta-se que esses dados não devem ser considerados de forma isolada aos demais apresentados durante o desenvolvimento, uma vez que as demais especificações são de suma importância para execução da proposta e análise orçamentária mais detalhada e precisa.

Tabela 24: Resumo dos principais resultados de dimensionamento do sistema.

Rede coletora (separador absoluto)	
Extensão	8.240 m
Tanque pulmão de armazenamento de lodo	
Volume	12,00 m ³
Gradeamento	
Área da seção do canal (A_t)	142,21 cm ²
Largura (b)	18,10 cm
Altura do canal (h_v)	52,85 cm
Comprimento da grade	74,74 cm
Nº de barras (n)	8 barras
Espessura da barra (t)	8,00 mm
Espaçamento entre barras	15,00 mm
Desarenador	
Largura (b)	30 cm
Comprimento (L)	176,64 cm
Profundidade de armazenamento (H _{arm})	46,07 cm
Número de canais em paralelo	2 canais
Calha Parshal	
Medidas (W)	3"
Rebaixo (Z)	2,85 cm
Reator UASB	
Volume (V)	189,61 m ³
Largura (W)	4,15 m
Comprimento (L)	8,30 m
Altura total (H _t)	5,50 m
Nº de tubos distribuidores (n)	21
Caixa armazenadora afluyente	
Volume da caixa (V _{CA})	60,82 m ³
Wetland de escoamento vertical	
Área superficial por módulo	305,00 m ²
Nº módulos	16
Área superficial total (A _s)	4.880,00 m ²
Profundidade útil	0,83 m
Profundidade total	1,13 m
Borda livre (bL)	0,30 m
Planta macrófita	<i>Cynodon spp</i> (capim Tifton 85).

Nº total de mudas	19.520 propágulos
Altura da camada superior do meio do suporte (Hsup)	0,08 m
Altura da camada de filtração (Hint)	0,50 m
Altura da camada de transição (Htrans)	0,10 m
Altura da camada inferior de drenagem (Hinf)	0,15 m

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Nos itens a seguir serão apresentadas estimativas de custo de implantação das principais etapas do sistema de tratamento proposto, assim como da rede coletora. Os quais foram calculados de variadas maneiras, conforme a disponibilidade de dados.

a) Custo rede separador absoluto

A estimativa realizada em 2013 previa o custo de R\$ 948.641,70 para implantação de 8.240 metros de rede separador absoluto em Mariana Pimentel. Com base nesse valor foi realizada correção utilizando o Índice Nacional de Custo da Construção (INCC) para o ano de 2021, obtendo-se o custo atualizado de R\$ 1.584.859,12, ou seja, R\$ 192,33 por metro de rede.

b) Custo limpeza de fossas

A estimativa do custo de limpeza de fossas foi calculada com base nos dados levantados ao longo do desenvolvimento desse estudo e pesquisa ao custo por hora de serviço de limpeza de fossa com caminhão tanque de 12.000,00 litros de armazenamento. Os dados utilizados e o resultado calculado são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25: Custos de operação de limpeza de fossas para o Município de Mariana Pimentel.

Custos de Operação de Limpeza das fossas	
Período entre uma coleta e outra	5 dias
Número total de coletas ao ano	73 dias
Número de horas de serviço por dia	8 horas
Caminhão para equipamento de limpeza a sucção, tanque de 12.000 L (Código SINAPI: 92106)	R\$ 236,91 por hora
Custo total das limpezas (anual)	R\$ 138.355,40

Fonte: Elaborado pelo Autor.

c) Custo tanque pulmão de armazenamento

Foi orçado um tanque pulmão de polietileno para armazenamento de 12 mil litros de LFTS junto à empresa Rotto Brasil em um valor de R\$ 29.000,00. A fim de verificar se o valor orçado estaria de acordo com o mercado, foi realizada pesquisa no *website* MFRural Marketplace onde se verificou a disponibilidade de um modelo de tanque pulmão de armazenamento de 6 mil litros no valor de 15 mil. Portanto, entendeu-se coerente o valor orçado junto a Rotto Brasil para estimativa de custo do produto.

d) Custo tratamento preliminar

Consultou-se o Processo Licitatório N° 055/2018 para construção de ETE no Município de Braga no Rio Grande do Sul (RS), cuja população estimada de final de plano é de 5.524 habitantes. O referido documento apresenta de forma fragmentada e detalhadamente os custos das obras que comportarão o sistema de esgotamento sanitário, com orçamento calculado no ano de 2006. O tratamento preliminar do projeto, assim como o proposto neste estudo, é de gradeamento, desarenador e

calha parshall de 3", e resultou em um custo de R\$ 83.530,58, sem considerar mão de obra.

Em análise aos custos detalhados do tratamento preliminar, apresentados no referido documento, foi possível concluir que a obra de desarenador representa a maior parcela absoluta dos custos necessários. Portanto, comparando-se as dimensões de um dos canais do desarenador do projeto licitatório (Largura (b) = 0,51 m; Comprimento (L) = 5,55 m; Profundidade (H_{arm}) = 0,55 m) com as dimensões de um dos canais do desarenador propostos neste trabalho (Largura (b) = 0,30 m; Comprimento (L) = 1,77 m; Profundidade (H_{arm}) = 0,46) foi possível calcular o custo por m².

Para fins de cálculo o desarenador foi considerado como uma unidade de estrutura retangular, cuja área foi calculada para o desarenador do projeto licitatório resultando em ($\text{Área} = b \times L + 2 \times (L \times H_{arm})$) 9,50 m², e a área do desarenador proposto no estudo resultou em 2,44 m². Portanto, foi suposto que, aproximadamente, o custo por m² do tratamento preliminar será de R\$ 8.795,93. Logo, para o tratamento preliminar proposto neste estudo o valor estimado e corrigido pelo INCC (de março de 2006 para novembro de 2021) será de R\$ 61.524,94. Salienta-se que no projeto do processo licitatório foi adotado uma taxa de Benefícios e Despesas Indiretas (BDI) de 30%, o qual subtraído do valor total calculado para ao sistema proposto resulta em um custo total de R\$ 43.067,46.

e) Custo reator UASB

O reator UASB dimensionado possui 189,45 m³ e 21 tubos distribuidores. Para calcular o seu custo estimado foi realizada comparação com o custo de R\$ 129.384,20, previsto em orçamento de março de 2006, de um módulo de reator UASB com 180 m³ e 19 tubos de distribuição apresentado no Manual de Licitação N 055/2018 da Prefeitura Municipal de Braga/RS. Considerando a similaridade do reator UASB dimensionado neste trabalho (189,45 m³ de volume e 21 tubos distribuidores), adotou-se esse valor previsto, cujo valor corrigido pelo INCC para o

ano de 2021, e subtraído 30% de BDI que havia sido adotado, resultou em custo de R\$ 260.122,70.

f) Custo caixa armazenamento de afluentes

Novamente foi realizado orçamento junto a Rotto Brasil de dois tanques de armazenamento (caixa de armazenamento de afluentes) de polietileno, cada um com capacidade de armazenar 30 mil litros de esgoto sanitário ao custo de R\$ 38.400,00 por unidade. Portanto, totalizando um custo de R\$ 76.600,00. Salienta-se que poderão ser adotadas alternativas, como a construção em alvenaria, desde que devidamente projetada. Porém, para fins de estimativa será adotado o valor supramencionado.

g) Custo *wetland* de escoamento vertical

No Quadro 3 é apresentado o levantamento e o custo de mercado dos principais materiais e serviços necessários para implantação do WCV proposto.

Quadro 3: Custos dos principais materiais e serviços necessários para implantação da WCV.

