

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA  
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL TRABALHO  
DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**IGOR FRANCISCO DA SILVA**

**PROPOSTA DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO PARA O BAIRRO TRÊS  
POÇOS-VOLTA REDONDA/ RJ**

**VOLTA REDONDA, RJ**

**2023**

**FUNDAÇÃO OSWALDO ARANHA  
CENTRO UNIVERSITÁRIO DE VOLTA REDONDA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL  
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**PROPOSTA DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO PARA O BAIRRO TRÊS  
POÇOS-VOLTA REDONDA/ RJ**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Ambiental do UniFOA com requisito à obtenção de título de Engenheiro Ambiental.

Aluno: Igor Francisco da Silva

Orientador: Prof. Dr. Amarildo de Oliveira Ferraz

**VOLTA REDONDA, RJ**

**2023**



Fundação Oswaldo Aranha

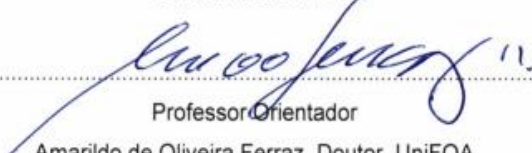



## FOLHA DE APROVAÇÃO

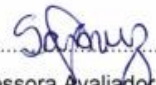
Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: PROPOSTA DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO PARA O BAIRRO TRÊS POÇOS-VOLTA REDONDA/ RJ. Elaborado por Igor Francisco Da Silva e apresentado publicamente perante a Banca Avaliadora, como parte dos requisitos para conclusão do Curso Engenharia Ambiental.

Aprovada em 27 de Junho de 2023.

Banca Avaliadora:

  
.....  
Professor Orientador  
Amarildo de Oliveira Ferraz, Doutor, UniFOA

  
.....  
Professora Avaliadora  
Ana Cláudia de Almeida Cardinot, Mestra, UniFOA

  
.....  
Professora Avaliadora  
Samantha Grisol da Cruz Nobre, Doutora, UniFOA

## RESUMO

O presente trabalho tem como proposta o desenvolvimento de um projeto de uma ETE (estação de tratamento de efluentes) para o bairro Três Poços-Volta Redonda/RJ, esses efluentes são compostos de resíduos líquidos e sólidos oriundos das atividades humanas (rurais, industriais e urbanas). O desenvolvimento deste, é extremamente necessário, pois seu funcionamento afeta positivamente a qualidade de vida aproximadamente 30000 pessoas. É fundamental que esses efluentes sejam tratados antes de serem descartados no meio ambiente para evitar a contaminação dos recursos hídricos e do solo. Para o tratamento de efluentes são utilizados diversos processos físico-químicos e biológicos, dotado de sistema anaeróbio tipo UASB (Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente), aeróbio tipo Lodos Ativados e sistema de zona de Raízes (*Wetland*). Cada processo é aplicado de acordo com as características do efluente a ser tratado. A escolha do processo de tratamento mais adequado depende de diversos fatores, como a vazão do efluente, a carga orgânica e inorgânica, a presença de contaminantes e a legislação ambiental vigente. É importante ressaltar que o tratamento de efluentes é um processo contínuo e deve ser realizado de maneira adequada para garantir a qualidade da água e preservação do meio ambiente. Além disso, é fundamental que sejam realizados estudos e análises constantes para avaliar a eficiência dos processos de tratamento e o impacto do efluente tratado no meio ambiente. Assim, o tratamento de efluentes é uma questão de responsabilidade social e ambiental, e deve ser considerado uma prioridade nas atividades humanas e industriais, visando a preservação dos recursos naturais e a qualidade de vida da população.

**Palavras-chave:** Efluentes; Lodos Ativados; reator UASB; *Wetland*.

## SUMÁRIO

1 Introdução .....	11
1.1 Problema abordado .....	11
1.2 Justificativa .....	11
1.3 Estratégias de pesquisa .....	11
1.4 Estrutura do projeto .....	12
1.5 Objetivo geral .....	12
1.5.1 Objetivos específicos.....	12
2. Revisão bibliográfica .....	13
2.1 Cenário do saneamento no brasil .....	13
2.2 Saneamento no estado do rio de janeiro .....	14
2.3 Esgoto sanitário .....	14
2.4 Caracterização física, química e biológica .....	15
2.5 Etapas do tratamento de esgoto .....	16
2.5.1 Tratamento preliminar .....	17
2.5.1.1 Gradeamento .....	17
2.5.1.2 Caixa de areia .....	21
2.5.2 Decantador primário .....	25
2.5.3 Tratamento biológico .....	27
2.5.3.1 Lodo ativado .....	29
2.5.3.1.1 Modalidades de tratamento de lodos ativados .....	30
2.5.3.1.1.2 Crescimento da biomassa .....	32
2.5.3.1.1.3 Tipos de aeradores .....	32

2.5.3.2 Uasb .....	36
2.5.4 Tratamento terciário (polimento) .....	39
2.5.4.1 Wetland .....	40
2.6 Legislações.....	43
3 Metodologia .....	44
3.1 Três Poços, Volta Redonda -RJ .....	44
3.2 Memorial de cálculo .....	46
3.2.1 Demanda do projeto .....	46
3.2.2 Gradeamento .....	49
3.3.3 Caixa de areia .....	54
3.2.4 Elevatória .....	59
3.2.5 Biológico .....	60
3.3.5.1 Reator UASB .....	60
3.2.5.2 Lodos Ativados .....	64
3.2.5.3 Dimensionamento do decantador secundário .....	69
3.2.5.4 Tratamento do lodo .....	71
3.2.6 <i>Wetland</i> .....	76
4 Resultados esperados .....	80
5 Conclusão .....	80
6 Referências bibliográficas .....	81

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1:percentual do tratamento de esgoto no Brasil. ....	14
Figura 2:índice de atendimento e total de investimento no Brasil. ....	14
Figura 3: classificação geral dos tipos de grades. ....	13
Figura 4:gradeamento de limpeza manual. ....	12
Figura 5:Grade grosseira de corrente com limpeza e retorno na parte anterior. ....	21
Figura 6:Grade grosseira reciprocadora. ....	21
Figura 7:Grade grosseira catenária. ....	22
Figura 8:grade grosseira de banda contínua. ....	22
Figura 9: esquema da classificação de partículas. ....	23
Figura 10:Gráfico de eficiência relativa de remoção de areia ....	24
Figura 11:dimensão equivalente da areia. ....	25
Figura 12:comportamento da partícula de acordo com sua DEA ....	26
Figura 13:tanque de sedimentação retangular com coletores de sólidos de correntes. ....	28
Figura 14:tanque de sedimentação retangular com coletor de sólidos de ponte móvel. ....	28
Figura 15: tanque circular de sedimentação.....	29
Figura 16:representação da decomposição da matéria orgânica em meio aeróbio. ....	30
Figura 17: tanque de aeração artificial de lodos ativados. ....	31
Figura 18: lodos ativados com aeração convencional. ....	32
Figura 19: lodos ativados com aeração prolongada. ....	33
Figura 20: lodos ativados na modalidade batelada. ....	34
Figura 21:centrífugo de estágio múltiplo. ....	37
Figura 22:turbo de alta velocidade. ....	37
Figura 23:deslocamento positivo ....	38
Figura 24:Características e processos do reator UASB. ....	39
Figura 25: quebra da molécula de adenosina trifosfato liberando energia. ....	41
Figura 26: redução de fósforo após a ausência de oxigênio. ....	42
Figura 27:Esquema representativo do perfil longitudinal do wetland construído de escoamento vertical ....	43
Figura 28:perfil longitudinal do wetland de escoamento vertical francês (1° estágio). ...	44
Figura 29: perfil longitudinal do wetland de escoamento vertical francês (2° estágio). ..	44
Figura 30: Fazenda Três Poços fotografada em 1940. ....	46
Figura 31: esquema de uma calha parshall. ....	56
Figura 32: esquematização de uma elevatória. ....	59
Figura 33: esquema de um wetland horizontal ....	77

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1:principais parâmetros físicos, químicos, biológicos dos esgotos sanitários. ....	9
Quadro 2: legislações paramétricas de lançamento de efluentes. ....	38
Quadro 3:Consumo per capita segundo o tamanho da população. ....	40

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Índices do estado do Rio de Janeiro. ....	8
Tabela 2:Concentrações das características físico-químicas em esgotos .....	10
Tabela 3:Concentração de sólidos em esgotos.....	10
Tabela 4:dimensões de espaçamento das grades grosseiras. ....	13
Tabela 5:dimensões de espaçamento das grades finas. ....	13
Tabela 6: características típicas da caixa de areia de escoamento horizontal. ....	20
Tabela 7: classificação dos aeradores. ....	28
Tabela 8: eficiência dos difusores. ....	29
Tabela 9:vantagens e desvantagens do processo anaeróbio. ....	32
Tabela 10:TRS recomendado para UASB. ....	33
Tabela 11:Critérios de projeto para dispositivos para separação gás-sólido do UASB. .	33
Tabela 12:Valores de taxa de infiltração. ....	41
Tabela 13:Espaçamento e seção das barras. ....	43
Tabela 14:eficiência típica das grades. ....	44
Tabela 15:dados da calha Parshall escolhida .....	48
Tabela 16: dados de remoção de orgânicos .....	53
Tabela 17: dados de remoção de orgânicos .....	60

## LISTA DE SIGLAS

ETE - estação de tratamento de esgoto

ETA - estação de tratamento de água

SNIS - Sistema Nacional de informações sobre o saneamento

ANA - Agência nacional das águas

DBO - demanda biológica de oxigênio

UASB - *Upflow Anaerobic Sludge Blanket* (reator anaeróbio de fluxo ascendente)

PNRH - política nacional de recursos hídricos

CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente

INEA - Instituto Estadual do Ambiente

DQO - demanda química de oxigênio

pH - Potencial hidrogeniônico

ATP - adenosina trifosfato

DEA- dimensão equivalente da areia

TRS- tempo de residência de sólidos

## **1 INTRODUÇÃO**

Com o crescente aumento da urbanização e industrialização, a demanda por tratamento de águas residuais se tornou um assunto cada vez mais relevante e importante para a sociedade. A Estação de Tratamento de Efluentes (ETE) é responsável por tratar e remover os poluentes presentes nos efluentes, garantindo que a água tratada possa ser devolvida ao meio ambiente sem causar danos à saúde pública e ao ecossistema.

No entanto, é importante destacar que as ETEs apresentam desafios, como o uso eficiente de recursos, a adoção de tecnologias avançadas de tratamento, a minimização de impactos ambientais negativos e o atendimento às normas regulamentadoras exigidas pelos órgãos ambientais.

Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo apresentar uma análise crítica sobre as principais tecnologias empregadas nas ETEs, bem como discorrer sobre a importância do tratamento de efluentes para a preservação dos recursos hídricos e o desenvolvimento sustentável. Além disso, serão abordados aspectos como a gestão e operação das unidades de tratamento, destacando a relevância da capacitação técnica dos profissionais responsáveis.

Com base nesses aspectos, pretende-se apresentar uma visão geral sobre a importância da estação de tratamento de efluentes na atualidade e sua implicação no contexto ambiental e social, despertando a conscientização crítica e a importância da proteção do meio ambiente para as próximas gerações.

## 1.1 PROBLEMÁTICA

A problemática em estudo, consiste na investigação de tecnologias específicas para o tratamento do esgoto sanitário gerado no bairro Três Poços, bem como o levantamento dos critérios para a elaboração de um projeto básico.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Devido ao desenvolvimento de um projeto em paralelo de uma ETA no bairro Três Poços-Volta Redonda/RJ, o presente projeto está sendo proposto para promover a melhoria da qualidade de vida da população do bairro, em consonância com a diminuição dos gastos da saúde pública em decorrência dos casos de doenças relacionadas a falta de esgotamento sanitário.

## 1.3 ESTRATÉGIAS DE PESQUISA

O atual trabalho, foi desenvolvido com intenção de aproximar-se de uma proposta real de instalação de uma unidade de tratamento de efluentes, com coleta de dados, cálculos específicos de dimensionamento e descrição das atividades operacionais de cada etapa do tratamento, sendo embasada em referências bibliográficas, normas técnicas e legislações em vigor.

## 1.4 ESTRUTURA DO PROJETO

Para do desenvolvimento do trabalho, foram realizados os seguintes processos. O capítulo 1 aborda os conceitos introdutórios. O capítulo 2, foi mencionado a revisão bibliográfica citando informações essenciais como a localização, histórico da área e elementos norteadores de parâmetro do projeto. O capítulo 3 foi descrito a metodologia adotada para a realização do desenvolvimento do trabalho como levantamento, análise e avaliação das informações necessárias para a construção do projeto. O capítulo 4 foi realizado a apresentação do memorial de cálculo. Os capítulos 5 e 6 foram apresentados os resultados e conclusões obtidos pelo estudo.

## 1.5 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem por objetivo dimensionar as unidades de operação de uma ETE para o bairro Três Poços-Volta Redonda/RJ, acordo com as pesquisas de levantamento para o atendimento da população presente e futura.

### 1.5.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar as informações estabelecidas nas literaturas, legislações e normas para a realização e o dimensionamento das unidades operacionais;
- Verificar se há uma rede de coleta de efluentes no bairro e se houver, verificar se ela atende todos os pontos de lançamento do bairro;
- Avaliar local onde possa ser instalado a unidade de tratamento.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CENÁRIO DO SANEAMENTO NO BRASIL

Segundo os dados do sistema nacional de informações sobre saneamento (SNIS) 2020, cerca de 50,8% de todo esgoto brasileiro é devidamente tratado (Figura 1), ou seja, praticamente metade do país ainda segue sem tratamento e lançando seus resíduos *in natura* no meio ambiente. Na Figura 2, constata-se que há uma disparidade enorme com relação ao índice de atendimento de esgoto as comunidades da região sudeste do país e as demais regiões (SNIS, 2022).

**Figura 1:** Percentual do tratamento de esgoto no Brasil.



**Fonte:** SNIS (2022)

**Figura 2:** Índice de atendimento e total de investimento no Brasil.



**Fonte:** SNIS (2022)

## 2.2 SANEAMENTO NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO

Cerca de 70,36% do esgoto do estado do Rio de Janeiro é manejado corretamente, 15,8% são coletados, porém não são tratados e os 13,84% restantes, não são tratados e muito menos coletados como é demonstrado na Tabela 1. (Agência nacional de águas, 2020)

**Tabela 1:** Índices do estado do Rio de Janeiro.

	Município	Estado
Índice sem atendimento, sem coleta e sem tratamento	13,84%	11,67%
Índice de atendimento por solução individual	4,15%	9,26%
Índice de atendimento com coleta e sem tratamento	15,8%	36,53%
Índice de atendimento com coleta e com tratamento	66,21%	22,55%

**Fonte:** ANA (2022)

## 2.3 ESGOTO SANITÁRIO

De acordo com Metcalf e Eddy (2017), o esgoto sanitário, nada mais é do que subproduto das atividades antrópicas rotineiras. Conforme estudos, são estas as principais classificações do esgoto no Brasil:

**Esgoto doméstico:** resíduo líquido e sólido gerado no consumo diário das residências (águas cinzas, gordura e fezes);

**Esgoto industrial:** resíduo líquido gerado na limpeza e descontaminação de equipamentos, podendo conter particulados, altas taxas de componentes químicos e metais pesados solúveis;

**Esgoto pluvial:** escoamento superficial resultante de chuvas ou derretimento de neve.

## 2.4 Caracterização física, química e biológica

Os efluentes são resíduos gerados a partir das práticas diárias domésticas, municipais e industriais, sendo composto de material orgânico e inorgânico. A parametrização desses componentes como físico, químico e biológico, colabora na fluidez do processo de tratamento desse efluente, pois, ao identificar os compostos encontrados no efluente, facilita-se a escolha do sistema de tratamento a ser proposto. O Quadro 1 ilustra os principais parâmetros poluentes encontrados nos esgotos sanitários (Von Sperling, 2005).

