



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL  
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL**

**VITORIA REGINA DELFINO VAES**

**PROPOSTA DE UM SISTEMA DE TRATAMENTO DE EFLUENTES PARA A  
LOCALIDADE DE MISSÍ NO MUNICÍPIO DE IRAUÇUBA/CE COM O USO DE REATORES  
UASB SEGUIDOS POR LAGOA DE POLIMENTO**

**FORTALEZA/CE  
2025**

VITORIA REGINA DELFINO VAES

**PROPOSTA DE UM SISTEMA DE TRATAMENTO DE EFLUENTES PARA A  
LOCALIDADE DE MISSÍ NO MUNICÍPIO DE IRAUÇUBA/CE COM O USO DE REATORES  
UASB SEGUIDOS POR LAGOA DE POLIMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso referente  
ao curso de Graduação em Engenharia  
Ambiental do Centro de Tecnologia da  
Universidade Federal do Ceará, como  
requisito parcial para a obtenção do Título  
de Bacharel em Engenharia Ambiental.

Orientador: Prof.<sup>º</sup> Dr. José Carlos Alves  
Barroso Junior

FORTALEZA/CE

2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

Universidade Federal do Ceará

Sistema de Bibliotecas

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

V161p Vaes, Vitoria Regina Delfino.

Proposta de um sistema de tratamento de efluentes para a localidade de Missí no  
município de Irauçuba/CE com o uso de reatores UASB seguidos por lagoa de polimento /  
Vitoria Regina Delfino Vaes. – 2025.

104 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro  
de Tecnologia, Curso de Engenharia Ambiental, Fortaleza, 2025.

Orientação: Prof. Dr. José Carlos Alves Barroso Junior.

1. Saneamento básico. 2. Tratamento de esgoto. 3. Reatores UASB. 4. Lagoas de  
polimento. 5. Eficiencia do tratamento. I. Título.

---

CDD 628

VITORIA REGINA DELFINO VAES

PROPOSTA DE UM SISTEMA DE TRATAMENTO DE EFLUENTES PARA A  
LOCALIDADE DE MISSÍ NO MUNICÍPIO DE IRAUÇUBA/CE COM O USO DE  
REATORES UASB SEGUIDOS POR LAGOA DE POLIMENTO

Trabalho de Conclusão de Curso referente  
ao curso de Graduação em Engenharia  
Ambiental do Centro de Tecnologia da  
Universidade Federal do Ceará, como  
requisito parcial para a obtenção do Título  
de Bacharel em Engenharia Ambiental.

Aprovado em: 10/03/2025

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. José Carlos Alves Barroso Junior (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Me. Danylo de Andrade Lima  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Maurilio Saldanha Rodrigues  
Universidade Potiguar (UnP)

À minha família,  
Aos meus amigos,  
Ao meu coração,  
Que sempre me acolheram e me  
guiaram

## AGRADECIMENTOS

A minha irmã Amanda, que sempre cuidou de mim, me fez sentir amada e é como uma segunda mãe. Sei que sempre será meu porto seguro. Aos meus irmãos Felipe e Caio, que me divertem e, ao mesmo tempo, me enlouquecem, mas, apesar de todas as adversidades, saibam que sempre poderão contar comigo. À minha irmã Camile, meu neném, uma pessoa de muita personalidade e, ao mesmo tempo, extremamente carinhosa e doce. Sempre lhe apoiarei em todas as suas conquistas. Às minhas sobrinhas Laura (in memoriam) e Laura Agatha, que me transformaram em uma pessoa mais amorosa e empática.

Obrigada a vocês por sempre me apoiarem, por me amarem incondicionalmente, por estarem ao meu lado em todos os momentos, por nunca me deixarem caminhar sozinha e por todo o carinho ao longo dos anos. Vocês são o motivo pelo qual nunca desisti dos meus objetivos e sempre acredito que o amanhã será melhor. Esta conquista não é apenas minha, mas também de vocês.

Aos meus familiares: meus avós Odete, Joana e Hairton, minhas tias Luciana, Lucijane e Luana, meu tio Daniel e todos os demais familiares que sempre me apoiaram, me ajudaram ao longo desta e de outras etapas da minha vida e contribuíram para a pessoa que me tornei. Sou grata por nunca terem medido esforços para me apoiar.

Aos meus grandes amigos Brenda Nunes e Alisson Moreira, uma vez ouvi que o amor da amizade é um amor que nunca termina e, com o tempo, vamos compreendendo o verdadeiro significado de um amigo. Meu desejo é nunca ficar sem vocês, pois sou muito mais feliz com a presença de ambos. Existem pessoas na vida com as quais apenas esbarramos, mas vocês foram um verdadeiro encontro.

Aos meus amigos do peito e da vida, Francisco Parente, Giulliana Dantas, Davi Belezia, Daivyla Thais e Rodrigo Lima, sou imensamente grata por toda a amizade e carinho ao longo dessa jornada. Vocês tornaram tudo mais leve e divertido. Sempre lembrei com carinho das vezes em que jogamos, rimos e até mesmo implicamos uns com os outros, das nossas aventuras pela universidade, da viagem para Icapuí e dos almoços no RU.

As minhas amadas amigas Taynara Freitas, Stephanie Oliveira e Priscilla Paiva, por todo o companheirismo, pelo acolhimento e por compartilharmos tantos

momentos especiais diante de tantas adversidades. Estar com vocês sempre é uma alegria.

Aos meus amigos Maurílio Saldanha e Márcio Gabriel, agradeço por todo o ensinamento, paciência e pelas inúmeras risadas, que tornaram a jornada de trabalho menos estressante e muito mais leve ao longo dos anos que compartilhamos. Sou imensamente grata a vocês.

Aos meus amigos do PET, Bruno, Mariana, Igor, Vanessa, Amanda e Julia Beatriz, sou grata por todas as brincadeiras, pelo companheirismo, pelo aprendizado que compartilhamos e, principalmente, por todas as nossas besteiras.

A minha amiga Karoline Oliveira, que sempre esteve comigo durante toda essa jornada, sempre me apoiando, me motivando e tornando minha vida muito mais alegre e feliz.

Ao meu orientador, Dr. José Carlos, por toda a amizade, apoio, paciência e compreensão ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Por não me deixar desistir e por tornar tudo mais leve, expresso minha sincera gratidão.

Ao corpo docente do curso de Engenharia Ambiental, que fez parte da minha formação e me auxiliou durante todos esses anos.

A todas as pessoas que fizeram parte dessa jornada, que muitas vezes foi complicada e difícil, mas nunca impossível.

Por fim, à Universidade Federal do Ceará, por todas as oportunidades de aprendizado que me foram proporcionadas.

“Que eu não esqueça que a subida mais  
escarpada, e mais à mercê dos ventos, é  
sorrir de alegria.”

Clarice Lispector, 1999

## RESUMO

O saneamento básico abrange um conjunto de ações voltadas para a manutenção da saúde pública e a preservação ambiental, incluindo abastecimento de água, esgotamento sanitário, drenagem urbana e gestão de resíduos sólidos. Sua qualidade reflete diretamente as políticas públicas e os aspectos socioeconômicos e culturais de uma região, mantendo uma interface com a saúde, o meio ambiente e o desenvolvimento urbano (SOUZA, 2009). O lançamento de efluentes em corpos d'água pode causar impactos ambientais severos, como eutrofização e contaminação por patógenos, comprometendo a qualidade da água e restringindo seu uso. Em condições naturais, um corpo hídrico mantém um equilíbrio ecológico, mas a introdução de poluentes altera essa estabilidade, resultando em danos ambientais. Para minimizar esses impactos, o tratamento adequado dos efluentes é essencial. Os processos de tratamento de esgoto podem ser físicos, biológicos ou químicos, sendo os reatores UASB uma tecnologia consolidada e compacta, embora necessitem de uma operação diária e um pós-tratamento para remoção de patógenos e outros contaminantes. Em Irauçuba, a cobertura de abastecimento de água é de 74,18%, enquanto a de esgoto atinge apenas 31,78%. Diante desse cenário, sistemas compactos e eficientes, como reatores UASB seguidos de lagoas de polimento, representam uma alternativa viável para região. Este trabalho propõe o dimensionamento de um sistema de tratamento de esgoto para o distrito de Missí, localizado no município de Irauçuba/CE, adotando a tecnologia de reatores UASB seguida por uma lagoa de polimento como pós-tratamento. O sistema inclui uma etapa preliminar com calha Parshall de 3 polegadas, gradeamento com espaçamento de 20 mm e uma seção de 9,5 x 38,1 mm, além de uma caixa de areia de 0,30 m de largura, 2,20 m de comprimento e 0,40 m de altura. O tratamento secundário será realizado por três reatores UASB, cada um com 4,5 m de diâmetro e 5,0 m de altura, operando com um tempo de detenção hidráulica (TDH) de 7,74 horas. O efluente tratado passará por uma lagoa de polimento de 60,0 m de largura, 100,0 m de comprimento e 0,80 m de profundidade. Com esse sistema, espera-se alcançar uma eficiência de 97,89% na remoção de DBO e 99,9984% na remoção de coliformes, garantindo que o efluente atenda aos padrões ambientais vigentes.

**Palavras-chave:** Saneamento básico; Tratamento de esgoto; Reatores UASB; Lagoas de polimento; Eficiência do tratamento.

## ABSTRACT

Basic sanitation encompasses a set of actions aimed at maintaining public health and environmental preservation, including water supply, sanitary sewage, urban drainage, and solid waste management. Its quality directly reflects public policies and the socioeconomic and cultural aspects of a region, maintaining an interface with health, the environment, and urban development (SOUZA, 2009). The discharge of effluents into water bodies can cause severe environmental impacts, such as eutrophication and contamination by pathogens, compromising water quality and restricting its use. Under natural conditions, a water body maintains ecological balance, but the introduction of pollutants disrupts this stability, leading to environmental damage. To minimize these impacts, proper effluent treatment is essential. Sewage treatment processes can be physical, biological, or chemical, with UASB reactors being a well-established and compact technology. However, they require daily operation and post-treatment for pathogen and contaminant removal. In Irauçuba, water supply coverage is 74.18%, while sewage coverage reaches only 31.78%. Given this scenario, compact and efficient systems, such as UASB reactors followed by polishing ponds, represent a viable alternative for the region. This study proposes the design of a sewage treatment system for the district of Missí, located in the municipality of Irauçuba/CE, adopting UASB reactor technology followed by a polishing pond as post-treatment. The system includes a preliminary stage with a 3-inch Parshall flume, a grate with 20 mm spacing and a section of 9.5 x 38.1 mm, as well as a sand trap measuring 0.30 m in width, 2.20 m in length, and 0.40 m in height. The secondary treatment will be carried out by three UASB reactors, each with a 4.5 m diameter and 5.0 m height, operating with a hydraulic retention time (HRT) of 7.74 hours. The treated effluent will then pass through a polishing pond measuring 60.0 m in width, 100.0 m in length, and 0.80 m in depth. With this system, an efficiency of 97.89% in BOD removal and 99.9984% in coliform removal is expected, ensuring that the effluent meets current environmental standards.

**Keywords:** Basic sanitation; Sewage treatment; UASB reactors; Polishing ponds; Treatment efficiency.

## **LISTA DE FIGURAS**

Figura 1-: Composição do esgoto doméstico .....	25
Figura 2 - Fluxograma típico do tratamento preliminar.....	32
Figura 3- Lodos Ativados Convencional.....	34
Figura 4- Lodos Ativados – Aeração Prolongada.....	34
Figura 5- Lodos Ativados - Fluxo intermitente .....	35
Figura 6 – Rotas metabólicas e grupos microbianos envolvidos na digestão anaeróbia .....	38
Figura 7- Representação esquemática de um UASB.....	39
Figura 8- Modelo proposto de tratamento para Missí - Irauçuba/CE.....	47
Figura 9– Localização do município de Irauçuba/CE .....	50
Figura 10- Localização estruturas existentes - Missí.....	52
Figura 11- Lagoa de facultativa existente.....	53
Figura 12 - Sistema Fossa Filtro comunitária existente - Missí .....	53

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Qualidade esperada em sistemas clássicos de pós-tratamento de esgoto sanitários .....	41
Tabela 2 – Produção de lodo em sistemas clássicos de pós-tratamento de esgotos sanitários .....	41
Tabela 3 – Custo, Energia e Área em sistemas clássicos de pós-tratamento de esgoto sanitários .....	42
Tabela 4 - Dados de projeto lagoa facultativa e sistema fossa filtro.....	51
Tabela 5 - Resultados das Análises de Esgoto da ETE .....	55
Tabela 6– Projeção populacional distrito de Missí .....	58
Tabela 7 – Vazões finais de plano Missí .....	60
Tabela 8 – Verificação velocidades tratamento preliminar .....	63
Tabela 9 – Dimensões de vert. Parshall padrões – cm .....	69
Tabela 10– n e K em função da calha Parshall .....	69
Tabela 11- Tempos de detenção hidráulica para projeto de reatores UASAB .....	72
Tabela 12– Velocidades superficiais recomendadas para o projeto de reatores UASB, tratando esgotos domésticos .....	76
Tabela 13– Velocidades através das aberturas de passagem para o decantador ....	84
Tabela 14 – Taxas de aplicação superficial e tempos de detenção hidráulica no compartimento de decantação .....	87
Tabela 15 – Faixas de valores de $K_b$ para lagoas facultativas e de maturação .....	93
Tabela 16 – Resumo dimensionamento da estação de tratamento proposta para Missí .....	98

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1– Principais características físicas, químicas dos esgotos domésticos e suas ocorrências .....	26
Quadro 2- Resumo dos principais níveis de tratamento dos esgotos .....	30
Quadro 3 - Eficiência de remoção (%) de constituintes físicos e químicos em sistemas de lagoas.....	45
Quadro 4 - Percentagem de remoção de organismos patogênicos e indicadores em lagoas de estabilização .....	46
Quadro 5– Equipamentos utilizado nas análises.....	48
Quadro 6 – Parâmetros de lançamento de efluentes COEMA 02/2017 .....	48
Quadro 10 - Resultados das Análises de Esgoto da ETE .....	55
Quadro 12- Padrões estaduais e nacionais para o lançamento de esgotos .....	57
Quadro 13– Projeção populacional distrito de Missí .....	58
Quadro 14 – Vazões finais de plano Missí .....	60
Quadro 15 – Verificação velocidades.....	63
Quadro 16 – Dimensões de vert. Parshall padrões – cm .....	69
Quadro 17 – n e K em função da calha Parshall .....	69
Quadro 18 - Tempos de detenção hidráulica para projeto de reatores UASAB .....	72
Quadro 19 – Velocidades superficiais recomendadas para o projeto de reatores UASB, tratando esgotos domésticos .....	76
Quadro 20 – Velocidades através das aberturas de passagem para o decantador ..	84
Quadro 21 – Taxas de aplicação superficial e tempos de detenção hidráulica no compartimento de decantação .....	87
Quadro 22 – Faixas de valores de $K_b$ para lagoas facultativas e de maturação .....	93
Quadro 23 – Resumo dimensionamento da estação de tratamento proposta para Missí .....	98

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABREMA	Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais
ANA	Agência Nacional de Águas
APHA	American Public Health Association
CAGECE	Companhia de Água e Esgoto do Ceará
CBH	Comitê de Bacia Hidrográfica
CO <sub>2</sub>	Dióxido de Carbono
COEMA	Conselho de Meio Ambiente do Estado do Ceará
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COT	Carbono Orgânico Total
CT	Coliformes Termotolerantes
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DBO <sub>5</sub>	Demanda Bioquímica de Oxigênio (medida a 5 dias, 20°C)
DQO	Demanda Química de Oxigênio
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
Gplae	Gerência de Planejamento e Acompanhamento de Empreendimentos
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPECE	Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará
LDNSB	Lei e Diretrizes Nacionais de Saneamento Básico
NBR	Norma Brasileira
NMP	Número Mais Provável
OMS	Organização Mundial da Saúde
RAFA	Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente
RSU	Resíduos Sólidos Urbanos
SNISA	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
SST	Sólidos Suspensos Totais

TDH	Tempo de Detenção Hidráulica
UASB	<i>Upflow Anaerobic Sludge Blanket</i>
UFC	Universidade Federal do Ceará
UTM	<i>Universal Transverse Mercator</i>

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>20</b>
2.1	Objetivo geral .....	20
2.2	Objetivos específico .....	20
<b>3</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>21</b>
3.1	Saneamento básico .....	21
3.2	Legislação ambiental pertinente.....	22
3.3	Características do esgoto .....	24
3.4	Tratamento de efluentes.....	29
3.4.1	<i>Estação de Tratamento de Esgoto – ETE</i> .....	29
3.4.1.4	Tratamento terciário ou avançado .....	46
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA.....</b>	<b>47</b>
4.1	Classificação da metodologia.....	47
4.2	Aquisição de dados .....	47
4.3	Caracterização da área do estudo .....	49
4.3.1	<i>Descrição da Estação de Tratamento de Esgoto existente .....</i>	51
4.3.2	<i>Análise dos dados .....</i>	53
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>55</b>
5.1	Dimensionamento do sistema proposto.....	58
5.1.1	<i>Tratamento Preliminar .....</i>	60
5.1.2	<i>Reator UASB .....</i>	71
5.1.3	<i>Lagoas de Polimento .....</i>	89
5.1.4	<i>Avaliação da eficiência do sistema proposto .....</i>	97
<b>6</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>100</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>102</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Segundo a Organização Mundial de Saúde - OMS (1998) define saneamento como “o controle de todos os fatores do meio físico do homem, que exercem ou podem exercer efeitos deletérios sobre seu estado de bem-estar físico, mental ou social”. Contudo, são encontrados diversos outros significados para o saneamento.

A Lei Nacional de Saneamento Básico (Lei nº 11.445/2007 atualizada para nº 14.026/2020), define como o conjunto de serviços, infraestrutura e instalações operacionais de abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza pública e manejo dos resíduos sólidos e drenagem e manejo de águas pluviais.

Segundo a ANA (2021), uma análise sobre o esgotamento sanitário nas 5.570 cidades brasileiras e os impactos do despejo de esgoto em corpos d'água revela que 43% da população tem esgoto coletado e tratado, e 12% utilizam fossas sépticas, totalizando 55% com tratamento considerado adequado. Além disso, 18% têm esgoto coletado, mas sem tratamento, caracterizando um atendimento precário, enquanto 27% da população não conta com coleta nem tratamento, ficando totalmente sem cobertura de serviços de esgotamento sanitário.

A inadequação presente no armazenamento da água, na destinação do esgoto e nos tratamentos da água e do esgoto é uma das principais causas de doenças como cólera, diarreias, dengue, zika, chikungunya, febre amarela, malária, hepatite A, leptospirose, verminoses, micoses etc. Esses agravos à saúde atingem principalmente a população desprovida de melhores condições de vida como renda reduzida, nível de escolaridade baixo e alta densidade domiciliar (IBGE, 2021).

Diante desse enorme déficit sanitário, aliado ao quadro epidemiológico e ao perfil sócio-econômico das comunidades brasileiras, constata-se a necessidade por sistemas simplificados de coleta e tratamento dos esgotos (CHERNICHARO, 2016).

A seleção dos processos de tratamento de esgotos está relacionada, dentre outros aspectos, às características do corpo receptor e da legislação vigente. Os normativos requerem padrões de qualidade bastante amplos, de modo que os efluentes possam ser lançados sem causar riscos à saúde da população ou danos significativos ao meio ambiente. No entanto, a escolha do processo de tratamento de uma Estação de Tratamento de Esgotos - ETE não se restringe apenas às exigências ambientais, de saúde pública e/ou legais. Adicionalmente, consideram-se aspectos

econômicos, sociais, operacionais, a disponibilidade de área e até os anseios da comunidade (ANA, 2021).

O lançamento de esgotos domésticos nos corpos d'água sem adequado tratamento ou em desconformidade com os atuais padrões legais estabelecidos para lançamento de efluentes, resulta em comprometimento da qualidade da água do corpo receptor e pode inviabilizar o atendimento aos usos atuais e futuros dos recursos hídricos a jusante do lançamento. Isso ocorre especialmente em áreas urbanizadas (ANA, 2021).

Von Sperling (2005) ressalta que, os processos de tratamento de esgoto são divididos em físicos, biológicos e químicos. O tratamento físico remove sólidos e materiais flutuantes, geralmente como etapa preliminar. O tratamento biológico, que usa microrganismos, inclui lagoas de estabilização e sistemas de lodos ativados, eficazes na remoção de matéria orgânica e nutrientes. Os processos anaeróbios como os reatores UASB, reduzem a carga orgânica sem aeração e têm custos operacionais menores, mas geralmente necessitam de tratamento adicional para adequação ambiental. Os sistemas aeróbios com leito fixo, como filtros biológicos e biodiscos, também são eficientes, mas têm altos custos de implantação.

Conforme os dados da CAGECE, que opera em 152 municípios do Ceará, fornecendo serviços para cerca de 5,5 milhões de pessoas, a taxa de abastecimento de água alcança 99,29% da população total. Nas áreas rurais do estado, essa taxa é um pouco menor, atingindo 97,79%. Em relação ao esgoto, a cobertura é de 44,69% em todo o estado e 66,64% na capital.

Os dados do Instituto de Água e Saneamento revelam que, em Irauçuba, dos 23.915 habitantes registrados pelo IBGE em 2022, aproximadamente 31,78% da população dispõe de afastamento de esgoto por meio de rede geral, rede pluvial ou fossa ligada à rede. Além disso, 6.644 moradores utilizam fossa séptica ou fossa filtro não ligada à rede, enquanto 417 contam com outras soluções. Alarmantemente, 414 habitantes do município não possuem banheiro ou sanitário, evidenciando desafios significativos no acesso ao saneamento básico.

De acordo com dados coletados e disponibilizados pela Scidades (2020), em Missí, os principais problemas relacionados ao sistema de esgotamento sanitário estão associados ao abandono do sistema. Além disso, o esgoto coletado é lançado

diretamente em córregos próximos, contribuindo para a poluição dos corpos hídricos da região. A localidade apresenta uma vazão diária de 7,94%.

