

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Kleber Colombo

**PROJETO HIDRÁULICO PRELIMINAR DA ESTAÇÃO
DE TRATAMENTO DE EFLUENTES PARA O
MUNICÍPIO DE QUINZE DE NOVEMBRO-RS**

Porto Alegre
Dezembro 2019

KLEBER COLOMBO

**PROJETO HIDRÁULICO PRELIMINAR DA ESTAÇÃO
DE TRATAMENTO DE EFLUENTES PARA O
MUNICÍPIO DE QUINZE DE NOVEMBRO-RS**

Projeto do Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Dr. Prof. Dieter Wartchow

Porto Alegre
Dezembro 2019

KLEBER COLOMBO

**PROJETO HIDRÁULICO PRELIMINAR DA ESTAÇÃO
DE TRATAMENTO DE EFLUENTES PARA O
MUNICÍPIO DE QUINZE DE NOVEMBRO-RS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela coordenação da atividade de ensino Trabalho de Conclusão de Curso – Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 06 de dezembro de 2019

Prof. Dieter Wartchow
Doutor em Engenharia Sanitária e Ambiental pela Universidade de
Stuttgart
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dieter Wartchow
Doutor em Engenharia Sanitária e Ambiental pela Universidade de
Stuttgart

Luiz Fernando de Abreu Cybis
Doutor em Engenharia Sanitária pela Universidade de Leeds

Regina Cera Cadore
Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Santa Maria

Alice Borges Maestri
Engenheira Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família, por todo apoio e incentivo que me deram, desde o momento inicial da graduação, em especial, aos meus pais, Dirceu e Miriam, por todos ensinamentos e dedicação que tiveram na construção do meu caráter, pelos valores repassados e por todo apoio financeiro ao longo dos anos de curso.

Agradeço aos amigos e colegas, que transformaram os momentos difíceis em momentos mais fáceis de enfrentar e superar.

Agradeço à UFRGS por proporcionar um ensino de alta qualidade e excelência, além de experiências de pesquisa e extensão que vão ficar marcadas por toda minha vida.

Agradeço aos colegas de trabalho do Sistema de Apoio ao Saneamento Básico por dividirem comigo suas expertises e compartilharem da luta pela melhoria do cenário estadual do saneamento básico.

Agradeço ao Professor, coordenador e orientador, Dieter Wartchow, pelos conhecimentos repassados e pela oportunidade de trabalhar sob sua tutela.

Agradeço à doutoranda, engenheira, Regina Cadore pelas suas contribuições ao longo desse trabalho, elas foram importantes para atingir o resultado final.

A todos que de alguma forma somaram com este projeto, minha gratidão.

Ninguém ignora tudo. Ninguém sabe tudo. Todos nós sabemos alguma coisa. Todos nós ignoramos alguma coisa. Por isso aprendemos sempre.

Paulo Freire

RESUMO

O saneamento básico é um tema transversal que afeta diretamente o dia-a-dia das pessoas. Os benefícios gerados por investimentos em saneamento básico são percebidos na saúde pública, na preservação e valorização ambiental, no turismo, no trabalho, na educação e na cidadania. Mesmo sendo algo tão primordial, a universalização desses serviços ainda está longe de ser atingida, principalmente no que se refere ao esgotamento sanitário de pequenos municípios, os quais sofrem com um grande *déficit* de corpo técnico qualificado para tratar sobre o assunto, e, muitas vezes, não possuem capacidade financeira de realizar os investimentos necessários. Este projeto busca apresentar uma solução para o tratamento dos esgotos sanitários de pequenos municípios, dimensionando hidráulicamente as estruturas necessárias para uma estação de tratamento de efluentes (ETE), definindo seu processo de operação e apresentando uma estimativa de custos, sua análise de viabilidade financeira, além de peças gráficas para o design final. O município escolhido foi Quinze de Novembro-RS, devido a sua participação no Termo de Execução Descentralizada (TED) 02/2015 FUNASA – UFRGS, para a elaboração de seu Plano Municipal de Saneamento Básico (PMSB), no qual existia a dúvida sobre a viabilidade de implantação de uma ETE. A população urbana do município era de cerca de 2.000 habitantes (IBGE, 2010), representando um pequeno município do país. baseado em dados da literatura, comparou-se 3 tipos de tratamento diferentes e adotou-se os lodos ativados, na modalidade de aeração prolongada com fluxo intermitente, também conhecido como reator sequencial por bateladas. O processo de tratamento é simples, consiste em tratamento preliminar (grade e caixa de areia), tratamento secundário (reator de lodos ativados em bateladas) e tratamento da fase sólida (leitos de secagem). O dimensionamento do tanque de aeração seguiu o exposto por Santos (2006). Os demais dimensionamentos respeitaram a NBR 12.209 – Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários, e também seguiram o apresentado por Jordão e Pessoa (2017). O custo estimado do projeto foi determinado com base nos custos per capita médios levantados por Nunes (2005) para o Programa Despoluição de Bacias Hidrográficas (PRODES). Para realizar a análise financeira utilizou-se dados do SNIS (2017) para o