**Quadro 1:** Principais parâmetros físicos, químicos, biológicos dos esgotos sanitários.

Principais parâmetros poluentes				
<b>Químicos</b>	<b>Sólidos totais</b>	<b>Matéria orgânica</b>	<b>Inorgânico</b>	
	<b>Suspensão</b>		DBO 5	Amônia
	Fixos		DQO	Nitrito
	Voláteis	Carbono orgânico total	Nitrato	
	<b>Sólidos totais Dissolvidos</b>	Nitrogênio orgânico	Fósforo inorgânico	
	Fixos	Fósforo orgânico	Ph	
	Voláteis		Alcalinidade	
	<b>Sólidos totais sedimentáveis</b>		Cloretos	
			Óleos e graxas	
<b>Físicos</b>	Cor	Temperatura	Odor	Turbidez
<b>Biológicos</b>	Organismos indicadores	Algas	bactérias	

**Fonte:** adaptado, Von Sperling (2005)

Nas Tabelas 2 e 3, são observadas as concentrações típicas para cada poluente.

**Tabela 2:** Concentrações das características físico-químicas em esgotos

Característica	Forte	Médio	Fraco
DBO <sub>5,20</sub> (mg/L)	400	220	110
DQO (mg/L)	1.000	500	250
Carbono Org. Total (mg/L)	290	160	80
Nitrogênio total – NTK (mg/L)	85	40	20
Nitrogênio Orgânico (mg/L)	35	15	08
Nitrogênio Amoniacal (mg/L)	50	25	12
Fósforo Total (mg/L)	15	08	04
Fósforo Orgânico (mg/L)	05	03	01
Fósforo Inorgânico (mg/L)	10	05	03
Cloreto (mg/L)	100	50	30
Sulfato (mg/L)	50	30	20
Óleos e Graxas (mg/L)	150	100	50

**Fonte:** METCALF AND EDDY (1991)

**Tabela 3:**Concentração de sólidos em esgotos

Sólidos Totais (mg/L)	1.200	720	350
Sólidos Dissolvidos (mg/L)	850	500	250
Sólidos Dissolvidos Fixos (mg/L)	850	500	250
Sólidos Dissolvidos Voláteis (mg/L)	525	300	145
Sólidos em Suspensão Totais (mg/L)	350	220	100
Sólidos em Suspensão Fixos (mg/L)	75	55	20
Sólidos em Suspensão Voláteis (mg/L)	275	165	80
Sólidos Sedimentáveis (mL/L)	20	10	05

**Fonte:** METCALF AND EDDY (1991)

## 2.5 Etapas do Tratamento de Esgoto

O tratamento dos esgotos emprega diversas etapas, sendo elas: preliminar, primária, secundária e uma etapa facultativa, mas não menos importante, a terciária (METCALF AND EDDY, 2017).

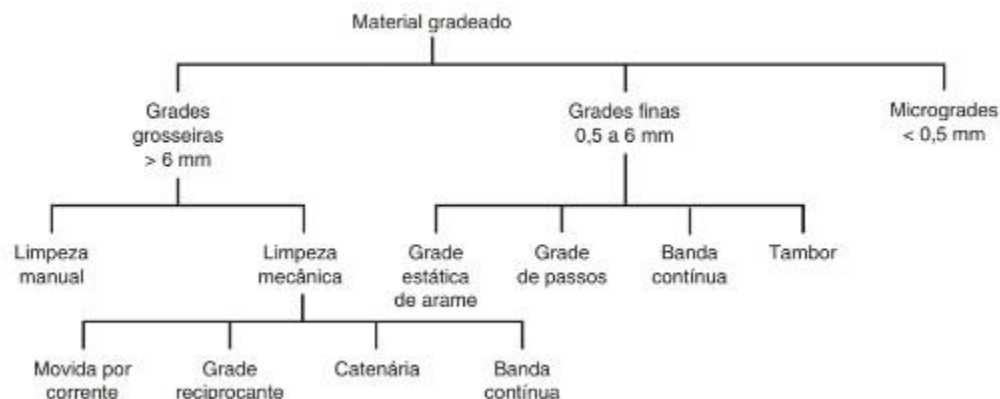
## 2.5.1 Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar é dotado de variadas tecnologias e sistemas de tratamento, para o presente trabalho, foi proposto gradualmente os seguintes sistemas: gradeamento; caixa de areia e decantador primário (METCALF AND EDDY, 2017).

### 2.5.1.1 Gradeamento

A primeira etapa do tratamento preliminar, tem como função a retenção de sólidos grosseiros suspensos, evitando obstruções e garantindo a funcionalidade dos equipamentos posteriores. A classificação das grades é demonstrada na Figura 3, com suas dimensões e tipos de grades (METCALF AND EDDY, 2017).

**Figura 3:** Classificação geral dos tipos de grades.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

**Grades grosseiras de limpeza manual:** utilizadas antes das bombas, nos canais de entrada das estações de tratamento de esgoto, e por se tratar de uma técnica eficaz de baixo custo de limpeza e manutenção, são usadas na maioria das estações de tratamento. A Figura 4 ilustra o sistema de gradeamento manual. (METCALF AND EDDY, 2017)

**Figura 4:**Gradeamento de limpeza manual.



**Fonte:** ECOSAN Soluções (2019)

**Materiais retidos nas grades grosseiras:** entulho, galhos, pedaços de madeira, folhas, raízes de árvores, garrafas, latas, trapos, animais mortos, plásticos etc. Na Tabela 4 a seguir, são representadas as dimensões de grades grosseiras (METCALF AND EDDY, 2017).

**Tabela 4:** dimensões de espaçamento das grades grosseiras.

Parâmetro	Unidades americanas usuais			Unidades SI		
	Unidade	Método de limpeza		Unidade	Método de limpeza	
		Manual	Mecânica		Manual	Mecânica
Dimensões da barra:						
Largura	pol.	0,2–0,6	0,2–0,6	mm	5–15	5–15
Profundidade	pol.	1,0–1,5	1,0–1,5	mm	25–38	25–38
Espaço entre barras	pol.	1,0–2,0	0,6–3,0	mm	25–50	15–75
Declividade em relação à vertical	grau	30–45	0–30	grau	30–45	0–30
Velocidade de aproximação:						
Máxima	pé/s	1,0–2,0	2,0–3,25	m/s	0,3–0,6	0,6–1,0
Mínima	pé/s		1,0–1,6	m/s		0,3–0,5
Perda de carga permitida	pol.	6	6–24	mm	150	150–600

Fonte: METCALF AND EDDY (2017).

**Materiais retidos nas grades finas:** pequenos trapos, papel, lâminas de barbear, materiais plásticos de diversos tamanhos, areia, restos de comida não degradada, fezes, graxa e espuma etc. A Tabela 5 mostra as principais dimensões de grades finas (METCALF AND EDDY, 2017).

**Tabela 5:** dimensões de espaçamento das grades finas.

Dimensão das aberturas entre barras, mm	Conteúdo de água, %	Peso específico, kg/m <sup>3</sup>	Volume de material retido			
			pé <sup>3</sup> /milhões de galões		L/1000 m <sup>3</sup>	
			Faixa	Típica	Faixa	Típica
6,0	60–90	700–1100	7–13,5	9,5	51–100	67
12,5	60–90	700–1100	5–10	7,0	37–74	50
25,0	50–80	600–1000	2–5	3,0	15–37	22
37,5	50–80	600–1000	1–2	1,5	7–15	11
50,0	50–80	600–1000	0,5–1,5	0,8	4–11	6

° Informação sobre grades finas incluída para comparação

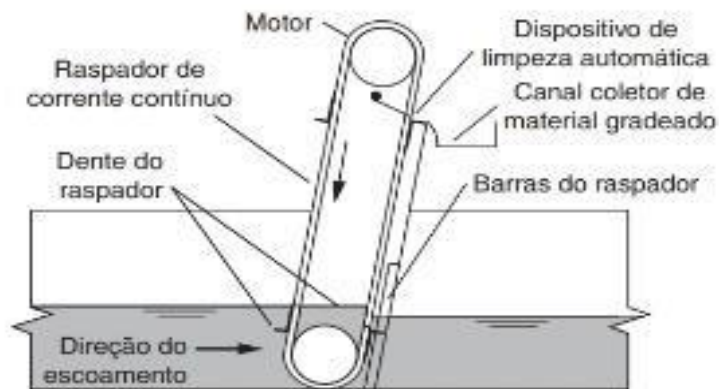
Nota: mm × 0,3937 = polegada

kg/m<sup>3</sup> × 8,3492 = libra/1000 galão

Fonte: METCALF and EDDY (2017).

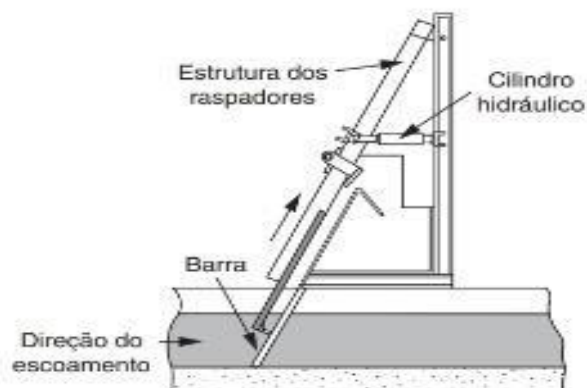
Existem também as grades de limpeza mecânica, com maior eficiência e praticidade para a retenção desses sólidos suspensos, os principais exemplos de grades de limpeza mecânica são: Grade grosseira de corrente com limpeza e retorno na parte anterior (Figura 5); Grade grosseira reciprocadora (Figura 6); Grade grosseira catenária (Figura 7); e a grade grosseira de banda contínua (Figura 8). Essas grades costumam ser mais eficientes na captura dos sólidos. (METCALF AND EDDY, 2017)

**Figura 5:** Grade grosseira de corrente com limpeza e retorno na parte anterior.



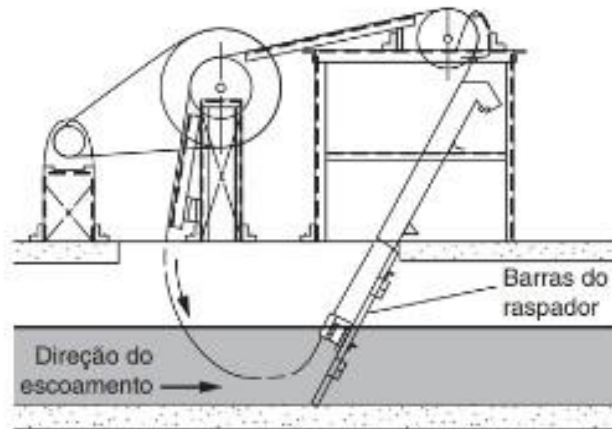
**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

**Figura 6:** Grade grosseira reciprocadora.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

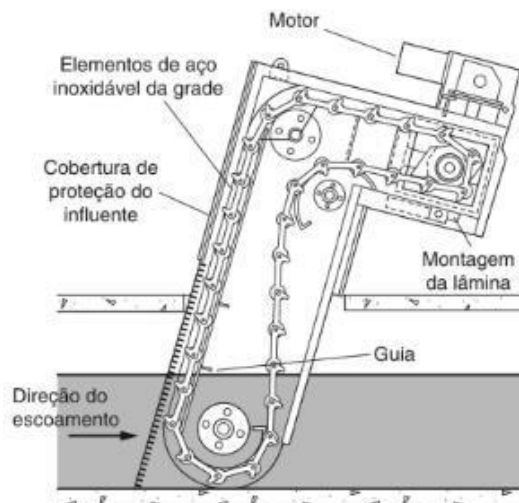
**Figura 7:**Grade grosseira catenária.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

A grade da Figura 7 tem limpeza e retorno na parte anterior e não possui rodas dentadas submersas. Na Figura 8 a grade é utilizada para reter tanto sólidos pequenos quanto sólidos grosseiros (METCALF AND EDDY, 2017).

**Figura 8:**grade grosseira de banda contínua.

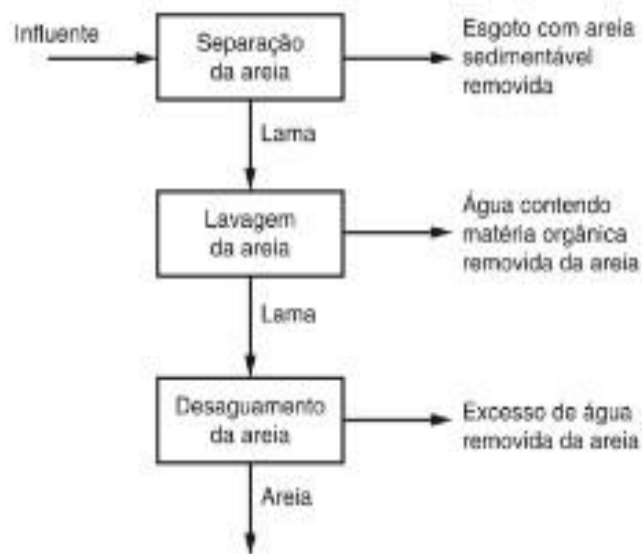


**Fonte:** METCALF AND EDDY(2017).

### 2.5.1.2 Caixa de areia

A última etapa do tratamento preliminar, a caixa de areia ou desarenador, recebe o efluente e por meio de um classificador, retem particulados de 0,1 a 0,4 mm, tais materiais como areia, cascalho, limalha de ferro além de outras partículas inorgânicas suspensas que causam obstrução de componentes eletromecânicos como válvulas, aeradores e bomba. A Figura 9 ilustra o sistema de separação completo da areia e suas respectivas etapas (METCALF AND EDDY, 2017).

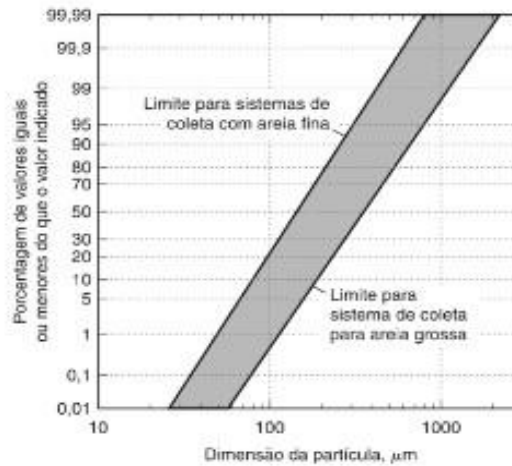
**Figura 9:** esquema da classificação de partículas.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

Há uma escassez de dados sobre a eficiência relativa de remoção de areia por se tratar de um material pobremente caracterizado, há também a carência de dados padronizados por se tratar de um material que varia bastante de um local para outro (granulometria, composição, peso molecular etc.). Porém, para auxiliar no cálculo de eficiência de remoção do particulado, é utilizado a Figura 10. A Tabela 6 mostra as quantidades típicas de remoção de areia (METCALF AND EDDY, 2017).

**Figura 10:** Gráfico de eficiência relativa de remoção de areia.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

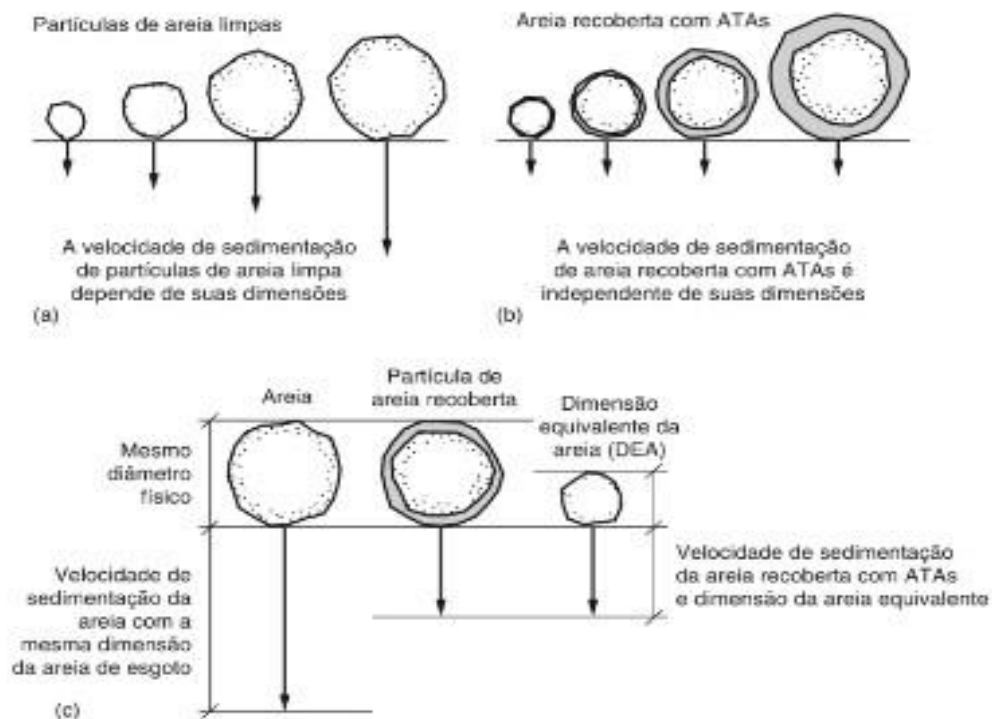
**Tabela 6:** quantidade média de areia removida.