Os sistemas convencionais de lagoas de estabilização para cidades de médio e pequeno porte em regiões de clima quente continuam sendo adequados devido à sua simplicidade, disponibilidade de área, baixo custo operacional, eficiente remoção de matéria orgânica e qualidade sanitária do efluente final. No entanto, a necessidade de grandes áreas para a implementação dessas lagoas tem se tornado inviável para cidades de grande porte com alta densidade demográfica e pouca disponibilidade de espaço. Nesse contexto, a otimização de áreas menores para o tratamento de esgotos sanitários, mantendo a mesma eficiência das lagoas convencionais de estabilização, pode ser alcançada pela combinação do Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente com Manta de Lodo com lagoas de polimento (POSSOMOSER-NACIMENTO et al., 2014, SOUSA, T. A. T., 2015).

O Reator de Manta de Lodo, também conhecido como UASB, é um sistema de tratamento de esgotos que opera com um fluxo ascendente de efluentes através de um leito de lodo denso e altamente ativo. A estabilização da matéria orgânica ocorre em todas as zonas de reação do reator, sendo a mistura promovida pelo fluxo ascensional do esgoto em conjunto com as bolhas de gás geradas durante o processo. O projeto desse tipo de reator é relativamente simples, não exigindo equipamentos sofisticados ou meios de suporte específicos para a retenção de biomassa (CHERNICHARO, 2016).

Segundo Chernicharo (2016), os reatores UASB foram inicialmente desenvolvidos para o tratamento de esgotos concentrados. Contudo, assim como os processos de leito expandido, esses reatores também têm sido utilizados com sucesso no tratamento de esgotos de baixa concentração. Em casos em que o esgoto tratado é predominantemente doméstico, a presença de compostos de enxofre e materiais tóxicos ocorre geralmente em níveis muito baixos, que são toleráveis pelo sistema de tratamento. Essa característica garante a eficiência do processo, mesmo em condições menos complexas.

Com o advento da utilização de reatores UASB no tratamento de esgotos sanitários, surge uma possibilidade concreta de substituir os sistemas convencionais de lagoas de estabilização do tipo anaeróbio. Contudo, permanece a necessidade de utilizar lagoas de polimento, não mais para a remoção de matéria orgânica, mas para

a eliminação de organismos patogênicos e/ou nutrientes (CAVALCANTI, 2009; SOUSA, 2015).

Destaca-se que, embora a região de Missí possua características rurais, a localidade está em crescimento e enfrenta limitações de espaço para a implantação de sistemas que exigem grandes áreas, como as lagoas de estabilização. Além da necessidade de extensas áreas, esses sistemas podem apresentar desafios operacionais, como a geração de gases odorantes, especialmente em lagoas anaeróbias ou facultativas mal manejadas.

Nesse sentido, a configuração de reator UASB seguido por Lagoa de polimento se apresenta como uma alternativa bastante interessante, do ponto de vista técnico-econômico-ambiental, principalmente quando se tem limitações de área para implantação de lagoas de estabilização (CHERNICHARO, 2016).

Assim, considerando o uso de reatores UASB no tratamento de esgotos e a necessidade de um pós-tratamento para águas residuárias submetidas à digestão anaeróbia, esta pesquisa teve como objetivo propor um sistema de esgotamento sanitário utilizando a tecnologia de reatores UASB seguido de lagoas de polimento, para a comunidade de Missí, localizada no município de Irauçuba.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo geral**

Proposta de um sistema de tratamento de esgoto para o distrito de Missí, localizado no município de Irauçuba/CE, utilizando reatores UASB como unidade principal de tratamento, seguido por uma lagoa de polimento para remoção de nutrientes, visando a obtenção de um efluente final de qualidade que atenda aos padrões de lançamento estabelecidos pela legislação ambiental vigente e que atenda as demandas do distrito.

### **2.2 Objetivos específicos**

- I. Caracterização do esgoto do distrito de Missí;
- II. Estimar o desempenho do sistema de tratamento na remoção de matéria orgânica, nutrientes e organismos patogênicos;
- III. Dimensionamento do sistema proposto para o tratamento.

### **3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

A revisão bibliográfica foi realizada com o intuito de fornecer embasamento teórico necessário à realização da pesquisa. Serão abordados os temas sobre saneamento básico, legislação pertinente ao saneamento e efluentes no Brasil.

#### **3.1 Saneamento básico**

Para Coing (1992), o saneamento é definido como um conjunto de bens e serviços de uso coletivo existentes nas cidades, que constituem as condições materiais para o funcionamento do espaço urbano enquanto local de produção e consumo, além de servirem como suporte para funções estatais. Ainda segundo o autor, esses bens são caracterizados pelo seu caráter de serviço, localização no espaço urbano, organização em redes e interdependência entre si.

No Brasil, a definição e regulamentação dos serviços de saneamento básico ocorreram apenas em 2007, com a promulgação da Lei Federal nº 11.445, de 5 de janeiro, conhecida como Lei de Diretrizes Nacionais de Saneamento Básico (LDNSB). Essa legislação estabelece diretrizes para a organização, planejamento, prestação, regulação e fiscalização dos serviços de saneamento no país. A LDNSB determina que todos os cidadãos brasileiros devem ter acesso universal e progressivo ao abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos, além da drenagem e manejo de águas pluviais urbanas, garantindo assim a ampliação contínua desses serviços essenciais (SNISA, 2022).

Conforme o Censo Demográfico do IBGE (2022), a população brasileira foi estimada em 203.062.512 pessoas. Estatísticas do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNISA, 2022) revelam que cerca de 84,2% da população brasileira é atendida com água potável. As regiões Norte e Nordeste apresentam os maiores déficits de abastecimento, sendo os principais problemas relacionados ao não cumprimento dos padrões de potabilidade e à irregularidade no fornecimento de água.

De acordo com ABREMA (2024), cada brasileiro gerou, em média, 1,04 kg de resíduos sólidos urbanos (RSU) por dia, totalizando cerca de 77,1 milhões de toneladas no ano, o equivalente a 211 mil toneladas diárias ou 380 kg por habitante

ao ano. Em comparação com 2021, houve uma redução de 2% na geração per capita de RSU.

O SNISA, revela que, do total de esgoto gerado nos 5.150 municípios que foram coletados dados, apenas 52,2% são tratados. Os índices de tratamento variam nas macrorregiões, sendo 19,8% no Norte e 61,6% no Sudeste. Na abrangência da prestação dos serviços, as variações ficam entre 50,5% na Regional e 61,0% na Microrregional. Em relação ao esgoto coletado, 81,6% são tratados. As macrorregiões apresentam diferenças significativas, com o menor índice no Nordeste (76,3%) e o maior no Centro-Oeste (94,3%). Já na abrangência dos serviços, os índices variam de 61,8% na prestação Local de direito público a 92,8% na Microrregional (SNISA, 2023).

De acordo com a Gerência de Planejamento e Acompanhamento de Empeendimentos – Gplae (2022), o índice de cobertura de esgoto no território cearense é de apenas 44,80% atendendo aproximadamente 2,69 milhões de pessoas, por meio de uma rede coletora com 5 mil quilômetros, quilômetros de extensão.

Cerca de 46% do abastecimento de água no Ceará é feito por meio de mananciais superficiais e 32% de fontes subterrâneas. Em relação ao esgotamento sanitário existe ainda uma dificuldade relacionada à rede, já que em determinadas situações o município possui oferta de rede coletora de esgoto, mas a população prefere não se interligar ao sistema (CAPRINI et al, 2018; FEITOSA et al, 2020).

### **3.2 Legislação ambiental pertinente**

No âmbito do Brasil, a regulamentação federal que aborda questões do saneamento básico, incluindo o tratamento de esgoto, é definida por uma série de leis e regulamentos. É importante observar que essa legislação pode sofrer modificações ao longo do tempo, e regulamentações específicas podem ser implementadas em âmbito estadual e municipal para atender às demandas locais.

Alguns dos principais instrumentos legais que abordam essa questão incluem leis, resoluções, normas, decretos e planos municipais, os quais serão aprofundados a seguir:

- CONAMA nº 357/2005 - Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências;

- CONAMA nº 420/2009 (Alterada pela Resolução CONAMA nº 460/2013). Dispõe sobre critérios e valores orientadores de qualidade do solo quanto à presença de substâncias químicas e estabelece diretrizes para o gerenciamento ambiental de áreas contaminadas por essas substâncias em decorrência de atividades antrópicas;
- CONAMA nº 430/2011 - Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente-CONAMA;
- COEMA 02/2019 - Dispõe sobre os procedimentos, critérios, parâmetros e custos aplicados aos processos de licenciamento e autorização ambiental no âmbito da Superintendência Estadual do Meio Ambiente – SEMACE.

Assim, de acordo com o art. 12 da COEMA 02/2019, os efluentes sanitários, somente poderão ser lançados diretamente no corpo hídrico desde que obedeçam, resguardadas outras exigências cabíveis, as seguintes condições e padrões específicos:

- I - pH entre 5 e 9;
- II - temperatura: inferior a 40°C;
- III - materiais sedimentáveis: até 1 mL/L em teste de 1 hora em cone Inmhoff;
- IV - Demanda Bioquímica de Oxigênio - DBO 5 dias, 20°C: até 120 mg/L;
- a) Para os casos de lagoa de estabilização, nas análises de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO5) a amostra deverá ser filtrada em filtro de fibra de vidro e poro com Ø 0,7 a 1,0 µm;
- V - Substâncias solúveis em hexano (óleos e graxas) até 100 mg/L;
- VI - Ausência de materiais flutuantes;
- VII - sulfeto: até 1 mg/L;
- VIII - NMP de coliformes termotolerantes: até 5000 CT/100ml;
- IX - Sólidos suspensos totais, da seguinte forma:
  - a) até 150,0 mg/L para lagoas de estabilização;
  - b) até 100 mg/L, para as demais tecnologias.

### 3.3 Características do esgoto

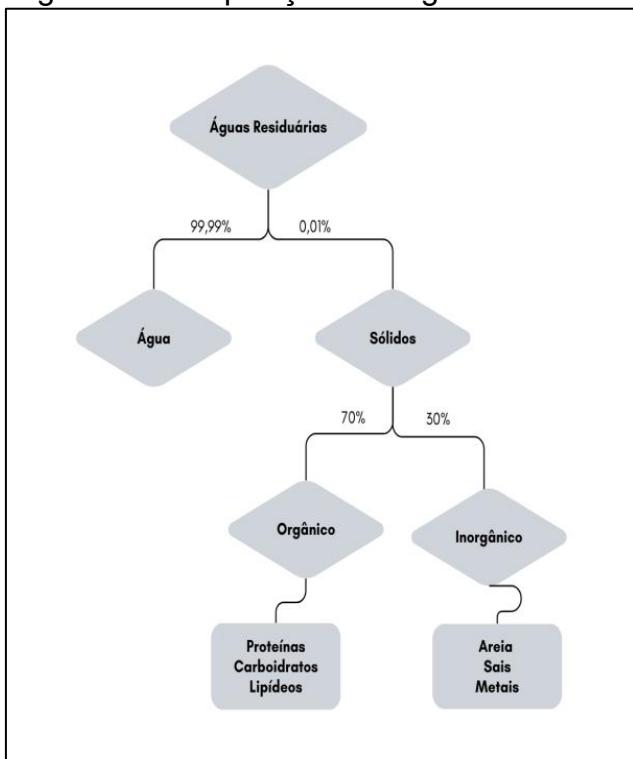
A palavra esgoto costumava ser usada para definir tanto a tubulação condutora das águas servidas de uma comunidade, como também o próprio líquido que flui por estas canalizações. Hoje este termo é usado quase que apenas para caracterizar os despejos provenientes das diversas modalidades do uso e da origem das águas, tais como as de uso doméstico, comercial, industrial, as de utilidades públicas, de áreas agrícolas, de superfície, de infiltração, pluviais, e outros efluentes sanitários (JORDÃO E PESSÔA, 2017).

As águas residuárias municipais ou esgotos têm sua origem nas atividades antrópicas, apresentando uma acentuada variação de suas características tanto quantitativas, quanto qualitativas. Esta variabilidade está relacionada, principalmente, à sua origem, à vazão de esgotos coletada, ao sistema de coleta (separador absoluto ou sistema unitário), à extensão e ao estado de conservação das redes coletoras (BATISTA, 2015).

Quando recebidos na estação de tratamento, as características dos esgotos de uma comunidade dependem dos componentes que os formam e das alterações que ocorrem na rede coletora. As fontes mais comuns de esgotos incluem o esgoto doméstico, industrial e infiltração na rede. O esgoto doméstico, também conhecido como esgoto sanitário, é oriundo de residências e de instalações comerciais, institucionais e públicas. Já o esgoto industrial é aquele no qual predominam efluentes industriais e os de infiltração/vazão externa, são caracterizados por águas que adentram a rede coletora através de meios diretos ou indiretos. (METCALF; EDDY, 2016).

Além disso, Melo e Marques (2000), ressaltam que, a composição do esgoto varia em função do local de origem, se é proveniente de uma área residencial ou industrial, a época do ano também é um fator a se considerar importante para se detalhar a composição do esgoto. A Figura 1 apresenta a composição básica de esgoto domiciliar.

Figura 1: Composição do esgoto doméstico



Fonte: Adaptado Melo e Marques (2000).

Conforme a Figura 1, os esgotos domésticos consistem predominantemente em cerca de 99,9% de água, englobando componentes que abrangem sólidos orgânicos e inorgânicos, tanto em suspensão quanto dissolvidos, além de microrganismos, a maioria dos quais são patogênicos. Por conseguinte, devido essa ínfima fração de 0,1%, torna-se necessário submeter os esgotos a processos de tratamentos (Melo e Marques, 2000).

Metcalf e Eddy (2016) pontuam que, embora a lista extensiva de constituintes que um esgoto pode conter, os padrões para tratamento secundário são baseados na remoção de orgânicos biodegradáveis, de sólidos suspensos totais e de pH.

Segundo Von Sperling (1995), em um projeto de uma estação de tratamento, é comum não se preocupar em identificar os diferentes compostos dos quais a água residuária é constituída. Isso não ocorre apenas devido à complexidade de se executar vários destes testes laboratoriais, mas também porque os resultados desses testes geralmente não têm aplicação direta no planejamento e operação. Portanto, é preferível a utilização de parâmetros indiretos que traduzam o caráter ou o potencial poluidor do efluente em questão.

Assim, os componentes dos esgotos podem ser descritos de acordo com suas propriedades, químicas, físicas e biológicas. Ressalta-se que essas propriedades em muitos casos são inter-relacionadas, podendo se afetarem entre si. No Quadro 1 são apresentados os principais parâmetros físicos, químicos e biológicos para caracterização dos efluentes sanitários.

Quadro 1– Principais características físicas, químicas dos esgotos domésticos e suas ocorrências

Parâmetro	Descrição
<i>Físicos</i>	
<i>Temperatura</i>	Ligeiramente superior à água de abastecimento; Variação conforme as estações do ano (mais estável que a temperatura do ar); Influência na atividade microbiana; Influência na solubilidade dos gases; Influência na velocidade de reações químicas; Influência na viscosidade do líquido; Proveniente de esgoto doméstico, comercial e industrial.
<i>Cor</i>	Esgoto fresco: ligeiramente cinza; Esgoto séptico: cinza escuro ou preto; Esgoto doméstico ou industrial, decomposição natural de material orgânico.
<i>Odor</i>	Esgoto fresco: odor oleoso, relativamente desagradável; Esgoto séptico: odor fétido (desagradável), devido ao gás sulfídrico e a outros produtos da decomposição; Despejos industriais: odores característicos.
<i>Turbidez</i>	Causada por uma grande variedade de sólidos em suspensão, proveniente de esgotos mais frescos ou mais concentrados: geralmente maior turbidez.
<i>Químicos</i>	
<i>SÓLIDOS TOTAIS</i>	Orgânicos e inorgânicos; suspensos e dissolvidos; sedimentáveis, proveniente de abastecimento de água doméstico, esgoto industrial, erosão do solo, vazões externas/infiltração.
<i>Em suspensão</i>	Fração dos sólidos orgânicos e inorgânicos que são retidos em filtros de papel com aberturas de dimensões padronizadas (0,45 a 2,0 $\mu\text{m}$ ).
<i>Fixos</i>	Componentes minerais, não incineráveis, inertes, dos sólidos em suspensão.
<i>Voláteis</i>	Componentes orgânicos dos sólidos em suspensão.

Parâmetro	Descrição
<u>Dissolvidos</u>	Fração dos sólidos orgânicos e inorgânicos que não são retidos nos filtros de papel descritos acima. No teste laboratorial, englobam também os sólidos coloidais.
<i>Fixos</i>	Componentes minerais dos sólidos dissolvidos.
<i>Voláteis</i>	Componentes orgânicos dos sólidos dissolvidos.
<u>Sedimentáveis</u>	Fração dos sólidos orgânicos e inorgânicos que sedimenta em 1 hora no cone Imhoff. Indicação aproximada da sedimentação em um tanque de decantação.
<b>MATÉRIA ORGÂNICA</b>	Mistura heterogênea de diversos compostos orgânicos. Principais componentes: proteínas, carboidratos e lipídios.
<u>Determinação indireta</u>	
<i>DBO<sub>5</sub></i>	Demanda Bioquímica de Oxigênio. Medida a 5 dias, 20C. Está associada à fração biodegradável dos componentes orgânicos carbonáceos. É uma medida do oxigênio consumido após 5 dias pelos microrganismos na oxidação bioquímica da matéria orgânica.
<i>DQO</i>	Demanda Química de Oxigênio. Representa a quantidade de oxigênio requerida para estabilizar quimicamente a matéria orgânica carbonácea. Utiliza fortes agentes oxidantes (dicromato de potássio) em condições ácidas.
<i>DBO última</i>	Demanda Última de Oxigênio. Representa o consumo total de oxigênio, ao final de vários dias, requerido pelos microrganismos para a oxidação bioquímica da matéria orgânica
<u>Determinação direta</u>	
<i>COT</i>	Carbono Orgânico Total. É uma medida direta da matéria orgânica carbonácea. É determinado através da conversão do carbono orgânico a gás carbônico.
<b>NITROGÊNIO TOTAL</b>	O nitrogênio total inclui o nitrogênio orgânico, amônia, nitrito e nitrato. É um nutriente indispensável para o desenvolvimento dos microrganismos no tratamento biológico. O nitrogênio orgânico e a amônia compreendem o denominado Nitrogênio Total Kjeldahl (NTK).
<i>Nitrogênio orgânico</i>	Nitrogênio na forma de proteínas, aminoácidos e ureia, proveniente de esgoto doméstico e agrícola.
<i>Amônia</i>	Produzida como primeiro estágio da decomposição do nitrogênio orgânico

Parâmetro	Descrição
<i>Nitrito</i>	Estágio intermediário da oxidação da amônia. Praticamente ausente no esgoto bruto
<i>Nitrato</i>	Produto da oxidação da amônia. Praticamente ausente no esgoto bruto
FÓSFORO	O fósforo total existente na forma orgânica inorgânica. É um nutriente indispensável no tratamento biológico, proveniente de esgoto doméstico, comercial e industrial, escoamento superficial natural.
<i>Fósforo orgânico</i>	Combinado a matéria orgânica
<i>Fósforo inorgânico</i>	Ortofastro a polifosfatos
<i>pH</i>	Indicador das características ácidas ou básicas do esgoto. Uma solução é neutra em Ph 7. Os processos de oxidação biológica normalmente tendem a reduzir o Ph, proveniente de esgoto doméstico, infiltração de água superficial e estações de tratamento.
ALCALINIDADE	Indicador da capacidade tampão do meio (resistência às variações do pH). Devido à presença de bicarbonato, carbonato e íon hidroxila, proveniente de esgoto doméstico, abastecimento de água doméstico, infiltração de água subterrânea
CLORETOS	Provenientes da água de abastecimento e dos dejetos humanos
ÓLEOS E GRAXAS	Fração da matéria orgânica solúvel em hexanos. Nos esgotos domésticos, as fontes são óleos e gorduras utilizados nas comidas.
<i>Biológicos</i>	
MICRORGANISMOS	Entre os principais organismos encontrados nos esgotos estão bactérias, fungos, algas, protozoários, vírus, plantas e animais. A indicação mais usual da contaminação de esgotos nos corpos d'água é feita através de Coliformes Fecais.

Fonte: Adaptado Arceivala (1981), Qasim (1985), Metcalf & Eddy (1991), Jordao e Pessoa (2017), Von Sperling (1995).

Para que o ambiente possa ser conservado os efluentes devem ser lançados com concentrações de poluentes inferiores aos limites máximos da portaria do 02/2017 do COEMA, reduzindo o impacto ambiental. A adequação do efluente dentro destes padrões de lançamento pode ser obtida através de tratamentos específicos para cada caso. A seguir serão abordados os principais tratamentos de efluentes.

### **3.4 Tratamento de efluentes**

Esgoto é, essencialmente, a água de abastecimento de uma comunidade após o seu uso em uma variedade de aplicações, contendo constituintes que, sem tratamento, a tornam imprópria para a maioria dos usos. Quando esgoto bruto é acumulado e se torna séptico, a decomposição do material orgânico nele contido leva a condições desagradáveis, incluindo a produção de gases com maus odores (METCALF; EDDY, 2016).

Além disso, esgotos brutos contém diversos organismos patogênicos que se desenvolvem no intestino humano e são expelidos junto com as excreções. Contém, também, nutrientes que podem estimular o crescimento de plantas aquáticas e impedir o desenvolvimento de compostos. Por essas razões, a imediata e segura remoção de esgotos de suas fontes de geração, seguida de tratamento, reuso ou disposição final é necessária para a proteção da saúde pública e do meio ambiente (METCALF; EDDY, 2016).

A preocupação em relação ao grau de tratamento e ao destino dos esgotos, a suas consequências sobre o meio ambiente, à qualidade das águas, e seus usos benéficos, faz-se necessária ter todo um cuidado especial sobre os estudos, projetos, critérios relativos ao tratamento e a disposição final dos esgotos (JORDÃO E PESSOA, 2017). Assim, analisando a necessidade de se ter um tratamento adequado, é de suma importância a delimitação de parâmetros de qualidade através das estações de tratamento de esgoto.