Departamento Municipal de Água e Esgotos (DMAE) de Porto Alegre, e calculou-se o Valor Presente Líquido (VPL) do projeto, o custo e a receita marginal, o *payback*, a taxa de lucratividade e a Taxa Interna de Retorno (TIR). Foram avaliadas duas áreas em potencial para a implantação da ETE, uma delas foi escolhida por possuir uma diferença de cotas maior e assim fazer uso hidráulicamente desse potencial. Apesar das incertezas envolvidas no projeto, os resultados alcançados foram razoáveis e auxiliaram na determinação dos tempos do ciclo de operação, foi possível ter escala de tamanho das infraestruturas necessárias para o tratamento por lodos ativados na modalidade de bateladas, e também, para o custo de investimento necessário, além de idealizar um cenário para o fluxo de caixa, que garanta a sustentabilidade financeira do investimento, e de um layout para a implantação do projeto.

Palavras-chave: Estação de Tratamento de Efluentes; Pequenos Municípios; Reator Sequencial em Batelada; Dimensionamento ETE; Custo ETE.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Fluxo de trabalho.....	17
Figura 4.1 - Localização do município de Quinze de Novembro	18
Figura 4.2 – Destino do esgoto dos domicílios com banheiro	19
Figura 5.1 – Vista com demarcação da bacia de contribuição em vermelho e das áreas com potencial	21
Figura 5.2 – Vista superior das áreas com potencial, com alagado à frente e centro urbano ao fundo	21
Figura 5.3 – Relevo de parte da área 1 à esquerda e de parte da área 2 à direita	21
Figura 5.4 - Evolução da população recenseada do município de Quinze de Novembro.....	22
Figura 5.5 – Fluxograma do processo de tratamento proposto	35
Figura 5.6 – Variáveis envolvidas no processo de tratamento	36
Figura 6.1 – Referência de Grade	37
Figura 6.2 – Referência de desarenador com 2 canais.....	43
Figura 6.3 – Referência de comporta automática.....	43
Figura 6.4 – Referência de calha Parshall	47
Figura 6.5 – Esquema de uma calha Parshall.....	46
Figura 6.6 – Referência de partidor hidráulico.....	50
Figura 6.7 – Referência para o sistema de aeração.....	62
Figura 6.8 – Referência de leito de secagem.....	66
Figura 6.9 – Trajeto do emissário.....	69
Figura 7.1 – Curva de custo médio per capita.....	71
Figura 9.1 – Referência de filtro para o material retido na grade	76
Figura 9.2 – Referência de medidor ultrassônico	77
Figura 9.3 – Modo de operação da ETE	78
Figura 9.4 – Exemplo de limpeza manual do leito de secagem	78
Figura 10.1 – Regiões de movimentação de terra e seus dados	79
Figura 10.2 – Vista superior da área da ETE	80
Figura 10.3 – Vista sudoeste com cotas e mancha urbana ao fundo.....	80
Figura 10.4 – Vista sul com diferença de cotas.....	81
Figura 10.5 – Vista da entrada da ETE	81

Figura 10.6 – Vista noroeste	82
Figura 10.7 – Vista nordeste	82
Figura 10.8 – Detalhe do tratamento preliminar	83
Figura 10.9 – Detalhe do tanque de aeração	83
Figura 10.10 – Detalhe do leito de secagem	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Número de domicílios por tipo de destino de esgoto sanitário	19
Tabela 5.1 - Projeção e estimativa populacional para Quinze de Novembro (2010 – 2039)	23
Tabela 5.2 - Avaliação relativa dos sistemas de tratamento de esgotos domésticos (fase líquida)	24
Tabela 5.3 - Projeção das vazões de esgoto para o horizonte de projeto.....	31
Tabela 5.4 - Valores de concentração máxima para efluentes domésticos para diferentes faixas de vazão.....	32
Tabela 5.5 - Concentração e eficiência de remoção do parâmetro Fósforo Total e Nitrogênio Amoniacal em função da faixa de vazão.....	33
Tabela 6.1 - Resultados parciais para a grade.....	41
Tabela 6.2 - Resultados finais para a grade.....	42
Tabela 6.3 - Perda de carga para a grade	42
Tabela 6.4 - Resultados finais para o desarenador.....	45
Tabela 6.5 - Medidas [mm] da calha Parshall de 2”	46
Tabela 6.6 – Resultados da verificação de alturas do vertedor.....	49
Tabela 6.7 - Perda de carga no medidor de vazão	49
Tabela 6.8 - Resultados parciais obtidos no dimensionamento do tanque de aeração	60
Tabela 6.9 - Resultados finais do dimensionamento do tanque de aeração	61
Tabela 6.10 - Verificações para o cálculo do tanque de aeração.....	61
Tabela 6.11 - Parâmetros de cálculo e valores obtidos.....	65
Tabela 6.12 - Parâmetros de cálculo, valores obtidos e valores adotados	68
Tabela 7.1 - Relação entre o custo médio per capita e o intervalo de população	70
Tabela 7.2 - Relação entre pontos e faixas de habitantes	70
Tabela 8.1 – Avaliação econômica da ETE 15 de Novembro	74
Tabela 8.2 - Receita e custo marginal.....	75
Tabela 8.3 - Resultados da análise financeira.....	75