Tipo de sistema de coleta	Relação entre o dia de máximo e o dia de média	Quantidade média de areia	
		pé <sup>3</sup> /milhões de galões	m <sup>3</sup> /1000 m <sup>3</sup>
Separado	1,5 a 3:1	0,5-5	0,004-0,037
Unitário	3 a 15:1	0,5-27	0,004-0,20

**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

**Velocidade de sedimentação** - A velocidade de sedimentação da areia depende das características físicas da mesma, porém, a projeção com alta eficiência utiliza bastante uma DEA (dimensão equivalente da areia) na faixa entre 0,075 e 0,150 mm. A Figura 11 mostra a dimensão equivalente da areia típica (METCALF AND EDDY, 2017).

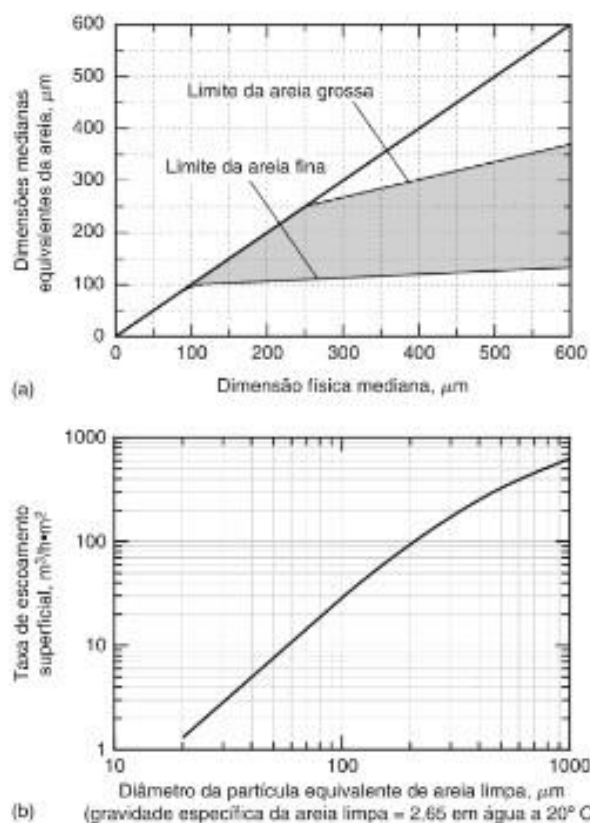
**Figura 11:** dimensão equivalente da areia.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

Uma vez elegido o DEA de projeto, a taxa de escoamento superficial (velocidade de sedimentação), da partícula em estudo pode ser determinada utilizando os dados característicos da areia limpa (Tabela 5). Para um DEA de 0,106 mm, a taxa de escoamento superficial é de 0,49 m/min e para um DEA de 0,075 mm, obtém-se a velocidade de sedimentação de 0,24m/min. Analisando esses dados, é possível selecionar a taxa de escoamento superficial. A Figura 12 mostra o comportamento da partícula de acordo com sua DEA (METCALF AND EDDY, 2017).

**Figura 12:** comportamento da partícula de acordo com sua DEA.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

**Caixa de areia retangular de escoamento horizontal-** A caixa de areia retangular de escoamento horizontal de velocidade controlada é a mais antiga e a mais utilizada até os dias de hoje, sua velocidade limite é de 0,3 m/s, e tem como objetivo proporcionar um tempo de residência suficiente para que as partículas se depositem no fundo da caixa, na Tabela 7, é representado as características típicas da caixa de areia de escoamento horizontal. (METCALF AND EDDY, 2017).

**Tabela 7:** características típicas da caixa de areia de escoamento horizontal.

	Unidades americanas			Unidades SI		
	Dimensão	Faixa	Típica	Dimensão	Faixa	Típica
Tempo de detenção	s	45–90	60	s	45–90	60
Velocidade Horizontal	ft/s	0,8–1,3	1,0	m/s	0,25–0,4	0,3
Velocidade de sedimentação para remoção de:						
Material com 0,21 mm (70-mesh)	ft/min <sup>a</sup>	3,2–4,2	3,8	m/min <sup>a</sup>	1,0–1,3	1,15
Material com 0,149 mm (100-mesh)	ft/min <sup>a</sup>	2,0–3,0	2,5	m/min <sup>a</sup>	0,6–0,9	0,75
Perda de carga em uma seção de controle, como porcentagem da profundidade do canal	%	30–40	36 <sup>b</sup>	%	30–40	36 <sup>b</sup>
Comprimento adicional para compensar a turbulência na entrada e na saída	%	25–50	30	%	25–50	30

<sup>a</sup> Se a gravidade específica da areia é significativamente inferior a 2,65, devem ser utilizadas velocidades menores.

<sup>b</sup> Para controle com vertedores Parshall.

**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

## 2.5.2 Decantador Primário

O sistema mais utilizado com tratamento primário é o decantador primário, que remove de 50% a 70% dos sólidos sedimentáveis presentes no efluente e como a maior parte desses sólidos é constituído por matéria orgânica, o decantador consegue uma remoção de 30% a 40% de DBO<sub>5</sub>. Seu principal objetivo é reduzir o consumo de energia que se utiliza nos aeradores para aerar o efluente no tratamento secundário (METCALF AND EDDY, 2017)

O decantador de sedimentação primária utiliza 2 tipos de tanque, o circular e o retangular com limpeza mecânica (METCALF AND EDDY, 2017)

**Tanques retangulares-** tanques de sedimentação retangulares utilizam coletores de sólidos de correntes (Figura 13) ou de pontes móveis (Figura 14) (METCALF AND EDDY, 2017).

**Figura 13:** tanque de sedimentação retangular com coletores de sólidos de correntes.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

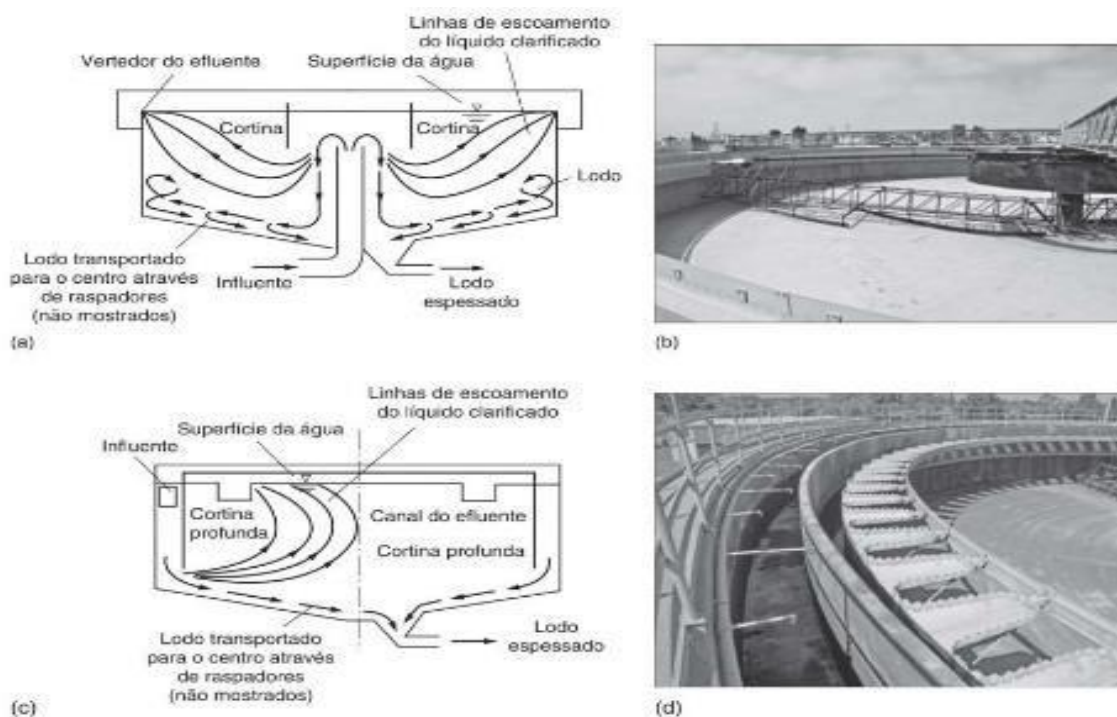
**Figura 14:** tanque de sedimentação retangular com coletor de sólidos de ponte móvel.



**Fonte:** ECOSAN (2016).

**Tanques circulares-** tanques de sedimentação circulares são usualmente instalados em grupos de 2 e 4 tanques, dividindo a vazão do efluente para os tanques por meio de uma estrutura de partição de vazões, localizada entre os tanques. A Figura 15 mostra o fluxo em um decantador circular (METCALF AND EDDY, 2017).

**Figura 15:** tanque circular de sedimentação.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

### 2.5.3 Tratamento biológico

Remove a matéria orgânica solúvel no efluente por meio de processos biológicos, com crescimento e atuação de microrganismos aeróbios específicos, e no processo de decomposição, sendo o processo mais usual com a formação de flocos que são chamados de Lodos Ativos (BITTENCOURT, DE PAULA; 2018).

Os microrganismos (bactérias, fungos, protozoários e outros) entram em contato com a matéria orgânica em um ambiente constantemente oxidado e convertem a matéria orgânica em gás carbônico, água e material celular, utilizando do mesmo para seu crescimento e reprodução. É observado este comportamento na Figura 16 (BITTENCOURT, DE PAULA; 2018).

**Figura 16:** representação da decomposição da matéria orgânica em meio aeróbio



**Fonte:** BITTENCOURT, DE PAULA (2018)

### 2.5.3.1 LODO ATIVADO

O processo biológico que ocorre dentro do tanque é aeróbio. No tanque, a aeração proporciona oxigênio aos microrganismos (biomassa) e evita a deposição dos flocos bacterianos, a fim de misturá-los homogeneamente com o esgoto. As técnicas de introdução do oxigênio ocorrem por meio de sistemas de aeração mecânica, por ar comprimido, ou ainda pela introdução de oxigênio puro (BITTENCOURT, DE PAULA; 2018).

Após passar pelo tanque de aeração, o efluente é enviado continuamente a um decantador secundário, cuja função é separar o efluente tratado do lodo. O lodo depositado no fundo do decantador secundário é recirculado para o tanque de aeração, a fim de aumentar a concentração de microrganismos para estabilizar a matéria orgânica. O sobrenadante do decantador que no caso seria o esgoto tratado, é então descartado para o corpo receptor (BITTENCOURT, DE PAULA; 2018).

O excesso de lodo, decorrente do crescimento biológico, é extraído do sistema sempre que a concentração da biomassa do tanque de aeração ultrapassa os valores de projeto. O lodo, normalmente, passa por uma etapa de adensamento e desaguamento. Na Figura 17 é retratado o tanque de lodos ativados, onde ocorre o estímulo da produção de microrganismos a partir da aeração artificial (BITTENCOURT, DE PAULA; 2018).

**Figura 17:** tanque de aeração artificial de lodos ativados.



**Fonte:** BITTENCOURT, DE PAULA (2018)

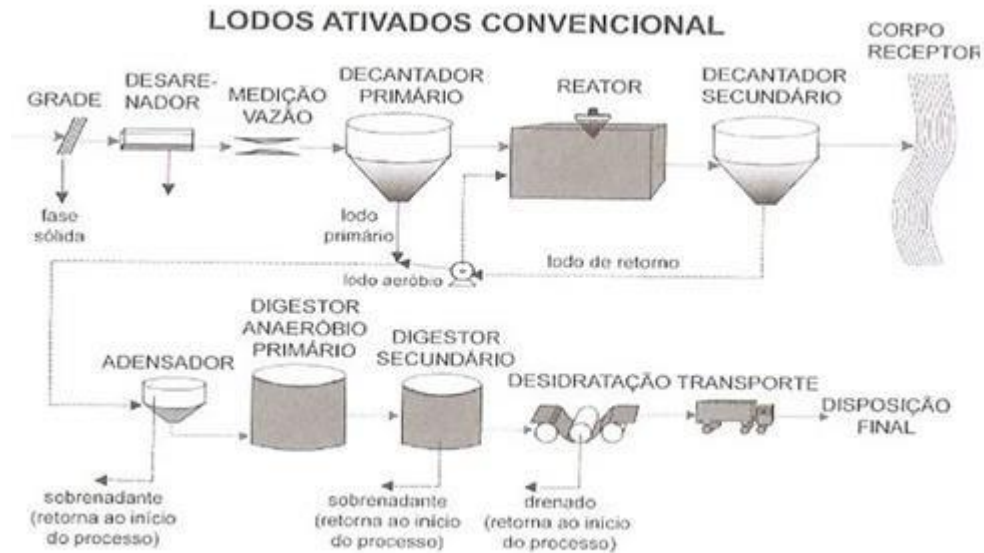
#### **2.5.3.1.1 MODALIDADES DE TRATAMENTO DE LODOS ATIVADOS**

##### **LODOS ATIVADOS TIPO AERAÇÃO CONVENCIONAL**

No sistema de aeração convencional existe um sistema de tratamento primário, que necessita de uma etapa para estabilização do lodo, que ocorre nos biodigestores. Nessa modalidade, parte da matéria orgânica é retirada antes do tanque de aeração, por meio de um decantador primário. Além disso, o sistema é projetado para receber uma elevada carga de  $DBO_5$  (VON SPERLING, 2016).

É mostrado na Figura 18 a esquematização do fluxo do efluente no sistema de aeração convencional.

**Figura 18:** lodos ativados com aeração convencional.



**Fonte:** Von Sperling (2016)

## LODOS ATIVADOS TIPO AERAÇÃO PROLONGADA

Nessa modalidade, a biomassa permanece por mais tempo no sistema, recebendo a mesma carga de  $DBO_5$  afluyente que o sistema convencional. No caso, haverá menor disponibilidade de alimento para as bactérias. Portanto, haverá menos matéria orgânica por unidade de volume do tanque de aeração e por unidade de biomassa do reator (Von Sperling, 2016).

Para sobreviver, as bactérias passam a utilizar a matéria orgânica biodegradável componente das suas células. Todo o processo requer um tempo maior de permanência dos microrganismos no tanque de aeração quando comparado ao sistema convencional (Von Sperling, 2016).

No sistema de aeração prolongada não há presença do decantador primário como é mostrado na Figura 19, isso porque, como não há necessidade de se estabilizar o lodo

biológico excedente, não é preciso estabilização adicional do lodo por processos anaeróbios ou aeróbios (Von Sperling, 2016).

**Figura 19:** lodos ativados com aeração prolongada.



**Fonte:** Von Sperling (2016)

### LODOS ATIVADOS TIPO BATELADA

Quando o sistema de lodos ativados trabalha por batelada, a aeração e decantação são realizadas no mesmo tanque, por exemplo, e massa biológica fica sedimentada no fundo dele, tratando o efluente. Parte do lodo resultante do processo é descartada, enquanto outra é mantida para tratar novos efluentes. A vantagem desse sistema é que ocupa uma menor área e tem um gasto moderado de energia. No entanto, o funcionamento linear pode não ser capaz de atender a grandes demandas (Von Sperling, 2016).