#### **3.4.1 Estação de Tratamento de Esgoto – ETE**

De acordo com a norma brasileira da ABNT - NBR 12.209/2011, Estação de Tratamento de Esgoto - ETE é um 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.

Para a remoção de constituintes, alguns processos unitários são agrupados para formar o que é conhecido como tratamento primário, secundário, terciário ou avançado. De maneira geral, o termo primário se refere à aplicação de processos

unitários físicos; secundário, a processos unitários químicos e biológicos, e terciário à combinação dos três (METCALF; EDDY, 2016).

As estações de tratamento podem incluir uma variedade de processos físicos, químicos e/ou biológicos, que geralmente são classificados em tratamento preliminar, primário, secundário e terciário ou avançado. Além disso, esses tratamentos podem ser divididos em anaeróbios e aeróbios. No tratamento anaeróbio, a degradação da matéria orgânica ocorre sem a necessidade de oxigênio, como nos tanques sépticos e reatores de alta taxa. Já nos tratamentos aeróbios, os microrganismos responsáveis pela degradação utilizam processos oxidativos, como nas lagoas aeradas e sistemas de lodos ativados. Estes representam papel de suma importância para a eficiência na remoção dos poluentes e adequação na qualidade de lançamento dos efluentes.

No Quadro 2 é apresentado um resumo das principais etapas do tratamento de efluentes.

Quadro 2- Resumo dos principais níveis de tratamento dos esgotos

Item	Nível de tratamento (1)		
	Preliminar	Primário	Secundário
<i>Poluentes removidos</i>	Sólidos grosseiros	Sólidos sedimentáveis DBO em suspensão	Sólidos não sedimentáveis DBO em suspensão final DBO solúvel Nutrientes (parcialmente) Patogênicos (parcialmente)
<i>Eficiências de remoção</i>	-	SS: 60 -70% DBO:30 -40% Coliformes:30-40%	DBO:60 a 99% Coliformes: 60 a 99% (3) Nutrientes:10 a 50%(3)
<i>Mecanismo de tratamento</i>	Físico	Físico	Biológico

Item	Nível de tratamento (1)		
	Preliminar	Primário	Secundário
<i>Cumpre o padrão de lançamento?</i> (2)	Não	Não	Usualmente sim
<i>Aplicação</i>	Montante de elevatória  Etapa inicial de tratamento	Tratamento parcial  Etapa inicial de tratamento	Tratamento mais completo para matéria orgânica e sólidos em suspensão (para nutrientes e coliformes, com adaptações ou inclusão de etapas específicas)

- a. Uma ETE a nível secundário usualmente tem tratamento preliminar, mas pode ou não ter tratamento primário (depende do processo).
- b. Padrão de lançamento tal como expresso na legislação. O órgão ambiente poderá autorizar outros valores para o lançamento, caso estudos ambientais demonstrem que o corpo receptor continuará enquadrado dentro da sua classe.
- c. A eficiência de remoção poderá ser superior, caso haja alguma etapa de remoção específica.

Fonte: Von Sperling (1996).

### 3.4.1.1 Tratamento preliminar

Segundo Von Sperling (1996), o tratamento preliminar destina-se principalmente à remoção de sólidos grosseiros e areia. Por meio de mecanismos básicos de remoção de ordem física, como gradeamento e sedimentação. A remoção dos sólidos grosseiros e areia, é feita frequentemente por meio de gradeamento, desarenadores, crivos e desintegradores. Ademais, além das unidades de remoção, inclui-se também unidade para a medição de vazão.

A remoção dos sólidos grosseiros, geralmente é realizada por grades. No qual, o material /resíduo fica retido nos espaços livres entre as barras. Essas grades podem ser grossas, médias ou finas. Desse modo, a remoção do material retido pode ser feita de forma mecânica manual.

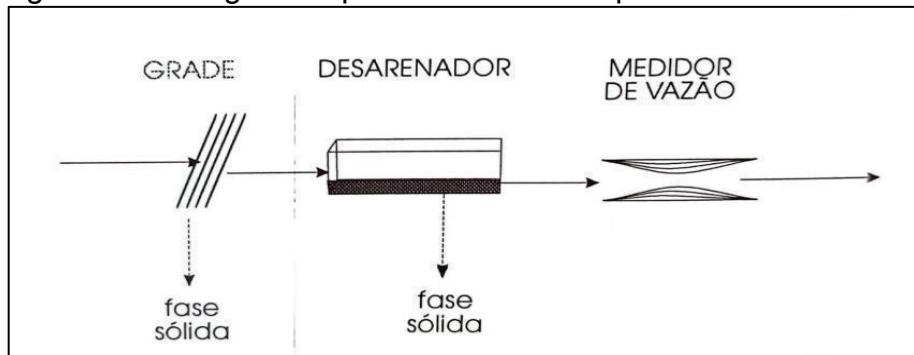
O mecanismo de remoção da areia é simplesmente o de sedimentação: os grãos de areia, devido às suas maiores dimensões e densidade, vão para o fundo do

tanque, enquanto a matéria orgânica, sendo de sedimentação bem mais lenta, permanece em suspensão, seguindo para as unidades de jusante (VON SPERLING, 1996). A remoção de areia, ou desarenação, tem por finalidade evitar a abrasão, eliminar ou reduzir a possibilidade de obstrução nos equipamentos e tubulações e facilitar o manuseio e transporte das fases líquidas e sólidas ao longo dos componentes da ETE, principalmente a transferência de lodo em suas diversas fases (VON SPERLING, 1996).

Além das unidades de remoção dos sólidos grosseiros e areia, inclui-se também uma unidade para a medição de vazão. Usualmente esta é constituída por uma calha de dimensões padronizadas (ex: calha Parshall), onde o valor medido do nível do líquido pode ser correlacionado com a vazão (VON SPERLING, 1996).

Na Figura 2 é apresentado um fluxograma da estruturação de um tratamento preliminar típico.

Figura 2 - Fluxograma típico do tratamento preliminar



Fonte: Von Sperling (1996).

### 3.4.1.2 Tratamento primário

Após o tratamento preliminar, o efluente é destinado para o tratamento primário, onde, este tem como principal objetivo remover os sólidos em suspensão sedimentáveis e parte da matéria orgânica. Os mecanismos de remoção que mais predominam nessa etapa são os de decantação, flotação, onde, está cada vez mais comum a utilização de reatores anaeróbios em vez de decantadores primários.

Os tanques de decantação podem ser circulares ou retangulares. Os esgotos fluem vagarosamente através dos decantadores, permitindo a que os sólidos em suspensão, possuindo uma densidade maior do que a do líquido circundante,

sedimentam gradualmente no fundo. Essa massa de sólidos é denominada lodo primário bruto (VON SPERLING, 1996).

As fossas sépticas também são consideradas uma forma de tratamento primário para sistemas descentralizados de tratamento. Semelhante aos decantadores, elas removem os sólidos sedimentáveis, que se depositam no fundo e permanecem ali por um período prolongado para se estabilizarem.

A eficiência de remoção de sólidos em suspensão no tratamento primário a partir de decantadores convencionais situa-se em torno de 60 a 70%, e de DBO em torno de 25 a 35% (VON SPERLING, 2014). Ademais, a remoção de sólidos suspensos voláteis, por meio de flotação por ar dissolvido situa-se em torno de 88% (BARROSO JÚNIOR, 2020).

### 3.4.1.3 Tratamento secundário

O tratamento secundário em uma ETE é uma etapa de suma importância no processo de purificação das águas residuais, sendo elas oriundas de uso doméstico, comercial ou industrial. Essa etapa se concentra em remover uma quantidade significativa de matéria orgânica dissolvida em suspensão, assim como microrganismos patogênicos que conseguiram passar após o tratamento primário.

Diferente dos tratamentos preliminar e primário, o tratamento secundário nas estações de tratamento adota principalmente métodos biológicos e físico-químicos. Nesse estágio, a remoção da matéria orgânica é realizada por meio de reações bioquímicas conduzidas por microrganismos.

Uma grande variedade de microrganismos toma parte no processo: bactérias, protozoários, fungos etc. A base de todo o processo biológico é o contato efetivo entre esses organismos e o material orgânico contido nos esgotos, de tal forma que esse possa ser utilizado como alimento pelos microrganismos (Von Sperling, 1996). Onde, no qual podem inclusos os sistemas de filtros biológicos, lodos ativados, reatores anaeróbios, lagoas de estabilização (facultativa, maturação, aeradas e anaeróbias).

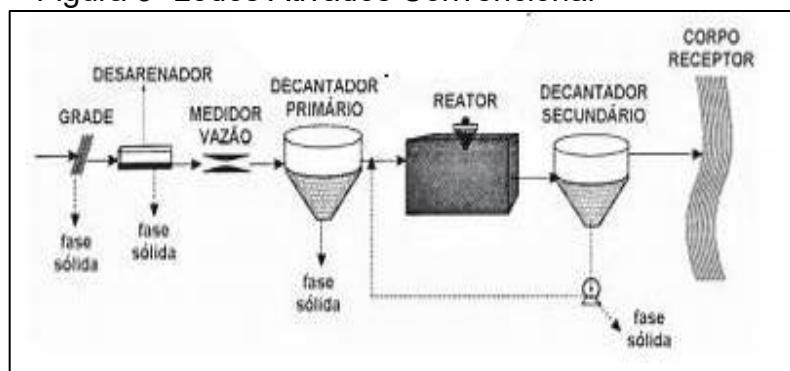
#### 3.4.1.3.1 Lodos Ativados

Lodo ativado é o flocos produzido num esgoto bruto ou decantado pelo crescimento de bactérias zoogléias ou outros organismos (PESSOA E JORDÃO,

2017). Segundo Von Sperling (1996), quanto maior a quantidade de bactérias em suspensão, maior será a demanda por alimento, resultando em uma maior assimilação da matéria orgânica presente no esgoto bruto. O princípio básico do sistema de lodos ativados envolve a recirculação dos sólidos do fundo da unidade de decantação para a unidade de aeração por meio de bombeamento. Essa maior permanência dos sólidos no sistema garante a elevada eficiência dos lodos ativados, pois a biomassa tem tempo suficiente para metabolizar praticamente toda a matéria orgânica presente nos esgotos.

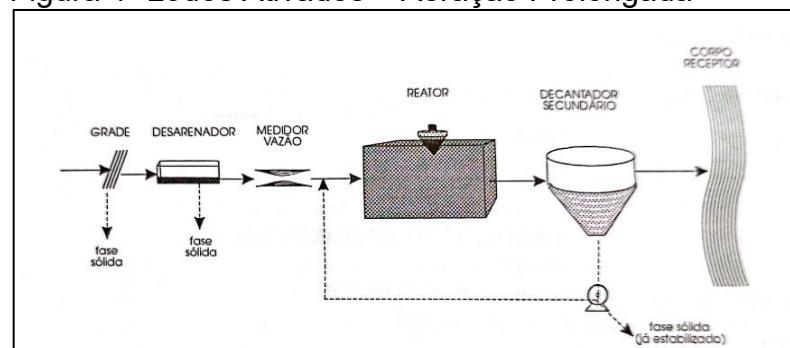
Von Sperling (1996) explica que, para economizar energia na aeração, parte da matéria orgânica dos esgotos é removida antes do tanque de aeração através do decantador primário. Assim, os sistemas convencionais de lodos ativados também incluem o tratamento primário. Esse sistema ocupa áreas significativamente menores em comparação com os sistemas de lagoas. Na remoção de DBO e SS, os lodos ativados têm uma eficiência de 85-95%. Existem algumas variantes do processo de lodos ativados, sendo as principais a aeração prolongada e o fluxo intermitente, como demonstra as Figuras 3, 4 e 5.

Figura 3- Lodos Ativados Convencional



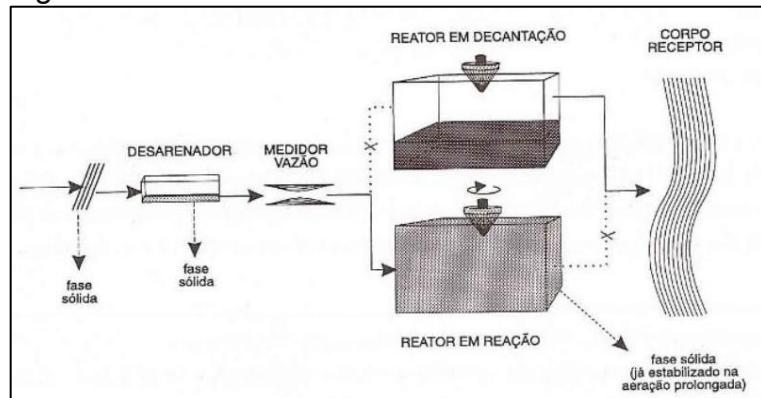
Fonte: Von Sperling (1996).

Figura 4- Lodos Ativados – Aeração Prolongada



Fonte: Von Sperling (1996).

Figura 5- Lodos Ativados - Fluxo intermitente



Fonte: Von Sperling (1996).

#### 3.4.1.3.2 Filtros Biológicos

Ao contrário dos processos como lodos ativados e lagoas de estabilização, nos filtros biológicos a biomassa se desenvolve aderida a um meio de suporte.

Jordão e Pessoa destacam que o mecanismo dos filtros biológicos é caracterizado pela alimentação e percolação contínua do esgoto através do meio suporte. A passagem constante do esgoto pelos interstícios promove o crescimento e a aderência da biomassa na superfície do meio suporte. Eles também ressaltam que, em condições favoráveis, a biomassa agregada ao meio suporte retém a matéria orgânica do esgoto por meio de adsorção. Nessas condições, a adsorção da matéria orgânica pelas bactérias aeróbias e anaeróbias, aliada à manutenção de um ambiente úmido e ventilado, assegura a oxidação dos compostos, gerando como subprodutos gás carbônico ( $CO_2$ ), ácido nítrico ( $HNO_3$ ) e ácido sulfúrico ( $H_2SO_4$ ).

Existem alguns tipos de filtros biológicos, entre eles estão: Filtros biológicos de baixa carga: Nestes filtros, a quantidade de DBO aplicada é menor, resultando em uma menor disponibilidade de alimentos para a biomassa. Isso leva a uma estabilização parcial do lodo e a uma maior eficiência na remoção da DBO. Filtros biológicos de alta carga: Esses filtros recebem uma carga maior de DBO por unidade de volume do leito, o que reduz a necessidade de área.

No entanto, há uma redução na eficiência de remoção da matéria orgânica e a não estabilização do lodo no filtro. E os biodiscos, que segundo Von Sperling (1996), devido ao fato de a biomassa crescer aderida a um meio de suporte (o biodisco), este processo é caracterizado como um filtro biológico. O processo consiste em uma série de discos ligeiramente espaçados, montados em um eixo horizontal. Quando a

camada biológica atinge uma espessura excessiva, ela se desgarra dos discos. O sistema apresenta boa eficiência na remoção da DBO, embora possa apresentar sinais de instabilidade.

#### 3.4.1.3.3 Reator Anaeróbio de Manta de Lodo

São frequentemente denominados RAFA ou UASB. Nestes reatores, a biomassa cresce dispersa no meio e, à medida que se desenvolve, pode formar pequenos grânulos resultantes da aglutinação de diversas bactérias (Von Sperling, 1996).

A digestão anaeróbia pode ser considerada como um ecossistema onde diversos grupos de microrganismos trabalham interativamente na conversão da matéria orgânica complexa em metano, gás carbônico, água, gás sulfídrico e amônia, além de novas células bacterianas (CHERNICHARO, 2016).

De acordo com Chernicharo, (2016), como os microrganismos não conseguem assimilar a matéria orgânica particulada, a fase inicial da degradação anaeróbia é a hidrólise de materiais particulados complexos, como polímeros, convertendo-os em compostos dissolvidos mais simples, que podem atravessar as paredes celulares das bactérias fermentativas.

Em condições anaeróbias, a hidrólise de polímeros ocorre, em geral, de forma lenta, sendo influenciada por diversos fatores que afetam tanto o grau quanto a taxa de degradação do substrato. Entre esses fatores, destacam-se a temperatura operacional do reator, o tempo de residência do substrato, a composição e o tamanho das partículas do substrato, o pH do meio, bem como as concentrações de  $\text{NH}_4^+ \text{-N}$  e dos produtos da hidrólise (LETTINGA et al., 1996).

As bactérias acetogênicas sintóticas desempenham um papel fundamental na oxidação de compostos orgânicos intermediários, como propionato e butirato, convertendo-os em substratos adequados para os microrganismos metanogênicos. Essas bactérias são denominadas sintóticas devido à sua dependência da atividade de microrganismos consumidores de hidrogênio. Entretanto, a conversão desses compostos em acetato resulta na liberação significativa de  $\text{H}_2$ , promovendo a redução do pH no meio aquoso (CHERNICHARO, 2016). A relevância dos organismos acetogênicos no processo de digestão anaeróbia deve-se ao fato de que

aproximadamente 60 a 70% dos elétrons do substrato original são direcionados para a formação de acetato (MCCARTY, 1971).

A etapa final do processo de conversão anaeróbia de compostos orgânicos em metano e dióxido de carbono é realizada por microrganismos metanogênicos, pertencentes ao domínio *\*Archaea\**. Esse grupo é composto por microrganismos estritamente anaeróbios, comumente encontrados em ambientes naturais onde aceptores de elétrons, como  $O_2$ ,  $NO_3^-$ ,  $Fe^{3+}$  e  $SO_4^{2-}$ , estão ausentes ou presentes em baixas concentrações (CHERNICHARO, 2016).

Dessa forma, Chernicharo (2016) destaca que a metanogênese pode ser classificada como um tipo de respiração anaeróbia, na qual o dióxido de carbono, o grupo metil de compostos C-1 ou o carbono do grupo metil do acetato atuam como aceptores de elétrons.

As arqueas metanogênicas são divididas em dois grupos principais, sendo eles: metanogênicas acetoclásticas, que usam acetato como fonte de carbono e energia, produzindo gás carbônico ( $CO_2$ ) e metano ( $CH_4$ ) e metanogênicas hidrogenotróficas, que utilizam o gás carbônico, como fonte de carbono e acceptor final de elétrons, e o hidrogênio como fonte de energia.

Nos reatores UASB, a concentração de biomassa é bastante elevada, justificando a denominação de manta de lodo. Devido a essa elevada concentração, o volume necessário para os reatores é significativamente reduzido em comparação com outros sistemas de tratamento, necessitando assim de áreas bem menores para sua implementação, o que os torna uma das tecnologias mais atrativas.

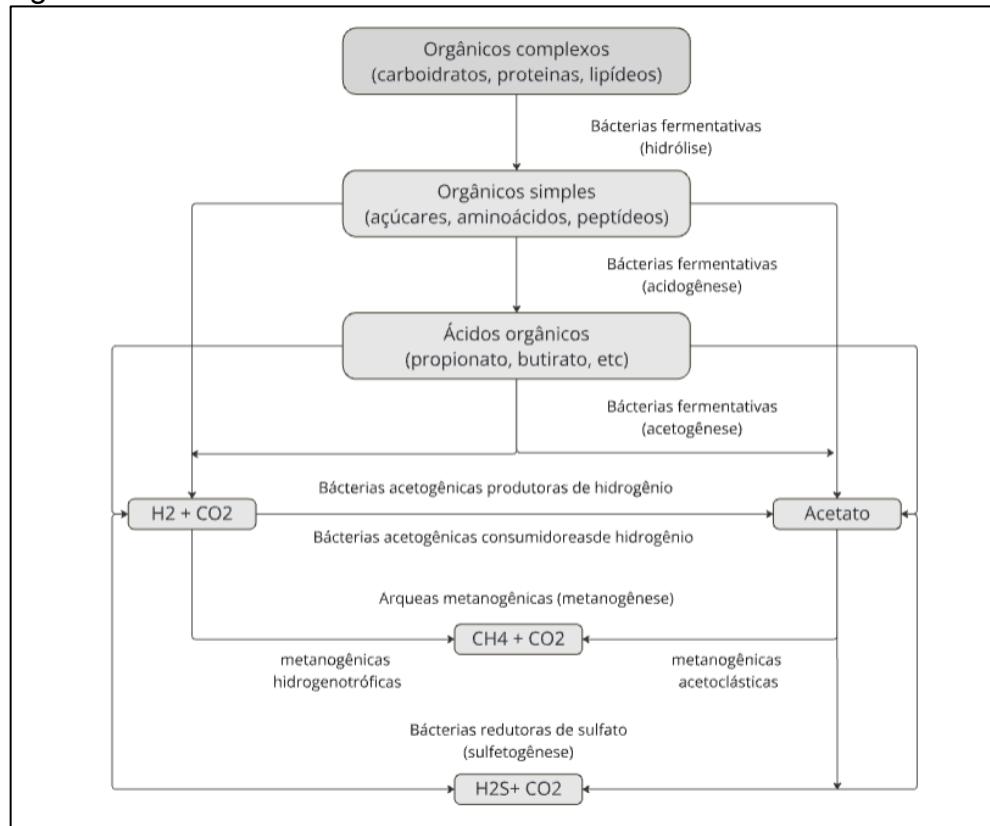
A produção de sulfetos ocorre quando o sulfato e outros compostos à base de enxofre atuam como aceptores de elétrons durante a oxidação de compostos orgânicos. Nesse processo, sulfato, sulfito e outros compostos sulfurados são reduzidos a sulfeto pela ação de um grupo de bactérias anaeróbias. Essas bactérias podem ser classificadas em dois grandes grupos metabólicos: aquelas que realizam a oxidação incompleta de seus substratos até o acetato e aquelas capazes de oxidar completamente seus substratos orgânicos, incluindo o acetato, até dióxido de carbono (CHERNICHARO, 2016).

Segundo Chernicharo (2016), a sulfatogênese é caracterizada pela capacidade de utilizar acetato e hidrogênio, o que torna as bactérias redutoras de sulfato competidoras diretas das metanogênicas por substratos comuns. Nesse contexto, a

concentração de sulfato no meio define qual processo será predominante na utilização do acetato e do hidrogênio.