Material	Código (SINAPI)	Quantidade	Custo unitário	Custo
Brita 0 (Hsup)	4720	403,20 m ³	R\$ 67,91 por m ³	R\$ 27.381,31
Areia Grossa (Hint)	367	2.520,00 m ³	R\$ 64,00 por m ³	R\$ 161.280,00
Brita 0 (Htrans)	4720	504,00 m ³	R\$ 67,91 por m ³	R\$ 34.226,64
Brita 1 (Hinf)	4721	1.512,00 m ³	R\$ 58,82 por m ³	R\$ 88.935,84
Geomembrana PEAD (1,5 mm)	25684	6.344,48 m ²	R\$ 35,66 por m ²	R\$ 225.609,70
<i>Cynodon spp</i> (capim Tifton 85)	Compra	19.520,00	R\$ 0,27 por	R\$ 5.270,40

Material	Código (SINAPI)	Quantidade	Custo unitário	Custo
	própria (website)	unidades	unidade	
Escavação vertical a céu aberto, incluindo carga, descarga e transporte, em solo de 1ª categoria com escavadeira hidráulica.	101207	$(A_s \times altura\ total)$ = 5.514,40 m ³	R\$ 8,36 por m ³	R\$ 46.100,38
Regularização e compactação de subleito de solo predominantemente argiloso. af_11/2019	100576	6.344,48 m ²	R\$ 1,97 por m ²	12.498,63
Assentamento de tubo de pvc para rede coletora de esgoto de parede maciça, dn 100 mm, junta elástica (não inclui fornecimento). af_01/2021	90733	3.904,00 m (8 tubos de 30,50 m por módulo: 4 na parte superior e 4 na parte inferior)	R\$ 3,27 m	R\$ 12.766,08
Custo total:				R\$ 608.798,60

Fonte: Elaborado pelo Autor.

h) Custos de adequação do local

No Quadro 4 é apresentada a estimativa de quantidade e custo dos principais materiais e serviços necessários para adequação da área onde se propõe implantar a ETE.

Quadro 4: Custos dos principais materiais e serviços necessários para adequação da área.

Material	Código (SINAPI)	Quantidade	Custo unitário	Custo
Cerca com mourões de concreto, reto, h= 2,30 m, espaçamento de 2,5 m, cravados 0,5 m, com 4 fios de arame de aço	101193	522,00 m	R\$ 53,10 m	R\$ 27.718,00

Material	Código (SINAPI)	Quantidade	Custo unitário	Custo
ovalado 15x17 - fornecimento e instalação. af_05/2020				
Limpeza manual de vegetação em terreno com enxada.af_05/2018	985224	11.272,00 m ²	R\$ 2,83 m ²	R\$ 31.899,76
Portão com mourões de madeira roliça, diâmetro 11 cm, com 5 fios de arame farpado nº 14 classe 250, sem dobradiças - fornecimento e instalação. af_05/2020	111205	10,00 m (supondo dois portões com 5 m cada)	R\$ 38,53 m ²	R\$ 385,30

Fonte: Elaborado pelo Autor.

i) Custos de instalação do sistema de tratamento conjunto de esgoto e LFTS

Para calcular a estimativa de custo de instalação da ETE proposta neste trabalho, utilizou-se como referência o custo de instalação de ETE no Município de Braga/RS (Processo Licitatório Nº 055/2018), a qual custou R\$ 26,50 por m². Considerando a área total disponível (11.272,00 m²), corrigindo-se o valor pelo INCC (de março de 2006 para novembro de 2021) e subtraindo 30% de BDI (adotado no projeto de Braga/RS), o custo estimado somente para a instalação da ETE proposta no presente trabalho será de R\$ 600.471,20.

j) Orçamento total estimado para implantação do sistema de esgotamento sanitário (rede coletora + ETE)

O somatório de todos os custos acima calculados, exceto o custo anual de R\$ 138.355,40 para os serviços de limpeza de tanque/fossa séptico(a), resultou em um valor de R\$ 3.262.922,12 sem acréscimo do BDI.

Conforme Acórdão nº 2.622/2013 para obras de construção de redes de abastecimento de água, coleta de esgoto e construções correlatadas, deve-se adotar taxa de BDI média de 24,18%. Portanto, o custo total para implantação do sistema de esgotamento sanitário será de R\$ 4.051.897,69. Destes, 48,57% é referente à implantação da rede coletora separador absoluto, 33,03% são referentes aos custos dos componentes da ETE e 18,40% representa o custo de instalação da ETE.

Entende-se que esse orçamento prévio não isenta que seja desenvolvido um orçamento completo e detalhado, caso, no futuro, o sistema proposto seja entendido como uma prioridade de execução.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise das características e particularidades do município de Mariana Pimentel, sob a ótica de referências bibliográficas nesta temática, resultou no entendimento de que a melhor alternativa para o tratamento da zona rural desta localidade consiste na adoção/manutenção de sistema de tratamento individual composto por TS, com tratamento complementar e disposição final, enquanto que, para a zona urbana, a alternativa mais interessante consiste na adoção de sistema coletivo para tratar esgoto sanitário e LFTS, composto por tratamento preliminar, reator UASB e WCV, entre demais componentes e especificações de projeto apresentadas.

O dimensionamento do sistema de tratamento para a zona urbana indicou que sua implantação é possível, salvo se a verificação da vazão do corpo receptor identificar a impossibilidade de lançamento do efluente, análise que não foi realizada no presente estudo. A área necessária para implantação do sistema é mais do que suficiente, abrindo-se sugestão para que seja verificada a possibilidade de implantação, neste local, de algum sistema capaz de tratar o lodo proveniente do reator UASB e do material acumulado no desarenador.

Mostrou-se evidente que a adoção do coeficiente de taxa de contribuição de infiltração adotado, previsto pela CORSAN (2016), resultou em elevados valores de vazão de infiltração no sistema, em comparação com a contribuição de esgoto doméstico, o que é comum em sistemas que comportam baixa densidade demográfica. Isto, a princípio, poderia se relevar um problema no futuro, em um cenário em que a rede já não fosse mais tão nova e/ou apresentasse falhas na execução, gerando um aumento das infiltrações (o que seria uma representação mais realista do coeficiente adotado), o que poderia dificultar os processos microbiológicos na ETE, em decorrência de um afluente muito diluído. No entanto, considerando que o sistema dimensionado irá tratar conjuntamente LFTS, principalmente da zona rural (a qual representa aproximadamente 83% da população total do município), as concentrações de matéria orgânica possivelmente serão melhor equilibradas no sistema, assim como os serviços de limpeza manterão os sistemas individuais eficientes.

A estimativa orçamentária para implantação do SES resultou em um custo total de R\$ 4.051.897,69, do qual 48,57% será destinado à implantação da rede de coleta e 51,43% para os custos dos componentes e instalação da ETE. Apesar de, à primeira vista, os valores aparentarem ser demasiadamente elevados, há de se considerar que tanto o reator UASB quanto as wetlands são tecnologias que demandam baixo custo de operação, o que reduziria em demasia os custos recorrentes de suas operações. Além disso, a adoção do sistema coletivo proposto irá subtrair a responsabilidade individual dos moradores de Mariana Pimentel sobre o gerenciamento dos seus esgotos domésticos (coleta, tratamento e limpeza de fossas), excetuando-se a instalação de sistema individual de tratamento nos domicílios que não possuem ligação com a rede coletora.

O sistema de esgotamento sanitário, apesar de muitas vezes parecer demasiadamente custoso, possibilita uma vida digna à população quando adequado à realidade local, cabendo ao titular responsável pela prestação do serviço financiar ou buscar financiamento para garanti-lo.