Embora utilizem o mesmo princípio de tratamento, aeróbio e recirculação do lodo, as modalidades possuem diferenças significativas demonstradas na Figura 20. Para uma correta operação, é fundamental dominar os conhecimentos técnicos de alguns parâmetros. Por exemplo: representação dos sólidos, tempo de detenção hidráulica e de residência circular, idade do lodo, entre outros (Von Sperling, 2016).

**Figura 20:** lodos ativados na modalidade batelada.



**Fonte:** Von Sperling (2016)

## CRESCIMENTO DA BIOMASSA

Por se tratar de matéria orgânica, o crescimento da biomassa é medido através da análise dos sólidos suspensos voláteis, ou DQO particulado, que nada mais é do que o total de DQO menos a DBO<sub>5</sub> solúvel. Outros parâmetros usuais na indicação do crescimento dessa biomassa é a partir do conteúdo de proteínas, DNA e o trifosfato adenosina, porém o método utilizado mais comumente é o de análise dos sólidos suspensos voláteis (Von Sperling, 2016).

## TIPOS DE AERADORES

Os aeradores são utilizados para garantir oxigênio no meio e manter os sólidos bem separados do líquido (em suspensão). A qualidade do esgoto que vem do tratamento preliminar e primário não é adequado para o lançamento direto no corpo hídrico, pelo fato de conter uma grande quantidade de sólidos (Von Sperling, 2016).

Alguns dos tipos de aeradores comumente utilizados são descritos na Tabela 8, de acordo com a sua classificação e uso (Von Sperling, 2016).

**Tabela 8:** classificação dos aeradores.

Classificação	Descrição	Uso ou aplicação
Submerso:		
Ar difuso		
Bolha fina (Sistema de poros pequenos)	Bolhas geradas por membranas cerâmicas, plásticas ou flexíveis (cúpulas, tubos, discos, placas ou configurações de painéis)	Todos os tipos de processos de lodos ativados
Bolha grossa (Sistema não porosa)	Bolhas geradas por arifícios, injetores ou bocais, ou placas	Todos os tipos de processos de lodos ativados, aeração de canais e de caixas de areia e digestão aeróbia.
Turbina aspersora	Turbina de baixa rotação e injeção de ar comprimido	Todos os tipos de processos de lodos ativados e digestão aeróbia
Misturador/Aerador	A rotação de um misturador hiperboloide mistura o ar em túneis de dispersão transformando-o em bolhas finas através de barbatanas cisalhantes	Todos os tipos de processos de lodos ativados e aeração de canais
Misturador de tubo estático	Tubos curtos com cortinas internas projetados para reter ar injetado no fundo do tubo em contato com o líquido	Lagoas aeradas e processos de lodos ativados
Jato	Ar comprimido injetado no liquor misto conforme ele é bombeado sob pressão através do equipamento de jato	Todos os tipos de processos de lodos ativados, mistura e aeração de tanques de equalização e aeração de tanques profundos
Superficiais:		
Aerador de turbina de baixa rotação	Turbina de grande diâmetro utilizada para expor gotas do líquido à atmosfera	Processos convencionais de lodos ativados, lagoas aeradas, e digestão aeróbia
Aerador flutuante de alta rotação	Hélice de pequeno diâmetro utilizado para expor gotas do líquido à atmosfera	Lagoas aeradas e digestão aeróbia
Aspirante	Estrutura de hélices inclinadas	Lagoas aeradas
Escova rotativa ou estrutura de discos rotativos	Lâminas ou discos montados em um eixo horizontal central giram através do líquido. Oxigênio é induzido no líquido pela ação dispersora do rotor e pela exposição de gotas do líquido à atmosfera	Valos de oxidação, aeração de canais e lagoas aeradas.
Cascata	O esgoto escoar sobre uma série de degraus em escoamento livre	Pós-aeração

**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

## DIFUSORES POROSOS

Feitos de diversos formatos, sendo os mais comuns: de cúpula, discos, placas, tubos e membranas. Na Tabela 9, é classificado a eficiência de cada (Von Sperling, 2016).

**Tabela 9:** eficiência dos difusores.

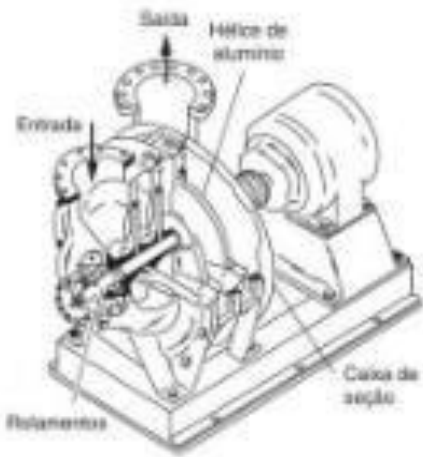
Tipo de difusor ou equipamento	Eficiência de transferência	Descrição
Porosos		
Disco	Alta	Discos rígidos de cerâmica montados em tubos de distribuição de ar perto do fundo do tanque
Cúpula	Alta	Difusores de cerâmica em forma de cúpula montados em tubos de distribuição de ar próximos ao fundo do tanque
Membrana	Alta	Membrana porosa flexível suportada por disco montado em uma grade de distribuição de ar
Painel	Muito alta	Painel retangular com uma membrana flexível de plástico perfurada
Não porosos		
Orifício fixo		
Orifício	Baixa	Equipamentos usualmente construídos ou moldados em plástico montados em tubos de distribuição de ar
Tubo perfurado	Baixa	Tubulação de aço inoxidável contendo perfurações e fendas para proporcionar uma faixa larga de difusão de ar
Tubo estático	Baixa	Tubo vertical estacionário montado no fundo da bacia funcionando como uma bomba de "air lift"

**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

## SOPRADORES

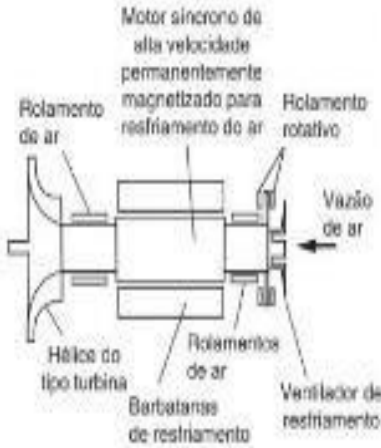
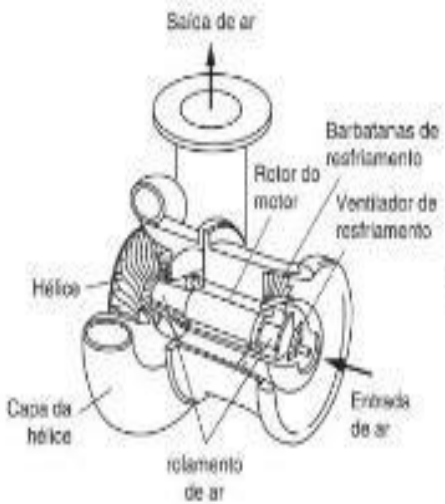
Há 4 tipos de sopradores de ar, são eles: centrífugo de estágio único, centrífugo de estágio múltiplo (Figura 21), turbo de alta velocidade (Figura 22) e o de deslocamento positivo (Figura 23) (METCALF AND EDDY, 2017).

**Figura 21:** centrífugo de estágio múltiplo.



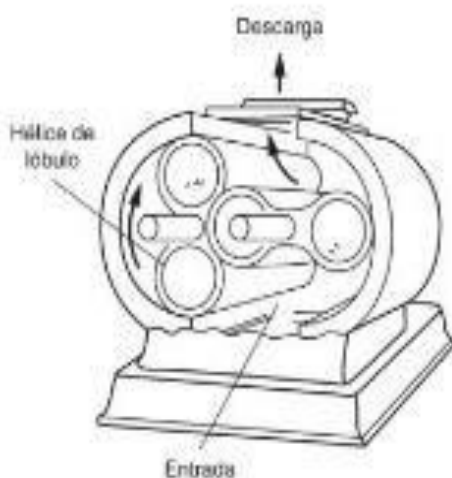
**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

**Figura 22:** turbo de alta velocidade.



**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

**Figura 23:**deslocamento positivo

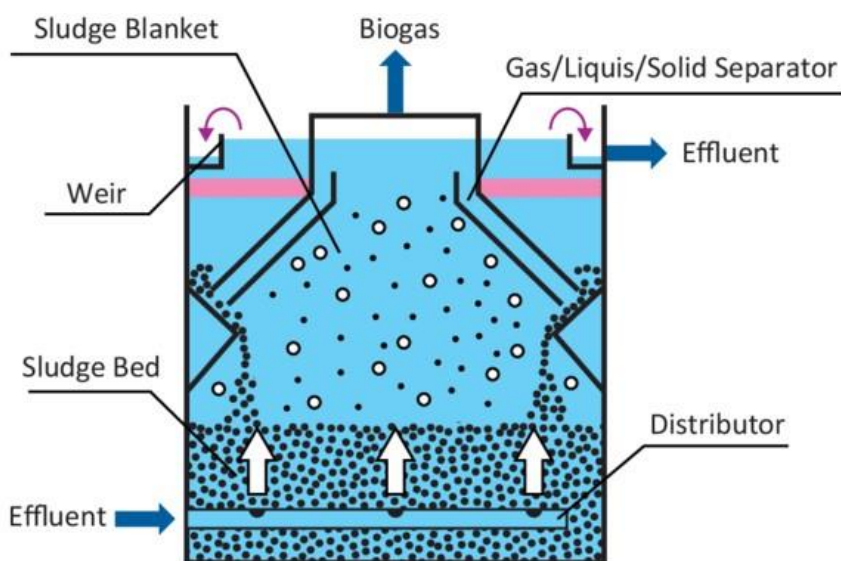


**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

### 2.5.3.2 REATOR UASB

O reator UASB é uma tecnologia de tratamento biológico que consiste na decomposição da matéria orgânica por microrganismos anaeróbios, o esgoto escoar no interior do reator UASB composto por uma zona de digestão, uma zona de sedimentação e um dispositivo separador de fases gás-sólido-líquido. O esgoto flui no reator e após ser distribuído pelo seu fundo, segue uma trajetória ascendente, desde a sua parte mais baixa, até encontrar a manta de lodo, onde ocorre a mistura, a biodegradação e a digestão anaeróbia do conteúdo orgânico, após a digestão, são gerados como subprodutos, matéria inorgânica mineralizada (lodo), que é encaminhado posteriormente para tratamento específico, e também são gerados gases GEE'S (metano, gás carbônico e sulfídrico), que por sua vez podem ser filtrados com filtro de carvão ativado ou incinerados. Na Figura 24 são mostradas as Características e processos do reator UASB (METCALF AND EDDY, 2017).

**Figura 24:**Características e processos do reator UASB.



**Fonte:** Industrial Technology Research Institute (2019)

Algumas das vantagens e desvantagens do processo anaeróbio em relação ao processo aeróbio são listadas na Tabela 10. **Tabela 10:** vantagens e desvantagens do processo anaeróbio.

Vantagens	Desvantagens
1. Menor consumo de energia	1. Maior período de partida para desenvolvimento da biomassa necessária
2. Menor produção de lodo biológico	2. Pode requerer a adição de alcalinizante
3. Menor necessidade de nutrientes	3. Pode requer tratamento adicional por um processo aeróbio de tratamento para atingir os padrões de emissão do efluente
4. Produção de metano, fonte potencial de energia	4. Não possibilita a remoção biológica de nitrogênio ou fósforo
5. Menor volume do reator	5. Muito mais sensível aos efeitos negativos da baixa temperatura nas taxas de reação
6. Eliminação da poluição do ar pelos gases de exaustão	6. Pode ser mais suscetível a perturbações decorrentes da presença de substâncias tóxicas ou variações significativas nas características do afluente
7. Capacidade de resposta à adição de substrato após longos períodos sem alimentação	7. Potencial para geração de maus odores e gases corrosivos
8. Processo de pré-tratamento eficaz	
9. Potencial para baixa pegada de carbono	

**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

## TEMPO DE RETENÇÃO DE SÓLIDOS (TRS)

É o parâmetro fundamental para todos os processos anaeróbios, um tanque com maior tempo de retenção de sólidos, propicia uma maior massa de microrganismos metanogênicos no reator, o que representa uma maior capacidade de suportar variações nas condições operacionais do processo para manter um equilíbrio entre a produção e o consumo de ácidos graxos voláteis. Na Tabela 11, é demonstrado o tempo de retenção de sólidos em dias (TRS, d) para cada temperatura (C°) de operação (METCALF AND EDDY, 2017). **Tabela 11:** TRS recomendado para UASB.

Temperatura, °C	TRS, d
35	25
30	30
25	60
20	100
15	140

**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

## CRITÉRIOS DE PROJETO

Os principais critérios para se projetar um reator UASB estão inclusos na Tabela 12.

**Tabela 12:** Critérios de projeto para dispositivos para separação gás-sólido do UASB.

1. A inclinação do fundo do sedimentador, ou seja, a parede inclinada do coletor de gás, deve ser de 45 a 60°.
2. A área superficial das aberturas entre os coletores de gás não deve ser inferior a 15 ou 20% da área superficial total do reator.
3. A altura do coletor de gás deve ser de 1,5 a 2,0 m para reatores com 5 a 7 m de altura.
4. A interface entre o líquido e o gás deve ser mantida no interior do coletor de gás, de maneira a facilitar a liberação e a coleta das bolhas de gás e minimizar a formação de espuma.
5. A sobreposição entre os defletores instalados abaixo das aberturas de passagem de gás, deve ser de 100 a 200 mm para evitar que as bolhas de gás entrem no compartimento de sedimentação.
6. Geralmente, defletores da camada de espuma devem ser instalados em frente aos vertedores de efluente.
7. O diâmetro da tubulação de exaustão de gás deve ser suficiente para garantir a remoção do biogás da parte superior da câmara de coleta, especialmente na ocorrência de formação de espuma.
8. Bocais para a aspersão de antiespumante devem ser instalados na parte superior da câmara de gás no caso de o tratamento resultar em formação significativa de espuma.

**Fonte:** METCALF AND EDDY (2017).

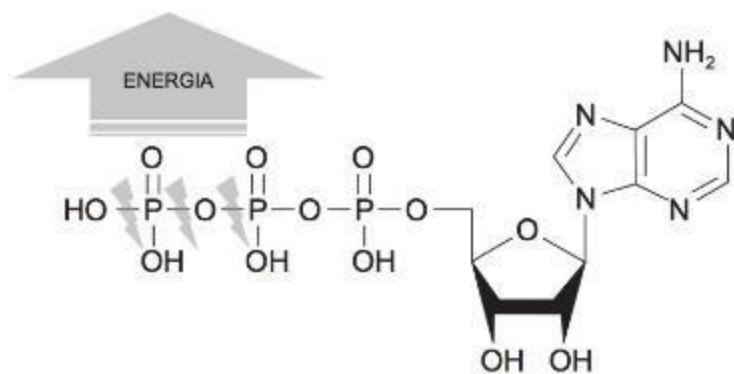
#### 2.5.4 Tratamento terciário (Polimento)

Utilizado para a remoção de nutrientes, especificamente para remoção de fósforo que é um nutriente limitante de atividades biológicas e sua remoção coíbe o processo de eutrofização dos corpos hídricos. Comumente são adotados processos físico-químicos, e biológico ou misto para a remoção deste fósforo (BITTENCOURT, DE PAULA, 2018)

O processo físico-químico, consiste na adoção de sais de metálicos para a precipitação e sedimentação do fósforo. O processo biológico de remoção de fósforo, submete as bactérias do processo de tratamento biológico aeróbio a um estresse anaeróbio (BITTENCOURT, DE PAULA, 2018).

A energia que as células recebem pelo alimento é armazenada no seu interior formando o composto conhecido por adenosina trifosfato (ATP). O ATP reserva a energia na ligação do fósforo com a molécula, representado na Figura 25 (BITTENCOURT, DE PAULA, 2018)

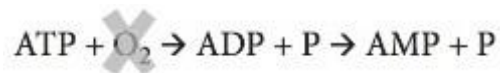
**Figura 25:** quebra da molécula de adenosina trifosfato liberando energia.