A Figura 6 apresenta o fluxograma das rotas metabólicas e dos grupos microbianos que participam do processo de digestão anaeróbia.

Figura 6 – Rotas metabólicas e grupos microbianos envolvidos na digestão anaeróbia



Fonte: Adaptado de Lettinga et al. (1996), Chernicharo (2016).

Do ponto de vista da eficiência na remoção de DQO da fase líquida, a sulfetogênese pode ser mais eficaz do que a metanogênese. No entanto, a DQO removida por esse processo resulta na produção de gás sulfídrico, o que pode gerar problemas como corrosão, emanação de odores desagradáveis e aumento da toxicidade do meio (CHERNICHARO, 2016).

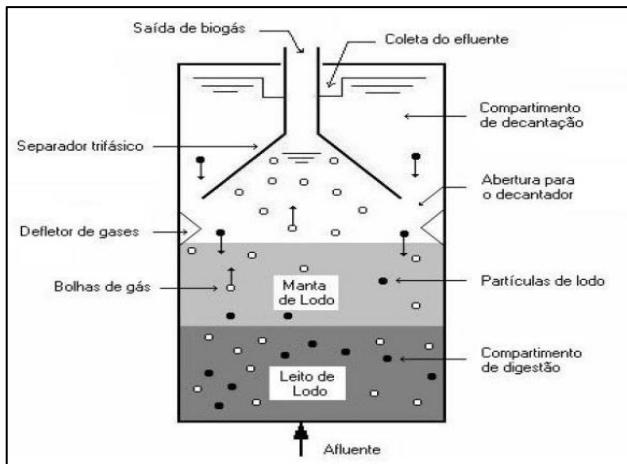
Nos últimos anos, ganharam destaque e aplicação os reatores anaeróbios de alta taxa, especificamente os reatores UASB, os quais possuem elevada eficiência de remoção de matéria orgânica e sólidos em suspensão. Segundo Chernicharo (1997), os reatores UASB apresentam 65%-75% de eficiência de remoção de DBO e DQO. Bastos et al. (2005), em um estudo de controle operacional de um sistema de reator

UASB seguido por um biofiltro aerado submerso, constataram que a eficiência média de remoção de DBO no UASB pode alcançar valores acima de 80% (RIOS, 2007).

Na parte superior dos reatores UASB, um separador de fases promove a sedimentação de sólidos e a retenção do lodo no inferior do reator, formando a manta de lodo. Dispositivos de entrada devem promover uma boa distribuição do esgoto bruto junto ao fundo para que, de forma ascensional ocorra um intenso contato com a biomassa ativa, que promove anaerobicamente a decomposição da matéria carbonácea. A biomassa se desenvolve de forma dispersa atingindo um limite, a partir do qual se faz necessário um descarte de lodo excedente com uma dada frequência (RIOS, 2007).

Os reatores UASB são constituídos pelos seguintes componentes, conforme a Figura 7.

Figura 7- Representação esquemática de um UASB



Fonte: Chernicharo (2007).

De acordo com Jordão e Pessoa, quando o corpo receptor ou a legislação exigem um efluente com oxigênio dissolvido ou uma qualidade superior à obtida pelo reator anaeróbio em termos de DBO ou DQO, ou ainda necessitam de uma remoção específica de nutrientes ou de organismos patogênicos, é necessário realizar um pós-tratamento.

O reator UASB é frequentemente empregado como a etapa inicial do tratamento secundário de efluentes, sendo complementado por outros tratamentos. Nestes casos o tratamento complementar pode ser feito por meio de processos anaeróbios, como: lodos ativados, filtros biológicos, filtros aeróbios submersos, flotação por ar dissolvido, lagoas de estabilização.

As Tabelas 1, 2 e 3 apresentam uma relação entre as características e os custos estimados das várias opções de tratamento complementar, a seguir descritas (JORDÃO e PESSOA,2017):

- Sistema 1: ETE com reator UASB seguido de sistema de lodos ativados;
- Sistema 2: ETE com reator UASB seguido de filtro biológico de alta taxa;
- Sistema 3: ETE com reator UASB seguido de filtro aerado submerso ou biodisco (sem nitrificação);
- Sistema 4: ETE com reator UASB seguido de biofiltro aerado submerso, com material de enchimento granular (sem nitrificação) e sem decantador secundário;
- Sistema 5: ETE com reator UASB seguido de lagoa aerada aeróbia (mistura completa) e de lagoas de decantação;
- Sistema 6: ETE com reator UASB seguido de lagoas de polimento;
- Sistema 7: ETE com reator UASB seguido de filtro anaeróbio;
- Sistema 8: ETE com reator UASB seguido de flotação por ar dissolvido;
- Sistema 9: ETE com reator UASB seguido de escoamento superficial no solo;
- Sistema 10: ETE com reator UASB seguido de vala de filtração;
- Sistema 11: ETE com reator UASB seguido de terras úmidas (“wetlends”); e
- Sistema 12: ETE com reator UASB seguido de escoamento subsuperficial.

As seguintes observações devem ser levadas em conta ao consultar as tabelas (JORDÃO e PESSOA,2017):

- a. Considerando o lodo seco com 25% de teor de sólidos;
- b. Faixa usual de custo para sistemas com populações acima de 200.000 habitantes;
- c. Faixa usual de custo para sistemas com populações acima de 50.000 habitantes;
- d. Faixa usual de custo para sistemas com populações entre 20.000 e 100.000 habitantes;
- e. Considerando a remoção do lodo digerido da lagoa de decantação a cada 4 a 5 anos; e

- f. Considerando a remoção do lodo digerido da lagoa de decantação a cada 4 a 5 anos e remoção mais frequente do lodo do reator UASB.

Tabela 1 - Qualidade esperada em sistemas clássicos de pós-tratamento de esgoto sanitários

Sistema	Idade do lodo dia	Qualidade esperada do efluente (mg/l)		
		DBO <sub>5</sub>	SST	N-amonical
1a	<4	≤30	≤30	>20
1b	~7	≤ 20	≤30	<5
2	-	≤30	≤30	>20
3	-	≤30	≤30	>20
4	-	≤30	≤30	>20
5	-	≤30	≤ 40	>25
6	-	≤ 60	≤ 60	>20
7	-	≤ 60	≤ 40	>25
8	-	≤ 40	≤ 20	>25
9	-	≤ 300	≤30	>20
10	-	≤ 20	≤ 20	>20
11	-	≤ 20	≤ 20	>15
12	-	≤ 20	≤ 20	>15

Fonte: Adaptado Jordão e Pessoa (2017).

Tabela 2 – Produção de lodo em sistemas clássicos de pós-tratamento de esgotos sanitários

Sistema	Produção de lodo		
	g SS/hab.d	G lodo/hab.d <sup>(a)</sup>	L lodo/hab.d <sup>(a)</sup>
1a	22 a 30	90 a 120	0,09 a 0,12
1b	19 a 27	76 a 110	0,08 a 0,11
2	25 a 30	100 a 120	0,10 a 0,12
3	25 a 30	100 a 120	0,10 a 0,12

Sistema	Produção de lodo		
	g SS/hab.d	G lodo/hab.d <sup>(a)</sup>	L lodo/hab.d <sup>(a)</sup>
4	25 a 30	100 a 120	0,10 a 0,12
5	20 a 25 <sup>(f)</sup>	80 a 100 <sup>(f)</sup>	0,08 a 010 <sup>(f)</sup>
6	15 a 20	60 a 80	0,06 a 0,08
7	15 a 25	60 a 100	0,06 a 0,10
8	33 a 40	130 a 160	0,13 a 0,16
9	10 a 15	40 a 60	0,04 a 0,06
10	10 a 15	40 a 60	0,04 a 0,06
11	10 a 15	40 a 60	0,04 a 0,06
12	10 a 15	40 a 60	0,04 a 0,06

Fonte: Adaptado Jordão e Pessoa (2017).

Tabela 3 – Custo, Energia e Área em sistemas clássicos de pós-tratamento de esgoto sanitários

Sistema	Custo de implantação (R\$/hab)	Energia para aeração (kWh/hab.ano)	Demanda de área (m <sup>2</sup> /hab)
1a	70 a 100 <sup>(c)</sup>	5 a 7	0,03 a 0,10
1b	80 a 110 <sup>(c)</sup>	15	0,03 a 0,10
2	60 a 90 <sup>(d)</sup>	-	0,03 a 0,10
3	70 a 120 <sup>(d)</sup>	-	0,03 a 0,10
4	65 a 100 <sup>(d)</sup>	5 a 7	0,03 a 0,10
5	60 a 90 <sup>(d)</sup>	7 a 9	0,20 a 0,30
6	40 a 70 <sup>(d)</sup>	0	1,0 a 1,5
7	40 a 60 <sup>(d)</sup>	0	0,03 a 0,10
8	60 a 80 <sup>(d)</sup>	8 a 12	0,03 a 0,10
9	40 a 70 <sup>(d)</sup>	0	1,5 a 3,0
10	60 a 90 <sup>(d)</sup>	0	0,8 a 1,2
11	70 a 100 <sup>(d)</sup>	0	3,0 a 5,0

<i>Sistema</i>	<i>Custo de implantação (R\$/hab)</i>	<i>Energia para aeração (kWh/hab.ano)</i>	<i>Demanda de área (m<sup>2</sup>/hab)</i>
12	70 a 100 <sup>(d)</sup>	0	3,0 a 5,0

Fonte: Adaptado Jordão e Pessoa (2017).

#### 3.4.1.3.4 Lagoas de Estabilização

As lagoas de estabilização são sistemas de tratamento biológico em que a estabilização da matéria orgânica é realizada pela oxidação bacteriológica (oxidação ou fermentação anaeróbia) e/ou redução fotossintética das algas (JORDÃO E PESSOA, 2017). São unidades de construção simples, mas geralmente requerem grandes áreas para sua implantação. Entre os sistemas de lagoas de estabilização, o processo de lagoas facultativas é o mais simples e possui uma operação mais fácil, dependendo exclusivamente de fenômenos naturais.

As lagoas de estabilização podem ser classificadas em diversos tipos, sendo os mais comuns as lagoas anaeróbias, facultativas e de maturação.

- Lagoas facultativas: De acordo com Von Sperling (1996), o processo de lagoas facultativas é essencialmente natural, não necessitando de nenhum equipamento. O esgoto afluente entra em uma extremidade da lagoa e sai na extremidade oposta, esse processo demora vários dias, a matéria orgânica em suspensão tende a sedimentar, vindo a construir o lodo de fundo, onde esse lodo sofre processos de decomposição por microrganismos anaeróbios, sendo convertido principalmente em metano, água e gás carbono. E, a matéria orgânica dissolvida, juntamente com a matéria orgânica em suspensão de pequenas dimensões não sedimenta, permanecendo dispersa na massa líquida. A sua decomposição se dá através de bactérias facultativas, que têm a capacidade de sobreviver tanto na presença quanto na ausência de oxigênio. Além disso, a respiração aeróbica requer a presença de oxigênio, que é fornecido pela fotossíntese realizada pelas algas, criando assim um equilíbrio entre o consumo e a produção de oxigênio. Apesar da eficiência satisfatória das lagoas facultativas, elas exigem uma grande área. Uma alternativa é o sistema de lagoas anaeróbias,

onde o esgoto bruto entra em uma lagoa menor e mais profunda. Devido às menores dimensões da lagoa anaeróbia, a fotossíntese praticamente não ocorre, resultando em um consumo de oxigênio muito superior à sua produção. Embora as bactérias anaeróbias tenham uma taxa metabólica e de reprodução mais lenta do que as aeróbias, a remoção da DBO pode atingir entre 50% e 60%. Uma desvantagem importante é a possibilidade de liberação de maus odores. Segundo Von Sperling (1996), problemas operacionais podem levar à emissão de gás sulfídrico, que é responsável por cheiros desagradáveis. Por essa razão, esse sistema geralmente é instalado longe de áreas residenciais.

- Nas lagoas anaeróbias a estabilização ocorre sem o concurso do oxigênio dissolvido: são os fenômenos de digestão ácida e fermentação metânica que tomam parte no processo (JORDÃO e PESSOA, 2017). As lagoas anaeróbias têm sido utilizadas para o tratamento de esgotos domésticos e despejos industriais predominantemente orgânicos, com altos teores de DBO (Von Sperling, 1996). Ainda de acordo com Von Sperling, a eficiência de remoção de DBO nas lagoas anaeróbias é da ordem de 50% a 60%. A DBO efluente é ainda elevada, implicando na necessidade de uma unidade posterior de tratamento, geralmente possuem a profundidade de 4 m a 5 m.
- As lagoas aeradas constituem uma modalidade de processo de tratamento através de lagoas de estabilização, onde o suprimento de oxigênio é realizado artificialmente por dispositivos eletromecânicos, com a finalidade de manter uma concentração de oxigênio dissolvido em toda ou parte da massa líquida, garantindo as reações bioquímicas que caracterizam o processo (JORDÃO e PESSOA, 2017). Devido à introdução de mecanização, as lagoas aeradas são menos simples em termos de manutenção e operação, comparadas com as lagoas facultativas convencionais. A redução dos requisitos de área é conseguida, portanto, com uma certa elevação no nível de operação, além da introdução do consumo de energia elétrica (VON SPERLING, 1996).

- As lagoas de maturação são usadas ao final de um sistema clássico de lagoas de estabilização, e através delas almeja-se a melhoria da qualidade do efluente anteriormente tratado, pela redução de organismos patogênicos, particularmente coliformes fecais (JORDÃO E PESSOA, 2017). Além disso, os sistemas de lagoas são uma boa alternativa como sistemas de pós-tratamento, conhecidos como lagoas de polimento, por receberem uma carga orgânica já bastante reduzida e um efluente clarificado, seu principal papel não é a estabilização do material orgânico, mas sim a remoção de patógenos. Segundo Dias (2007), as lagoas de polimento eram inicialmente projetadas como lagoas facultativas. No entanto, com o reconhecimento de que os problemas de sobrecarga orgânica na primeira lagoa da série são minimizados, verificou-se que as lagoas de polimento podem ser concebidas como lagoas de maturação, caracterizadas por baixas profundidades e tempos de detenção hidráulica relativamente curtos.

Nos Quadros 3 e 4, tem-se descrito a eficiência de remoção tanto de constituintes físicos e químicos, como de patógenos nos sistemas de lagoas.

Quadro 3 - Eficiência de remoção (%) de constituintes físicos e químicos em sistemas de lagoas

Parâmetro	L.Facultativa	L.Anaer.+Facultativa	L.Facult. + Maturação	L.Anaer.+Fac.+Maturação	Reator UASB +L. polimento
DBO	75-85	75-85	80-85	80-85	80-85
DQO	65-80	65-80	70-83	70-83	70-83
SS	70-80	70-80	70-80	70-80	70-80
Amônia	<50	<50	40-80	40-80	40-80
Nitrogênio	<60	<60	40-65	40-70	40-70
Fósforo	<33	<35	>40	>40	<40

Fonte: Von Sperling et al. (2003).

Quadro 4 - Percentagem de remoção de organismos patogênicos e indicadores em lagoas de estabilização

Parâmetro	L.Facultativa	L.Anaer.+Facultativa	L.Facult. + Maturação	L.Anaer.+Fac. +Maturação
Coliformes	90-99	90-99	99,9-99,9999	99,9-99,9999
Vírus	=<90	~90	99-99,99	99-99,99
Bactérias patogênicas	90-09	0-99	9,9-99,9999	9,9-99,9999
Cistos de protozoários	~100	~100	100	100
Ovos de Helmintos	~100	~100	100	100

Fonte: Jordao e Pessoa (2017).

### 3.4.1.4 Tratamento terciário ou avançado

Este objetiva a remoção de poluentes específicos (usualmente tóxicos ou compostos não biodegradáveis) ou ainda, a remoção complementar de poluentes não suficientemente removidos no tratamento secundário (VON SPERLING, 1996).

Segundo Von Sperling, o tratamento terciário é uma fase avançada do tratamento que pode ser empregada para diferentes finalidades. Nesses procedimentos estão principalmente envolvidos processos para a eliminação de organismos patogênicos, remoção de nutrientes, sólidos suspensos, carga orgânica biodegradável e não degradável, micro poluentes, cor e sais minerais, através de processos, como filtração final, absorção por carvão, wetland e uso de membranas (CAMMAROTA, 2011).

Para Netto et al. (1977) o sistema de tratamento terciário deveria ser desmembrado em tratamento terciário e desinfecção, sendo que esta última etapa é tratada pelos demais autores como parte integrante de um tratamento terciário (SOBRINHO, 2019).

Von Sperling ressalta ainda que, o tratamento terciário não deve ser utilizado indiscretamente, mas sim quando houver a real necessidade da remoção avançada de alguns poluentes, quer em função dos requisitos de qualidade da água a ser mantida no corpo d'água receptor quer em uma eventual perspectiva de uso do efluente tratado (uso agrícola, urbano ou industrial (CBH, 2020).

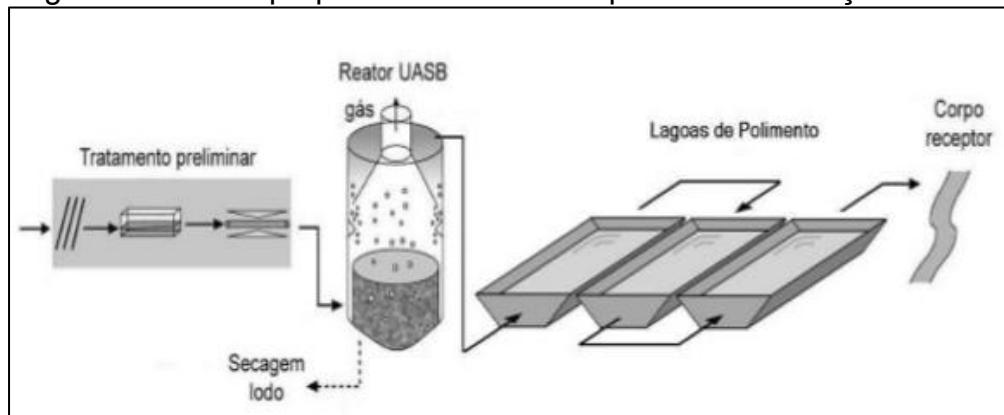
## 4 METODOLOGIA

### 4.1 Classificação da metodologia

Este estudo adotou uma abordagem de pesquisa exploratória e de estudo de caso, na qual foram identificados e documentados os problemas da estação de tratamento de esgoto existente na localidade de Missí com base em avaliações realizadas em campo, além de análises físico-químicas e bacteriológicas do esgoto.

Após a coleta de dados, foi proposto uma nova estação de tratamento para a região, utilizando a tecnologia de reatores UASB seguida por uma Lagoa de Polimento, a estação ainda conta com um tratamento preliminar com gradeamento, medidor de vazão do tipo calha Parshall e desarenador, conforme demonstrado na Figura 8.

Figura 8- Modelo proposto de tratamento para Missí - Irauçuba/CE



Fonte: Von Sperling et al. (2005).

### 4.2 Aquisição de dados

As análises físico-químicas e bacteriológicas do afluente, efluente da ETE existente da localidade de Missí, foram concedidas pela empresa SaneController Engenharia e Meio Ambiente LTDA.

As coletas foram realizadas por meio de amostragem sistemática do efluente no dia 3 de julho de 2023, e, em seguida, as análises laboratoriais foram conduzidas de acordo com os métodos recomendados no Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (APHA, 2005).

As análises foram realizadas em dois pontos: na entrada da ETE (Coordenadas UTM: 408586E/9599466N) e na saída da ETE (Coordenadas UTM:

408564E/9599462N). O Quadro 5 apresenta a relação dos equipamentos utilizados durante a coleta.

Quadro 5– Equipamentos utilizado nas análises

Equipamento	Número de Calibração
COR 01	Calibração Nº 1048/20
EST 02	Calibração Nº 259068/22
COR 02	-
COND 01	Calibração Nº 258680/22
TURB 01	-
TER 02	Calibração Nº 258679/22
EST 01	Calibração Nº 259054/22
EST 02	Calibração Nº 259068/22
PHM 01	Calibração Nº 258683/22
BAL 01	Calibração Nº 259169/22
MAN 01	Calibração Nº 259033/22
VAC 01	Calibração Nº 258689/22
TER 02	Calibração Nº 258679/22
IDBO 01	Calibração Nº 258687/22

Fonte: Autor (2025).

São analisados os parâmetros listados no Quadro 6, destacando-se que os limites para o lançamento de efluentes, conforme a Resolução COEMA 02/2019, podem variar de acordo com o tipo de corpo receptor.