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	13
2. OBJETIVOS	15
2.1 OBJETIVO GERAL.....	15
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
3. METODOLOGIA.....	16
4. ÁREA DO PROJETO	18
5. CONCEPÇÃO DA ETE.....	20
5.1 LOCALIZAÇÃO DO PROJETO	20
5.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	22
5.3 ESCOLHA DE ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO	23
5.4 LIMITAÇÕES DO PROJETO	26
5.5 VAZÕES DE PROJETO	27
5.6 PADRÃO DE LANÇAMENTO PARA EFLUENTE FINAL DE SES.....	32
5.7 CONCEPÇÃO DO PROCESSO DE TRATAMENTO	33
5.7.1 Detalhamento do processo de tratamento.....	34
6. MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO	37
6.1 GRADEAMENTO	37
6.2 DESARENADOR	43
6.3 MEDIDORES DE VAZÃO	46
6.4 PARTIDOR HIDRÁULICO	49
6.5 TANQUE DE AERAÇÃO	50
6.6 SISTEMA DE AERAÇÃO	62
6.7 LEITO DE SECAGEM	65
6.8 EMISSÁRIO	69
6.9 SALA DE OPERADORES	69
7. ESTIMATIVA DE CUSTOS	70
8. AVALIAÇÃO ECONÔMICO FINANCEIRA	72
9. PREVISÃO DE OPERAÇÃO.....	76
9.1 LIMPEZA DA GRADE DE ENTRADA.....	76
9.2 MEDIDORES DE VAZÃO	77
9.3 TANQUES DE AERAÇÃO	77
9.4 LEITO DE SECAGEM	78

10. IMPLANTAÇÃO DO PROJETO	79
11. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	85
12. REFERÊNCIAS NORMATIVAS, BIBLIOGRÁFICAS E OUTRAS	
REFERÊNCIAS.....	87
13. ANEXOS.....	90
ANEXO A – PLANTAS BAIXA, ELEVAÇÕES, CORTES E VISTAS	90

1. INTRODUÇÃO

O saneamento básico é um tema transversal que afeta diretamente o dia-a-dia das pessoas, para melhor, no caso das populações que possuem acesso aos serviços de abastecimento de água, esgotamento sanitário, manejo de resíduos sólidos e drenagem pluvial; ou para pior, no caso daquelas que não possuem acesso a tais serviços. Os benefícios gerados por investimentos em saneamento básico são percebidos na saúde pública, na preservação e valorização ambiental, no turismo, no trabalho, na educação e na cidadania, promovendo, assim, condições dignas de existência a todos.

Mesmo diante da importância de algo tão primordial na vida das pessoas, a universalidade desses serviços ainda está longe de ser atingida, principalmente no que se refere ao esgotamento sanitário. Conforme o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS, 2017) apenas 52,36% da população nacional têm acesso a coleta de esgotos, e desse volume coletado, apenas 46% é tratado. Na região sul, 43,93% da população é atendida pelo serviço de coleta, e 44,93% dos esgotos coletados são tratados.

No Brasil existem diretrizes para a promoção de saneamento, as quais foram estabelecidas pela Lei Federal nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Essa Lei prevê em seu art. 52 a elaboração do Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB), instrumento de planejamento estratégico do Governo Federal para o setor (BRASIL MINISTÉRIO DAS CIDADES, 2014). O PLANSAB apresentou a necessidade de investimentos na casa dos 300 bilhões de reais para universalizar os serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário, em áreas urbanas e rurais, entre os anos de 2014 e 2033, o que resulta numa média de investimentos de R\$ 21,6 bilhões por ano. No entanto, o valor real aportado para o setor no período de oito anos (2010 a 2017) atingiu uma média de apenas R\$ 13,6 bilhões, segundo levantamento realizado pela Confederação Nacional da Indústria (CNI, 2019).

Frente ao cenário brevemente descrito, pode-se afirmar que os investimentos nos serviços de água e esgoto são essenciais não só para a

melhoria do bem-estar social, como também para o desenvolvimento da sociedade brasileira (BNDES, 2017). Ainda há muito o que se fazer nesse setor, sendo uma lacuna do desenvolvimento do país, principalmente em pequenos municípios, os quais sofrem com um grande *déficit* de corpo técnico qualificado para tratar sobre o assunto, refletindo numa má gestão dos serviços públicos, e, muitas vezes, não possuem capacidade financeira de realizar os investimentos necessários.

Assim, justifica-se a elaboração de novos projetos que venham agregar conceitos sustentáveis, alinhados com as políticas de saneamento, que busquem sanar com as carências do esgotamento sanitário nos municípios e que promovam igualdade de acesso ao serviço de coleta e tratamento de esgotos a todos seres humanos, independente de posição social, cor, opção sexual ou etnia.