**Fonte:** Bittencourt, de Paula (2018)

Após submetero essas bactérias a ausência de oxigênio, elas passam a utilizar a energia armazenada na forma de ATP, convertendo em ADP (adenosina difosfato) e por último em AMP (adenosina monofosfato), reduzindo a concentração de fósforo, como é apresentado na Figura 26 (BITTENCOURT, DE PAULA, 2018)

**Figura 26:** redução de fósforo após a ausência de oxigênio.



**Fonte:** Bittencourt, de Paula (2018)

#### 2.5.4.1 Wetlands

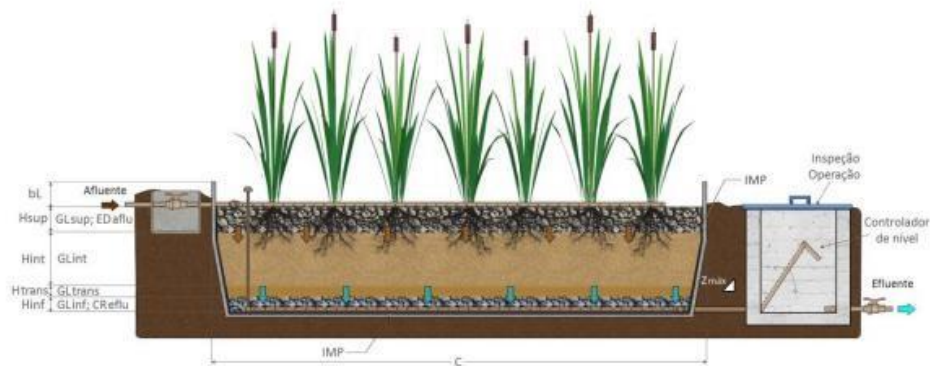
E por fim, antes do retorno do efluente tratado para o corpo hídrico, o efluente passa por um processo desinfecção natural chamado de fito remediação na *wetland*, sistema complementar de tratamento de efluentes de esgoto de baixo custo de operação, implantação e manutenção, que consiste na depuração de poluentes. É explorado o potencial de tratamento de algumas plantas em específico para a depuração de matéria orgânica, coliformes fecais, ou até mesmo a absorção de alguns metais pesados que possam ser encontrados por alguma eventualidade no efluente. Esse processo já é amplamente utilizado no exterior, porém muito pouco explorado no Brasil (BOLETIM WETLANDS BRASIL, 2018).

#### WETLAND DE ESCOAMENTO VERTICAL

No Wetlands de escoamento vertical, o líquido em tratamento é distribuído uniformemente sobre a superfície do módulo de tratamento, de forma intermitente, percolando em trajetória descendente entre as raízes das macrófitas e dos poros do

material filtrante (geralmente utilizando areia) até ser coletado no fundo por um sistema de drenagem. O meio permanece não saturado, isto é, os espaços vazios entre os grãos do meio suporte não estão preenchidos com líquido, mas com ar condições aeróbias no leito filtrante. A Figura 27 ilustra o sistema de escoamento vertical (BOLETIM WETLANDS BRASIL, 2018).

**Figura 27:**Esquema representativo do perfil longitudinal do wetland construído de escoamento vertical.

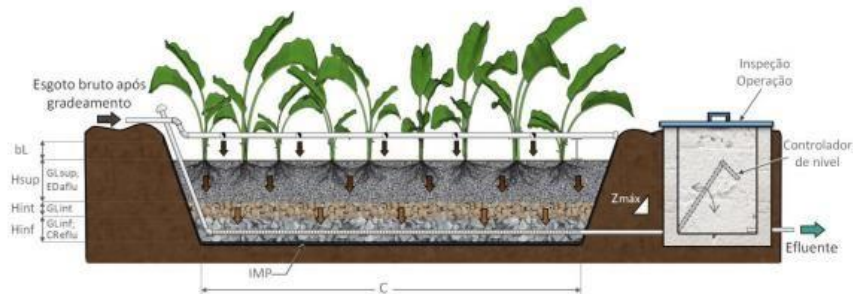


**Fonte:** Boletim wetlands Brasil (2018)

Os esgotos são lançados na superfície do tanque e o escoamento é vertical descendente. O primeiro estágio tem por objetivo a remoção da matéria orgânica e sólidos em suspensão, além da remoção parcial do nitrogênio amoniacal por nitrificação. O segundo estágio proporciona um polimento no tratamento, removendo a matéria orgânica e os sólidos em suspensão, mas, age primordialmente na remoção do nitrogênio amoniacal por nitrificação. Na concepção clássica do sistema francês, o primeiro estágio é composto por três unidades em paralelo (uma unidade em operação e duas unidades em descanso), e o segundo estágio é composto por duas unidades em paralelo (uma unidade em operação e uma unidade em descanso). As unidades em operação de ambos os estágios são alimentadas de forma intermitente (várias bateladas ou pulsos por dia), e todas as unidades possuem ciclos operacionais que incluem dias em operação (alimentação) e dias em descanso, com estratégias diferentes para o 1º e o 2º estágios. As bateladas na

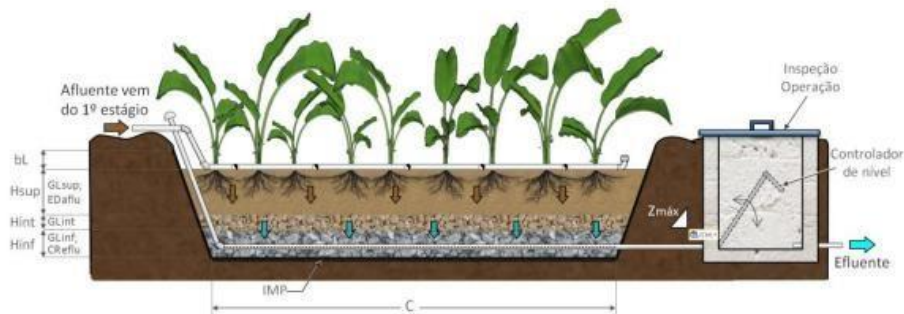
unidade em operação ocorrem entre 6 e 24 vezes por dia, ou seja, em média, a cada 1 a 4 horas. As Figuras 28 e 29 a seguir ilustram o sistema francês (Boletim wetlands Brasil, 2018).

**Figura 28:** perfil longitudinal do Wetlands de escoamento vertical francês (1° estágio).



**Fonte:** Boletim wetlands Brasil (2018)

**Figura 29:** perfil longitudinal do wetland de escoamento vertical francês (2° estágio).



**Fonte:** Boletim wetlands Brasil (2018)

## 2.6 Legislações

As legislações estaduais e federais vigentes detentoras dos padrões de lançamentos são situadas no Quadro 2.

**Quadro 2:** legislações paramétricas de lançamento de efluentes.

<b>Marco legal/normativo</b>	<b>disposição</b>
<b>Lei 9.433/1997 (PNRH)</b>	Redige a gestão dos recursos hídricos com a contribuição do poder público e a sociedade
<b>Resolução 357/2005 (CONAMA)</b>	classifica os corpos d'água, dispõe as diretrizes ambientais para enquadramento e estabelece condições e padrões de lançamento.
<b>Lei 11.445/2007(saneamento básico)</b>	Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico estipulando ligações, redes, tratamentos e destinação final dos resíduos gerados adequados.
<b>Resolução 430/2011(CONAMA)</b>	complementa a 357 de 2005 dispondo de atualizações da resolução anterior.
<b>Portaria NT-202.R-10(INEA)</b>	dispõe os critérios e padrões de lançamento de efluentes líquidos especificamente para o estado do Rio de Janeiro.
<b>DZ-215.R-4</b>	Diretriz de controle de carga orgânica biodegradável em efluentes líquidos de origem sanitária

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Três Poços, Volta Redonda-RJ

Com seu nome atribuído a antiga fazenda Três Poços, uma das fazendas mais expressivas do ciclo do café, fundada em 1784, tiveram como primeiro proprietário o sesmeiro Mateus Pereira de Araújo e Oliveira, com a sua casa sede que atualmente é ocupada pela antiga Escola de Engenharia da Fundação Oswaldo Aranha- UniFOA e patrimônio tombado pelo decreto municipal número 2.117, de 23 de dezembro de 1985 (Figura 30) (ESTAÇÕES E FERROVIAS, 2022).

**Figura 30:** Fazenda Três Poços fotografada em 1940.

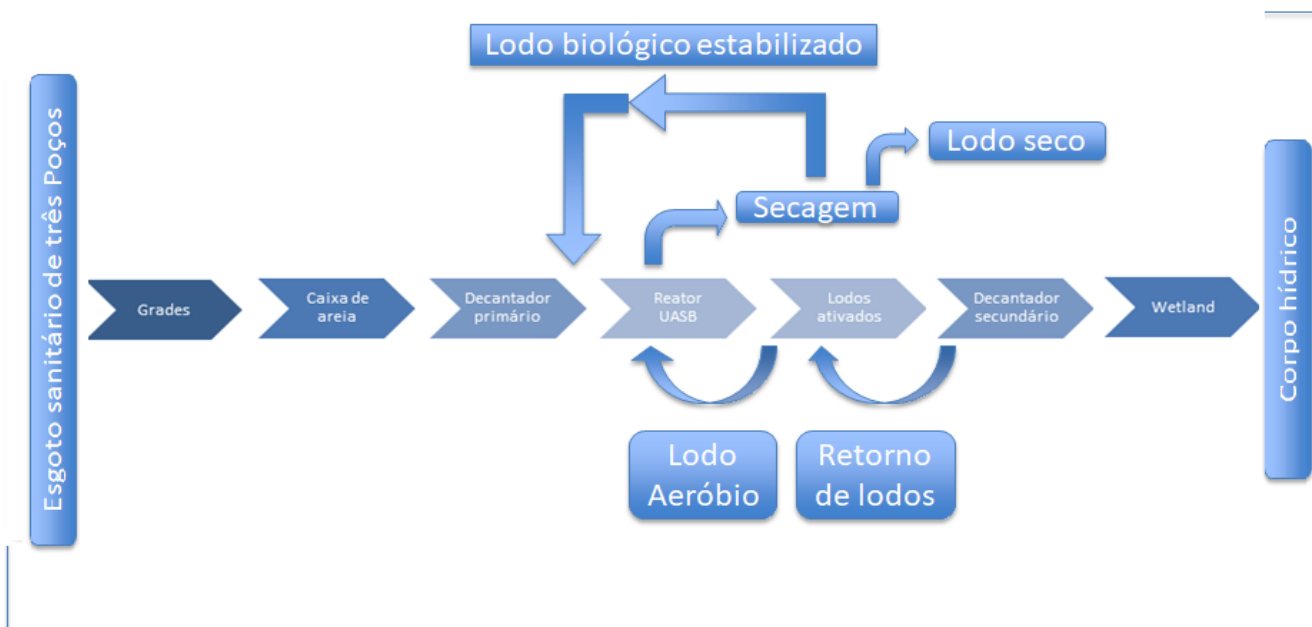


**Fonte:** estações e ferrovias (2022)

Com uma área de 7,87 Km<sup>2</sup> e previsão de 30.000 habitantes até o ano de 2037.

## 3.2 MEMORIAL DE CÁLCULO

O seguinte projeto será desenvolvido conforme a demonstração do fluxo dos sistemas de tratamento.



### 3.2.1 DEMANDA DO PROJETO

Para o projeto, fora analisado um consumo per capita de 180 L/hab.dia, para 30.000 habitantes, com a planta funcionando 16 horas por dia. Utilizando essas informações, chegou-se nos seguintes valores para o desenvolvimento do atual projeto( quadro 3) (FUNASA, 2007).

**Quadro 3:**Consumo per capita segundo o tamanho da população.

Porte da comunidade	Faixa da população (hab.)	Consumo per capita-q (l/hab.dia)
Povoado rural	< 5.000	90-140
Vila	5.000 -10.000	100-160
Pequena localidade	10.000 - 50.000	110-180
Cidade média	50.000 - 250.000	120-220
Cidade Grande	>250.000	150-300

**Fonte:** (FUNASA, 2007)

### Vazão Doméstica de Esgoto (cálculo típico da vazão)

O cálculo da vazão doméstica máxima de esgoto é dado por:

$$Q = \frac{k1 \times p \times qpc \times R}{86400}$$

Onde,

$Q$  = vazão da captação a reservação, em L/s

$qpc$  = consumo per capita, em L / (hab. dia) = 180 L / (hab. dia)

$P$  =população= 30.000 habitantes

$R$ = coeficiente de retorno= entre 0,5 e 0,9 (utilizou-se 0,8)

$$k1 = \frac{\text{maior consumo diário no ano}}{\text{consumo médio diário no ano}} = K1= 1,2$$

### Cálculo das Vazões considerando a infiltração

Para dimensionar as vazões média e máxima, utiliza-se dados estipulados pela norma NBR 9649/1986 para a escolha da taxa de infiltração (TI), com intervalo de

0,05 a 1,0 l/s x km de rede. Para o projeto, foi adotado uma taxa de 0,5 l/s x km. Na Tabela 13 tem-se valores de taxa de infiltração (CRESPO, 1997)

**Tabela 13:**Valores de taxa de infiltração.

Vazão parasitária ≠ Vazão de infiltração					
Valores típicos de taxa de infiltração:					
Diâmetro do tubo	Tipo de junta	Nível do lençol subterrâneo	Permeabilidade do solo	Coeficiente de infiltração	
				L/s.km	m <sup>3</sup> /d.km
< 400 mm	Elástica	Abaixo das tubulações	Baixa	0,05	4
			Alta	0,10	9
		Acima das tubulações	Baixa	0,15	13
			Alta	0,30	26
	Não elástica	Abaixo das tubulações	Baixa	0,05	4
			Alta	0,50	43
Acima das tubulações	Baixa	0,50	43		
	Alta	1,00	86		
> 400 mm	-	-	-	1,00	86

Fonte: Crespo (1997)

- NBR 9649: 0,05 a 1,00 L/s.km (4 a 86 m<sup>3</sup>/d.km)
- Metcalf & Eddy: 0,01 a 1,0 m<sup>3</sup>/d.km por mm de diâmetro

**Fonte:** Crespo (1997)

**NOTA:** Foi considerada uma extensão de 50 Km de rede de esgotos.

**QI**= coeficiente de infiltração (extensão de rede em km x TI)

**QI**= 50km x 0,5 l/s x km

**QI**= 25 l/s

**K3**= 0,5

**Vazão média**

$$Q_{med} = \frac{\text{população} \times \text{per.capta} \times 0,8}{86400} + Q_i$$

$$Q_{med} = \frac{30000 \times 180 \times 0,8}{86400} + 25$$

$$Q_{\text{med}} = 75 \text{ l/s ou } 0,075 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Vazão mínima

$$Q_{\text{min}} = \frac{\text{população} \times \text{per. capta} \times 0,8}{86400} \times k3$$

$$Q_{\text{min}} = \frac{30000 \times 180 \times 0,8}{86400} \times 0,5$$

$$Q_{\text{min}} = 25 \text{ l/s ou } 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Vazão máxima

$$Q_{\text{max}} = \frac{\text{população} \times \text{per. capta} \times 0,8}{86400} \times k1 + Qi$$

$$Q_{\text{max}} = \frac{30000 \times 180 \times 0,8}{86400} \times 1,2 + 25$$

$$Q_{\text{max}} = 85 \text{ l/s ou } 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 3.2.2 GRADEAMENTO

Para o dimensionamento das grades, é necessário a utilização dos seguintes dados situados na tabela 14 (JORDÃO E PESSOA, 1995).

**Tabela 14:** Espaçamento e seção das barras.

TIPO	ESPAÇAMENTO	
	Polegadas	Centímetros
Grosseiras	Acima de 1 ½	4,0 a 10,0
Médias	¾ a 1 ½	2,0 a 4,0
Pequenas (finas)	¾ a ¼	1,0 a 2,0

TIPO DE GRADE	SEÇÃO	
	mm x mm	Pol. X pol.
Grosseiras	10 x 50	¾ a 2
Grosseiras	10 x 60	¾ a 2 ½
Grosseiras	13 x 40	½ a 1 ½
Grosseiras	13 x 50	½ x 2
Médias	8 x 50	5/16 a 2
Médias	10 x 40	¾ x 1 ½
Médias	10 x 50	¾ x 2
Pequenas	6 x 40	¼ x 1 ½
Pequenas	8 x 40	5/16 x 1 ½
Pequenas	10 x 40	¾ x 1 ½

**Fonte:** apud Jordão e Pessoa (1995).

A grade em específico utilizará a limpeza com remoção manual.