Quadro 6 – Parâmetros de lançamento de efluentes COEMA 02/2017

Parâmetros	COEMA 02/2017
Cor aparente (-)	Ausente
Materiais Flutuantes (-)	Ausente
pH (-)	5,0 – 9,0
Temperatura (°C)	< 40
Sulfeto (mg/L)	< 1,0
Sulfato (mg/L)	< 500
Sólidos Suspensos Totais (mg/L)	< 100
DBO (mg/L)	< 120

Parâmetros	COEMA 02/2017
DQO (mg/L)	< 200
Sólidos Sedimentáveis (mg/L)	< 1
Coliformes Termotolerantes (NMP/100 ml)	< 5000
Alcalinidade Total (mg/L)	-
SSH – Óleos Minerais (mg/L)	< 20
SSH – Óleos Vegetais e Animais (mg/L)	< 50
Cianeto Livre (mg/L)	< 0,2
Cianeto Total (mg/L)	< 1,0
Nitrogênio Ammoniacal (mg/L)	≤ 20,0, se pH ≤ 8,0 ≤ 5,0, se pH > 8

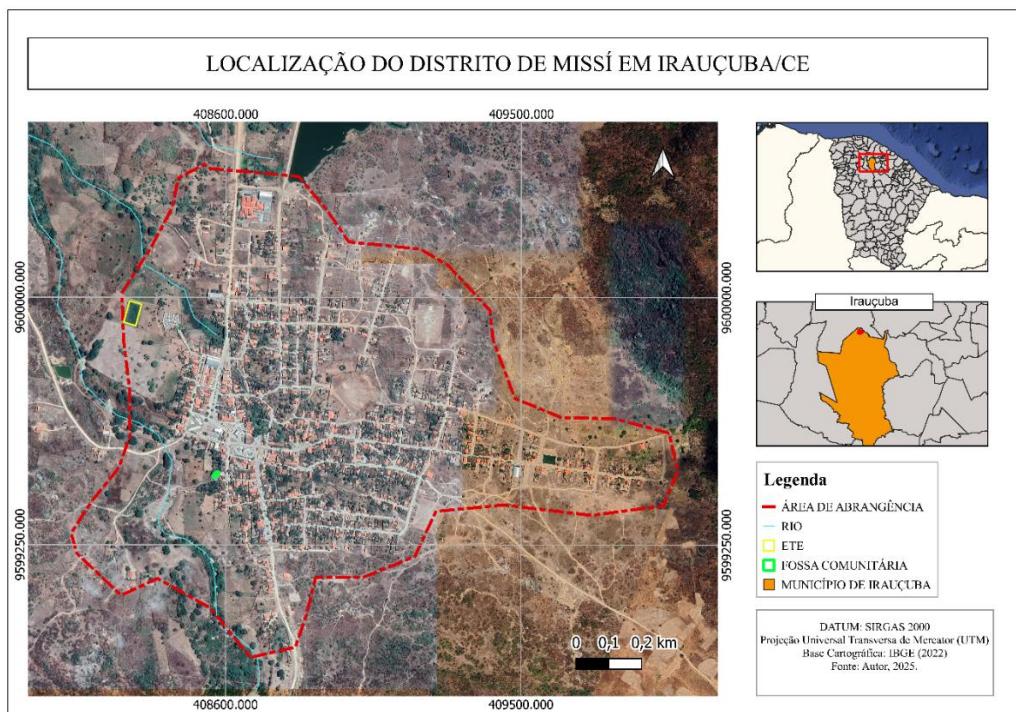
Fonte: Autor (2025).

#### 4.3 Caracterização da área do estudo

O trabalho foi desenvolvido no distrito de Missí ((Figura 9) pertencente ao município de Irauçuba - CE, situado ao norte do estado do Ceará, fazendo fronteira com os municípios de Itapajé, Itapiopoca, Miraíma, Sobral, Canindé e Tejuçuoca. Irauçuba está a 146 km da capital do estado. O acesso da sede de Irauçuba ao distrito de Missí é feito pela rodovia BR-222, a uma distância de 19,2 km.

O município possui um clima tropical quente semiárido, com uma precipitação anual de 539,5 mm e uma temperatura média anual variando entre 26°C e 28°C. Seu território é predominante do bioma da Caatinga Arbustiva Aberta.

Figura 9– Localização do distrito de Missí - Irauçuba/CE



Fonte: Autor (2025).

De acordo com o IPECE (2017), Irauçuba está localizada nas bacias hidrográficas do Litoral e do Curu. Segundo o Atlas da COGERH, o município possui três açudes registrados: Jerimum, São Gonçalo e São Gabriel.

A população total de Irauçuba em 2022 era de 23.915 habitantes. Desses, 15.407 (64,43%) residiam na zona urbana e 8.508 (35,57%) na zona rural. A densidade demográfica do município era de 16,31hab./km<sup>2</sup> e a taxa geométrica de crescimento anual foi de 0,58% em 2022 (IBGE, 2022).

De acordo com o SNIS (2021), aproximadamente 32,05% da população de Irauçuba tem acesso aos serviços de abastecimento de água. O sistema de abastecimento de água em Missí é gerido pelo Sistema Integrado de Saneamento Rural (SISAR), que fornece água tratada para a população local.

Em relação ao sistema de coleta de esgotamento sanitário, cerca de 61,00% da população tem acesso a esses serviços, o que corresponde a 15.650 habitantes. Desses, 7.906 vivem na zona urbana e 7.744 na zona rural (SNIS, 2021). Porém, apenas 0,77% de seu esgoto é manejado de forma adequada, utilizando sistemas centralizados de coleta e tratamento ou de soluções individuais.

O distrito de Missí conta com um sistema de esgotamento que inclui uma rede coletora, tratamento individual por fossas sépticas, uma lagoa facultativa e uma fossa

comunitária. No entanto, esse sistema foi implantado há mais de 20 anos, por meio de uma parceria entre a Cagece e o KfW em 1995. Como grande parte dos equipamentos já ultrapassou metade de sua vida útil e a área do distrito teve uma expansão significativa, muitas residências ainda não estão conectadas à rede de esgotamento.

Em relação ao manejo de resíduos sólidos urbanos, em Irauçuba, 100% da população total é atendida com coleta de resíduos domiciliares. Vale ressaltar a diferença da taxa de cobertura da população urbana, de 100%, frente à população rural, de 99,99% (Instituto Água e Saneamento, 2024).

#### **4.3.1 Descrição da Estação de Tratamento de Esgoto existente**

Como mencionado anteriormente, o distrito de Missí possui uma fossa séptica comunitária com filtro anaeróbio e uma lagoa facultativa. No entanto, a lagoa facultativa não está mais tratando os efluentes de forma satisfatória, encontrando-se inoperante e com vegetação abundante tanto nas margens quanto na superfície da água. Além disso, a lagoa não possui um tratamento preliminar, o que agrava ainda mais a situação. A fossa séptica comunitária está em condições precárias de conservação e desativado, sem nenhum tipo de vedação, causando mau cheiro e desconforto para as residências ao redor. O corpo hídrico receptor dos efluentes é o córrego lanchinha, afluente do rio Missí.

As principais características de dimensionamento e operação da lagoa facultativa e do sistema fossa filtro estão descritos na Tabela 4.

**Tabela 4 - Dados de projeto lagoa facultativa e sistema fossa filtro**

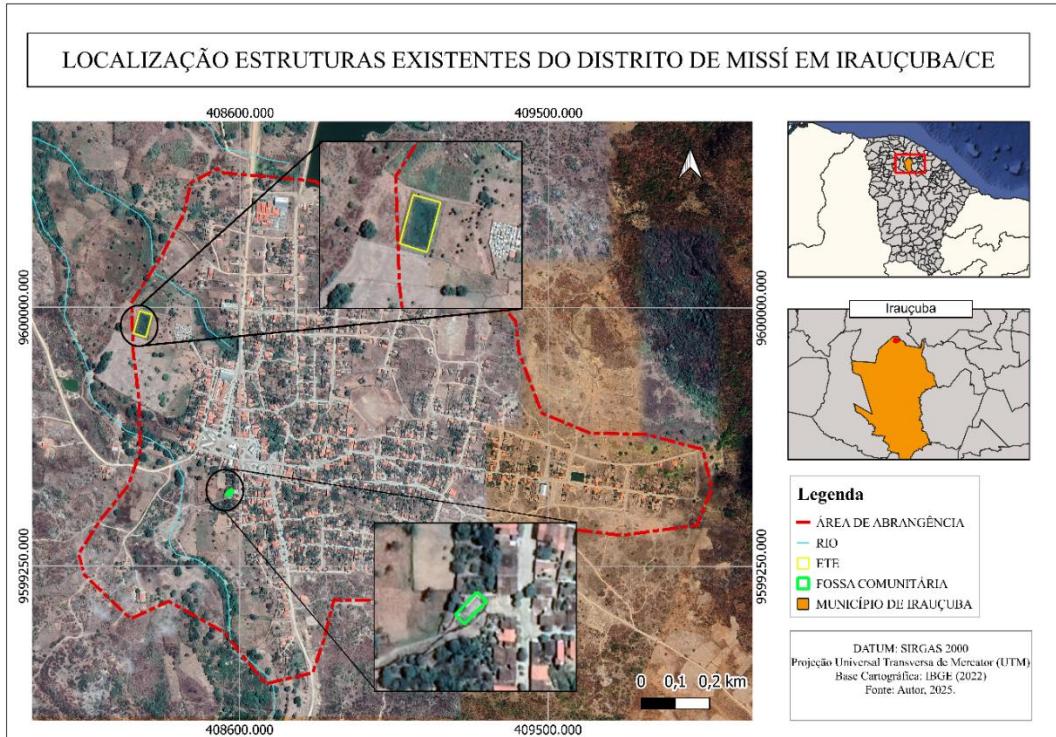
	<b>Lagoa Facultativa</b>	<b>Fossa Séptica</b>	<b>Filtro anaeróbio</b>
Localização (Coord. UTM)	E(x): 408317.00 N(y): 9599950.00	E(x): 408575.00 N(y): 9599463.00	
Quantidade (unid)	01	02 câmaras	01
Comprimento (m)	54	1 <sup>a</sup> câmara – 7,80 2 <sup>a</sup> câmara – 3,00	7,00
Largura (m)	26	1 <sup>a</sup> câmara – 3,00	1,30

	Lagoa Facultativa	Fossa Séptica	Filtro anaeróbio
		2 <sup>a</sup> câmara – 4,00	
Profundidade (m)	1,5	1 <sup>a</sup> câmara – 2,35 2 <sup>a</sup> câmara – 2,00	1,80
Área (m <sup>2</sup> )	1.404	170,0	9,1
Volume (m <sup>3</sup> )	2.106	84,5	24,0
Vazão (m <sup>3</sup> /dia)	71,0	48,0	48,0
TDH (dias)	30,0	0,5	0,5

Fonte: SaneController, 2023.

As Figuras 10, 11 e 12, mostram a localização do sistema fossa filtro e da lagoa facultativa existente.

Figura 10- Localização estruturas existentes - Missí



Fonte: Autor (2025).

Figura 11- Lagoa de facultativa existente



Fonte: SaneController (2023).

Figura 12 - Sistema Fossa Filtro comunitária existente - Missi



Fonte: SaneController (2023).

#### 4.3.2 Análise dos dados

Conforme mencionado anteriormente, após a coleta de dados, foi proposta a implantação de um novo sistema de tratamento de esgoto para o distrito, incluindo a construção de uma nova estação de tratamento.

O sistema contará com uma etapa preliminar projetada de acordo com as especificações para grades, desarenador e calha Parshall, seguindo os critérios de perda de carga e velocidades estabelecidos na NBR 12209/2011 – Elaboração de Projetos Hidráulico-Sanitários de Estações de Tratamento de Esgotos Sanitários. Além disso, foram consideradas as diretrizes de Jordão e Pêssoa (2017) em Tratamento de Esgotos Domésticos.

Após essa etapa, o esgoto será direcionado para três reatores UASB, dimensionados conforme o modelo proposto por Carlos Augusto de Lemos Chernicharo (2016) em Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias – Volume 5: Reatores Anaeróbios. O projeto considera parâmetros como carga orgânica, características hidráulicas, vazão, temperatura, taxas de aplicação e tempo de detenção hidráulica.

Para garantir a qualidade do efluente final, foi identificada a necessidade de um sistema de pós-tratamento. Dessa forma, foi projetada uma lagoa de polimento baseada no modelo de Marcos Von Sperling (1996), descrito em Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias – Volume 3: Lagoas de Estabilização. O dimensionamento considerou fatores como carga orgânica, tempo de retenção e características do efluente tratado.

O sistema escolhido apresenta diversas vantagens, incluindo alta eficiência na remoção de matéria orgânica, patógenos e nutrientes, menor consumo de energia, menor demanda por área, redução de odores e adaptação eficiente a climas tropicais.

Todas as equações utilizadas no dimensionamento estão detalhadas no tópico - 5.1 - Dimensionamento do Sistema Proposto.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As análises de coleta do efluente foram realizadas na entrada e na saída da ETE, a montante e a jusante do ponto de lançamento do efluente no Rio Missí, com o objetivo de caracterizar o esgoto e avaliar o nível de tratamento do efluente.

Assim, obteve-se o seguinte resultado nas análises físico-química demonstradas Tabela 5.

Tabela 5 - Resultados das Análises de Esgoto da ETE

ENTRADA		
Parâmetros	Resultado	Padrão
pH (-)	6,98	5,0 - 9,0
Temperatura (°C)	24,1	<40,0
Sulfeto	1,57	1,0
Sólidos Suspensos Totais (mg/L)	490,0	100,0
DBO (mg/L)	342,0	120,0
Materiais Flutuantes (mg/L)	Presente	Ausência
Sólidos Sedimentáveis (mg/L)	10,0	1,0
Substâncias Solúveis em Hexano (mg/L)	233,20	100,0
Coliformes Termotolerantes (NMP/100 ml)	>24.196,0	5.000,0
SAÍDA		
Parâmetros	Resultado	Padrão
pH (-)	7,08	5,0 - 9,0
Temperatura (°C)	24,1	<40,0
Sulfeto	2,57	1,0
Sólidos Suspensos Totais (mg/L)	250,0	100,0
DBO (mg/L)	300,0	120,0
Materiais Flutuantes (mg/L)	Ausente	Ausência
Sólidos Sedimentáveis (mg/L)	5,0	1,0
Substâncias Solúveis em Hexano (mg/L)	208,0	100,0
Coliformes Termotolerantes (NMP/100 ml)	>24.196,0	5.000,0

Fonte: SaneController (2023).

Os resultados das análises indicam que o efluente não atendeu aos padrões de lançamento para diversos parâmetros, incluindo sulfeto, sólidos suspensos totais,

demanda bioquímica de oxigênio (DBO), materiais flutuantes, sólidos sedimentáveis, substâncias solúveis em hexano e coliformes termotolerantes.

O sistema de tratamento atual apresenta eficiência limitada, sendo incapaz de remover matéria orgânica e sólidos de forma satisfatória, além de não reduzir a contaminação microbiológica. A piora nos níveis de sulfeto sugere possíveis problemas operacionais.

Destaca-se, ainda, a elevada presença de coliformes termotolerantes, o que indica a persistência de microrganismos patogênicos. Para garantir a remoção eficaz desses contaminantes, torna-se indispensável a adoção de tratamentos terciários além dos secundários. No entanto, devido à indisponibilidade de dados precisos sobre a concentração de coliformes, foi adotado o valor de  $10^7$  ind./100 mL, conforme Von Sperling (2005).

Diante desse cenário, para o tratamento do esgoto do distrito de Missí, localizado no município de Irauçuba, propõe-se um sistema composto por tratamento preliminar, seguido por reatores UASB e uma lagoa de polimento. A escolha dessa configuração considera as características do esgoto analisado, a população atendida, além da eficiência e da facilidade operacional do sistema.

O reator UASB tem se consolidado como uma das principais tecnologias de tratamento anaeróbio devido às suas vantagens em relação aos processos aeróbios, destacando-se pelo baixo custo de implantação e operação, baixa produção de lodo excedente e estabilização do lodo gerado (SANTOS et al., 2015). No entanto, para garantir a remoção eficiente de patógenos e outros poluentes antes do lançamento do esgoto em corpos hídricos, torna-se essencial a adoção de um pós-tratamento. Para esse fim, será utilizada uma lagoa de polimento.

O lançamento de efluentes em corpos hídricos deve atender às regulamentações vigentes em âmbito federal e estadual, garantindo que os padrões de qualidade da água sejam preservados.

A nível nacional, a Resolução de nº 430/2011 do CONAMA determina os padrões de lançamento de efluentes em corpos hídricos. Esta, no que lhe concerne, estabelece que resíduos de qualquer natureza podem ser lançados diretamente nos corpos receptores desde que sejam devidamente tratados e obedeçam aos padrões determinados nela. Esta Resolução estabelece teores de lançamento de Demanda

Biológica de Oxigênio de até 120 mg/L ou eficiência de remoção mínima de 60%, a qual é determinada através das análises da DBO (BRASIL, 2011; SILVA, et. al. 2015).

A nível estadual, a Resolução nº 02/2017 do COEMA estabelece diretrizes para o controle da carga orgânica em efluentes, complementando as normas federais. Assim como a Resolução CONAMA nº 430/2011, essa regulamentação determina que o lançamento de esgotos em corpos hídricos só é permitido quando os teores de DBO não ultrapassam 120 mg/L, garantindo a capacidade de autodepuração do corpo receptor (CEARÁ, 2017; SILVA et al., 2015).

Os padrões de lançamento aceitáveis dos efluentes estão listados na Quadro 7.

Quadro 7- Padrões estaduais e nacionais para o lançamento de esgotos

Parâmetros	CONAMA nº 430/2011 (Art. 21)	COEMA nº 02/2017 (Art.12)
DBO (5 dias a 20°C) (mg/L)	até 120 mg/L ou eficiência de remoção mínima de 60%	até 120 mg/L
Coliformes termotolerantes (CT/100ml)	-	até 5000 CT/100ml
Ph	entre 5,0 e 9,0	entre 5,0 e 9,0
Temperatura	<40°C	<40°C
Materiais sedimentáveis	até 1 mL/L	até 1 mL/L
Materiais flutuantes	-	ausência
Substâncias solúveis em hexano (óleos e graxas)	até 100 mg/L	até 100 mg/L
Cor aparente (presença de corantes e pigmentos)	-	ausência
Sólidos suspensos totais	-	até 100 mg/L
Sulfeto	-	até 1mg/L

Fonte: Adaptado, Silva, et. al. (2015).

## 5.1 Dimensionamento do sistema proposto

- Cálculo da população de projeto:

Os dados utilizados para a projeção populacional foram extraídos do último censo do IBGE, realizado em 2022. Com base nesses dados, o distrito de Missí conta com um total de 1.984 domicílios. A taxa de crescimento adotada foi de 0,58% ao ano, conforme as informações fornecidas pelo IBGE, e a taxa de ocupação considerada foi de 3,4 moradores por domicílio.

O crescimento populacional foi calculado por meio do método de crescimento geométrico. Neste método, o crescimento populacional é diretamente proporcional à população existente em um determinado ano, ou seja, o aumento populacional varia ao longo do tempo. Embora seja mais indicado para períodos curtos, sua facilidade de cálculo e a proximidade com o crescimento populacional observado no Estado fazem com que seja amplamente utilizado para estimativas populacionais. Conforme demonstra a Equação (1), abaixo:

$$P = P_2(1 + r)^{t_2 - t} \quad (1)$$

Onde:

r: taxa de crescimento geométrico;

$P_2$ : população do último censo;

P: população a ser prevista;

$t_2$ : ano de realização do último censo;

t: ano em que se deseja obter a previsão da população.

Assim, obteve-se a seguinte projeção populacional (

Tabela 6).

Tabela 6– Projeção populacional distrito de Missí

Ano	População
2026	6865
2036	7273
2046	7706

Fonte: Autor (2025).

➤ Cálculo de vazão de projeto:

Von Sperling destaca que, usualmente a vazão doméstica engloba os esgotos oriundos dos domicílios, bem como de atividades comerciais e institucionais. Portanto, para o cálculo da vazão média utilizou-se a Equação ( 2 ).

$$Q_{méd} = \frac{Pop * QPC * R}{86400} * k2 \quad (2)$$

Onde:

$Q_{méd}$  = vazão doméstica média de esgotos ( $m^3/d$  ou  $l/s$ ),

$QPC$  = quota per capita de água, ao qual foi considerado o consumo de  $100L/hab.dia$ ; e,

$R$  = coeficiente de retorno esgoto/ água, que de acordo com Von Sperling (2005), adota-se usualmente  $R = 0,8$ .

O consumo de água e a geração de esgotos em uma localidade variam ao longo do dia (variações horárias), ao longo da semana (variações diárias) e ao longo do ano (variações sazonais) (Von Sperling, 2005). Assim, para os cálculos das vazões máximas e mínimas foram considerados os seguintes parâmetros:

- $K1 = 1,2$  (coeficiente do dia de maior consumo)
- $K2 = 1,5$  (coeficiente da hora de maior consumo)
- $K3 = 0,5$  (coeficiente da hora de menor consumo)

Portanto, as vazões máximas e mínimas foram obtidas a partir das Equações ( 3 ) e ( 4 ), respectivamente.

$$Q_{máx} = Q_{méd} * K1 \quad (3)$$

$$Q_{mín} = Q_{máx} * K3 \quad (4)$$

Assim, para a localidade de Missí foram encontradas as seguintes vazões (Tabela 7).

Tabela 7 – Vazões finais de plano Missí

Ano	$Q_{\text{máx}}$ (L/s)	$Q_{\text{méd}}$ (L/s)	$Q_{\text{mín}}$ (L/s)	$Q_{\text{máx}}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\text{méd}}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{\text{mín}}$ (m <sup>3</sup> /h)
2046	12,84	8,56	3,57	46,24	30,82	12,84

Fonte: Autor (2025).

➤ Cálculo das Concentrações Orgânicas:

A partir dos dados obtidos na análise realizada na entrada da ETE, conforme detalhado na Tabela 5, tem-se:

- Para DBO:

$$So, DBO = 342 \text{ mg/L}$$

- Para DQO:

$$So, DBO = 488,57 \text{ mg/L}$$

### 5.1.1 Tratamento Preliminar

➤ Dimensionamento das Grades:

Segundo Jordao e Pessoa (2017), as grades de barras convencionais são constituídas de dispositivos de retenção e de remoção. Nos últimos anos, porém, tem-se verificado a conveniência de remover sólidos de menores dimensões já no tratamento preliminar, portanto foi adotado um espaçamento entre as grades de 20 mm e uma seção de 3/8 x 1<sup>1/2</sup>" = 9,5 x 38,1 mm e uma inclinação de 60°.

Ainda, Jordão e Pessoa (2017), pontua que, a velocidade de passagem entre as barras não deve ser muito elevada, assim recomenda-se para a vazão máxima de projeto na ordem de 0,4 a 1,2m/s. Portanto, para a velocidade de passagem foi adotado um valor de 0,4 m/s.

A eficiência da grade é dada pela Equação ( 5 ):

$$E = \frac{a}{a + t} \quad ( 5 )$$

Na qual,

$E$  = eficiência da grade;

$a$  = espaçamento entre as barras;

$t$  = largura das barras.