Este projeto apresenta uma solução para o tratamento de efluentes domésticos gerados em pequenos municípios do país, com população total de até 5 mil habitantes. O projeto aproxima-se da realidade da tipologia de pequenos municípios, pois não necessita de extensas áreas; respeita os padrões de emissão e de qualidade do corpo receptor; e possui operação factível.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral foi desenvolver um projeto com foco nos pequenos municípios e que pudesse ser replicado, atentando para variações necessárias no ciclo de operação e esquema hidráulico.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

O projeto tem como objetivos específicos, com base em normas técnicas e referências bibliográficas, definir procedimentos utilizados para o dimensionamento e propor um modo de operação da estação, assim como, apresentar uma estimativa de custos e peças gráficas para o design final do projeto.

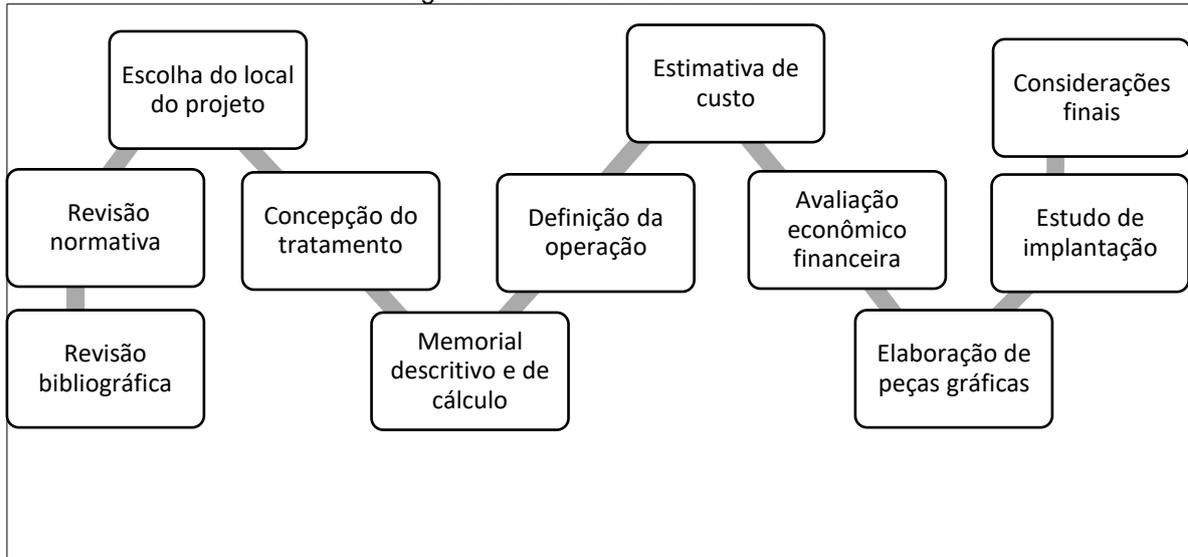
3. METODOLOGIA

O escopo do projeto desenvolveu-se com base nos seguintes passos:

1. Revisão Bibliográfica: empregou-se como referências bibliográficas principais o livro intitulado Tratamento de Esgotos Domésticos, 8ª edição, dos autores Eduardo Pacheco Jordão e Constantino Arruda Pessoa; o livro intitulado Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos, 2ª edição, do autor Marcos Von Sperling; e o artigo técnico intitulado Proposta de um Método Racional para o Dimensionamento de Reatores de Tratamento de Esgotos por Lodos Ativados em Bateladas para Remoção de Carga Orgânica, dos autores Rafael Carvalho de Oliveira Santos, Olavo Barbosa Filho e Gandhi Giordano;
2. Revisão de Normas Técnicas: as normas empregadas foram as Normas Técnicas Brasileiras (NBR) 9.649 – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário, 12.208 – Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário, 12.209 – Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários, e a norma American Society for Testing and Materials (ASTM) D1941-91 (2013);
3. Escolha do local do projeto;
4. Concepção da estação de tratamento;
5. Memorial de cálculo e descritivo das infraestruturas;
6. Estimativa de custos;
7. Avaliação econômico financeira;
8. Definição do procedimento de operação;
9. Elaboração de peças gráficas;
10. Estudo de implantação do projeto;
11. Considerações finais.

Os cálculos matemáticos foram implementados no Excel, de forma automatizada, a fim de garantir agilidade quando da troca de parâmetros de cálculo. Para a elaboração das peças gráficas, empregou-se dois softwares de projeto: Revit e Infracworks, ambos desenvolvidos pela Autodesk. A Figura 3.1 apresenta o fluxo de trabalho de forma visual.

Figura 3.1 – Fluxo de trabalho



(Fonte: própria do autor)

4. ÁREA DO PROJETO

A escolha do município se deu devido a sua participação na segunda fase do Termo de Execução Descentralizada (TED) 02/2015, firmado entre a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), a Fundação Nacional de Saúde (FUNASA) e a Prefeitura do próprio município. O TED, por meio do assessoramento do Sistema de Apoio ao Saneamento Básico (SASB), vinculado ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da UFRGS, visa elaborar planos municipais de saneamento básico (PMSB). Na temática do esgotamento sanitário do município, havia a incógnita da viabilidade de implantação de um Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) na zona urbana, especialmente dúvida sobre a possível construção de uma ETE, questionamento que também norteou o projeto.