7 RECOMENDAÇÕES DE SITUAÇÕES A SEREM REVISADAS E/OU DESENVOLVIDAS EM PROJETO

Caso o Município de Mariana Pimentel apresente interesse futuro na adoção da proposta de tratamento por este trabalho apresentada, cabe ao autor fazer as seguintes recomendações a serem realizadas na etapa de projeto:

- Reavalie-se o valor do coeficiente de taxa de infiltração adotado nesta proposta (0,5 L/s.Km), pois caso haja possibilidade da adoção de um menor valor, haverá uma diminuição significativa na vazão de projeto, o que acarretará em menores custos para implantação do sistema de tratamento. Deverão ser consideradas as condições locais, tais como NA do lençol freático, natureza do subsolo, material da tubulação da rede e qualidade da execução - conforme recomendações da NBR 9.649/86;
- Comparativo técnico e econômico quanto à possibilidade da substituição da escolha proposta de desarenador por somente uma caixa de areia;

- A fim de tratar o lodo gerado pelas etapas de tratamento da ETE (reator UASB, desarenador e tanques de armazenamento) dentro da área proposta, que seja desenvolvido projeto de leito de secagem ou, preferivelmente, *wetland* (projetada especificamente para receber lodo). Também poderá ser feita análise de viabilidade de uso do produto final na agricultura local;
- Estudo quanto à possibilidade de instalação de um tanque de equalização com medidor e controlador de vazão antes do lançamento do lodo na ETE;
- Estudo de espécies de macrófitas regionais que poderão ser utilizadas na constituição dos *wetlands*, a fim de reduzir os custos de implantação do sistema de tratamento;
- Análise do Poder Público Municipal quanto à possibilidade de cobrança pelos serviços de limpeza dos tanques/fossas sépticos(as), a fim de arrematar os custos anuais do serviço;
- Monitoramento dos efluentes tratados e, caso haja elevada presença de patógenos, que seja estudada a possibilidade de tratamento complementar, como caixa de cloração adequadamente dimensionada;
- Coleta de dados quanto à vazão e estudo de autodepuração do respectivo curso d'água, a fim de se verificar se o corpo receptor está apto a receber o efluente tratado;
- Orçamento completo e detalhado de todo o sistema de esgotamento sanitário proposto, assim como desenvolvimento de um plano orçamentário para as obras e operação;
- Obtenção de dados práticos, nas características locais do município, do funcionamento do sistema de tratamento de esgoto sanitário e LFTS através da implantação de projeto piloto.

REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.209. Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário.** ABNT, 1989.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12208: Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário.** Rio de Janeiro, 1992.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13.969/1997: Tanques Sépticos – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação.** Rio de Janeiro, 1997.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.229/1993: Projeto construção e operação de sistemas de tanques sépticos.** Rio de Janeiro, 1993.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9.648/1986: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário.** Rio de Janeiro, 1986.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9648: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário.** Rio de Janeiro, 1986.

ANA, Agência Nacional de Água. **Atlas Esgotos: Despuição de Bacias Hidrográficas.** Brasília, DF: ANA, 2017. Disponível em https://www.saneamentobasico.com.br/wp-content/uploads/2020/09/encarteatlasesgotos_etes.pdf. Acesso em 25 de agosto 2021.

ANDREOLI, C.V. (Coord.). **Lodo de fossa e tanque séptico: caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final. PROSAB 5 – Programa de Pesquisa em Saneamento Básico.** 1 ed. Rio de Janeiro: Ed. ABES, 2009, 390 p.

ANDREOLI, Cleverson Vitório. **Lodo de fossa e tanque séptico: caracterização, tecnologias de tratamento, gerenciamento e destino final. PROSAB - Programa de Pesquisa em Saneamento Básico,** [s. l.], p. 390, 2009.

BELLI FILHO, P. et al. **Digestão anaeróbia de resíduos orgânicos e de lodo de tanque séptico.** 2007.

BANCO MUNDIAL. **De Volta ao Planejamento: Como Preencher a Lacuna de Infraestrutura no Brasil em Tempos de Austeridade.** 2017. 49 p.

BRASIL, **Lei nº 14.026 do dia 15 de julho de 2020.**

BRASIL, **Resolução CONAMA N° 357/2005**. Disponível em: http://pnqa.ana.gov.br/Publicacao/RESOLUCAO_CONAMA_n_357.pdf. Acesso em: 29 de outubro de 2021.

BRASIL, **Resolução CONAMA N° 430/2011**. Disponível em: https://cetesb.sp.gov.br/licenciamento/documentos/2006_Res_CONAMA_377.pdf. Acesso em: 29 de outubro de 2021

BRASIL. [Constituição (1988)]. Constituição da República Federativa do Brasil de 1988. Brasília, DF: Presidência da República, [2016]. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/constituicao/constituicao.htm. Acesso em: 24 out. 2021.

BRASIL. **Lei nº. 11.445, de 05 de janeiro de 2007**. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/l11445.htm. Acesso em: 24 outubro de 2021.

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde (FUNASA). **Manual de saneamento: orientações técnicas**. 3. ed. Brasília, 2006, 407 p.

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde. **Operação e manutenção de tanques sépticos-lodo: manual de boas práticas e disposição do lodo acumulado em filtros plantados com macrófitas e desinfecção por processo térmico**. Brasília. Funasa, 2014. Disponível em: <http://bvsm.s.saude.gov.br/bvs/publicacoes/operacao_manutencao_tanques_septicos_lodo_manual_praticas.pdf> Acesso em: 22 de setembro de 2021.

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde. **Programa Nacional de Saneamento Rural**. Ministério da Saúde, Fundação Nacional de Saúde. Brasília: Funasa, 2019. 260 p. ISBN: 978-85-7346-065-0.

BRASIL. Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento. **Diagnóstico dos serviços de Água e Esgoto** - 2019. Brasília: SNIS, 2020.

BRASIL. Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento. **Diagnóstico dos serviços de Água e Esgoto** - 2019. Brasília: SNIS, 2020.

BRASIL. **Termo de Referência para Elaboração de Plano Municipal de Saneamento Básico**. Revisão: fevereiro de 2018. Brasília, Funasa, 2018. 200 p. Disponível em: <http://www.funasa.gov.br/web/quest/termo-de-referencia-tr-para-pmsb>. Acesso em: 23 de outubro de 2021.

BRASIL. **Decreto Federal nº 10.203**, de 22 de janeiro de 2020.

CAMPOS, C. M. M. **Reatores anaeróbios de última geração**. Lavras: UFLA, 1998. 59 p. Apostila.

CAMPOS, José Roberto *et al.* **Tratamento de Esgotos Sanitários por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo**. São Carlos: Rima Artes e Textos, 1999. 443 p.

CHERNICARO, C.A.L.; VAN HAANDEL, A.; AISSE, M.M.; CAVALCANTI, P.F.F. Capítulo 7, **Reatores Anaeróbios de Manta de Lodo**. Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo. PROSAB, ABES, Rio de Janeiro, 1999.

CHERNICARO, C. A. de L., 2008 – “**Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias** – Reatores Anaeróbios – Vol. 5.”

CHERNICARO, C. A. L. **Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias: Reatores anaeróbios**. Vol 5. 2ª Edição. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 2007.

CHERNICARO, C.A.L. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias** – vol. 5 – Reatores anaeróbios. Belo Horizonte: SEGRAC, 1997. 246 p.

CHERNICARO, C.A.L. **Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias** – Vol. 5 – Reatores Anaeróbios. Belo Horizonte: Segrac, 1997. 246 p.