Portanto, tem-se:

$$E = \frac{20}{20 + 9,5} = 0,678$$
$$E = 67,8 \%$$

A área útil ( $A_u$ ) na seção da grade, representada pela área livre entre as barras, é dada pela Equação ( 6 ):

$$A_u = \frac{Q_{máx}}{v} \quad ( 6 )$$

Onde,

$Q$  = Vazão de projeto;

$v$  = velocidade de passagem = 0,4 m/s

Assim, tem-se:

$$A_u = \frac{0,0128}{0,4}$$
$$A_u = 0,032 \text{ m}^2$$

A seção ( $S$ ) do canal junto à grade, necessária para o escoamento, é determinada pela Equação ( 7 ).

$$S = \frac{A_u}{E} = A_u \times \frac{a + t}{a} \quad ( 7 )$$

Obtendo assim:

$$S = \frac{0,032}{0,678}$$
$$S = 0,047 \text{ m}^2$$

O comprimento do canal (B) é determinada pela Equação ( 8 ).

$$B = \frac{Q_{\max} \times t'}{S} \quad (8)$$

Onde:

$$t' = 3s;$$

De acordo com Sergio Rolim, é recomendado para o cálculo do comprimento do canal a utilização da velocidade máxima para o cálculo da largura do canal.

Desse modo, tem-se que:

$$B = \frac{0,00128 \times 3}{0,047}$$

$$B = 0,82 \text{ m}$$

Assim, será adotado um comprimento de  $B = 1,00 \text{ m}$ .

A Largura (L) do canal é dado pela Equação ( 9 ):

$$L = \frac{S}{H_{\max}} \quad (9)$$

$$L = \frac{0,047}{0,143}$$

$$L = 0,33 \text{ m}$$

Para a quantidade de barras ( $N_b$ ) e o espaçamento entre elas ( $N_e$ ), foi adotado as Equações ( 10 ) e ( 11 ):

$$N_e = N_b + 1 \quad (10)$$

$$N_e = \frac{L}{(0,001(a + t))} \quad (11)$$

$$N_e = \frac{0,33}{(0,001(20 + 9,5))}$$

$$N_e = 10,17$$

Assim, tem-se que o gradeamento terá 10 barras de 9,5 x 38,1 mm com 11 espaçamentos de 20 mm.

Desse modo, pode -se realizar a verificação das velocidades máxima, média e mínima (Tabela 8).

Tabela 8 – Verificação velocidades tratamento preliminar

	Vazão (Q)	H	H - z	At = Bg . (H - z)	Au = At . E	V
<b>Q<sub>min</sub></b>	0,0036 m <sup>3</sup> /s	0,080 m	0,039 m	0,0118 m <sup>2</sup>	0,0088 m <sup>2</sup>	0,40 m/s
<b>Q<sub>med</sub></b>	0,0086 m <sup>3</sup> /s	0,142 m	0,101 m	0,0302 m <sup>2</sup>	0,0225 m <sup>2</sup>	0,38 m/s
<b>Q<sub>max</sub></b>	0,0128 m <sup>3</sup> /s	0,184 m	0,143 m	0,0429 m <sup>2</sup>	0,0320 m <sup>2</sup>	0,40 m/s

Fonte: Autor (2025).

Segundo Jordão e Pessôa, a perda de carga para as grades limpas, pode ser calculada considerando-se que o comportamento hidráulico é idêntico ao escoamento através de orifício. A fórmula simplificada aplicada é descrita na Equação ( 12 ):

$$Hf = 1,43 * \frac{v^2 - v'^2}{2g} \quad (12)$$

Ao qual:

hf = perda de carga (m);

v = velocidade do fluxo entre as barras da grade (m/s);

v' = velocidade do fluxo entre as barras da grade x a eficiência do gradeamento (m/s);

g = aceleração da gravidade, igual a 9,8 (m/s<sup>2</sup>).

Assim, para perda de carga na grade limpa pelo rastelo acionado, tem-se:

- Para Q<sub>máx</sub>:

$$Hf = \frac{0,4^2 - (0,4 \times 0,27)^2}{1,4 \times 9,8}$$

$$Hf = 0,006 m$$

Assim, para perda de carga na grade considerando 50% suja, tem-se:

- Para  $Q_{\text{máx}}$ :

$$H_f = \frac{0,8^2 - (0,4 \times 0,27)^2}{1,4 * 9,8}$$

$$H_f = 0,041 \text{ m}$$

Conforme NBR 12209/2011, a perda de carga mínima para grades com limpeza manual deve ser 15 cm. Desse modo, será adotada uma perda de carga de 0,15 m.

Sendo assim, o comprimento da grade é dado pela Equação ( 12 ):

$$\text{comprimento grade} = \frac{h}{\text{sen}\theta} \quad (13)$$

Onde:

$\emptyset$  = Diâmetro da tubulação afluente = 0,2 m;

Folga adotada = 0,1 m;

$\theta$  = Ângulo de inclinação =  $60^\circ$ ;

$h$  = altura da grade (m).

Desse modo, é possível obter o valor da altura da grade a partir da Equação (14).

$$h = h_{\text{máx}} + H_f + \theta + \text{folga} \quad (14)$$

$$h = 0,143 + 0,15 + 60 + 0,1$$

$$h = 0,59 \text{ m}$$

Portanto,

$$\text{comprimento grade} = \frac{0,59}{\text{sen}60^\circ}$$

$$\text{comprimento grade} = 0,68 \text{ m}$$

➤ Dimensionamento da Caixa de Areia:

A largura da caixa de areia deve ser dimensionada de modo que a velocidade do fluxo não exceda o valor recomendado no projeto. Portanto, a largura da caixa de areia depende da vazão máxima, da altura da lâmina de esgoto e da velocidade de fluxo adotada. A equação utilizada para calcular a largura do desarenador é dada pela Equação (15).

$$b = \frac{Q_{máx}}{h_{máx} \times V_o} \quad (15)$$

Onde,

$V_o$  = velocidade de escoamento do esgoto (m/s).

De acordo com a NBR 12209/2011 a velocidade de escoamento na seção transversal do desarenador deve estar entre 0,20 m/s e 0,40m/s para vazões máximas. Diante disso, foi adotada uma velocidade de escoamento de 0,30 m/s.

Desse modo,

$$b = \frac{0,0128}{0,143 \times 0,3}$$
$$b = 0,30 \text{ m}$$

Assim, será adotada uma largura de 0,30 m.

Ressalta-se que é importante garantir que a velocidade de escoamento atenda a NBR 12209, assim, verificou-se as velocidades pelas vazões máximas e mínimas, pela seguinte Equação (16).

$$V = \frac{Q}{b * h} \quad (16)$$

Desse modo, para as  $V_{máx}$ ,  $V_{méd}$  e  $V_{min}$ , tem-se:

- Para  $V_{\text{máx}}$ :

$$V_{\text{máx}} = \frac{0,0128}{0,30 \times 0,143}$$

$$V_{\text{máx}} = 0,299 \text{ m/s}$$

- Para  $V_{\text{min}}$ :

$$V_{\text{mín}} = \frac{0,0036}{0,30 \times 0,039}$$

$$V_{\text{mín}} = 0,301 \text{ m/s}$$

- Para  $V_{\text{méd}}$ :

$$V_{\text{méd}} = \frac{0,0086}{0,30 \times 0,101}$$

$$V_{\text{méd}} = 0,283 \text{ m/s}$$

- Comprimento da caixa de areia (L):

A caixa de areia adotada foi a convencional, ao qual é caracterizada por ser uma caixa de areia prismática de base retangular.

De acordo com Pessoa e Jordão (2017), o desempenho da caixa de areia está diretamente relacionado ao comportamento do fluxo de esgoto na câmara de sedimentação. O deslocamento das partículas de areia depende da velocidade de sedimentação (considerando partículas com diâmetro inferior a 0,20 mm, densidade de 2,65 e velocidade de 0,02 m/s) e da velocidade crítica do fluxo longitudinal. Na prática, utiliza-se a seguinte Equação (17).

$$L = f \times h_{\text{máx}} \quad (17)$$

Onde,

$f$  = deslocamento das partículas;

Assim,

$$f = \frac{V_f}{V_s}$$

Na qual,

$V_s$  = velocidade de sedimentação (m/s) = 0,02 (adotado);

$V_f$  = velocidade máxima do fluxo (m/s) = 0,30 (adotado o maior valor das velocidades de fluxo).

Desse modo,

$$f = \frac{0,30}{0,02}$$

$$f = 15,07$$

Assim, tem-se o comprimento (L) obtido através da Equação (18).

$$L = f \times h_{\text{máx}} \quad (18)$$

$$L = 15,07 \times 0,143$$

$$L = 2,16 \text{ m}$$

Portanto, será adotado um comprimento de 2,20m.

- Verificação da taxa de escoamento superficial (I):

A área superficial da caixa de areia pode ser encontrada por (19).

$$I = \frac{Q_{\text{m\'ed}}}{A_s} \quad (19)$$

Onde:

$I$  = taxa hidráulica superficial ( $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ );

$A_s$  = área superficial da caixa de areia ( $\text{m}^2$ ).

Portanto,

$$I = \frac{0,0086 \times 86400}{2,2 \times 0,3}$$

$$I = 1.120,87 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$$

A NBR 12209/2011 informa que a taxa hidráulica superficial deve estar compreendida entre 600 e 1300  $\text{m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$ . Assim, o valor obtido encontra-se dentro da faixa recomendada.

- Altura útil (H):

A profundidade necessária para o acúmulo de material que sedimenta na caixa de areia no intervalo entre limpezas, é dada pela Equação (20).

$$H = \frac{Vacum}{As} \quad (20)$$

Onde:

Vacum = volume de acumulação ( $\text{m}^3$ );

M = quantidade de material retido ( $\text{m}^3/\text{dia}$ );

i = frequência de limpeza (dias).

O volume acumulado é obtido através da Equação (21).

$$Vacum = M \times i \quad (21)$$

Sabe-se que, a quantidade de material retido é calculada pela taxa de produção de material retido (adotado) onde se tem o valor de  $0,0004 \text{ m}^3$  pela vazão média ( $0,0086 \text{ m}^3/\text{s}$ ) assim tem-se um valor de  $M = 0,0296 \text{ m}^3/\text{dia}$ .

Ademais, adotando uma frequência de limpeza de 7 dias, tem -se o volume de acumulação igual a:

$$Vacum = 0,0296 \times 7$$

$$Vacum = 0,207 \text{ m}^3$$

Desse modo, tem-se uma altura útil de:

$$H = \frac{0,207}{2,2 \times 0,3}$$

$$H = 0,314 \text{ m}$$

Sendo adotada então uma altura (H) de 0,40 metros para um melhor funcionamento e eficiência do sistema.

➤ Dimensionamento da Calha Parshall:

Para o dimensionamento da calha Parshall foi levado em consideração a vazão máxima para o ano de 2045 ( $Q_{\text{máx}} = 12,84 \text{ L/s}$ ), conforme demonstrado na Tabela 9.

Tabela 9 – Dimensões de vert. Parshall padrões – cm

W		A	B	C	D	E	F	G	K	N	Q min (l/s)	Q max (l/s)
(pol)	(cm)											
3pol	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7	0,85	53,8
6pol	15,2	62,1	61,0	39,4	40,3	45,7	30,5	61,0	7,6	11,4	1,52	110,4
9pol	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	61,0	30,5	45,7	7,6	11,4	2,55	251,9
12	30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	3,11	455,6
18	45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	4,25	696,2
24	61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	11,89	936,7

Fonte: Jordão e Pessôa (2017).

Portanto, conforme a Tabela acima foi escolhido uma calha Parshall com largura de garganta (W) de 7,6 cm, que é equivalente a 3 polegadas.

Desse modo, para relacionar a vazão com a altura da lâmina de água, utiliza-se a seguinte Equação (22).

$$Q = k \times H^n \quad (22)$$

Onde, k e n são em função da calha parshall adotada, conforme se verifica na Tabela 10.

Tabela 10– n e K em função da calha Parshall

W	cm	n	K
1pol	2,5	1,550	0,060
3pol	7,6	1,547	0,176
6pol	15,2	1,580	0,381
9pol	22,9	1,530	0,535
1	30,5	1,522	0,690
1,5	45,7	1,538	1,054
2	61	1,550	1,426
3	91,5	1,566	2,182
4	122	1,578	2,935
5	152,5	1,587	3,728
6	183	1,595	4,515
7	213,5	1,601	5,306
8	244	1,606	6,101

Fonte: Jordão e Pessôa (2017).

Assim, para  $W = 3$  polegadas, tem -se,  $k = 0,176$  e  $n = 1,547$ . Substituindo  $k$  e  $n$ , obtém-se  $Q$  igual a (23):

$$(23) \quad Q = 0,176 \times H^{1,547}$$

Desse modo, para  $Q_{\text{máx}}$ ,  $Q_{\text{méd}}$  e  $Q_{\text{mín}}$  tem-se:

- Para  $Q_{\text{máx}}$ :

$$Q_{\text{máx}} = 0,0128 = 0,176 \times H^{1,547}$$

$$H_{\text{máx}} = 0,184 \text{ m}$$

- Para  $Q_{\text{méd}}$ :

$$Q_{\text{méd}} = 0,0086 = 0,176 \times H^{1,547}$$

$$H_{\text{máx}} = 0,142 \text{ m}$$

- Para  $Q_{\text{mín}}$ :

$$Q_{\text{mín}} = 0,0036 = 0,176 \times H^{1,547}$$

$$H_{\text{mín}} = 0,080 \text{ m}$$

O rebaixo da Parshall é dado pela seguinte Equação (24).

$$z = \frac{Q_{\max} * H_{\min} - Q_{\min} * H_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}} \quad (24)$$

$$z = \frac{0,0128 \times 0,080 - 0,0036 \times 0,184}{0,0128 - 0,0036}$$

$$z = 0,04 \text{ m}$$

A altura máxima da lâmina d'água ( $H_{\max}$ ) é dada pela Equação (25):

$$H = H_{\max} - z \quad (25)$$

Desse modo, para  $Q_{\max}$ ,  $Q_{\text{méd}}$  e  $Q_{\min}$  tem-se:

- Para  $Q_{\max}$ :

$$H = 0,128 - 0,04$$

$$H = 0,143 \text{ m}$$

- Para  $Q_{\text{méd}}$ :

$$H = 0,0086 - 0,04$$

$$H = 0,101 \text{ m}$$

- Para  $Q_{\min}$ :

$$H = 0,080 - 0,04$$

$$H = 0,039 \text{ m}$$

### 5.1.2 Reator UASB

O cálculo dos reatores UASB segue o modelo proposto por Chernicharo (2016) em seu livro "Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias - Volume 5: Reatores Anaeróbios".

- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH):

Segundo Chernicharo (2016), o tempo de detenção hidráulica está diretamente relacionado às temperaturas médias dos esgotos. A Tabela 11 apresenta algumas

diretrizes para determinar os tempos de detenção hidráulica em projetos de reatores de manta de lodo destinados ao tratamento de esgotos domésticos.

Tabela 11- Tempos de detenção hidráulica para projeto de reatores UASAB

Temperatura do esgoto (°C)	Tempo de detenção hidráulica (h)	
	Para $Q_{méd}$	Para $Q_{máx}$
15 a 18	$\geq 10,0$	$\geq 7,0$
18 a 22	$\geq 8,0$	$\geq 5,5$
22 a 25	$\geq 7,0$	$\geq 4,5$
>25	$\geq 6,0$	$\geq 4,0$

Fonte: Chernicharo (2016).

Portanto, levando em consideração as diretrizes detalhadas foi adotado um TDH de 7 horas.

➤ Volume do reator (V):

O volume total do reator é dado pela Equação (26).

$$V = Q_{méd} * TDH \quad (26)$$

Onde:

$Q_{méd}$  = Vazão média ( $m^3/h$ );

TDH = Tempo de detenção hidráulica em horas (adotado).

Assim, tem-se:

$$\begin{aligned} V &= 30,82 * 7 \\ V &= 215,77 m^3 \end{aligned}$$

➤ Volume de cada reator ( $V_r$ ):

O volume unitário corresponde a cada módulo, ao qual é calculado pela seguinte Equação (27).

$$V_r = \frac{V}{N} \quad (27)$$

Onde, N é correspondente ao número de módulos adotado, sendo este igual a 3.

Portanto,

$$Vr = \frac{215,77}{3}$$

$$Vr = 71,92 \text{ m}^3$$

Assim, as vazões unitárias referentes a um módulo é:

$$Q_{m\acute{e}d} = 10,27 \frac{m^3}{h} \quad \text{e} \quad Q_{m\acute{a}x} = 15,41 \frac{m^3}{h}$$

➤ Altura do reator (H):

A altura de reatores de manta de lodo é função fundamental do tipo de lodo, das cargas orgânicas aplicadas e/ou cargas hidráulicas volumétricas, que definem as velocidades ascendentes impostas ao sistema. No caso do tratamento de esgotos domésticos, em reatores que desenvolvem predominantemente o lodo do tipo floculento, as velocidades ascensionais impostas ao sistema conduzem a reatores com alturas úteis entre 4,00 e 5,00 metros (CHERNICHARO, 2016).

Dessa forma foi adotada uma altura de 5,00 metros.

➤ Dimensões do reator:

• Área do reator (Ar):

A área do reator é obtida através da Equação

$$Ar = \frac{Vr}{H} \tag{28}$$

Onde:

Vr= volume unitário ( $\text{m}^3$ );

H = Altura (H).

Ao qual, tem-se:

$$Ar = \frac{71,92}{5}$$

$$Ar = 14,38 \text{ m}^2$$

- Verificação da área, do volume e do tempo de detenção corrigidos:

Para a área total ( $At$ ) corrigida utiliza-se a Equação (29):

$$At = \frac{(\pi * D_{adot}^2)}{4} \quad (29)$$

Onde,

$D_{adot} = 4,50$  metros.

$$At = \frac{(\pi * 4,50^2)}{4}$$

$$At = 15,90 \text{ m}^2$$

Assim, considerando as dimensões adotadas, o volume unitário corrigido ( $V_u$ ) é obtido pela Equação (30).

$$V_u = At * H \quad (30)$$

$$V_u = 15,90 * 5$$

$$V_u = 79,48 \text{ m}^3$$

Logo, o tempo de detenção hidráulica corrigido é dado pela Equação (31).

$$TDH = \frac{Vt}{Q} \quad (31)$$

- Para  $TDH_{mád}$ :

$$TDH = \frac{79,48}{10,27}$$

$$TDH = 7,74 \text{ h}$$

- Para  $TDH_{máx}$ :

$$TDH = \frac{79,48}{15,41}$$

$$TDH = 5,16 \text{ h}$$

- Cargas aplicadas:

A carga hidráulica volumétrica é a quantidade de esgotos aplicados diariamente ao reator, por unidade de volume do mesmo (CHERNICHARO, 2016). Portanto, pode ser entendida através da Equação (32).

$$CHV = \frac{Q}{V} \quad (32)$$

Na qual:

$CHV$  = carga hidráulica volumétrica ( $m^3/m^3.d$ );

$Q$  = Vazão ( $m^3.d$ )

$V$  = volume total do reator ( $m^3$ ).

Portanto, os valores obtidos para a vazão média e para a vazão máxima são:

- Para  $CHV_{\text{méd}}$ :

$$CHV = \frac{\frac{739,78}{3}}{79,48}$$

$$CHV = 3,10 \text{ } m^3/m^3.d$$

- Para  $CHV_{\text{máx}}$ :

$$CHV = \frac{\frac{1.109,66}{3}}{79,48}$$

$$CHV = 4,65 \text{ } m^3/m^3.d$$

- Velocidade superficial do fluxo ( $v$ ):

A velocidade superficial do fluxo é determinada pela relação entre a vazão de entrada e a área da seção transversal do reator, conforme descrito na Equação (33) abaixo.

$$v = \frac{Q}{A} \quad (33)$$

Na qual:

$v$  = velocidade superficial do fluxo (m/h);

$Q$ =Vazão (m<sup>3</sup>/h);

$A$ =área da seção transversal do reator (m<sup>2</sup>).

Logo, as velocidades obtidas para a vazão média e para vazão máxima são:

- Para  $v_{\text{méd}}$  :

$$v = \frac{10,27}{15,90}$$

$$v = 0,65 \text{ m/h}$$

- Para  $v_{\text{máx}}$ :

$$v = \frac{15,41}{15,90}$$

$$v = 0,97 \text{ m/h}$$

Dessa forma, verifica-se que as velocidades superficiais obtidas estão em conformidade com os valores recomendados na Tabela 12.

Tabela 12– Velocidades superficiais recomendadas para o projeto de reatores UASB, tratando esgotos domésticos

Vazão afluente	Velocidade superficial (m/h)
Vazão média	0,5 a 0,7
Vazão máxima	$\leq 1,1$

Fonte: Adaptado Chernicharo (2016).

- Sistema de distribuição do esgoto afluente:

Conforme Chernicharo, para garantir uma boa eficiência dos reatores UASB, é fundamental que o substrato afluente seja distribuído de maneira uniforme na base dos reatores, assegurando um contato adequado entre a biomassa e o substrato.

Portanto, a área de influência dos tubos de distribuição do esgoto afluente ( $A_i$ ) é dada pela Equação (34).

$$Ai = \frac{A}{Nd} \quad (34)$$

Onde:

$Ai$  = área de influência do distribuidor ( $m^2$ );

$N_d$  = número de distribuidores (adotado).

Assim, tem-se:

$$Ai = \frac{15,90}{6}$$

$$Ai = 2,65 \text{ } m^2$$

A velocidade descendente nos tubos de distribuição ( $v_{td}$ ) é calculada pela Equação (35):

$$Vtd = \left( \frac{\frac{Q_{máx}}{N/Nd}}{\frac{\pi * Dtd^2}{4}} \right) \quad (35)$$

Onde:

$Dtd$  = diâmetro do tubo de distribuição (adotado) = 100 mm;

Portanto,

$$Vtd = \left( \frac{\frac{15,41}{3600/6}}{\frac{\pi * (\frac{100}{1000})^2}{4}} \right)$$

$$Vtd = 0,09 \text{ } m/s$$

Segundo Chernicharo, a velocidade descendente nos tubos de distribuição deve ser inferior a 0,2 m/s. Portanto, verifica-se que a velocidade descendente obtida está em conformidade com os critérios recomendados.