O projeto foi elaborado para o município de Quinze de Novembro, situado no estado do Rio Grande do Sul, distante 310 km da capital do estado Porto Alegre, ele fica localizado na região norte do Estado (Figura 4.1). Segundo dados censitários do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010), a população do município era de 3.653 habitantes, sendo 1.961 residentes na zona urbana e 1.692 na zona rural, em um território que abrange uma área de 223,638 km². Suas altitudes variam de 341 m a 419 m, acima do nível do mar. Uma parte de suas divisas é delimitada pelo lago reservatório da barragem Passo Real.

Figura 4.1 - Localização do município de Quinze de Novembro



(Fonte: Raphael Lorenzeto de Abreu - Imagem: Rio Grande do Sul MesoMicroMunicip.svg)

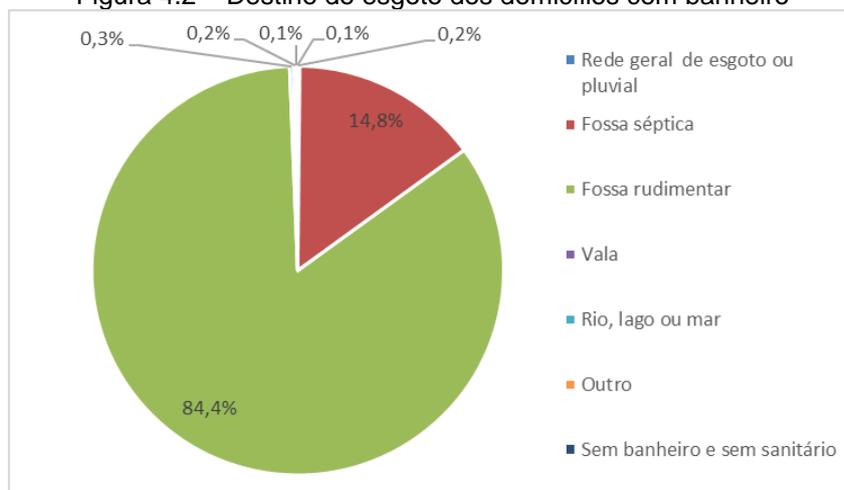
Quanto a destinação do esgoto domiciliar do município, o último Censo Demográfico aponta que a maioria dos domicílios possuía fossa rudimentar como destino de seus esgotos sanitários. A Tabela 4.1 traz o número de domicílios de cada tipo de destino do esgoto e a Figura 4.2 apresenta a distribuição percentual por tipo de destino do esgoto dos domicílios recenseados no município no ano de 2010. Em relação ao SNIS, o município não possui uma cultura de preenchimento do sistema, assim, não foram obtidas informações relevantes.

Tabela 4.1 - Número de domicílios por tipo de destino de esgoto sanitário

DESTINO DO ESGOTO SANITÁRIO		
Domicílios particulares permanentes - tinham banheiro de uso exclusivo do domicílio	1.268	domicílios
Rede geral de esgoto ou pluvial	2	domicílios
Fossa séptica	188	domicílios
Fossa rudimentar	1071	domicílios
Vala	4	domicílios
Rio, lago ou mar	2	domicílios
Outro	1	domicílios
Sem banheiro e sem sanitário	1	domicílios
Total domicílios + sem banheiro	1.269	

(Fonte: IBGE, Censo Demográfico 2010)

Figura 4.2 – Destino do esgoto dos domicílios com banheiro



(Fonte: IBGE, Censo Demográfico 2010)

5. CONCEPÇÃO DA ETE

Neste capítulo são delineados alguns parâmetros de projeto (vazões e concentrações de carga orgânica e nutrientes), o tipo de tratamento e a justificativa para sua escolha, além de detalhar o processo de tratamento escolhido.

5.1 LOCALIZAÇÃO DO PROJETO

A partir da análise de imagens de satélite, disponibilizadas pelo software de uso público Google Earth, foram identificadas duas áreas em potencial, uma em cada margem do arroio Arataca. As duas áreas foram selecionadas por situarem-se em área de baixada, próximas ao final dos cursos de água naturais que entrecortam o município, localizadas em cotas mais baixas que a mancha urbana.

A Figura 5.1 e a Figura 5.2 ilustram as áreas potenciais de ângulos diferentes, área 1, destacada em amarelo, e área 2, destacada em laranja. Tomando as maiores dimensões obtidas no software Google Earth, para cada uma das áreas, foi possível estimar o tamanho dos locais em estudo. A área 1 tem dimensões estimadas em 396 m de comprimento por 130 de largura, totalizando uma área de 51.480 m² de forma retangular. Já a área 2 tem dimensões estimadas em 340 m de comprimento por 124 m de largura, totalizando uma área de 42.160 m², também de forma retangular. As duas áreas são em declives, a área 2 possui uma diferença de cotas maior que a área 1, 7,50 m e 4,50 m, respectivamente. Na Figura 5.3 podem ser vistas as cotas das áreas com potencial.