CORSAN. **Anexo E diretrizes técnicas**. Disponível em: <https://www.corsan.com.br/upload/arquivos/201607/29114315-anexo-e-diretrizes-tecnicas-ago-2016.pdf>

DOTRO, Gabriela *et al.* **Treatment Wetlands**. Londres: Iwa Publishing, 2017.

FRIEDRICH, Diogo Vitor Hugo. **Estudo de viabilidade de tratamento regionalizado de lodos de fossa e tanques sépticos**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019, 125p.

FUNDAÇÃO ESTADUAL DE PROTEÇÃO AMBIENTAL HENRIQUE LUIZ ROESSLER, **Diretriz Técnica nº 05/2017**. Disponível em: <http://www.fepam.rs.gov.br/CENTRAL/DIRETRIZES/DT-005-2017.PDF>. Acesso em: 26 de outubro de 2021.

GONÇALVES, C.P. **Impacto do lançamento de lodo de tanques/fossas sépticas em Estação de Tratamento de Esgoto com reator anaeróbico de fluxo ascendente e manta de lodo (UASB)**. São Carlos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2008.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Benefícios econômicos e sociais da expansão do saneamento brasileiro**. Instituto Trata Brasil, 2018. Disponível em: http://www.tratabrasil.org.br/images/estudos/itb/beneficios/sumario_executivo.pdf. Acesso em: 23 de agosto de 2021.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Saneamento Básico ainda é um problema no Rio Grande do Sul**. Instituto Trata Brasil, 2020.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 7. ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária - ABES, 2014.

JORDÃO, E.P; VOLSCHAN JR., I. **Tratamento de Esgotos Sanitários em Empreendimento Habitacionais**. 1. ed. Brasília: CAIXA, 2009, 132p.

KADLEC, R. et al. **Constructed wetlands for pollution control. Processes, performance, design and operation** London: IWA Publishing, 2000. Scientific and Technical Report Series, 8.

LANDAU, Elena Charlotte; MOURA, Larissa (Ed.). **Variação geográfica do saneamento básico no Brasil em 2010: domicílios urbanos e rurais**. Brasília: Embrapa, 2016. 975 p.

MASSOUD, M. A.; TARHINI, A.; NASR, J. A. **Decentralized approaches to wastewater treatment and management: applicability in developing countries**. Journal of Environmental Management, v. 90, n. 1, p. 652–659, 2009.

MBWETTE, T.S.A; KATIMA, J.H.Y.; JØRGENSEN, S.E. (Eds.). **Application of wetland systems and waste stabilization ponds in water pollution control** Dar es Salaam: Institute of Kiswahili Research, 2001.

MENESES, C.G.R. et al. **Caracterização físico-química e biológica dos resíduos de sistemas tipo tanque séptico-sumidouro da cidade do Natal**. In: XXI CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, João Pessoa, 2001.

MIKI, M. K.; ANDRIGUETI, E. J.; ALEM SOBRINHO, P. **Tratamento da fase sólida**. In: TSUTIYA, M.T. Biossólidos na agricultura. São Paulo: SABESP, 2001. p. 41-87.

NETTO, JOSÉ M. DE AZEVEDO. **Manual de Hidráulica**. Material Didático. 8ª Edição. 1998.

NUVOLARI, A. **Esgoto sanitário – coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola**. Editora Edgard Blücher, São Paulo, Brasil, 2ª edição, 2011, 565 p.

NUVOLARI, Ariovaldo (coord.). **Esgoto Sanitário: coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola**. 2. ed. São Paulo: Edgar Blücher LTDA, 2011.

OLIVEIRA, Sílvia; SPERLING, Marcos. **Avaliação de 166 ETEs em operação no país, compreendendo diversas tecnologias. Parte 1. Análise de desempenho**. Engenharia Sanitária e Ambiental - Eng Sanit Ambient., 2005.

PERONI, N.; HERNÁNDEZ, M.I.M. (2011) **Ecologia de Populações e Comunidades**. Florianópolis: CCB/EAD/UFSC. 125 p

PIMENTA, Handson Cláudio Dias *et. al.* **O esgoto: a importância do tratamento e as opções tecnológicas**. In: XXII Encontro Nacional de Engenharia de Produção, 2002, Curitiba.

RAGSDALE, Clift T. **Modelagem e Análise de Decisão**. 6ª edição. São Paulo: Cengage Learning, 2009.

RIO GRANDE DO SUL. **Decreto nº. 23.430/74**. Regulamento que dispõe sobre a promoção, proteção e recuperação da Saúde Pública. Porto Alegre, RS, 1974.

RIO GRANDE DO SUL. **Lei n. 10.350, de 30 de dezembro de 1994**. Disponível em: <http://www.al.rs.gov.br/legis>. Acesso em: 13 de setembro de 2021.

RIO GRANDE DO SUL, **Resolução CONSEMA N° 355/2017**. Disponível em: <https://www.sema.rs.gov.br/upload/arquivos/201707/19110149-355-2017-criterios-e-padres-de-emissao-de-efluentes-liquidos.pdf>. Acesso em: 28 de outubro de 2021.

SABINO, José. Imagem (página 37). Disponível em: <https://dialogochino.net/pt-br/mudanca-climatica-e-energia-pt-br/33255-water-lands-o-retrato-das-terras-alagadas-e-os-seus-povos-no-mundo/>

SALATI, E., **Controle de qualidade de água através de sistemas de wetlands contruídos**, Fundação Brasileira para o Desenvolvimento Sustentável. Rio de Janeiro, 2001.

SALATTI, E., ET AL, **Utilização de sistemas de wetlands construídas para tratamento de águas**. Piracicaba, 2009.

SALATTI, E., *et al*, **“utilização de sistemas de wetlands construídas para tratamento de águas”**, 2009.

SAMWAYS, Guilherme. **Estratégia de co-processamento de lodo séptico em ETEs empregando reatores UASB**. Curitiba, 2015. 172 p.

SEMA/FEPAM. Base Cartográfica. Disponível em: <https://sema.rs.gov.br/g080-bh-guaiba>

SEZERINO, Pablo Heleno; PELISSARI, Catiane. **Wetlands construídos como ecotecnologia para o tratamento de águas residuárias: experiências brasileiras**. Curitiba, 2021. Disponível em: <https://gesad.ufsc.br/files/2021/02/E-book-WETLANDS-BRASIL-Experi%C3%Aancias-Brasileiras-1.pdf>. Acessado em: 17 de agosto de 2021.

SILVA, M. E. R. da; SANTOS, A. B. dos. **Sistemas individuais para esgotamento sanitário**. In: **Projetos e construção de sistemas de esgotamento sanitário: guia do profissional em treinamento: nível 2**. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (org) – Salvador: ReCESA, 2008.

SILVA, M. E. R. da; SANTOS, A. B. dos. **Sistemas individuais para esgotamento sanitário**. In: **Projetos e construção de sistemas de esgotamento sanitário: guia do profissional em treinamento: nível 2**. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (org) – Salvador: ReCESA, 2008.

SOUSA, J. T. de, van HAANDEL, A.C . GUIMARÃES, **A.V.A. Pós-tratamento de efluente anaeróbio através de sistemas wetland construídos**. In: Chernicharo, C. A.L.(coordenador) Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios. Coletânea de trabalhos técnicos, Belo Horizonte: ABES, p 25 32, 2000.

SOUSA, J. T. de, van HAANDEL, A.C . GUIMARÃES, **A.V.A . Performance of constructed wetland systems treating anaerobic effluents**. Water Science and Technology, v.48, n.6, p. 295-299, 2003.