## EFICIÊNCIA

Utiliza-se a Tabela 15 para encontrar os valores específicos da eficiência das grades (JORDÃO E PESSOA, 1995).

**Tabela 15:**eficiência típica das grades.

**EFICIÊNCIAS TÍPICA DAS GRADES**

Espessura das Barras (t)	Eficiência: Valores de "E"			
	a = 3/4 " (1,94 cm)	a = 1" (2,54 cm)	a = 1 1/4 " (3,18 cm)	a = 1 1/2 " (3,81 cm)
1/4" (0,64 cm)	0,750	0,800	0,834	0,869
5/16" (0,79 cm)	0,730	0,768	0,803	0,833
3/8" (0,95 cm)	0,677	0,728	0,770	0,800
7/16" (1,11cm)	0,632	0,696	0,741	0,784
1/2" (1,27 cm)	0,600	0,677	0,715	0,755

Com base na Tabela de dimensões, adotou-se para o projeto os seguintes dados:

**a**= abertura entre as barras (25 mm)

**T**= espessura das barras (9,5 mm)

$$e = \frac{a}{t + a}$$

$$e = \frac{25}{25+9,5} = 0,728 \quad \text{ou} \quad (72,8\%)$$

ÁREA ÚTIL (AU)

Adota-se velocidade de escoamento  $V = 0,6 \text{ m/s}$

$$A_u = \frac{Q_{\max}}{v}$$

$$A_u = \frac{0,085}{0,6}$$

$$A_u = 0,14 \text{ m}^2$$

$$b = 5h$$

$$h = \sqrt{\frac{0,14}{5}}$$

$$h = 0,17 \text{ m}$$

**ÁREA TOTAL ( $A_t$ )**

$$A_t = \frac{A_u}{E}$$

$$A_t = \frac{0,14}{0,728}$$

$$A_t = 0,19 \text{ m}^2$$

$$b = 6h$$

$$a = b \times h : . 6h^2$$

$$h = \sqrt{\frac{a}{6}}$$

$$h = \sqrt{\frac{0,19}{6}}$$

$$h = 0,18 \text{ m}$$

$$b=6h = 1,1 \text{ m}$$

$$\text{Ngrades} = \frac{b}{a + t}$$

$$\text{Ngrades} = \frac{1,1 \text{ m}}{0,026 \text{ m} + 0,0095 \text{ m}}$$

$$\text{Ngrades} = \frac{1,1}{0,035}$$

$$\text{Ngrades} = 32 \text{ barras}$$

## **PERDA DE CARGA**

$$h = 1,43 \left( \frac{0,8 - 0,6}{2 \times 9,8} \right) \quad h = 0,020 \text{ mca (grade limpa)}$$

$$h = 1,43 \left( \frac{(2 \times 0,8)^2 - (0,6)_2}{2 \times 9,8} \right) \quad h = 0,16 \text{ mca (grade suja)}$$

### 3.2.3 CAIXA DE AREIA

$$V_{\text{sed}} = 0,02 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$V_h = 0,30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$h = L \times \frac{v}{v_1}$$

$$h = L \times \frac{0,02}{0,30}$$

$$L = h \times \frac{0,30}{0,02}$$

$L = 15 h$  é acrescido um adicional de 50 a 65 %

Prática de projeto =  $22,5h$  a  $25h$  =  $L_{\text{usual}} = 25 h$

$$s = b \times h$$

$b = 1,1$  da grade

$$Ah = \frac{Q_{\max}}{h} \quad Ah = \frac{0,085 \text{ m}^3/\text{s}}{0,30 \text{ m/s}}$$

$$Ah = 0,28 \text{ m}^2$$

**Após o cálculo da calha Parshall será finalizado o cálculo da caixa de areia com controle do nível de caixa de areia pela calha Parshall.**

### **DETERMINAÇÃO DE $H_{\text{MÁXIMO}}$ E $H_{\text{MÍNIMO}}$ DA CALHA PARSHALL**

$$Q(\text{m}^3/\text{s}) = K \times H^N$$

$$Q \text{ máxima} = 85 \text{ l/s}$$

$$Q \text{ mínima} = 25 \text{ l/s}$$

É necessário o uso da Tabela para a determinação da largura nominal com base na vazão máxima. Na Tabela 16 tem-se dados da calha Parshall escolhida (JORDÃO E PESSOA, 1995).

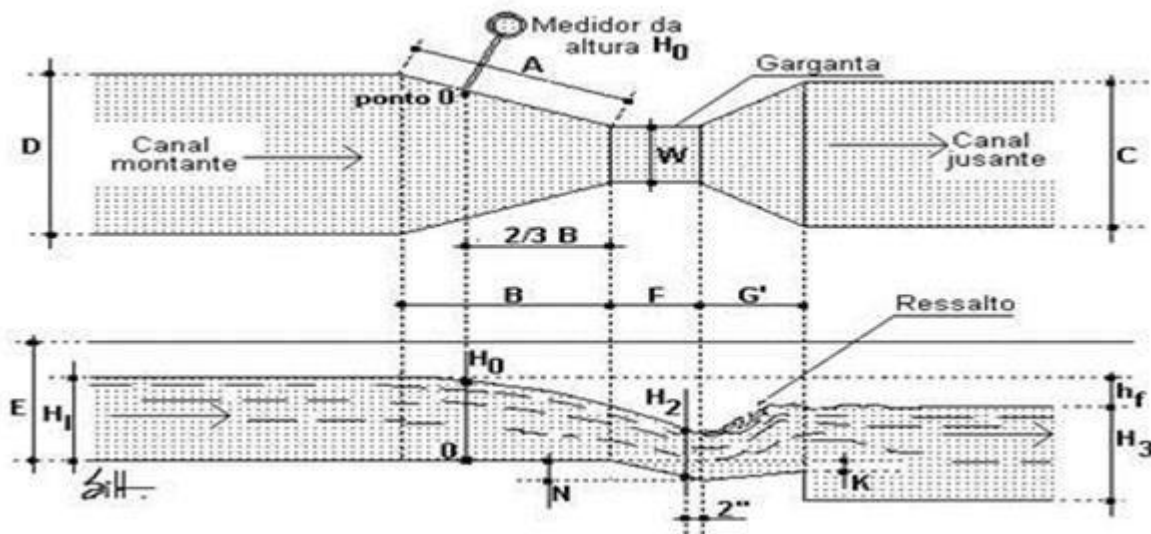
**Tabela 16:** dados da calha Parshall escolhida

Largura Nominal	N	K	Capacidade (L/s)	
			Mín.	Máx.
3"	1,547	0,176	0,85	53,8
6"	1,580	0,381	1,52	110,4
9"	1,530	0,535	2,55	251,9
1'	1,522	0,690	3,11	455,6
1 1/2'	1,538	1,054	4,25	696,2
2'	1,550	1,426	11,89	936,7

**FONTE:** Jordão e pessoa (1995)

Será utilizada uma largura nominal de 6 polegadas para a calha Parshall, sendo o esquema típico de uma calha Parshall mostrada na Figura 31 (JORDÃO E PESSOA, 1995).

**Figura 31:** esquema de uma calha Parshall típica



**FONTE:** Jordão e pessoa (1995)

$$N=1,580$$

$$K= 0,381$$

$$Q_{\text{máxima}}(\text{m}^3/\text{s}) = 0,381 * H_{\text{máximo}}^{1,58}$$

$$0,085 (\text{m}^3/\text{s}) = 0,381 * H_{\text{máximo}}^{1,58}$$

$$0,381 * H_{\text{máximo}}^{1,58}$$

$$H_{\text{máximo}} = 0,39 \text{ m}$$

$$Q_{\text{mínimo}}(\text{m}^3/\text{s}) = 0,381 * H_{\text{mínimo}}^{1,58}$$

$$0,025(\text{m}^3/\text{s}) = 0,381 * H_{\text{mínimo}}^{1,58}$$

$$H_{\text{min}} = 0,18 \text{ m}$$

### **Determinação de Z (Rebaixamento)**

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{Q_{\text{mín}}} = \frac{(H_{\text{máx}} - z)}{(H_{\text{mín}} - z)}$$

$$\frac{0,085}{0,025} = \frac{(0,39 - z)}{(0,18 - z)}$$

$$\frac{0,085}{0,025} = \frac{(0,39 - z)}{(0,18 - z)}$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

Logo,

$$H_{\text{útil}} = H_{\text{máx}} - Z$$

$$H_{\text{útil}} = 0,39 - 0,09 = 0,30 \text{ m}$$

### Área da seção transversal

$$A_h = b \times h \quad A_h = 1,1 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} = 0,33 \text{ m}^2$$

$$h \sim 0,33 \text{ m}$$

$$L = 25h$$

$$L = 25 \times 0,33 \sim 8,3 \text{ m}$$

$$b = \frac{A_{st}}{H_{\text{máx}}} - Z$$

$$b = \frac{0,33 \text{ m}^2}{0,30 \text{ m}} - 0,09 \text{ m} \quad b = 1,01 \text{ m}$$

Adotou-se então uma largura da caixa de areia de 1,1 m.

### VOLUME DE RETENÇÃO DIÁRIO DE AREIA

$$SS = 0,0001 \text{ m}^3 / \text{m}^3$$

$$VRD = ss \times \text{vol. diário}$$

$$VRD = 0,0001 \times 0,085 \times 86400$$

$$VRD = 0,73 \text{ m}^3 \cdot \text{dia}$$

### VOLUME DA CAIXA DE RETENÇÃO

$$V_{cr} = 1,1 \times 3 = 3,3 \text{ m}^3 \quad V_{cr} =$$

$$b \times l \times c \quad \text{ou} \quad C = \frac{V_{cr} \times s}{b \times l}$$

$$C = \frac{3,3 \times 1,1}{1,01 \times 8,3} \Rightarrow C = 0,43 \text{ m (adotado} = 0,50 \text{ m)}$$

### 3.2.4 ELEVATÓRIA (AZEVEDO NETO, MANUAL DE HIDRAULICA 2018)

A Figura 32 ilustra uma elevatória típica.

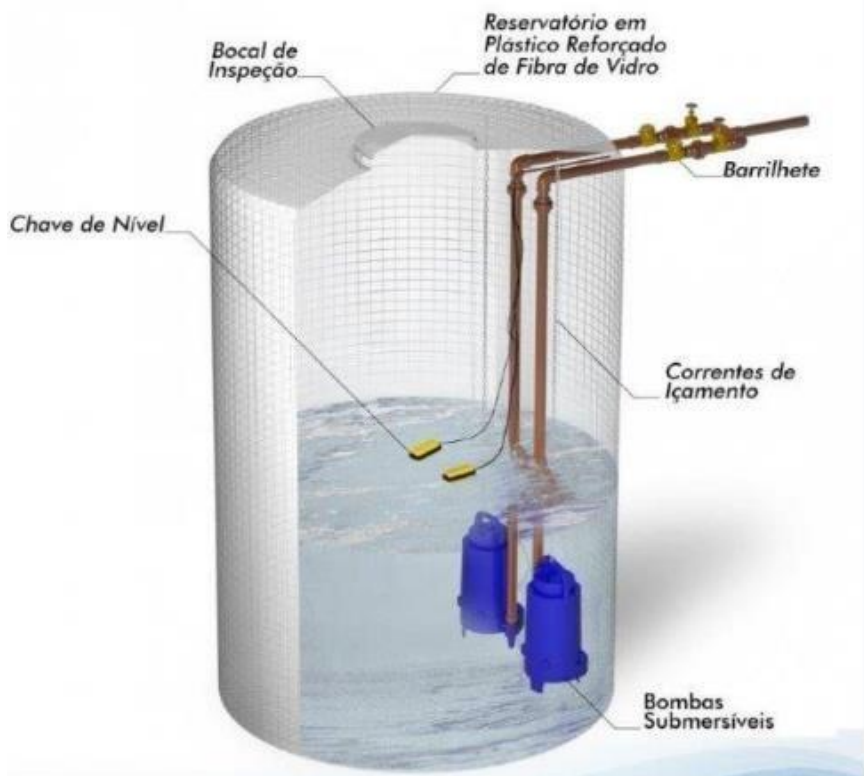
Tempo de Liga- desliga da bomba:

Entre 5 e 15 min (adotado 10 min)

$$Q = 0,085 \text{ m}^3/\text{s} \times 10 \text{ min} \times 60 \text{ s/min}$$

$$Q \cong 51 \text{ m}^3 \text{ útil}$$

**Figura 32:** esquematização de uma elevatória.



Fonte: Grupo SANEFLUX (2021).

### 3.2.5 TRATAMENTO BIOLÓGICO (METCALF AND EDDY, 2017).

Utilizou-se os dados da tabela 17 para o dimensionamento do sistema de tratamento biológico da matéria orgânica.

População = 30.000 habitantes

Vazão média do afluente =  $Q_{med} = 75 \text{ L/s} \Rightarrow 0,75 \text{ m}^3/\text{s}$

$0,075 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 = 6480 \text{ m}^3/\text{dia}$

**Tabela 17:** dados de remoção de orgânicos

Processo	Remoção de CDBO5 (%)	Remoção de DQO (%)
<b>Níveis de Tratamento</b>		
Primário	25 a 40	20 a 30
Secundário	85 a 95	70 a 85
Terciário	85 a 95	70 a 85
Terciário + Polimento Químico	90 a 98	85 a 95
<b>Processos Biológicos</b>		
Lodos Ativados	85 a 95	70 a 85
Filtros Biológicos	80 a 90	70 a 80
Biodiscos	85 a 95	70 a 80
Processos Anaeróbios	50 a 70	25 a 50
Processos RBN's	85 a 95	75 a 85
Lagoas aeradas	70 a 90	65 a 80
Lagoas facultativas/maturação	75 a 90	20 a 50
<b>Processos Físico-Químicos</b>		
Coagulação/Precipitação Química	90 a 95	90 a 95
Químicos + Filtração	95 a 98	90 a 95
Químicos + Flotação	95 a 98	90 a 95

**FONTE:** adaptado EPA (1997)

Nota: Considerou-se os dados de esgoto forte situados na tabela 2 e 3, para o dimensionamento.

Carga de DBO=  $6480\text{m}^3/\text{dia} \times 0,40 \text{ Kg}/\text{m}^3 = 2592.\text{kg}/\text{dia}$

Carga de SS=  $6480\text{m}^3/\text{dia} \times 0,35 \text{ Kg}/\text{m}^3 = 2.268\text{kg}/\text{dia}$

Carga de NKT=  $6480\text{m}^3/\text{dia} \times 0,085 \text{ Kg}/\text{m}^3 = 550,8 \text{ kg}/\text{dia}$

Carga de NH<sub>3</sub>=  $6480 \text{ m}^3/\text{dia} \times 0,05 \text{ Kg}/\text{m}^3 = 324 \text{ kg}/\text{dia}$  Carga

de DQO=  $6480\text{m}^3/\text{dia} \times 1 \text{ Kg}/\text{m}^3 = 6.480 \text{ kg}/\text{dia}$

### 3.2.5.1 REATOR UASB (CHERNICHARO, 2017)

Eficiência de remoção do UASB

DBO= 80%

DQO= 70%

SS= 90%

NKT= 10%

Efluente de saída do UASB e entrada do Lodos Ativados

DBO x 2592 kg/dia = 0,2 x 2592 kg/dia = 518,4 kg/dia

DQO x 6480 kg/dia = 0,3 x 6480 kg/dia = 1944 kg/dia

SS x 2268 kg/dia = 0,1 x 2268 kg/dia = 226,8 kg/dia

NKT x 550,8 kg/dia = 0,9 x 550,8 kg/dia = 495,72 kg/dia

Volume do reator UASB

### **Cálculo pela Carga Orgânica Volumétrica (COV)**

**COV** = Carga Orgânica Volumétrica (2,8 kgDBO/m<sup>3</sup>dia);

**S** = Concentração de DQO (considerando esgoto forte o valor de 1000 mg/L).

**V** = Volume do Reator (m<sup>3</sup>); **Q**

= Vazão (6480 m<sup>3</sup>/dia).