A área escolhida para receber a ETE foi a área 2, destacada em laranja. O critério da escolha foi a existência de um desnível maior que pode ser aproveitado hidraulicamente.

Figura 5.1 – Vista com demarcação da bacia de contribuição em vermelho e das áreas com potencial



(Fonte: Google Earth, adaptado pelo autor)

Figura 5.2 – Vista superior das áreas com potencial, com alagado à frente e centro urbano ao fundo



(Fonte: Google Earth, adaptado pelo autor)

Figura 5.3 – Relevo de parte da área 1 à esquerda e de parte da área 2 à direita

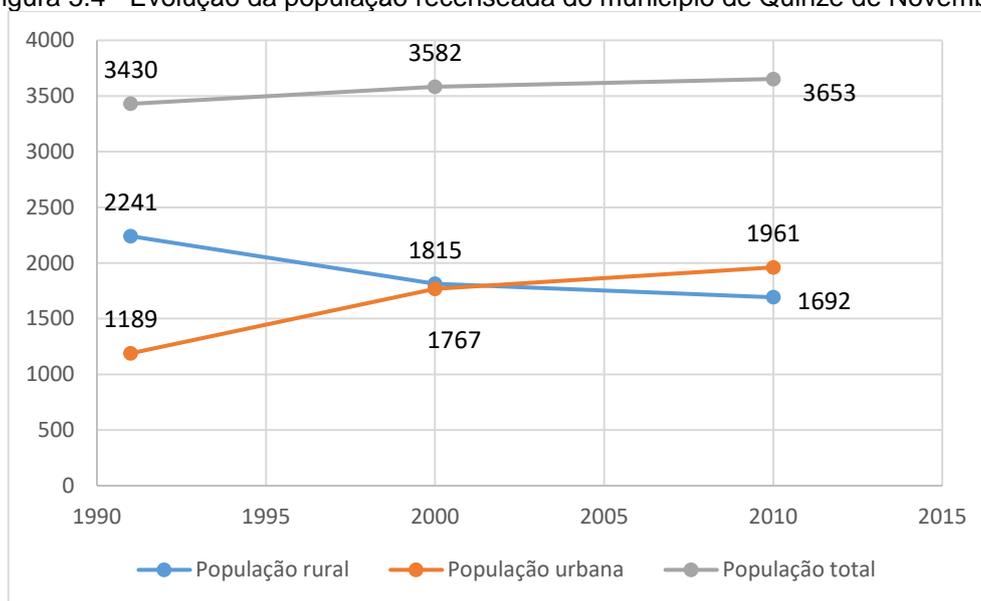


(Fonte: Infraworks, adaptado pelo autor)

5.2 PROJEÇÃO POPULACIONAL

A projeção populacional utilizada neste trabalho foi retirada do PMSB do município de Quinze de Novembro, assessorado pelo SASB durante sua elaboração. Segundo a divulgação do CENSO (IBGE, 2010), a população de Quinze de Novembro é de 3.653 (três mil seiscentos e cinquenta e três) habitantes. A Figura 5.4 apresenta a evolução populacional do município de Quinze de Novembro no período de 1991 a 2010, segundo o IBGE, discretizada em zona urbana e zona rural.

Figura 5.4 - Evolução da população recenseada do município de Quinze de Novembro.



(Fonte: Sistema IBGE de Recuperação Automática - SIDRA)

Para fins de construção do cenário de projeto e a realização de prognósticos quanto ao planejamento estratégico, foi considerado um alcance da projeção populacional de 30 anos, cujo período compreende os anos 2010 a 2039, visto que, o último censo disponível é do ano de 2010 e a perspectiva do cenário futuro deve ser realizada para até 20 anos.

A taxa de crescimento da população, calculada no PMSB de Quinze de Novembro, foi de 0,19% ao ano, utilizando o método aritmético, e corresponde a taxa de crescimento do período de 2000 a 2010. Essa taxa foi empregada por garantir um pequeno crescimento da população, uma vez que quando calculada por outros métodos resultava negativa. A Tabela 5.1 é apresentada a projeção populacional para o município.

Tabela 5.1 - Projeção e estimativa populacional para Quinze de Novembro (2010 – 2039)

Ano	População Total	População Urbana	População Rural
	Habitantes	Habitantes	Habitantes
2010	3.653	1.961	1.692
2011	3.660	1.965	1.695
2012	3.667	1.969	1.699
2013	3.674	1.972	1.702
2014	3.681	1.976	1.705
2015	3.689	1.980	1.709
2016	3.696	1.984	1.712
2017	3.703	1.988	1.715
2018	3.710	1.992	1.718
2019	3.717	1.996	1.722
2020	3.725	1.999	1.725
2021	3.732	2.003	1.729
2022	3.739	2.007	1.732
2023	3.746	2.011	1.735
2024	3.754	2.015	1.739
2025	3.761	2.019	1.742
2026	3.768	2.023	1.745
2027	3.776	2.027	1.749
2028	3.783	2.031	1.752
2029	3.790	2.035	1.756
2030	3.798	2.039	1.759
2031	3.805	2.043	1.762
2032	3.812	2.047	1.766
2033	3.820	2.051	1.769
2034	3.827	2.055	1.773
2035	3.835	2.059	1.776
2036	3.842	2.063	1.780
2037	3.850	2.067	1.783
2038	3.857	2.071	1.787
2039	3.865	2.075	1.790