- Estimativa da eficiência de remoção de DQO e DBO do sistema:

A eficiência de remoção de DBO ( $E_{DBO}$ ) é calculada pela seguinte Equação (36).

$$E_{DBO} = 100 * (1 - 0,70 * TDH^{-0,50}) \quad (36)$$

Na qual:

$E_{DBO}$  = eficiência do reator UASB, em termos de remoção de DBO (%);

$TDH$  = tempo de detenção hidráulica;

0,70 = constante empírica;

0,50 = constante empírica.

Assim, tem – se,

$$E_{DBO} = 100 * (1 - 0,70 * 7,44^{-0,50})$$

$$E_{DBO} = 74,8 \%$$

Para a eficiência de remoção de DQO ( $E_{DQO}$ ), é utilizada a Equação (37).

$$E_{DQO} = 100 * (1 - 0,68 * TDH^{-0,35}) \quad (37)$$

Na qual:

$E_{DQO}$  = eficiência do reator UASB, em termos de remoção de DQO (%);

$TDH$  = tempo de detenção hidráulica;

0,68 = constante empírica;

0,35 = constante empírica.

Assim, tem – se,

$$E_{DQO} = 100 * (1 - 0,68 * 7,44^{-0,35})$$

$$E_{DQO} = 66,8 \%$$

Ressalta-se que, para a eficiência de remoção de coliformes ( $E_{CF}$ ), adotou-se o valor de 90%.

- Estimativa das concentrações de DQO e de DBO no efluente final:

As concentrações efluentes são dadas pelas Equações (38) e (39).

$$S = S_0 - \frac{(E * S_0)}{100} \quad (38)$$

$$N = N_0 - \frac{(E * N_0)}{100} \quad (39)$$

Na qual:

$S$  = concentração de DQO ou de DBO efluente (mg/L);

$S_0$  e  $N_0$  = concentração de DQO ou de DBO afluente (mg/L);

$E$  = eficiência de remoção de DQO ou de DBO (%);

$N$  = concentração de coliformes (NMP/100 mL).

Assim, aplicando-se os valores na equação, as concentrações obtidas são as seguintes:

- Para  $S_{DBO}$  = concentração efluente de DBO:

$$S = 342 - \frac{(342 * 74,8)}{100}$$

$$S = 86,2 \text{ mg/L}$$

- Para  $S_{DQO}$  = concentração efluente de DQO:

$$S = 488,57 - \frac{(488,57 * 66,8)}{100}$$

$$S = 162,2 \text{ mg/L}$$

- Para  $N$  = concentração efluente de coliformes (Equação (40)):

$$N = 50000000 - \frac{(50000000 * 90)}{100} \quad (40)$$

$$S = 5000000 \text{ mg/L}$$

- Avaliação da produção de metano:

A produção teórica de metano no sistema de tratamento pode ser calculada por meio da Equação(41).

$$DQO_{CH4} = Q \times (S_0 - S) - Y_{obs} \times Q \times S_0 \quad (41)$$

Na qual:

$DQO_{CH4}$  = Carga de DQO convertida em metano (kgDQO<sub>CH4</sub>/d);

$Q$  = vazão de esgoto afluente (m<sup>3</sup>/d);

$S$  = concentração de DQO ou de DBO efluente (kgDQO/ m<sup>3</sup>);

$S_0$  = concentração de DQO ou de DBO afluente (kgDQO/ m<sup>3</sup>);

$Y_{obs}$  = coeficiente de produção de sólidos no sistema, em termos de DQO (0,11 a 0,23 kgDQOlodo/ kgDQOapl).

Assim, adotou-se um coeficiente de produção de sólidos no valor de 0,21 kgDQOlodo/ kgDQOapl.

Tem-se, portanto:

$$DQO_{CH4} = \left( \frac{739,78}{3} \right) * \left( \frac{488,57}{1000} - \frac{162,2}{1000} \right) - 0,21 * \left( \frac{488,57}{1000} \right)$$

$$DQO_{CH4} = 55,18 \text{ kgDQO/d}$$

A conversão da massa de metano (kgDQO<sub>CH4</sub>/d) para a produção volumétrica (m<sup>3</sup>CH4/d) pode ser realizada por meio da Equação (42) a seguir.

$$Q_{CH4} = \frac{DQO_{CH4}}{f(T)} \quad (42)$$

Na qual:

$Q_{CH4}$  = produção volumétrica de metano (m<sup>3</sup>/d);

$f(T)$  = fator de correção para a temperatura operacional do reator (kgDQO/ m<sup>3</sup>).

O fator de correção para a temperatura operacional do reator,  $f(T)$ , é dado pela Equação (43).

$$f(T) = \frac{P \times K_{DQO}}{R \times (273 + T)} \quad (43)$$

Onde:

P = pressão atmosférica (1atm);

K<sub>DQO</sub> = DQO correspondente a um mol de CH<sub>4</sub> (gDQO/mol);

R = constante universal dos gases;

T = temperatura operacional do reator.

Portanto, tem-se:

$$f(T) = \frac{1 \times 64}{0,08206 \times (273 + 28)}$$

$$f(T) = 2,59 \text{ gDQO/mol}$$

Substituindo todos os valores obtidos a produção volumétrica de metano (QCH<sub>4</sub>), em m<sup>3</sup>/d, é, então:

$$Q_{CH_4} = \frac{55,18}{2,59}$$

$$Q_{CH_4} = 21,76 \text{ m}^3/\text{d}$$

Para determinar a produção total de biogás (Q<sub>g</sub>), é necessário levar em conta o teor de metano presente no biogás, conforme detalha a Equação (44).

$$Q_{biogás} = \frac{Q_{CH_4}}{C_{CH_4}} \quad (44)$$

Na qual:

Q<sub>biogás</sub> = produção volumétrica de biogás (m<sup>3</sup>/d);

Q<sub>CH<sub>4</sub></sub> = produção volumétrica de metano (m<sup>3</sup>/d);

C<sub>CH<sub>4</sub></sub> = concentração de metano no biogás, usualmente da ordem de 70 a 80%.

Adotando-se uma concentração de 75% de metano no biogás, tem-se:

$$Q_{biogás} = \frac{21,30}{75}$$

$$Q_{biogás} = 28,39 \text{ m}^3/\text{d}$$

- Dimensionamento do coletor de gás:

A área dos coletores de gás ( $A_g$ ), em  $m^2$ , é dada pela Equação (45):

$$A_g = N_g \times C_g \times L_g \quad (45)$$

Na qual:

$N_g$  = número de coletores por reator (adotado);

$\emptyset_g$  = diâmetro do coletor (adotado).

Sendo assim:

$$A_g = \pi \times \left(\frac{1,00}{1}\right)^2$$

$$A_g = 0,79 \text{ } m^2$$

A taxa de liberação de biogás nos coletores ( $v_g$ ), em  $m^3/m^2.h$ , vale, então (Equação (46)):

$$v_g = \left( \frac{Q_g}{A_g} \right) \quad (46)$$

$$v_g = \left( \frac{\frac{28,39}{24}}{0,79} \right)$$

$$v_g = 1,51 \text{ } m^3 \text{ gás/ } m^2 \cdot h$$

Assim, observa-se que os parâmetros recomendados por Souza (1986) foram atendidos, estabelecendo que as taxas mínimas de liberação devem ser de 1,0  $m^3$  de gás/ $m^2.h$ , enquanto as máximas variam entre 3,0 e 5,0  $m^3$  de gás/ $m^2.h$ .

- Dimensionamento da abertura para o decantador:

As velocidades através das aberturas ( $v_a$ ), em  $m/h$ , são obtidas pela Equação (47).

$$v_a = \left( \frac{Q}{A_a} \right) \quad (47)$$

Na qual:

$N_a$  = Número de Aberturas dos decantadores (unid) = 2 (adotado);

$L_a$  = Largura das aberturas dos decantadores (m) = 0,35 (adotado);

$D_r$  = Diâmetro do reator (m) = 4,50;

$D_s$  = Diâmetro do separador trifásico (m);

$A_a$  = área das aberturas para os decantadores.

Ademais, o diâmetro do separador trifásico é calculado a partir da Equação (48).

$$D_s = D_r - (2xL_a) \quad (48)$$

$$D_s = 4,50 - (2x0,35)$$

$$D_s = 3,80 \text{ m}$$

Assim, a área das aberturas para os decantadores é dada pela seguinte equação:

$$A_a = \pi x \left( \frac{D_r^2}{4} \right) - \left( \frac{D_s^2}{4} \right)$$

$$A_a = \pi x \left( \frac{4,5^2}{4} \right) - \left( \frac{3,8^2}{4} \right)$$

$$A_a = 4,56 \text{ m}^2$$

Logo, as velocidades obtidas para a vazão média e para a vazão máxima são:

- Para  $v_{a,\text{méd}}$  = velocidade nas aberturas para  $Q_{\text{méd}}$ :

$$v_{a,\text{méd}} = \frac{10,27}{4,56}$$

$$v_{a,\text{méd}} = 2,15 \text{ m/h}$$

- Para  $v_{a,\text{máx}}$  = velocidade nas aberturas para  $Q_{\text{máx}}$ :

$$v_{a,\text{máx}} = \frac{15,41}{4,56}$$

$$v_{a,\text{máx}} = 3,38 \text{ m/h}$$

Dessa forma, verifica-se que as velocidades superficiais obtidas estão em conformidade com os valores recomendados no Tabela 13.

Tabela 13– Velocidades através das aberturas de passagem para o decantador

Vazão afluente	Velocidade superficial (m/h)
Vazão média	$\leq 2,5$
Vazão máxima	$\leq 4,0$

Fonte: Adaptado Chernicharo (2016).

- Determinação da área superficial do compartimento de decantação:

As taxas de aplicação superficial ( $v_d$ ), em m/h, são dadas pela Equação (49).

$$v_d = \left( \frac{Q}{A_d} \right) \quad (49)$$

Na qual:

$N_d$  = Número de decantadores (unid) = 1;

$D_r$  = Diâmetro de decantação maior (m) = 4,50;

$D_s$  = Diâmetro de decantação menor (m);

$A_d$  = área do decantador.

Assim, o diâmetro de decantação menor ( $D_s$ ) é obtido pela Equação (50).

$$D_s = \emptyset_g + 0,125 \times 2 \quad (50)$$

Desse modo, sendo adotado um diâmetro ( $\emptyset_g$ ) de 1,20 m para o coletor, tem-se,

$$D_s = 1,20 + 0,125 \times 2$$

$$D_s = 1,45m$$

Assim, a área do decantador ( $A_d$ ) é encontrada através da Equação (51).

$$A_d = \pi \left( \frac{D_r^2}{4} \right) - \left( \frac{D_s^2}{4} \right) \quad (51)$$

$$A_d = \pi \left( \frac{4,0^2}{4} \right) - \left( \frac{1,45^2}{4} \right)$$

$$A_d = 14,25 m^2$$

Com isso, as taxas obtidas para a vazão média e para a vazão máxima são:

- Para  $v_{d,méd} =$  taxas de aplicação superficial para  $Q_{méd}$ :

$$v_{d,méd} = \frac{10,27}{14,25}$$

$$v_{d,méd} = 0,72 \text{ m/h}$$

- Para  $v_{d,máx} =$  taxas de aplicação superficial para  $Q_{máx}$ :

$$v_{d,máx} = \frac{15,41}{14,25}$$

$$v_{d,máx} = 1,08 \text{ m/h}$$

Assim, o tempo de detenção hidráulica nos decantadores ( $TDH_d$ ) é calculado pela Equação (52).

$$TDH_d = \frac{V_d}{Q} \quad (52)$$

Na qual:

$V_d =$  volume do decantador ( $\text{m}^3$ ).

Portanto, para se encontrar o volume final do compartimento de decantação, é necessário calcular os volumes das suas partes. Desse modo,  $V_d$  é dado pela Equação (53).

$$V_d = V_{coroa} + (V_{cilindro} - V_{tronco\ cone}) \quad (53)$$

Conforme mencionado anteriormente, o volume final do decantador é determinado em etapas, sendo calculado separadamente para a coroa, o cilindro e o tronco de cone, conforme as Equações (54), (55) e (56).

$$V_{coroa} = \pi x \left( \left( \frac{D_s}{2} + \frac{0,125 x 2}{2} \right)^2 - \frac{D_{adot}}{2} \right) x h_2 \quad (54)$$

$$V_{cilindro} = \pi x D_{adot} x \frac{D_{adot}}{4} x ht \quad (55)$$

$$V_{tronco\ cone} = \left( \pi x \frac{ht}{3} \right) x \left( \frac{D_s}{2} + \frac{0,125 x 2}{2} \right)^2 + \frac{D_{adot}}{2} + \left( \frac{D_{adot}}{2} \right)^2 \quad (56)$$

Para a altura da aba inclinada do compartimento de decantação foi adotado o valor de  $ht=1,60$  m e para a altura da aba vertical foi adotado o valor de  $h2 = 0,40$ m de acordo com os parâmetros estabelecidos por Chernicharo.

Assim,

$$V_{coroa} = \pi x \left( \left( \frac{1,45}{2} + \frac{0,125 x 2}{2} \right)^2 - \frac{4,5}{2} \right) * 0,4$$

$$V_{coroa} = 5,45 \text{ m}^3$$

$$V_{cilindro} = \pi x 4,5 x \frac{4,5}{4} x 1,6$$

$$V_{cilindro} = 25,45 \text{ m}^3$$

$$V_{tronco\ cone} = \left( \pi x \frac{1,6}{3} \right) x \left( \frac{1,45}{2} + \frac{0,125 x 2}{2} \right)^2 + \frac{4,5}{2} + \left( \frac{4,5}{2} \right)^2$$

$$V_{tronco\ cone} = 9,97 \text{ m}^3$$

Portanto, tem-se:

$$V_d = 5,45 + ( 25,45 - 9,97 )$$

$$V_d = 20,94 \text{ m}^3$$

Os tempos de detenção obtidos para a vazão média e para a vazão máxima são:

- Para  $TDH_{d,\text{méd}} = \text{tempo de detenção hidráulica para } Q_{\text{méd}}$ :

$$TDH_{d,\text{med}} = \frac{20,94}{10,27}$$

$$TDH_{d,\text{med}} = 2,04 \text{ h}$$

- Para  $TDH_{d,\text{máx}} = \text{tempo de detenção hidráulica para } Q_{\text{máx}}$ :

$$TDH_{d,\text{max}} = \frac{20,94}{15,41}$$

$$TDH_{d,\text{max}} = 1,36 \text{ h}$$

Dessa forma, verifica-se que as taxas de aplicação superficial e o tempo de detenção hidráulica obtidos estão em conformidade com os valores recomendados no Tabela 14.

Tabela 14 – Taxas de aplicação superficial e tempos de detenção hidráulica no compartimento de decantação

Vazão afluente	Velocidade superficial (m/h)	Tempo de detenção hidráulica (h)
Vazão média	$\leq 0,8$	$\geq 1,5$
Vazão máxima	$\leq 1,2$	$\geq 1,0$

Fonte: Adaptado Chernicharo (2016).

- Avaliação da produção de lodo:

A produção esperada de lodo no sistema de tratamento pode ser estimada a partir da Equação (57).

$$P_{lodo} = Y \times DQO_{apl} \quad (57)$$

Na qual:

$Y$  = coeficiente de produção de sólidos (adotado) = 0,20 kgSS/kgDQO<sub>apl</sub>;

$DQO_{apl}$  = carga de DQO aplicada.

Desse modo, tem-se:

$$P_{lodo} = 0,20 \times 488,57$$

$$P_{lodo} = 97,71 \text{ kgSS/d}$$

Assim, a vazão de lodo ( $Q_{lodo}$ ), em m<sup>3</sup>/d, é dada pela Equação (58).

$$Q_{lodo} = P_{lodo} \times \frac{\gamma}{C_{lodo}} \quad (58)$$

Na qual:

$C_{lodo}$  = concentração de sólidos no lodo (adotado) = 4,00 %;

$\gamma$  = densidade de lodo (adotado) = 1020 kgSS/m<sup>3</sup>

Portanto,

$$Q_{lodo} = \frac{97,71}{1020 \times 0,04}$$

$$Q_{lodo} = 2,39 \text{ m}^3/\text{d}$$

- Dimensionamento leitos de secagem:

O lodo descartado nos leitos de secagem refere-se ao lodo produzido no UASB mais o lodo originalmente aeróbio retornado ao UASB.

Assim, a massa de lodo retirada dos reatores ( $M_c$ ), por ciclo de operação dos leitos é dada pela Equação (59).

$$M_c = P_{lodo} \times t_c \quad (59)$$

Na qual,

$t_c$  = ciclo de operação dos leitos de secagem (adotado) = 15 dias;

Desse modo,

$$M_c = 97,71 \times 15$$

$$M_c = 1.465,65 \text{ kgSST}$$

O volume de lodo retirado dos reatores ( $V_c$ ), por ciclo de operação dos leitos é obtido pela Equação (60).

$$V_c = Q_{lodo} \times t_c \quad (60)$$

$$V_c = 2,39 \times 15$$

$$V_c = 35,85 \text{ m}^3$$

A área requerida para os leitos de secagem ( $A_{leito}$ ) é função da carga de sólidos em suspensão aplicada, assim, é encontrada pela Equação (61).

$$A_{leito} = M_c \times C_s \quad (61)$$

Onde:

$C_s$  = carga de sólidos aplicada (adotado) = 12 kgSS/m<sup>2</sup>.

Logo:

$$A_{leito} = \frac{1.465,65}{12}$$

$$A_{leito} = 122,14 \text{ m}^2$$

A altura da lâmina de lodo nos leitos de secagem ( $h_{lodo}$ ) é dada pela Equação (62).

$$h_{lodo} = Q_{lodo} \times \left( \frac{C_s}{A_{leito}} \right) \quad (62)$$

$$h_{lodo} = 2,39 \times \left( \frac{12}{122,14} \right)$$

$$h_{lodo} = 0,23 \text{ m}$$

Assim, os leitos de secagem terão as seguintes dimensões: 6 células de 2,5 m x 8,20 m.

### 5.1.3 Lagoa de Polimento

As lagoas de polimento são dimensionadas com base no tempo de detenção hidráulica, de modo a garantir uma redução adequada de organismos patogênicos.

O cálculo da lagoa de polimento com chicanas segue o modelo proposto por Marcos Von Sperling (1996) em seu livro "Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias - Volume 3: Lagoas de Estabilização".

Segundo Von Sperling (1996), as lagoas de polimento são geralmente projetadas com baixas profundidades para maximizar os efeitos bactericidas da luz solar e da fotossíntese, que elevam o pH. Assim, são comumente adotadas profundidades que variam entre 0,8 e 1,5 m.

Mara (1996), propõe que o tempo de detenção mínimo em cada lagoa, de forma a evitar curto-circuito e varrimento de algas seja de 3 dias e que a taxa de aplicação superficial ( $L_s$ ) máxima na primeira lagoa de maturação, de forma a evitar sobrecarga orgânica seja de 75% da taxa de aplicação na lagoa facultativa precedente (VON SPERLING, 1996), entretanto como o sistema utilizará apenas uma lagoa, será utilizada o valor de 100% da taxa de aplicação na lagoa facultativa.

Ademais, como o projeto proposto prevê apenas uma lagoa, a taxa de aplicação superficial será de 100%, sendo adotada uma profundidade de 0,80 m e um tempo de detenção de 6,5 dias.

- Dimensionamento área das lagoas de polimento:

A área das lagoas é dada pela Equação (63).

$$A_{lagoa} = \frac{V}{h_{lagoa}} \quad (63)$$

Na qual:

$A_{lagoa}$  = Área de cada Lagoa de Polimento ( $m^2$ );

$h_{lagoa}$  = Profundidade das Lagoas de Polimento (adotado) = 0,80 m;

$V$  = volume da lagoa ( $m^3$ ).

Ademais, o volume da lagoa de polimento é calculado pela Equação (64).

$$V = TDH_{lagoa} \times Q \quad (64)$$

Na qual:

$TDH_{lagoa}$  = Tempo de detenção em cada Lagoa de Polimento (adotado) = 6,5 dias;

$Q$  = Vazão média afluente ao sistema ( $m^3/\text{dia}$ ).

Logo,

$$V = 6,5 \times 739,78$$

$$V = 4.808,57 \text{ } m^3$$

Assim, tem-se:

$$A_{lagoa} = \frac{4.808,57}{0,80}$$

$$A_{lagoa} = 6.000 \text{ } m^2$$

Ressalta-se que será uma lagoa de polimento, portanto, a área total superficial das lagoas será de  $A_t = 6.000 \text{ } m^2$ .

- Dimensionamento das chicanas:

Para este cálculo, serão adotadas 4 chicanas, dividindo a lagoa em 5 trechos.

A relação L/B em uma lagoa com divisórias internas (chicanas) pode ser aproximadamente determinada por meio das Equações (65) e (66).

Para divisórias paralelas a comprimento B:

$$\frac{B}{L} = \frac{B}{L} (n + 1)^2 \quad (65)$$

Para divisórias paralelas a largura L:

$$\frac{L}{B} = \frac{L}{B} (n + 1)^2 \quad (66)$$

Onde:

$L/B$  = relação largura/ comprimento dos canais;

$L$  = largura da lagoa (adotado) = 65,0 m;

$B$  = comprimento da lagoa (adotado) = 105,0 m;

$n_{chicanas}$  = número de chicanas (adotado) = 4 unid.

Assim, para chicanas igualmente espaçadas paralela a B tem-se:

- $B/L$  = Relação comprimento/largura dos canais internos:

$$\frac{B}{L} = \frac{100}{60} (4 + 1)^2$$

$$\frac{B}{L} = 41,67$$

- $L/B$  = Relação largura/comprimento dos canais internos:

$$\frac{L}{B} = \frac{60}{100} (4 + 1)^2$$

$$\frac{L}{B} = 15,00$$

A área total requerida pela lagoa de polimento (incluindo taludes, vias etc) é em torno de 25% superior à área líquida determinada. Portanto, a área total requerida é estimada pela Equação (67).

$$A_{total\ 25\%} = A_{lagoa} \times 1,25 \quad (67)$$

$$A_{total\ 25\%} = 6.000 \times 1,25$$

$$A_{total\ 25\%} = 7.500\ m^2$$

- Estimativa da concentração de efluente de coliformes:

- Regime hidráulico a ser adotado:

De acordo com Von Sperling (1996), o regime hidráulico das lagoas exerce grande influência na eficiência de remoção de coliformes. Entre os diferentes regimes hidráulicos, destacam-se o fluxo em pistão, lagoas em série, fluxo disperso e mistura completa.