STOTT, R.; MAY, E.; MARA, D.D. **Parasite removal by natural wastewater treatment**. Water Science and Technology, v. 48, n. 2, p. 97-104, 2003.

TONETTI, Adriano Luiz *et al.* **Tratamento de esgotos domésticos em comunidades isoladas: referencial para a escolha de soluções**. 2018. Campinas/SP: Biblioteca Unicamp, 2018.

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. 3ª edição. Rio de Janeiro: ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2011, 548 p.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, USEPA. **Manual: Constructed wetlands treatment of municipal wastewater**. Cincinnati, Ohio: Usepa, Office of Research and Development, 2000. (EPA/625/R-99/010). Disponível em: <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/30004TBD.PDF?Dockkey=30004TBD.PDF> Acesso em: 11 de julho de 2021.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 4ª.ed. v. 1. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – DESA; Universidade Federal de Minas Gerais; 2017.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. Vol. 1. 4ª Ed. Editora UFMG, 2014.

VON SPERLING, M.. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. Vol. 1, 3ª. Edição, DESA, Ed. UFMG. 2005.

VON SPERLING, M.. **Introdução à qualidade das águas e o tratamento de esgotos**. 2ª ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, 1996.

VON SPERLING, Marcos; SEZERINO, Pablo Heleno. **Dimensionamento de wetlands construídos no Brasil**. Documento de consenso entre pesquisadores e praticantes. 2018. Boletim *Wetlands* Brasil, Edição Especial, Disponível em: <http://gesad.ufsc.br/boletins/>. Acesso em: 19 de setembro de 2021.

ANEXO A – TABELAS DA NBR 7.229/1993

Tabela 26: Tabela 1 da Norma NBR 7.229/93

Tabela 1 - Contribuição diária de esgoto (C) e de lodo fresco (Lf) por tipo de prédio e de ocupante

Unid.: L

Prédio	Unidade	Contribuição de esgotos (C) e lodo fresco (Lf)	
1. Ocupantes permanentes			
- residência			
padrão alto	pessoa	160	1
padrão médio	pessoa	130	1
padrão baixo	pessoa	100	1
- hotel (exceto lavanderia e cozinha)	pessoa	100	1
- alojamento provisório	pessoa	80	1
2. Ocupantes temporários			
- fábrica em geral	pessoa	70	0,30
- escritório	pessoa	50	0,20
- edifícios públicos ou comerciais	pessoa	50	0,20
- escolas (externatos) e locais de longa permanência	pessoa	50	0,20
- bares	pessoa	6	0,10
- restaurantes e similares	refeição	25	0,10
- cinemas, teatros e locais de curta permanência	lugar	2	0,02
- sanitários públicos ^(A)	bacia sanitária	480	4,0

^(A) Apenas de acesso aberto ao público (estação rodoviária, ferroviária, logradouro público, estádio esportivo, etc.).

Fonte: NBR 7.229 (ABNT, 1993)

Tabela 27: Tabelas 2 e 3 da Norma NBR 7.229/93

Tabela 2 - Período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária

Contribuição diária (L)	Tempo de detenção	
	Dias	Horas
Até 1500	1,00	24
De 1501 a 3000	0,92	22
De 3001 a 4500	0,83	20
De 4501 a 6000	0,75	18
De 6001 a 7500	0,67	16
De 7501 a 9000	0,58	14
Mais que 9000	0,50	12

Tabela 3 - Taxa de acumulação total de lodo (K), em dias, por intervalo entre limpezas e temperatura do mês mais frio

Intervalo entre limpezas (anos)	Valores de K por faixa de temperatura ambiente (t), em °C		
	t ≤ 10	10 ≤ t ≤ 20	t > 20
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

Fonte: NBR 7.229 (ABNT, 1993)

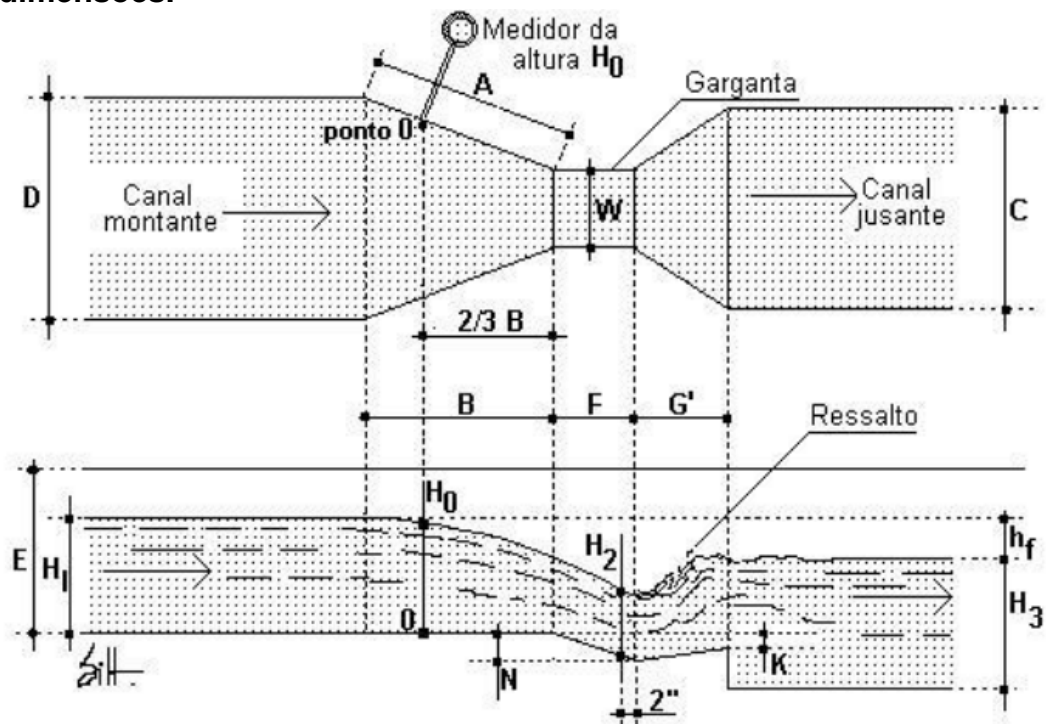
ANEXO B – DIMENSÕES E DESENHO ESQUEMÁTICO MEDIDOR PARSCHALL

Tabela 28: Dimensões padronizadas de um medidor Parshall (A, B, C, D, E, F, G, λ e n , em função de W). (A, B, C, D, E, F, G, λ e n , em função de W).

W	W (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	G (cm)	K (cm)	N (cm)	λ	n	Vol. Max.(l/s)	Vol. Min.(l/s)
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9	-	-	-	-
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7	0,176	1,547	0,850	53,802
6"	15,2	62,3	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4	0,381	1,580	1,416	110,436
9"	22,9	88,1	86,4	38,1	57,5	76,2	30,5	45,7	7,6	11,4	0,535	1,530	2,549	252,020
1'	30,5	137,1	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	0,690	1,522	3,115	455,901
1,5'	45,7	144,8	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,054	1,538	4,248	696,594
2'	61,0	152,3	149,3	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,426	1,550	11,893	937,288
3'	91,5	167,5	164,2	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,182	1,566	17,273	1427,169
4'	122,0	182,8	179,2	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,935	1,578	36,812	1922,714
5'	152,5	198,0	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	3,728	1,587	45,307	2423,922
6'	183,0	213,3	209,1	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	4,515	1,595	73,624	2930,794
7'	213,5	228,6	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,306	1,601	84,951	3437,665
8'	244,0	244,0	239,0	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	6,101	1,606	99,109	3950,200
10'	305,0	274,5	260,8	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3	-	-	200,0	5660,000

Fonte: NUVOLARI (2011).