(Fonte: PMSB de Quinze de Novembro)

5.3 ESCOLHA DE ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO

Para a determinação das alternativas possíveis, é necessário, que o projeto atenda aos parâmetros de emissão, preconizados pelo Conselho Estadual do Meio Ambiente, através da Resolução CONSEMA 355 (CONSEMA, 2017) e dos parâmetros de qualidade da água estabelecidos pelo Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), através da Resolução CONAMA 357 (CONAMA, 2005), ressalta-se, também, o reservatório da represa Passo Real, que contribui bastante para recarga dos mananciais utilizados na captação de água do município. Assim, buscou-se soluções que realizassem a remoção de nutrientes com base no tratamento biológico.

Como o município de Quinze de Novembro não possui estudos de implantação de um sistema de esgotamento sanitário, fica ampla a tarefa de concepção do tratamento. Portanto, para efeitos deste projeto, optou-se pela

comparação teórica de três soluções: sistema de lagoas, filtração biológica e lodos ativados com aeração prolongada. Para realizar tal análise dos sistemas empregou-se como base a comparação já realizada por Von Sperling (VON SPERLING, 1996), a qual traz de forma conjunta diversos aspectos importantes para a tomada de decisão. A Tabela 5.2 apresenta os resultados obtidos pelo autor, foram atribuídas notas de 1 a 5, sendo 1 o valor menos apropriado, e 5 o valor mais apropriado para o parâmetro avaliado. Cada parâmetro foi analisado e ponderado isoladamente.

Tabela 5.2 - Avaliação relativa dos sistemas de tratamento de esgotos domésticos (fase líquida)

Sistema de tratamento		Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	Filtro biológico de alta carga	Lodos ativados (aeração prolong.)	
Eficiência na remoção	DBO	3	4	5	
	Nutrientes	2	2 a 3	4	
	Coliformes	2 a 4	2	2	
Economia	Requisitos	Área	4	4	
		Energia	5	3	1
	Custos	Implantação	4	2	2
		Operação e manutenção	5	3	1
	Geração	Subprodutos (mat. gradeado, areia, espuma, lodo)	5	1	2
Capacidade de resistência a variações do afluente e cargas de choque	Vazão	4	4	4	
	Qualidade	4	3	4	
	Tóxicos	3	3	3	
Confiabilidade		4	4	5	
Simplicidade de operação e manutenção		5	3	2	
características para o bom desempenho	Clima	2	2	4	
	Solo	3	5	5	
Menor possibilidade de problemas ambientais	Maus odores	1	4	5	
	Ruídos	5	4	1	
	Aerosóis	5	4	1 a 5	
	Insetos e Vermes	1	3	4	

(Fonte: VON SPERLING, 1996, adaptado pelo autor)

Com base na premissa de buscar uma solução com os menores custos de construção e operação possíveis, de fácil execução e operação, e com eficiência adequada, o sistema de tratamento mais indicado seria a lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa, pois foi essa solução que na Tabela 5.2

apresentou a maior frequência de valores 5, tendo entre os fatores econômicos, apenas o requisito de área como ponto negativo. Entretanto, o local planejado para implantação da ETE consiste em um declive, fato que aumentaria os custos de construção dos diques das lagoas; o local também é próximo ao centro urbano do município, fato que poderia causar transtornos frente a possibilidade de maus odores na lagoa anaeróbia; outro ponto que nos leva a descartar essa solução é a sua dependência ao clima regional para um bom desempenho, já que, segundo Jordão e Pessoa (2017) temperaturas abaixo dos 15°C causam pouca atividade bacteriana na camada de fundo da lagoa facultativa, e também, dificultam a fermentação metânica nas lagoas anaeróbias. Para o município de Quinze de Novembro seria difícil manter um bom desempenho, dado que o município se encontra na região sul do país, com temperatura média mínima do mês mais frio igual a 9,8°C, (CLIMATE-DATA.ORG, 2019), assim, contribuindo para um mau desempenho durante os meses mais frios.

O tratamento por filtro biológico foi descartado pela dependência com o clima do local, mesmo motivo que as lagoas, e pela necessidade de tratamento adicional para os subprodutos criados, em especial para o lodo, sendo necessária a implantação de digestores de lodo, por exemplo. Apesar da nota final ser semelhante a nota dos lodos ativados, as vantagens construtivas e operacionais são melhores no sistema de lodos ativados do que no de filtro biológico.

Frente aos impasses apresentados, avaliou-se então a solução de lodos ativados com aeração prolongada, pois foi o segundo tipo de tratamento com maior frequência de valores máximos na Tabela 5.2. O qual atingiu boas notas nos quesitos eficiência na remoção de matéria orgânica e de nutrientes (N e P), mas não para a remoção de coliformes (apenas a nota 2). Portanto, pode-se afirmar que é um sistema com maior remoção de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) e nitrificação consistente.