Desse modo, na realidade, o comportamento das lagoas se dá segundo o regime hidráulico de fluxo disperso (VON SPERLING, 1996).

- Número de dispersão:

Adotando -se a fórmula de Yanez (1993), com  $L/B = 15,00$ , é possível obter o valor do número de dispersão (d) através da Equação (68).

$$d = \frac{(L/B)}{-0,261 + 0,54 \times (L/B) + 1,014 \times \left(\frac{L}{B}\right)^2} \quad (68)$$

Na qual:

d = Número de dispersão pela fórmula de Yanez;

$L/B$  = Relação largura/comprimento dos canais internos.

Tem-se, então:

$$d = \frac{15,00}{-0,261 + 0,54 \times (15,00) + 1,014 \times (15,00)^2}$$

$$d = 0,06$$

Von Sperling (1996) destaca que, para obter uma eficiência superior a 99,9%, o número de dispersão deve ser inferior a 0,3, sendo ideal que fique abaixo de 0,1. Dessa forma, constata-se que o valor calculado está dentro dos parâmetros recomendados.

➤ Coeficiente de remoção de coliformes:

A profundidade exerce uma grande influência em  $K_b$ : lagoas mais rasas possuem maiores valores do coeficiente de decaimento bacteriano (Catunda et al, 1994; van Haandel e Lettinga, 1994).

A literatura apresenta uma grande dispersão de dados a respeito do coeficiente de decaimento bacteriano ( $K_b$ ), a maior parte dos valores de  $K_b$  reportados para lagoas de maturação vai de 0,5 a 2,6  $d^{-1}$  ( $20^{\circ}\text{C}$ ) (VON SPERLING, 1996).

Com base nos valores obtidos na interpretação dos mencionados dados, Von Sperling (1996), propõe as faixas de  $K_b$  apresentadas na Tabela 15.

Tabela 15 – Faixas de valores de  $K_b$  para lagoas facultativas e de maturação

Lagoa	Faixa de profundidade (m)	$K_b$ para regime de fluxo disperso ( $d^{-1}$ )
Facultativa	1,5 – 2,5	0,2 – 0,4
Maturação	0,8 – 1,4	0,3 – 0,8

Fonte: Adaptado Von Sperling (1996).

Apesar dos valores estarem expressos na temperatura padrão de  $20^{\circ}\text{C}$ , deve-se relembrar que o nordeste do Brasil possui elevada insolação, durante a maior parte do ano, favorecendo a penetração da radiação ultra-violeta (bacteriana) e uma maior fotossíntese (elevando o pH, também bactericida) (VON SPERLING, 1996).

Assim, para outras temperaturas,  $K_b$  é corrigido pela Equação (69).

$$K_{bT} = K_b \times \theta^{T-20} \quad (69)$$

Na qual:

$\theta$  = coeficiente de temperatura (adotado) = 1,07;

$T_L$  = temperatura média do líquido na lagoa;

$K_b$  28°C = coeficiente de remoção de coliformes fecais a 28°C = 1,70 d<sup>-1</sup>.

Ressalta-se que o valor de  $K_b$  a 28°C é baseado na altura útil da lagoa: 1,36/H. Ademais, a temperatura média do líquido é dada pela Equação (70).

$$T_L = (12,7 + 0,54 \times T_{adot}) \quad (70)$$

Portanto,

$$T_L = (12,7 + 0,54 \times 28)$$

$$T_L = 27,82 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Assim,

$$K_{bT} = K_b \times \theta^{T-20}$$

$$K_{bT} = 1,7 \times 1,07^{27,82-20}$$

$$K_{bT} = 2,06 \text{ } d^{-1}$$

➤ Cálculo do número de coliformes fecais no efluente:

O número de coliformes fecais no efluente da lagoa de polimento foi calculado com base na fórmula de contagem de coliformes fecais (N), considerando um regime hidráulico de fluxo disperso, conforme as Equações (71) e (72) a seguir:

$$a = \sqrt{1 + 4k \times TDH \times d} \quad (71)$$

$$N = N_0 \times \frac{4 a e^{\frac{1}{2d}}}{(1 + a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1 - a)^2 e^{-\frac{a}{2d}}} \quad (72)$$

Na qual:

a= variável de cálculo para o regime de fluxo disperso;

K= coeficiente da velocidade de remoção de DBO (l/dia);

TDH = tempo de detenção na Lagoa de Polimento (corrigido) (dia);

d = Número de dispersão pela fórmula de Yanez;

$N_0$  = Número de coliformes fecais afluente a Lagoa de Polimento (adotado) = 5.000.000,00 CF/100ml;

N= número de coliformes fecais efluente ao sistema de tratamento.

O tempo de detenção hidráulica corrigido é dado pela Equação (73).

$$TDH_{corrigido} = \frac{h \times L \times B}{Q} \quad (73)$$

$$TDH_{corrigido} = \frac{0,80 \times 60 \times 100}{739,78}$$

$$TDH_{corrigido} = 6,5 \text{ dias}$$

Desse modo,

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 2,06 \times 7,38 \times 0,07}$$

$$a = 2,11$$

Assim, obtém-se:

$$N = 5,0 \times 10^6 \times \frac{4 \times 2,11 \times e^{\frac{1}{2 \times 0,08}}}{(1 + 2,11)^2 e^{\frac{2,11}{2 \times 0,08}} - (1 - 2,11)^2 e^{-\frac{2,11}{2 \times 0,08}}}$$

$$N = 818,08 \text{ CF/100m}$$

➤ Cálculo do coeficiente de remoção de DBO:

De acordo com S. Rolim (1992), o coeficiente de velocidade de remoção de DBO pode ser estimado através da seguinte Equação (74) empírica.

$$K = 0,33 \times (1,05)^{T-20} \quad (74)$$

Na qual:

$K$ = Coeficiente da velocidade de remoção de DBO ( $k^{-1}d$ );

$T$  = temperatura média do líquido na lagoa ( $^{\circ}C$ ).

Assim, tem-se:

$$K = 0,33 \times (1,05)^{27,82-20}$$

$$K = 0,44 \ k^{-1}d$$

➤ Cálculo da carga do efluente das lagoas de polimento:

A eficiência da lagoa de polimento na remoção de DBO pode ser calculada utilizando as Equações (75) e (76) , considerando o regime hidráulico de fluxo disperso:

$$a = \sqrt{1 + 4k \times TDH \times d} \quad (75)$$

$$S = S_0 \times \frac{4ae^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2e^{-\frac{a}{2d}}} \quad (76)$$

Na qual:

$a$ = variável de cálculo para o regime de fluxo disperso;

$K$ = coeficiente da velocidade de remoção de DBO (l/dia);

$TDH$  = tempo de detenção na Lagoa de Polimento (corrigido) (dia);

$d$  = Número de dispersão pela fórmula de Yanez;

$S$  = Carga orgânica do efluente das Lagoas de Polimento (mg/l);

$S_0$  = Carga orgânica do afluente a Lagoas de Polimento(mg/l).

Desse modo,

$$a = \sqrt{1 + 4 \times 0,44 \times 6,5 \times 0,06}$$

$$a = 1,32$$

Assim, obtém-se:

$$S = 86,18 x \frac{4 \times 1,32 x e^{\frac{1}{2x0,08}}}{(1 + 1,32)^2 e^{\frac{1,35}{2x0,08}} - (1 - 1,32)^2 e^{-\frac{1,32}{2x0,08}}}$$

$$S = 7,23 \text{ mg/l}$$

#### 5.1.4 Avaliação da eficiência do sistema proposto

- Eficiência do global do sistema (UASB + lagoas) na remoção de DBO:

A eficiência global de remoção de DBO é calculada através da seguinte Equação (77).

$$E_{DBO} = \left( \frac{S_0 - S}{S_0} \right) \times 100 \quad (77)$$

$$E_{DBO} = \left( \frac{342 - 7,2}{342} \right) \times 100$$

$$E_{DBO} = 97,89 \%$$

- Eficiência do global do sistema (UASB + lagoas) na remoção de coliformes:

A eficiência global da ETE em termos de remoção de coliformes é calculada através da seguinte Equação (78).

$$E_{CF} = \left( \frac{N_0 - N}{N_0} \right) \times 100 \quad (78)$$

$$E_{CF} = \left( \frac{5,0 \times 10^7 - 818}{5,0 \times 10^7} \right) \times 100$$

$$E_{CF} = 99,9984 \%$$

A concentração obtida no efluente final está em conformidade com o limite máximo de 1.000 NMP/100 mL estabelecido pela Organização Mundial da Saúde para irrigação irrestrita.

Desse modo, na Tabela 16 tem-se o resumo do dimensionamento da estação de tratamento proposta para o distrito de Missí, localizado no município de Irauçuba.

Tabela 16 – Resumo dimensionamento da estação de tratamento proposta para Missí

Resumo Estação de Tratamento de Esgoto Proposta		
Descrição	Dimensões	Unidades
Tratamento Preliminar		
Calha Parshall	3	pol
Gradeamento	3/8 x 1 <sup>1/2</sup> "	mm
Caixa de areia	0,30 x 2,20 x 0,40	m
Reator UASB		
Número de reatores UASB	3,00	und
Tempo de detenção hidráulica (corrigido)	7,74	h
Volume total	215,77	m <sup>3</sup>
Volume unitário	71,92	m <sup>3</sup>
Altura útil	5,00	m
Diâmetro	4,50	m
Produção de Lodo	97,71	kgSS/d
Lagoa de polimento		
Número de lagoas de polimento em série	1,00	und
Área de cada lagoa de polimento (a meia profundidade)	6.000,00	m <sup>2</sup>
Largura de uma lagoa a meia profundidade	60,00	m
Comprimento de uma lagoa a meia profundidade	100,00	m
Profundidade da lagoa de polimento	0,80	m
Área da lagoa de polimento (no fundo da lagoa)	5.746,56	m <sup>2</sup>
Largura da lagoa de polimento (no fundo da lagoa)	58,40	m
Comprimento de uma lagoa de polimento (no fundo da lagoa)	98,40	m
Área da lagoa de polimento (no namax da lagoa)	6.258,56	m <sup>2</sup>
Largura da lagoa de polimento (no namax da lagoa)	61,60	m
Comprimento de uma lagoa de polimento (no namax da lagoa)	101,60	m
Área da lagoa de polimento (na altura do talude da lagoa)	7.414,56	m <sup>2</sup>
Largura da lagoa de polimento (na altura do talude da lagoa)	68,40	m
Comprimento de uma lagoa de polimento (na altura do talude da lagoa)	108,40	m
Leito de Secagem		
Vazão de lodo descartado	2,39	m <sup>3</sup> /d
Ciclo de operação	15	dias

Resumo Estação de Tratamento de Esgoto Proposta		
Descrição	Dimensões	Unidades
Carga de sólidos aplicada	12	KgSS/m <sup>2</sup>
Número de leitos de secagem	6	Und
Largura	2,50	m
Comprimento	8,20	m
Altura da lâmina de lodo	0,23	m
Eficiência Estimada do Sistema		
Eficiência UASB na remoção de DBO	74,80	%
Eficiência UASB na remoção de DQO	66,80	%
Eficiência UASB na remoção de coliformes	90,00	%
Eficiência lagoa de polimento na remoção de DBO	91,61	%
Eficiência da lagoa de polimento na remoção de coliformes fecais	99,98	%
Eficiência global de remoção de DBO	97,89	%
Eficiência global de remoção de coliformes	99,9984	%

Fonte: Autor (2025).

## 6 CONCLUSÃO

O distrito de Missí, pertencente ao município de Irauçuba, enfrenta sérios desafios no que se refere ao saneamento básico, especialmente em relação ao sistema de esgotamento sanitário. De acordo com levantamento realizado pela empresa SaneController em 2023, o sistema existente encontra-se em estado precário devido ao tempo de implantação, resultando em obstruções, vazamentos e despejo inadequado de efluentes, incluindo lançamento a céu aberto.

Embora seja uma área rural, Missí apresenta um crescimento constante, e a pesquisa revelou que, das 859 residências visitadas, 457 utilizavam sistema de fossa filtro, 246 despejavam os efluentes em valas a céu aberto ou terrenos familiares, 146 encaminhavam para a lagoa existente, 6 em valas a céu aberto nas ruas, 3 utilizavam outros sistemas e 1 despejava diretamente em rios ou lagoas. Além disso, a Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) local encontra-se praticamente inoperante, com densa vegetação nas margens e taludes comprometidos, impossibilitando qualquer nível de tratamento. Da mesma forma, os sistemas de fossa filtro e lagoa também estão desativados devido às condições degradadas.

Diante desse cenário, este estudo propôs a implantação de uma nova estação de tratamento de efluentes composta por um sistema preliminar com gradeamento, calha *Parshall*, peneira e caixa de areia, seguido por três reatores UASB e uma lagoa de polimento. A configuração proposta, conforme apontado por Chernicharo (2016), é uma alternativa eficiente e economicamente viável, especialmente em regiões de clima tropical e com restrições de área para a implantação de sistemas convencionais de lagoas de estabilização.

Os resultados do dimensionamento realizado neste trabalho demonstraram alta eficiência em todas as etapas do tratamento. A remoção global de DBO atingiu 97,89%, resultando em um efluente final com concentração de 7,23 mg/L, o que comprova a capacidade do sistema em tratar adequadamente o esgoto bruto. Além disso, a remoção de patógenos alcançou 99,9984%.

Outro benefício relevante do sistema proposto é a possibilidade de aproveitamento energético do biogás gerado no reator UASB, bem como a reutilização do efluente tratado para atividades agrícolas.

Diante dos resultados obtidos, conclui-se que a configuração UASB seguida de lagoa de polimento representa uma solução altamente eficiente, ambientalmente adequada e viável para o saneamento do distrito de Missí, garantindo a melhoria das condições sanitárias e a preservação dos recursos hídricos da região.

## REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Atlas Esgoto: despoluição de bacias hidrográficas. Resumo Executivo.** Brasília, 2021. Disponível em: [https://arquivos.ana.gov.br/imprensa/publicacoes/ATLASeESGOTOSDespoluicaodeBaciasHidrograficas-ResumoExecutivo\\_livro.pdf](https://arquivos.ana.gov.br/imprensa/publicacoes/ATLASeESGOTOSDespoluicaodeBaciasHidrograficas-ResumoExecutivo_livro.pdf). Acesso em: 28 out. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE LIMPEZA PÚBLICA E RESÍDUOS ESPECIAIS(ABREMA). **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2023.** São Paulo, 2024. Disponível em: [https://www.abrema.org.br/wp-content/uploads/dlm\\_uploads/2024/03/Panorama\\_2023\\_P1.pdf](https://www.abrema.org.br/wp-content/uploads/dlm_uploads/2024/03/Panorama_2023_P1.pdf). Acesso em: 18 dez. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários.** Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

BRASIL. **Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). Resolução CONAMA nº 601, de 26 de fevereiro de 2020.** Estabelece as diretrizes e normas para o licenciamento ambiental de empreendimentos de infraestruturas de drenagem urbana e manejo de águas pluviais. Disponível em: [https://conama.mma.gov.br/?option=com\\_sisconama&task=arquivo.download&id=601](https://conama.mma.gov.br/?option=com_sisconama&task=arquivo.download&id=601). Acesso em: 25 out. 2024.

BRASIL. **Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). Resolução nº 357, de 17 de março de 2005.** Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes. Disponível em: [https://conama.mma.gov.br/?option=com\\_sisconama&task=arquivo.download&id=450](https://conama.mma.gov.br/?option=com_sisconama&task=arquivo.download&id=450). Acesso em: 25 out. 2024.

BRASIL. **Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). Resolução nº 430, de 13 de maio de 2011.** Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes e complementa a Resolução CONAMA nº 357/2005. Disponível em: [https://conama.mma.gov.br/?option=com\\_sisconama&task=arquivo.download&id=601](https://conama.mma.gov.br/?option=com_sisconama&task=arquivo.download&id=601). Acesso em: 25 out. 2024.

BRASIL. Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. **Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico;** altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei no 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, jan. 2007.

CAMMAROTA, Carlos Ferreira de Abreu; SCARIOT, Aldicir. A Água e os Objetivos do Desenvolvimento do Milênio. In: DOWBOR, Ladislaw (Org.). **Administrando a água como se fosse importante: Gestão Ambiental e Sustentabilidade**. São Paulo: Editora Senac São Paulo, 2011.

CAPRINI, S. C. et al. AVALIAÇÃO DO SANEAMENTO BÁSICO NO ESTADO DO CEARÁ SOB A LUZ DO PLANSAB, 2018. Disponível em: . Acesso em: 17 Jan. 2024. CAVALCANTI, P.F.F. **Aplicação de Reatores UASB e Lagoas de Polimento no Tratamento de Esgoto Doméstico**. 1ª Edição, Gráfica Santa Marta. 172p. João Pessoa – PB, 2009.

**CEARÁ. Conselho Estadual do Meio Ambiente (COEMA). Resolução nº 02, de 11 de abril de 2019.** Dispõe sobre o enquadramento, as condições, os padrões e as diretrizes para lançamento de efluentes líquidos gerados por fontes poluidoras no Estado do Ceará. Disponível em: <https://www.semace.ce.gov.br/wp-content/uploads/sites/46/2019/05/Resolucao-COEMA-02-de-2019.pdf>. Acesso em: 25 out. 2024.

CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos. **Reatores Anaeróbios (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias; vol. 5)** 2. Ed. Belo Horizonte. UFMG, 2016.

COING, Henri. Les services urbains revisités. In: **Servicios Urbanos en América Latina**. Santiago: Ed. Redes, 1992.

COMITÊ DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO VELHAS (CBH). Revista Velhas nº 12: próximo passo - **tratamento terciário do esgoto**. Disponível em: <https://cbhvelhas.org.br/novidades/revista-velhas-no-12-proximo-passo-tratamento-terciario-do-esgoto/>. Acesso em: 28 out. 2024.

COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ (CAGECE) **Produtos e serviços: esgoto**. Disponível em: <<https://www.cagece.com.br/produtos-e-servicos/esgoto/>>. Acesso em: 27 jan. 2025.

FEITOSA, Alencar Jr; BARROS. **Saneamento básico no Ceará: análise quantitativa a partir de dados oficiais**. In: CONAPESC – Congresso Nacional de Pesquisadores e Estudantes da Ciência e Tecnologia, 2020. Disponível em: [https://www.editorarealize.com.br/editora/anais/conapesc/2020/TRABALHO\\_EV138\\_MD4\\_SA23\\_ID1044\\_10112020144828.pdf](https://www.editorarealize.com.br/editora/anais/conapesc/2020/TRABALHO_EV138_MD4_SA23_ID1044_10112020144828.pdf). Acesso em: 17 novembro. 2024.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Atlas de saneamento: abastecimento de água e esgotamento sanitário**. 3. ed. Rio de

Janeiro: IBGE, 2021. Disponível em: [https://www.ibge.gov.br/apps/atlas\\_saneamento/#/home](https://www.ibge.gov.br/apps/atlas_saneamento/#/home). Acesso em: 28 out. 2024.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Censo 2022: panorama**. Disponível em: <https://censo2022.ibge.gov.br/panorama/>. Acesso em: 20 jan. 2025.

JORDÃO, E.P.; PESSÔA, C.A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 8. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2017.

MELO, W.J.; MARQUES, M.O. **Potencial do lodo de esgoto como fonte de nutrientes para as plantas**. In: BETTIOL, W.; CAMARGO, O.A. Impacto ambiental do uso agrícola do lodo de esgoto. Jaguariúna: Embrapa Meio Ambiente, 2000.

METCALF, L.; EDDY, H. P. **Tratamento de efluentes e recuperação de recursos**. 5. ed. Nova Iorque: McGraw-Hill, 2016. Tradução de: Ivanildo Hespanhol e José Carlos Mierzwa.

POSSMOSER-NASCIMENTO, Thiago Emanuel; RODRIGUES, VALÉRIA ANTÔNIA JUSTINO; VON SPERLING, MARCOS; VASEL, JEAN-LUC. **Sludge accumulation in shallow maturation ponds treating UASB reactor efluente: results after 11 years of operation**. Water Science and Technology, v. 70, p.321, 2014.

RIOS, Endrick Nardotto. **Caracterização e comportamento de uma série de lagoas de polimento tratando esgotos sanitários**. 2007. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2007.

Rios, Endrik Nardotto. **Caracterização e comportamento de uma série de lagoas de polimento tratando esgotos sanitários**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 2007.

SECRETARIA DAS CIDADES (SCIDADES). **Plano Municipal de Saneamento Básico de Irauçuba – Sumário Executivo**. 2020. Disponível em: <https://www.cidades.ce.gov.br/wp-content/uploads/sites/12/2020/09/PMSB-Iraucuba-Sumario-Executivo.pdf>. Acesso em: 10 fev. 2025.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO (SNISA). **Painel de informações** 2022. Disponível em: <https://www.gov.br/cidades/pt-br/acesso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/snisa/painel/es>. Acesso em: 06 set. 2024.

SOBRINHO, Paulinho C. P. **Proposta de implantação de uma wetland como tratamento terciário de efluente anaeróbio de comunidade universitária do semiárido**. Rio Grande do Norte, 2019.

SOUSA, Tales Abreu Tavares de. **Pós-tratamento de efluente anaeróbio em lagoa de polimento**. 2015. Dissertação (Mestrado em Ciência e Tecnologia Ambiental) – Universidade Estadual da Paraíba, Paraíba, 2015.

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias; vol. 1)**. 2 ed. Belo Horizonte: UFMG, 1996.

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias; vol. 1)**. 3 ed. Belo Horizonte: UFMG, 2005.