Figura 23: Desenho esquemático de uma Calha Parshall e suas dimensões.



Fonte: NUVOLARI (2011).

ANEXO C – CARACTERÍSTICAS DE DIMENSIONAMENTO RELACIONADAS AO *WETLAND* CONSTRUÍDO DE ESCOAMENTO VERTICAL

Quadro 5: Características de Dimensionamento Relacionadas ao *Wetland* Construído de escoamento Vertical

Item	Sigla	Valor	Comentários
Altura da camada superior do meio suporte	Hsup	0,05 a 0,10 m	A camada superior é opcional, e visa a prevenir erosão durante a alimentação intermitente, evitar a presença de uma lâmina d'água (esgoto com tratamento parcial) superficial acima do leito e possibilitar uma distribuição mais uniforme do afluente. Portanto, é recomendável sua implantação. Ref: IWA Task Group (2017); GESAD/UFSC; comentários de revisores.
Altura da camada de filtração	Hint	0,40 a 0,60 m	Esta é a camada principal do leito, responsável pela maior parte do tratamento. Ref: Experiência internacional, expressa em IWA Task Group (2017) e Hoffmann et al (2011); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC.
Altura da camada de transição	Htrans	0,10 m	Esta camada visa a propiciar uma transição granulométrica entre a camada filtrante e a camada de drenagem, impedindo que os grãos da camada superior penetrem na camada inferior. Esta camada é opcional, e pode não ser adotada caso se considere que não haverá penetração da camada de filtração na camada inferior, em função de sua granulometria. Ref: IWA Task Group (2017)
Altura da camada inferior, de drenagem	Hinf	0,10 a 0,30 m	Esta camada proporciona a drenagem do líquido. Nela se insere o sistema de drenagem e coleta do efluente. Ref: Experiência internacional, expressa em IWA Task Group (2017); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC

Item	Sigla	Valor	Comentários
Borda livre (distância entre o topo do meio suporte e o nível do terreno fora da unidade ou da parte superior da parede, caso existente)	bL	0,20 a 0,35 m	Ref: Experiência internacional, expressa em IWA Task Group (2017), Hoffmann et al (2011) e DWA (2017); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC
Relação comprimento/largura	C : L	-	Como se trata de um sistema de escoamento vertical, as relações geométricas entre comprimento e largura são menos importantes, e estão mais associadas a uma distribuição adequada da vazão afluyente em toda a área superficial disponível.
Número de unidades	N	Usualmente múltiplos de 2 ou 4	Em sistemas de maior porte, pode-se prever a flexibilidade de se permitir que, no mínimo, $\frac{1}{4}$ das unidades esteja em descanso e $\frac{3}{4}$ das unidades estejam em operação (alimentação). Em sistemas de pequeno porte e em alguns condomínios, pode-se adotar duas unidades, com uma em alimentação e a outra em descanso. Há ainda aplicações de pequeno porte que trabalham com unidades únicas. Ref: IWA Task Group (2017), Hoffmann et al (2011); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC
Área máxima de cada unidade	Amáx	400 m ²	Valor máximo para não haver dificuldades com a hidráulica associada à necessidade de distribuição homogênea do afluyente em toda a área superficial. Ref: IWA Task Group (2017).
Inclinação das paredes ou taludes internos (horizontal/vertical)	Z	Variando de 0:1 a 2:1	Em sistemas de pequeno porte ou individuais, é frequente a adoção de paredes verticais, de alvenaria ou concreto, ou mesmo o emprego de unidades pré-fabricadas, por exemplo, de fibra de vidro. Neste caso de paredes verticais, não há inclinação, ou seja, $Z = 0:1$. Em sistemas com taludes internos e escavação em solo, a inclinação do talude dependerá do tipo de solo, a ser definido com base em conhecimentos geotécnicos do solo local ou do solo de empréstimo a ser utilizado. Neste caso, valores usuais de Z situam-se entre 1:1 e 2:1, mas poderão ser diferentes, em função do conhecimento geotécnico do solo.

Item	Sigla	Valor	Comentários
Declividade longitudinal do fundo	i	0 a 1%	Pode haver uma declividade longitudinal, na direção da saída, para facilitar a drenagem de fundo em sistemas de maiores dimensões. Caso seja adotada a declividade, ela deve ser apenas no fundo, e o topo do meio suporte permanece nivelado. Ref: Hoffmann et al (2011).

FONTE: Adaptado de SEZERINO; VON SPERLING (2018).

ANEXO D – CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO WETLAND CONSTRUÍDO DE ESCOAMENTO VERTICAL

Quadro 6: Características dos Elementos Constituintes do Wetland Construído de escoamento Vertical

Item	Sigla	Valor ou descrição	Comentário
Leito Filtrante			
Granulometria do leito na camada superior do meio suporte	GLsup	Poderão ser usados brita, cascalho, escória siderúrgica ou outros materiais que possuam resistência física e que não sofram desagregação devido às atividades químicas e biológicas que ocorrem no leito. A granulometria destes materiais é referenciada em termos da britagem: brita 0 (4,8 a 9,5 mm) ou brita 1 (9,5 a 19 mm)	Camada opcional. Ref: Experiência internacional, expressa em IWA Task Group (2017); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC
Granulometria do leito na camada de filtração	GLint	Areia grossa (1,2 a 4,8 mm)	Usualmente a especificação da granulometria do material é feita em termos do diâmetro efetivo d10 e do coeficiente de desuniformidade (d60/d10). A literatura cita especificações neste sentido, e que poderão ser utilizadas no projeto. No entanto, no presente texto, optou-se por uma descrição mais simplificada, em termos apenas da britagem do material, reconhecendo que, em vários casos, será difícil a obtenção de um material que cumpra com especificações rigorosas acerca da granulometria. Em termos gerais, o material deve ser limpo e isento de solos e finos, e deve ser uniforme, ou seja, deve-se evitar valores elevados do coeficiente de

Item	Sigla	Valor ou descrição	Comentário
			<p>desuniformidade (d60/d10).</p> <p>Caso seja possível solicitar um ensaio de curva granulométrica, recomenda-se que a areia apresente um $d_{10} \geq 0,20$ mm e coeficiente de desuniformidade ≤ 4.</p> <p>Ref: Experiência internacional, expressa em IWA Task Group (2017) e Hoffmann et al (2011); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC.</p> <p>Ref.: areia – ABNT NBR 13969 /1997</p>
Granulometria do leito na camada de transição	GLtrans	Brita 0 (4,8 a 9,5 mm)	Ref: IWA Task Group (2017)
Granulometria do leito na camada inferior, de drenagem	GLinf	Brita 0 (4,8 a 9,5 mm) ou Brita 1 (9,5 a 19 mm)	<p>Ref.: brita - GESAD/UFSC</p> <p>A granulometria deve ser estabelecida de acordo com as necessidades hidráulicas de drenagem. Deve-se evitar a penetração dos grãos da camada de cima nesta camada. A brita 0 pode ser adotada, caso não haja a camada de transição acima.</p>
Detalhes hidráulicos construtivos			
Alternância entre os leitos	AL	Variável entre 3,5 a 30 dias	<p>Outros ciclos operacionais poderão ser adotados, dependendo da experiência local, fatores climáticos e requisitos das plantas.</p> <p>Ref: Hoffmann et al (2011); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC.</p>
Tipo de alimentação no leito em operação	TA	Intermitente	Utilizam-se bombas ou sifões dosadores.