A carga orgânica volumétrica para tratamento de efluentes de esgotos domésticos em reatores anaeróbios do tipo RAFA, deve ser inferior a 2,5 – 3,5 kgDQO/m<sup>3</sup>. Dia (adotouse 2,8 kgDQO/m<sup>3</sup>. dia) (CHERNICHARO, 2017).

$$V = \frac{Q \times S}{COV}$$

$$V = \frac{6480 \text{ m}^3/\text{dia} \times 1,0 \text{ kg}/\text{m}^3}{2,8 \text{ kgDBO}/\text{m}^3 \text{ dia}}$$

$$V = 2.314,28 \text{ m}^3$$

Utilizando a profundidade de 5 metros terá uma área de:

$2.314,28 / 5 = 462,9 \text{ m}^2$  cada um medindo 21,5 metros cada lado.

O volume resultante do reator será:

$$V_r = H_u \times l \times b$$

$H_u =$  altura útil = 5 m de profundidade + 0,5 m de margem = 5,5 m

$L =$  lado da caixa = 21,5 m

$$B = 21,5 \text{ m}$$

$$V_r = 5,5 \times 21,5 \times 21,5$$

$$V_r = 2542,4 \text{ m}^3$$

### Tempo de Detenção Hidráulica (TDH)

**TDH** = Tempo de Detenção Hidráulica (h);

**V** = Volume do Reator (2.314,28 m<sup>3</sup>);

**Q** = Vazão Média Recalculada (6480 m<sup>3</sup>/dia).

O tempo de detenção hidráulica para tratamento de efluentes de esgotos domésticos com temperatura entre 20°C e 26°C em reatores anaeróbios do tipo RAFA, deve estar entre 6h e 9h.

$$\text{TDH} = \frac{V \text{ (m}^3\text{)}}{Q \text{ (m}^3\text{/dia)}} = \frac{\text{TDH} \times 2314,28 \text{ m}^3}{6480 \text{ m}^3\text{/dia}} = 0,357 \times 24\text{h} = 8\text{h}:57\text{min de tempo de detenção}$$

### VELOCIDADE DE FLUXO

$$v = \frac{Q \times h}{V}$$

$Q =$  vazão média (6480  $\frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$ )

$H =$  altura total do reator (5,5 m)

$V =$  volume do reator (2314,28 m<sup>3</sup>)

$$v = \frac{6480 \times 5,5}{2314,28}$$

$$v = 0,64 \text{ m/h}$$

NOTA: velocidades ascendentes médias devem ser da ordem de 0,5 a 0,7 m h<sup>-1</sup>

### 3.2.5.2 LODOS ATIVADOS (Von Sperling, 2016)

#### VOLUME DO REATOR LODOS ATIVADOS

$$V = \frac{\emptyset \times \gamma \times q(\text{DBO})}{X_v \times (1 + f_b \times K_d \times \emptyset)}$$

$\emptyset$  = idade do lodo = 8 dias

Y = coeficiente de produção celular (adotado 0,6 gSSV / gDBO).

q(DBO) = DBO solúvel no efluente (518,4 kg/dia)

X<sub>v</sub> = sólidos em suspensão voláteis no tanque (adotado 3500 mg/l)

K<sub>d</sub> = coeficiente de respiração endógena (0,08 gSSV / gSS.d)

f<sub>b</sub> = fração biodegradável dos SSV (adotado 0,7 kgSS/kgSSv)

$$V = \frac{8 \times 0,6 \times 518}{3,5 \times (1 + 0,7 \times 0,08 \times 8)}$$

8)

$$V = \frac{2486}{5,068}$$

$$V = 491 \text{ m}^3$$

O volume do reator pode ser também calculado com base no conceito da relação A/M, que dispensa o conhecimento dos coeficientes Y e K<sub>d</sub>. Adotando-se um valor de A/M igual a 0,35 kgDBO/kgSSVTA.d

$$V = \frac{Q \cdot \text{DBO aflu}}{X_v \cdot (A/M)}$$

$$X_v = 3,5 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{DBOafl} = 518,4 \text{ kg/dia} / Q$$

$$Q = 6480 \text{ m}^3/\text{dia}$$

0,35 kgDBO/kgSSVTA.d

$$V = 2740 \text{ m}^3$$

Adotando o maior valor e 4 tanques teremos:

Utilizando a profundidade de 5 metros cada um terá uma área de:

$$685 / 5 = 137 \text{ m}^2 \text{ cada um medindo } 11,7 \text{ metros cada lado.}$$

O volume resultante do reator será:

$$V_r = H_u \times l \times b$$

$H_u$  = altura útil = 5 m de profundidade + 0,5 m de margem = 5,5 m

$L$  = lado da caixa = 11,7 m

$$B = 11,7 \text{ m}$$

$$V_r = 5,5 \times 11,7 \times 11,7$$

$$V_r = 753,0 \text{ m}^3$$

Eficiência estimada de 90% de remoção de  $\text{DBO}_5$ , o que leva a uma carga orgânica de 51,84 Kg/dia

RELAÇÃO SSV/SST = 0,75, PORTANTO A CONCENTRAÇÃO DE SST NO TANQUE DE AERAÇÃO SERÁ DE:

$$\text{SST} = \text{SSV} / 0,75 = 3500 \text{ mg/L} / 0,75 = 4666,7 \text{ mg/L}$$

## **ESTIMATIVA DA PRODUÇÃO E DA REMOÇÃO DE LODO EXCEDENTE:**

Coeficiente de produção de lodo: 0,65 kgSS/kgDBO aplicada ao tanque de aeração A produção de lodo aeróbio excedente, a ser dirigido ao reator UASB:

$P_x = \text{Coef. Prod. de lodo} \times \text{Carga de DBO afluente L.A.}$

$$0,65 \text{ kgSS/kgDBO} \times 518 \text{ kg/dia} = 336,7 \text{ kgSS / dia}$$

## **A PRODUÇÃO PER CAPITA DE SS AERÓBIO:**

$P_X \text{ per capita} = P_x / \text{população}$

$$226,8 \text{ kgSS / dia} / 30.000 \text{ hab} = 0,00756 \text{ kgSS/dia/hab}$$

**A distribuição do lodo excedente, em termos de sólidos voláteis e sólidos fixos, é função da relação SSV/SS (igual a 0,75 no presente exemplo). Desta forma, a distribuição:**

- Sólidos totais:  $P_X = 608,62 \text{ kgSS / dia}$
- Sólidos voláteis:  $P_{XV} = (\text{SSV/SS}) \times P_X = 0,75 \times 608,62 \text{ kgSS / dia} = 456,46 \text{ kgSSV / dia}$
- Sólidos fixos:  $P_{XF} = (1 - \text{SSV/SS}) \times P_X = 0,25 \times 608,62 \text{ kgSS / dia} = 152,15 \text{ kgSSF / dia}$

**A concentração do lodo aeróbio excedente é a mesma do lodo de recirculação, já que o lodo excedente é retirado da linha de recirculação. Esta concentração é função da concentração de SSTA e da razão de recirculação  $R (= Q_r/Q)$ . SSTA = 4666,7 mg/L e  $R$  é adotado como 0,8. A concentração de SS no lodo aeróbio excedente e no lodo de retorno ( $X_r$ ):**

$$X_r = X \cdot (1+R) / R = 4666,7 \text{ mg/L} (1+0,8) / 0,8 = 10.500 \text{ mg/L} = 10,5 \text{ kg / m}^3$$

### **A vazão de lodo aeróbio excedente, retornado ao reator UASB:**

$$\text{vazão} = \text{PX} / \text{Xr} = 608,62 \text{ kgSS} / \text{dia} / 10,5 \text{ kgSS} / \text{m}^3 = 57,96 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

Cálculo do consumo de oxigênio e da potência requerida para os aeradores

O consumo médio de  $\text{O}_2$  para a demanda carbonácea (oxidação da DBO) adotado é de  $1,0 \text{ kgO}_2/\text{kgDBO}$  aplicado. O consumo de  $\text{O}_2$ :

Consumo médio  $\text{O}_2$  demanda carbonácea = Cons.  $\text{O}_2$  Adotado x Carga de DBO aplicada

$$\text{Consumo médio } \text{O}_2 \text{ demanda carbonácea} = 1,0 \text{ kgO}_2/\text{kgDBO} \times 936,34 \text{ kg/dia} = 936,34 \text{ kg } \text{O}_2/\text{dia}$$

**O consumo médio de  $\text{O}_2$  para a demanda nitrogenada (oxidação da amônia) adotado é de  $4,6 \text{ kgO}_2/\text{kg N}$  disponível). A carga de NTK disponível corresponde à carga aplicada menos a carga de N incorporada ao lodo excedente (10% da produção de SSV). No presente exemplo, a carga de SSV produzida foi calculada como  $456,46 \text{ kgSSV} / \text{dia}$ . A carga de N disponível é:**

$$\text{Carga N disponível} = \text{carga NTK afluente L.A. aplicada} - (456,46 \times 0,1)$$

$$\text{Carga N disponível} = 946,18 \text{ kg NKT} / \text{dia} - (456,46 \times 0,1) = 900,53 \text{ kg N} / \text{dia}$$

O consumo de  $\text{O}_2$  para a demanda nitrogenada:

Consumo médio  $\text{O}_2$  demanda nitrogenada = Consumo médio de  $\text{O}_2$  para demanda nitrogenada x carga N disponível.

Consumo médio O<sub>2</sub> demanda nitrogenada = 4,6 kgO<sub>2</sub>/kg N disponível X 900,53 kg N / dia  
= 4142,43 kg O<sub>2</sub>/dia

O consumo médio total:

Consumo médio total de O<sub>2</sub> = Demanda carbonácea + Demanda nitrogenada

Consumo médio total de O<sub>2</sub> = 936,34 kg O<sub>2</sub>/dia + 4142,43 kg O<sub>2</sub>/dia = 5078,77 kg O<sub>2</sub>/dia

O consumo de O<sub>2</sub>, para satisfazer à demanda em condições de pico, é função da relação entre o consumo máximo de O<sub>2</sub> e o consumo médio de O<sub>2</sub>. No presente exemplo, considerando-se a presença do reator UASB a montante, e o fato da estação ser de porte médio, adotou-se 1,3 (relação consumo Max/consumo médio):

Consumo de O<sub>2</sub> máximo = (Relação consumo máximo/consumo médio) x Consumo médio

Consumo de O<sub>2</sub> máximo = 1,3 x 5078,77 kg O<sub>2</sub>/dia = 6602,40 kg O<sub>2</sub>/dia

Este consumo de O<sub>2</sub> é o que ocorre no campo. O valor do consumo em condições padrão (água limpa, 20°C, nível do mar) deve ser maior, para que, no campo, o valor reduzido seja igual à demanda. O fator de correção padrão/campo adotado é de 1,6.

O consumo de O<sub>2</sub>, expresso em condições padrão:

Consumo de O<sub>2</sub> em condições padrão = (Relação padrão/campo) x Consumo O<sub>2</sub> campo

Consumo de O<sub>2</sub> em condições padrão = 1,6 x 6602,40 kg O<sub>2</sub>/dia = 10573,84 kg O<sub>2</sub>/dia

**Adotando-se uma eficiência de oxigenação padrão de 1,8 kgO<sub>2</sub>/kWh, tem-se a seguinte potência necessária:**

Potência requerida = Consumo O<sub>2</sub> / Eficiência de oxigenação

Potência requerida = 440,6 kg O<sub>2</sub>/h / 1,8 kgO<sub>2</sub>/kWh = 244,77 kW

Como há 2 tanques de aeração, e a relação comprimento/largura em cada um deles é de 1, pode-se adotar 6 aeradores em cada tanque, perfazendo um total de 12 aeradores. A potência de cada aerador:

Potência requerida para cada aerador = Potência total / número aeradores =

Potência requerida para cada aerador = 244,77 kW / 12 = 20,39 kW

Deve-se adotar um valor comercial para a potência instalada, superior à requerida, para se ter capacidade de oxigenação suficiente. 25 CV cada aerador

A potência total instalada = Potência de cada aerador x nº de aeradores

A potência total instalada = 25 x 12 = 300 CV.

A potência instalada per capita:

A potência instalada per capita = P total instalada (W) / população

A potência instalada per capita = 244.770 / 30.000 = 8,16 W / hab

Uma avaliação do potencial de produção de energia elétrica, a partir do biogás do reator anaeróbio, mostra que é possível produzir mais que 5 W/hab. Como este valor não é superior à potência instalada per capita (8,16 W/hab) o sistema necessita de energia externa e não é autossuficiente.

### **Potência consumida:**

Potência consumida = P requerida x 24h/d x 365 d/ano

Potência consumida = 244,770 kw x 24h/d x 365 d/ano = 2,144 x 10<sup>6</sup> KW ano

A densidade de potência média (dissipação de energia), parâmetro que exprime a capacidade de mistura dos aeradores, é calculada como:

Densidade de potência =

= Potência requerida / Volume reator = 244.770 W / 2740 m<sup>3</sup> = 89,3 W/m<sup>3</sup>

### **3.2.5.3 Dimensionamento do decantador secundário**

Parâmetros de projeto adotados:

· Taxa de escoamento superficial:  $q_A = 30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$

· Taxa de aplicação de sólidos:  $TAS = 120 \text{ kgSS}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$

**A área superficial requerida, segundo o conceito da taxa de escoamento superficial (qA adotada = 30 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>. d):**

$$\text{Área} = Q / qA = (13931,14 \text{ m}^3 / \text{dia} + 0,8 \times 13931,14 \text{ m}^3 / \text{dia}) / 30 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia} = 835,9 \text{ m}^2$$

A área superficial requerida, segundo o conceito de taxa de aplicação de sólidos, é função da carga de sólidos afluente aos decantadores. Para o cálculo da carga de sólidos, tem-se que a vazão de lodo de retorno  $Q_r = R \times Q$ . ( $R = 0,8$ ).