Item	Sigla	Valor ou descrição	Comentário
Frequência da dosagem do afluente	FDaflu	Uma batelada a cada 2 a 8 h	<p>Caso haja uma caixa de acumulação do afluente, ela poderá ser dimensionada para acumular o volume correspondente à vazão afluente de apenas uma hora, e ser esvaziada, portanto, a cada uma hora, reduzindo, portanto, o seu volume. Para cumprir com bateladas a cada 2 a 6 horas, a área do leito em operação poderá ser subdividida em subáreas, cada uma com um sistema de distribuição independente, e que operará na frequência desejada. Por exemplo, para alimentações a cada 3 horas, o leito poderá ser dividido em três subáreas, com três sistemas de distribuição independentes, um para cada subárea. Os sistemas independentes a partir da caixa de acumulação podem ser obtidos com a utilização de válvulas pneumáticas (neste exemplo, usar três válvulas, cada uma acionada a cada hora, garantindo, assim, o esvaziamento do tanque a cada uma hora, e alimentando um terço da área do leito em operação).</p> <p>Ref. relativa à frequência das bateladas: experiência internacional, expressa em IWA Task Group (2017) e Hoffmann et al (2011); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC.</p>
Entrada e distribuição do afluente	EDaflu	Tubulação de distribuição disposta de forma a permitir uma distribuição uniforme sobre toda a área superficial da unidade.	<p>Em sistemas individuais ou de porte bem pequeno poderão ser adotados valores inferiores do diâmetro.</p> <p>Ref: IWA Task Group (2017).</p>

Item	Sigla	Valor ou descrição	Comentário
		<p>Esta tubulação poderá ser assentada no interior da camada superior do leito (Hsup).</p> <p>Em sistemas pequenos e com alimentação com pressão satisfatória, sugere-se tubulação com diâmetro mínimo de 40 mm, perfurada com orifícios de diâmetro superior a 8 mm.</p> <p>No entanto, o ideal é que o diâmetro e o arranjo da tubulação sejam estabelecidos com base em cálculos hidráulicos, visando a garantir que a distribuição do afluente seja suficientemente uniforme, com uma diferença de vazão distribuída inferior a 30% entre os pontos extremos.</p> <p>Disponibilizar um orifício para cada 1 ou 2 m² de área superficial do leito.</p>	<p>Os cálculos hidráulicos deverão levar em conta os seguintes aspectos. Se os orifícios na tubulação tiverem diâmetro excessivamente grande, a vazão nos primeiros orifícios será elevada, e rapidamente se perderá a vazão na linha, resultando em ausência de vazão no final da linha. Caso os orifícios sejam demasiado pequenos, a perda de carga localizada será elevada. A perda de carga nos orifícios deve ser elevada, em comparação com a perda de carga dentro do tubo de distribuição, de forma a proporcionar uma distribuição mais homogênea.</p>
Detalhes hidráulicos e construtivos			
Coleta e retirada do afluente	CReflu	<p>Sistema de drenagem no fundo, com tubulações com orifícios. As tubulações principais devem aflorar à superfície, com a extremidade aberta, para propiciar a entrada de ar e ventilação do leito e também possibilitar uma limpeza com jato.</p> <p>A distância (afastamento) entre as tubulações de drenagem é variável com o porte da unidade. Um valor máximo em torno de 5 m é usualmente adequado.</p> <p>Ref.: afastamento entre tubulações de drenagem: Hoffmann et al (2011).</p>	<p>A caixa de coleta do efluente deve incluir uma tubulação que permita a variação do nível d'água dentro da unidade. Usualmente esta tubulação é colocada em sua altura mínima, de forma a que o nível d'água dentro da unidade situe-se próximo ao fundo, garantindo que o meio suporte permaneça não saturado. Mas a operação deverá ter a flexibilidade de poder saturar uma certa camada do fundo do leito, o que será alcançado elevando-se o nível de saída da tubulação na caixa de coleta do efluente.</p>
Impermeabilização do	IMP	Utilização de materiais e métodos que garantam a	Ref.: lona e bidim – GESAD/UFSC

Item	Sigla	Valor ou descrição	Comentário
fundo e paredes ou taludes internos		<p>impermeabilização do fundo e das paredes (alvenaria ou concreto) ou taludes internos (solo) e que garantam a resistência mecânica e aos impactos da radiação solar (em locais expostos).</p> <p>Materiais frequentemente utilizados são geomembranas ou camadas de lona plástica e bidim intercalados, quando escavados em solo. No caso de geomembranas de PEAD, a espessura mínima recomendada é de 1,0 mm, no caso de sistemas individuais ou tratando esgotos de poucas residências, e de 1,5 mm, no caso de ETEs atendendo populações superiores a cerca de 50 habitantes. Caso permitido por órgão licenciador, pode ser utilizada, alternativamente, argila compactada. As especificações do material sintético ou da camada de argila, incluindo sua espessura, devem garantir uma impermeabilização adequada, tal como estabelecida por critérios geotécnicos.</p> <p>Após a obra deverão ser realizados testes de estanqueidade.</p> <p>Sistemas pequenos podem utilizar unidades pré-moldadas de fibra de vidro, que, caso adequadamente construídas, são consideradas estanques.</p>	Ref: Espessura da geomembrana: DWA (2017).
Plantas potencialmente utilizáveis		<p><i>Cynodon spp</i> (capim Tifton 85);</p> <p><i>Typha</i> (taboa), caso o período sem alimentação não seja longo;</p> <p><i>Cyperus Papyrus</i> (papiro);</p>	<p>Outras espécies podem ser utilizadas, desde que se adaptem às condições operacionais impostas.</p> <p>As plantas cumprem importante papel pela função de movimento do caule, proporcionando a existência de</p>

Item	Sigla	Valor ou descrição	Comentário
		<p><i>Zizanopsis bonariensis.</i></p> <p><i>Chrysopogon zizanioides</i> (capim-vetiver).</p> <p><i>Eleocharis spp.</i></p> <p><i>Zantedeschia aethiopica</i> (conhecido por copo de leite)</p> <p><i>Canna L.</i> (conhecida por cana índica) da Família da <i>Cannaceae.</i></p> <p><i>Heliconia spp.</i></p>	<p>espaços livres na camada de sedimento acumulado no topo, por onde o líquido afluyente pode penetrar e dirigir-se ao leito.</p> <p>As plantas devem ser também resistentes aos períodos de descanso da unidade, em que não há alimentação.</p>
Manejo das plantas		<p>As plantas devem ter um manejo adequado, de forma a maximizar sua contribuição positiva. Usualmente são plantadas com cerca de 4 propágulos por m² (variável com a espécie) mas, com o passar do tempo, a densidade de plantas aumenta consideravelmente. Deve-se controlar o crescimento de espécies invasoras. Cortes mais frequentes, realizados durante a fase de crescimento da planta, potencializam uma maior capacidade de extração de nutrientes e outros compostos. A remoção das plantas, após o corte, evita a liberação dos compostos absorvidos.</p>	

FONTE: Adaptado de SEZERINO; VON SPERLING (2018).

ANEXO E – CRITÉRIOS DE PROJETO EMPREGADOS NO *WETLAND* CONSTRUÍDO DE ESCOAMENTO VERTICAL

Quadro 7: Critérios De Projeto Empregados no *Wetland* Construído de escoamento Vertical

Item	<i>Wetlands</i> verticais recebendo efluente previamente tratado	Comentário
Taxa de aplicação orgânica superficial máxima	10 a 20 gDBO.m ⁻² .d ⁻¹	<p>A área calculada é a área da parte superior do leito filtrante, e não a área do fundo ou a meia profundidade.</p> <p>Calcular com a carga afluyente baseada na vazão média.</p> <p>A área superficial requerida das unidades em operação é o quociente entre a carga de DBO afluyente ao <i>wetland</i> e a taxa de aplicação orgânica superficial adotada.</p> <p>Estes valores de taxa de aplicação orgânica superficial referem-se às unidades em operação (alimentação).</p> <p>Caso a estratégia operacional seja de ¾ das unidades em alimentação e ¼ das unidades em descanso, a área calculada com base na taxa de aplicação corresponde a ¾ da área total. Para se ter a área total (alimentação + descanso), deve-se multiplicar a área em operação por 4/3. Caso a estratégia operacional seja de ½ das unidades em alimentação e ½ em descanso, a área total deve ser obtida multiplicando-se a área em alimentação por 2.</p> <p>Deve-se priorizar a taxa de aplicação orgânica com relação à taxa de aplicação hidráulica ou, caso se deseje ficar a favor da segurança, deve-se adotar o maior valor calculado para a área superficial, tendo por base as taxas de aplicação hidráulica e orgânica.</p> <p>Os maiores valores das taxas de aplicação orgânica superficial estão usualmente associados a condições</p>

Item	Wetlands verticais recebendo efluente previamente tratado	Comentário
		<p>climáticas mais favoráveis (temperaturas mais quentes), ao passo que os menores valores estão usualmente associados a condições climáticas menos favoráveis (temperaturas mais frias), dentro da faixa climática brasileira.</p> <p>Valores mais reduzidos da taxa de aplicação orgânica superficial (dimensionamentos mais conservadores) conduzem a maiores áreas superficiais requeridas. Para uma determinada condição climática, a expectativa é de que se tenham, em decorrência, maiores eficiências de remoção e valores mais reduzidos das concentrações efluentes, ou seja, um melhor desempenho. A decisão do projetista deve levar em consideração, portanto, os requisitos de área e a expectativa com relação ao efluente final.</p> <p>Valores mais elevados da taxa de aplicação orgânica superficial poderão ser adotados, principalmente em locais quentes, desde que sejam respaldados por operações exitosas, em escala real, de longo prazo e com monitoramento adequado em suas respectivas regiões.</p> <p>Ref: Experiência internacional, expressa em IWA Task Group (2017), DWA (2017) e Hoffmann et al (2011); experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC.</p>
Taxa de aplicação hidráulica superficial máxima	0,05 a 0,12 m ³ .m ⁻² .d ⁻¹	<p>A área calculada é a área da parte superior do leito filtrante, e não a área do fundo ou a meia profundidade.</p> <p>A área superficial requerida é o quociente entre a vazão afluente ao sistema e a taxa de aplicação hidráulica superficial adotada.</p> <p>Sabe-se que a capacidade hidráulica dos filtros verticais é muito superior à taxa hidráulica indicada. Este fato faz que os sistemas de escoamento vertical sejam bem capacitados para absorver picos hidráulicos.</p> <p>No entanto, para fins de dimensionamento, deve-se calcular a aplicação máxima com a vazão média, conforme explicado anteriormente.</p> <p>Estes valores de taxa de aplicação hidráulica superficial referem-se às unidades em operação (alimentação).</p>

Item	Wetlands verticais recebendo efluente previamente tratado	Comentário
		<p>Caso a estratégia operacional seja de $\frac{3}{4}$ das unidades em alimentação e $\frac{1}{4}$ das unidades em descanso, a área calculada com base na taxa de aplicação corresponde a $\frac{3}{4}$ da área total. Para se ter a área total (alimentação + descanso), deve-se multiplicar a área em operação por $\frac{4}{3}$. Caso a estratégia operacional seja de $\frac{1}{2}$ das unidades em alimentação e $\frac{1}{2}$ em descanso, a área total deve ser obtida multiplicando-se a área em alimentação por 2.</p> <p>Deve-se priorizar a taxa de aplicação orgânica com relação à taxa de aplicação hidráulica ou, caso se deseje ficar a favor da segurança, deve-se adotar o maior valor calculado para a área superficial, tendo por base as taxas de aplicação hidráulica e orgânica.</p> <p>Nas duas aplicações, foram adotados os mesmos valores da taxa de aplicação orgânica superficial (ver item acima), e adotadas as taxas de aplicação hidráulicas superficiais resultantes, levando em consideração que a segunda aplicação (tratamento de efluente secundário) teria um pré-tratamento com o dobro da eficiência de remoção de DBO da primeira aplicação (efluente primário).</p> <p>Comentários similares, feitos para a taxa de aplicação orgânica superficial, relativos à aplicabilidade dos valores da faixa e à possibilidade de se adotarem valores diferentes (ver acima), podem ser feitos também para a taxa de aplicação hidráulica superficial.</p>

Fonte: Adaptado de SEZERINO; VON SPERLING (2018).

ANEXO F – FAIXAS ESPERADAS DE DESEMPENHO DE TRATAMENTO RELACIONADAS AO WETLAND CONSTRUÍDO DE ESCOAMENTO VERTICAL

Quadro 8: Faixas Esperadas de Desempenho de Tratamento Relacionadas ao *Wetland* Construído de Escoamento Vertical

Item	<i>Wetlands</i> verticais recebendo efluente de tratamento secundário de baixa eficiência	Comentário
Tipos de tratamento a montante dos wetlands		
Tratamento preliminar	Gradeamento e desarenação	
Tratamento primário ou secundário a montante do wetland	Exemplos: reatores anaeróbios de manta de lodo e fluxo ascendente; reatores anaeróbios compartimentados	Poderá haver outras unidades ou sistemas na etapa anterior de tratamento biológico.
Eficiências de remoção		
Eficiência de remoção assumida na etapa a montante do <i>wetland</i>		
DBO	60 a 75 %	As eficiências apresentadas retratam faixas esperadas, caso o projeto, a construção e a operação sejam adequados. Naturalmente, poderão ocorrer valores inferiores ou superiores. Caso desejado, o projetista poderá ficar a favor da segurança, assumindo valores mais próximos ao limite inferior da faixa. Este comentário é válido para todos os parâmetros de qualidade cobertos neste item.
DQO	55 a 70%	

Eficiências globais de remoção esperadas no sistema como um todo		
DBO	> 90 %	Ref: Experiência internacional, adaptado de IWA Task Group 2017; experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC. As eficiências apresentadas retratam faixas esperadas, caso o projeto, a construção e a operação sejam adequados. Naturalmente, poderão ocorrer valores inferiores ou superiores. Caso desejado, o projetista poderá ficar a favor da segurança, assumindo valores mais próximos ao limite inferior da faixa. Este comentário é válido para todos os parâmetros de qualidade cobertos neste item.
DQO	> 85 %	Ref.: GESAD/UFSC
SS	> 90 %	Ref: Experiência internacional, adaptado de IWA Task Group 2017; experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC.
N amoniacal	> 90 %	Ref: Experiência internacional, adaptado de IWA Task Group 2017; experiência nacional, expressa em GESAD/UFSC.
N total	< 40 %	Eficiências mais elevadas de remoção de N total podem ser obtidas incluindo-se um fundo com meio saturado, proporcionando condições anóxicas e a ocorrência de desnitrificação. No entanto, esta adaptação no funcionamento dos <i>wetlands</i> verticais não é abordada no presente documento. Ref: adaptado de IWA Task Group (2017).
Fósforo total	< 20 %	Ref: adaptado de IWA Task Group (2017).
Coliformes termotolerantes	1 – 2 unidades log	Ref: Maiga, von Sperling, Mihelcic (2017).

Fonte: Adaptado de SEZERINO; VON SPERLING (2018).