**A vazão de lodo de retorno é, portanto:**

$$Q_r = R \times Q = 0,8 \times 13931,14 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

**A concentração de SSTA, calculada, é 3500 mg/L = 3500 g/m<sup>3</sup> = 3,5 kg/m<sup>3</sup>. Para a taxa de aplicação de sólidos (TAS) de 120 kgSS/m<sup>2</sup>. d, tem-se:**

$$\text{Área} = \text{Carga de SS} / \text{TAS} = (Q + Q_r) \cdot \text{SSTA} / \text{TAS} = (13931,14 \text{ m}^3 / \text{dia} + 0,8 \times 13931,14 \text{ m}^3 / \text{dia})$$

$$\times 4,67 \text{ kgSS}/\text{m}^3 / 120 \text{ kgSS}/\text{m}^2.\text{dia} = 976 \text{ m}^2$$

Adotaremos o maior valor entre os dois calculados (976 m<sup>2</sup>)

Adotando-se 2 decantadores, tem-se que a área superficial de cada um:

$$\text{área superficial de cada} = 976 \text{ m}^2 / 2 = 488 \text{ m}^2$$

Adotando-se decantadores circulares, tem-se que o diâmetro de cada decantador:

$$\text{Diâmetro} = (\text{Área} \times 4 / \pi)^{1/2} = 24,93 = 25 \text{ m}$$

Adotando-se profundidade  $H = 3,5 \text{ m}$ , tem-se que o volume total dos decantadores:

$$V_t = H \times A = 488 \text{ m}^2 \times 3,5 \text{ m} = 1708 \text{ m}^3$$

**O tempo de detenção hidráulica nos decantadores secundários:**

$$\Theta_h = V/Q = 1708 \text{ m}^3 \times$$

#### **3.2.5.4 Tratamento do lodo**

A seguinte a carga de lodo aeróbio, gerado no sistema de lodos ativados, e retornado ao reator UASB:

- Sólidos totais:  $PX = 608,62 \text{ kgSS} / \text{dia}$
- Sólidos voláteis:  $PXV = 456,46 \text{ kgSSV} / \text{dia}$
- Sólidos fixos:  $PXF = 152,15 \text{ kgSSF} / \text{dia}$

Supondo uma remoção de 35% dos SSV do lodo aeróbio no reator UASB (valores entre 25 e 45%), e sabendo-se que a carga de sólidos fixos permanece inalterada, tem-se a seguinte carga de lodo aeróbio, retirado do reator UASB:

Lodo aeróbio, digerido no reator UASB:

- Sólidos voláteis:  $PXV_f = PXV \times (1 - \text{eficiência}) = 456,46 \text{ kgSSV} / \text{dia} (1 - 0,35) = 158,76 \text{ kgSSV} / \text{dia}$
- Sólidos fixos:  $PXF = 152,15 \text{ kgSSF/d}$

· Sólidos totais:  $PX = PXVf + PXF = 152,15 \text{ kgSSF/d} + 158,76 \text{ kgSSV / dia} = 310,91 \text{ kgSS / dia}$

**O lodo a ser retirado do reator UASB inclui também o lodo anaeróbio, usualmente produzido no mesmo. Considerando um coeficiente de produção de lodo anaeróbio de 0,30 kgSS/kgDBO aplicada ao reator UASB, tem-se a seguinte produção de lodo anaeróbio:**

**Lodo anaeróbio:**

· Sólidos totais: **PX** = coeficiente de produção de lodo x carga de DBO no esgoto bruto

· **Sólidos totais: PX** = 0,30 kgSS/kgDBO x 4931,71 kgDBO/dia = 1479,5 kgSS/dia

**A quantidade total de lodo a ser retirado do reator UASB (lodo anaeróbio + lodo originalmente aeróbio):**

**Produção total de lodo = lodo anaeróbio + lodo aeróbio = 310,91 kgSS / dia + 1479,5 kgSS/dia =**

**= 1790,4 kgSS/dia**

**A produção per capita de lodo, expresso como matéria seca:**

**Produção per capta = Produção total de lodo / população = 1790,4 kgSS/dia / 30.000 hab**

= 0,059 kgSS/dia/ hab

**Assumindo-se teor de sólidos no lodo retirado do UASB de 3,0 %, que equivale a aproximadamente 30.000 mgSS/L ou 30 kgSS/m<sup>3</sup>, tem-se a seguinte vazão de lodo retirado do UASB, e a ser dirigido para o tratamento do lodo:**

**Qex UASB = carga / concentração = 1790,4 kgSS/dia / 30 kgSS/m<sup>3</sup> = 59,68 m<sup>3</sup>/dia**

O lodo retirado do reator UASB já sai digerido e normalmente adensado, requerendo apenas uma etapa de desidratação. Assumindo-se, por simplicidade, uma eficiência de captura de sólidos de 100% na desidratação, e uma densidade de 1,0 (1.000 kg/m<sup>3</sup>) para o lodo desidratado, e adotando-se um teor de sólidos de 25% (aproximadamente 250.000 mgSS/L = 250.000 gSS/m<sup>3</sup> = 250 kgSS/m<sup>3</sup>) para o lodo desidratado (desidratação mecânica), tem-se as seguintes características do lodo a ser encaminhado para a disposição final

**Lodo a ser disposto (torta) = 1790,4 kgSS/dia / 250 kgSS/m<sup>3</sup> = 7,16 m<sup>3</sup> / dia Carga de sólidos:**

(igual à carga afluente à desidratação ou produção total de lodo) = 1790,4 kgSS/dia

**Volume diário = carga / concentração = 1790,4 kgSS/dia / 250 kgSS/m<sup>3</sup> = 7,16 m<sup>3</sup> / dia  
A produção per capita de lodo a ser disposto:**

**Carga per capita de SS = Carga de sólidos / população = 1790,4 kgSS/dia / 30.000 hab**

= 0,059 kgSS/dia/ hab

**Volume per capita de lodo = Volume diário / população = 7,16 m<sup>3</sup> / dia / 30.000 hab =**  
**= 2,38 x 10<sup>-4</sup>**

### **3.2.6 WETLANDS (Sperling & Sezerino, 2018)**

Cálculo da carga orgânica de DBO<sub>5</sub> afluente 51,84 Kg/dia

**Área superficial requerida (m<sup>2</sup>):**

Carga de DBO<sub>5</sub> afluente / Taxa de aplicação orgânica superficial (g DBO/m<sup>2</sup>dia)

= 51840 g/dia / 6 gDBO.m<sup>-2</sup> .d<sup>-1</sup> = 8640 m<sup>2</sup>

**FAIXA: 6 a 15 g DBO.m<sup>-2</sup> .d<sup>-1</sup>**

**Verificação da taxa de aplicação de carga hidráulica**

Vazão média afluente (m<sup>3</sup>dia) / Area superficial requerida (m<sup>2</sup>)

= 6480 m<sup>3</sup>/dia / 8640 m<sup>2</sup> = 0,75 m<sup>3</sup>/ m<sup>2</sup> dia

## Determinação do número de unidades

Largura máxima de cada módulo  $L_{max}$  25 a 30 m

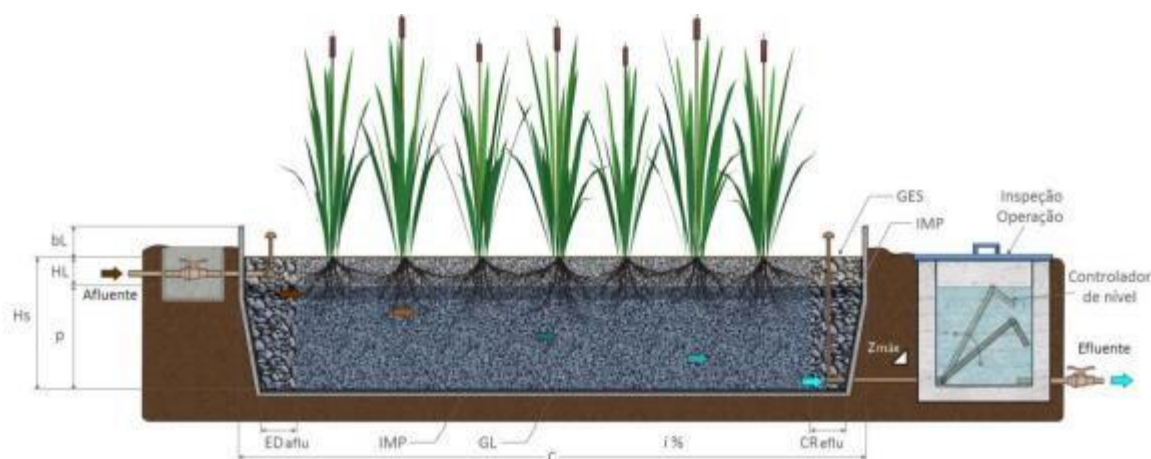
Relação comprimento : largura C : L 2:1 – 4:1

L = 30 m, usando uma relação 2:1, ou seja, o comprimento é 60 m de cada módulo.

Número de módulos =  $8640 \text{ m}^2 / 1800 = 5$  módulos

A figura 33 ilustra os dados referidos à cada componente do sistema *Wetland* horizontal.

**Figura 33:** Esquema de um *Wetland* horizontal.



### Legenda:

Hs - altura do meio suporte;  
p - profundidade útil do líquido;  
HL - distância vertical entre o nível superior do esgoto e o topo do meio suporte;  
Hs - altura do meio suporte (substrato);  
bL - borda livre; distância vertical entre o nível superior do meio suporte e o topo do talude ou parede.  
C - comprimento longitudinal;  
Zmáx - declividade máxima do talude interno (quando necessário);

IMP - impermeabilização (fundo e laterais);  
GES - granulometria da zona de entrada e saída;  
GL - granulometria do leito filtrante;  
ED aflu - zona de entrada e distribuição do afluente;  
CR eflu - zona de coleta e retirada do efluente;  
1% - declividade longitudinal de fundo.

**FONTE** (Sperling & Sezerino, 2018).

## **DADOS DO SISTEMA**

- Comprimento = 60 m; largura de 30 m e profundidade de 0,9 m;
- Altura do meio suporte  $H_s = 0,90$  m;
- Profundidade da lâmina de esgoto  $p = 0,80$  m;
- Distância entre o nível de esgoto e o topo do meio suporte  $HL \sim 0,10$  m;
- Borda livre (distância entre o topo do meio suporte e o nível do terreno fora da unidade ou da parte superior da parede, caso existente)  $bL \sim 0,20$  m;
- Relação comprimento : largura  $C : L = 2:1$
- Largura máxima de cada módulo  $L_{max} = 30$  m;
- Inclinação das paredes ou taludes internos (horizontal/vertical)  $Z$  Variando de 0:1
- Declividade longitudinal do fundo  $i = 1$  %;
- Granulometria do leito GL Poderão ser usados brita, cascalho, escória siderúrgica ou outros materiais que possuam resistência física e que não sofram desagregação devido às atividades químicas e biológicas que ocorrem no leito. A granulometria destes materiais é referenciada em termos da britagem: brita 0 (4,8 a 9,5 mm); brita 1 (9,5 a 19 mm); ou brita 2 (19 a 25 mm);
- Granulometria do leito nas zonas de entrada (distribuição do afluente) e saída (coleta do efluente) GES Britagem correspondente a brita 4 (50 a 76 mm) ou pedra de mão (granulometria superior a 76 mm);
- Plantas potencialmente utilizáveis *Cyperus papyrus* (papiro) e *Chrysopogon zizanioides* (capim Vetiver);
- Eficiência de remoção assumida na etapa a montante do Wetlands  $DBO_5 = 75$  %.
- Eficiência de remoção assumida na etapa a montante do Wetlands  $DQO = 70$  %

## **FAIXAS APLICÁVEIS**

- Altura do meio suporte  $H_s$  0,50 a 0,90 m;
- Profundidade da lâmina de esgoto  $p$  0,40 a 0,80 m;
- Distância entre o nível de esgoto e o topo do meio suporte  $HL \sim 0,10$  m;
- Borda livre (distância entre o topo do meio suporte e o nível do terreno fora da unidade ou da parte superior da parede, caso existente)  $bL \sim 0,10$  a 0,20 m;

- Relação comprimento : largura C : L 2:1 – 4:1;
- Largura máxima de cada módulo Lmax 25 a 30 m;
- Inclinação das paredes ou taludes internos (horizontal/vertical) Z Variando de 0:1 a 2:1;
- Declividade longitudinal do fundo i 0 a 1 %;
- Granulometria do leito GL Poderão ser usados brita, cascalho, escória siderúrgica ou outros materiais que possuam resistência física e que não sofram desagregação devido às atividades químicas e biológicas que ocorrem no leito. A granulometria destes materiais é referenciada em termos da britagem: brita 0 (4,8 a 9,5 mm); brita 1 (9,5 a 19 mm); ou brita 2 (19 a 25 mm);
- Granulometria do leito nas zonas de entrada (distribuição do afluente) e saída (coleta do efluente) GES Britagem correspondente a brita 4 (50 a 76 mm) ou pedra de mão (granulometria superior a 76 mm);
- Plantas potencialmente utilizáveis Cyperus papyrus (papiro) e Chrysopogon zizanioides (capim Vetiver).
- Eficiência de remoção assumida na etapa a montante do Wetlands DBO<sub>5</sub> 60 a 75 %.
- Eficiência de remoção assumida na etapa a montante do Wetlands DQO 55 a 70 %

#### **Determinação da área de cada módulo**

$$= 30 \text{ m} \times 60 \text{ m} = 1800 \text{ m}^2$$

#### **Determinação do volume de cada módulo**

$$= 30 \text{ m} \times 60 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 0,30 \% = 432 \text{ m}^3$$

Com cinco módulos tem-se 2160 m<sup>3</sup>

#### **Determinação do tempo de residência total**

$$= 2160 \text{ m}^3 / 6480 \text{ m}^3/\text{dia} = 0,33 \text{ dias} \approx 8 \text{ horas.}$$

## **4 RESULTADOS ESPERADOS**

Visando a escassez de água que é um problema recorrente do bairro em estudo, este sistema tem um grande potencial benefício para os residentes do bairro Três Poços, pois o mesmo, tem um prognóstico de remoção de poluentes aproximadamente 100%, o que torna um projeto sustentável, pois, o efluente após o tratamento pode ser reutilizado para irrigação de lavouras, ou até mesmo, adequá-lo para o reuso doméstico das residências do bairro.

## **5 CONCLUSÃO**

Com base em todas as informações e análises apresentadas, podemos concluir que a Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) é uma solução eficaz para o tratamento dos efluentes gerados pelas atividades humanas. O processo de tratamento realizado na ETE é capaz de remover poluentes e impurezas do esgoto, tornando a água residual própria para utilização em outras atividades.

Além disso, a implantação de ETEs também é fundamental para a preservação do meio ambiente e proteção da saúde pública. O descarte inadequado do esgoto pode causar contaminação do solo e das águas, afetando a fauna e flora local e colocando em risco a saúde da população.

No entanto, é importante destacar que a eficácia do tratamento depende de diversos fatores, como a qualidade da operação e manutenção da ETE, o investimento em tecnologias e equipamentos adequados, bem como a conscientização e participação da sociedade na gestão dos resíduos.

Em síntese, a Estação de Tratamento de Esgoto é uma medida essencial para a gestão sustentável dos recursos hídricos e proteção do meio ambiente. Portanto, cabe aos responsáveis pela gestão pública e privada investir em infraestrutura e capacitação para garantir o sucesso das ETEs e consequente preservação dos recursos naturais.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BRASIL. MINISTÉRIO DAS CIDADES. SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. Diagnóstico Temático - Gestão Técnica de Esgoto – 2022. Agosto, 2020. Disponível em: [http://antigo.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2020/DIAGNOSTICO\\_TEMATICO\\_GESTAO\\_TECNICA\\_DE\\_ESGOTO\\_AE\\_SNIS\\_2022.pdf](http://antigo.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2020/DIAGNOSTICO_TEMATICO_GESTAO_TECNICA_DE_ESGOTO_AE_SNIS_2022.pdf). Acesso em 22 jun. 2023.

TRES POCOS, Três Poços anos 1940. Disponível em ([estacoesferroviarias.com.br](http://estacoesferroviarias.com.br)). Acesso em: 8 set. 2022.

TRES POCOS: definição de TRES POCOS e sinónimos de TRES POCOS. Disponível em ([sensagent.com](http://sensagent.com)). Acesso em: 8 set. 2022.

NT-202.R-10 – BRASIL Critérios e padrões para lançamento de efluentes), ([inea.rj.gov.br](http://inea.rj.gov.br)), 1986.

VON SPERLING, M.; SEZERINO, P.H. (2018). Dimensionamento de wetlands construídos no Brasil. Boletim Wetlands Brasil, Edição Especial, dezembro/2018. 65 p. ISSN 2359- 0548. Disponível em: <http://gesad.ufsc.br/boletins/>.

JORDÃO, EDUARDO P. E PESSÔA, CONSTANTINO A. Tratamento de Esgotos Domésticos. 4ª Edição. Rio de Janeiro: ABES, 932p. 1995.

VON SPERLING, M. Princípios de tratamento biológico de águas residuárias. Vol. 1: Introdução a qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. 3ed. Belo Horizonte: UFMG, 2005.

JORDÃO, EDUARDO PACHECO; PESSOA, CONSTANTINO ARRUDA. Tratamento de esgotos domésticos. 4. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2005.

ANA, Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico Disponível em <https://dados.ana.gov.br/>). Acesso em: 20 nov. 2022.

CHERNICHARO, C. A. de L. Reatores anaeróbios. Belo Horizonte: DESA/UFMG, c.2007.

METCALF; EDDY .Tratamento de Efluentes e Recuperação de Recursos Tradução de IVANILDO HESPANHOL E JOSÉ CARLOS MIERZWA. 5ed. Porto Alegre: AMGH. Editora, 2017

AZEVEDO NETO, M. F. Fernandez, R. Araújo, A. E. Ito. Manual de Hidráulica. São Paulo, Edigar Blücher, 1998 8ª ed. 669p.