Nos quesitos econômicos, essa solução não se saiu nada bem, atingindo notas 1 e 2 para quatro dos cinco quesitos avaliados. Somente o requisito de área foi bem avaliado, e reflete de fato a baixa necessidade de espaço para sua construção, quando comparado ao sistema de lagoas. As maiores desvantagens

desse tratamento são econômicas e relativas à operação, pois possui uma operação complexa, de alto consumo energético e com possibilidade de gerar ruídos, que podem vir a atrapalhar os animais que ali habitam. Por outro lado, a nota 2 para a geração de subprodutos é questionável, uma vez que o processo de aeração prolongada gera um lodo já estabilizado e com alto grau de mineralização, podendo ser disposto diretamente em leito de secagem. Para atenuar a nota ruim no consumo energético, poderia ser analisada a viabilidade de implantação de microgeração fotovoltaica.

Nos demais fatores avaliados, o sistema de lodos ativados obteve nota 5 na sua confiabilidade, sendo portanto o mais confiável entre os três sistemas de tratamento comparados; notas 4 e 5, respectivamente, para a independência de clima e solo, mostrando-se satisfatoriamente independente desses parâmetros para atingir o bom desempenho; e ainda, nota 5 para maus odores, e 4 para criação de insetos e vermes, mostrando-se assim, uma boa solução de tratamento para um local próximo aos centros urbanos. Portanto, é coerente a adoção do sistema de lodos ativados. Frente as problemáticas e limitações dos sistemas de tratamento avaliados, e as vantagens do tratamento por lodos ativados, adotou-se esta modalidade.

5.4 LIMITAÇÕES DO PROJETO

A partir da alternativa de tratamento, por lodos ativados, escolhida foram observadas algumas limitações do projeto, outras, no entanto, foram impostas pelo foco do trabalho. São pontos que interferem diretamente no resultado e que necessitam de uma análise mais profunda. São elas:

1. A fonte e a credibilidade dos dados;
2. Parâmetros de caracterização dos esgotos brutos foram retirados da bibliografia;
3. Recebimento apenas de esgotos domésticos;
4. Temperatura média mínima do mês mais frio;
5. Índice de insolação do local;
6. A topografia do local;
7. Projeto de Fundações;
8. Projeto Estrutural;
9. Projeto eletromecânico;
10. Obtenção das licenças ambientais;

11. Estimativa de custos de implantação, operação e manutenção;
12. Características físico-químicas do lodo em excesso;
13. Análise do consumo energético dos equipamentos;
14. Análise da viabilidade de implantação de microgeração fotovoltaica;
15. Levantamento da movimentação de terra;
16. Acesso para veículos de carga.

5.5 VAZÕES DE PROJETO

O cálculo das vazões de projeto também seguiu, em partes, o exposto no PMSB do município, o qual define as estimativas anuais de vazões médias e máximas, da produção de esgotos, da carga de DBO e de Sólidos Suspensos Totais (SST). Foram incrementados ainda, os cálculos da vazão de infiltração, carga de nitrogênio e de fósforo, assim como as respectivas concentrações para os nutrientes.

Para o dimensionamento hidráulico da ETE foram adotadas as vazões de final de plano (vazões estimadas para o ano de 2039), à essas vazões foi somada uma margem referente a vazão de infiltração, que pode ocorrer ao longo da rede coletora e variar de 0,05 a 1 L/s.km (ABNT, 1986). Os valores de concentração de DBO, SST, N e P também foram utilizados para o ano de 2039.

Não se optou por uma vazão superior a vazão máxima estimada para o ano de final de plano devido ao conhecimento da dificuldade e demora no alcance da universalização de ligações. Portanto, poder-se-ia estar superestimando o tamanho das infraestruturas, e conseqüentemente, o valor do projeto, fato que não se justifica frente ao porte do município em questão.

Foram adotados os seguintes parâmetros para os cálculos necessários:

- a) Consumo de água - q

A produção estimada, a vazão média estimada e a vazão máxima estimada, consideraram um consumo médio per capita de água de 150 litros de água por habitante ao dia, valor adotado geralmente pela Companhia Riograndense de Saneamento (CORSAN) nos cálculos de projetos de SES.

b) Produção de esgotos - Q_m

A produção média estimada de esgoto da população urbana de Quinze de Novembro foi calculada conforme a Equação abaixo:

$$Q_m = 365 * P * q * R \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

P = população prevista para cada ano;

q = consumo médio de água per capita ($m^3/hab.dia$);

R = coeficiente de retorno: pode variar de 40% a 100%, sendo que usualmente adota-se o valor de 80% (VON SPERLING, 1996).

c) Vazão média de esgotos produzida - Q_{med}

A vazão média estimada de esgoto é calculada a partir da Equação abaixo.

$$Q_{med} = \frac{P * q * R}{86400} + Q_{inf} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

P = população prevista para cada ano;

q = consumo médio de água per capita ($L/hab.dia$);

R = coeficiente de retorno: 0,80;

Q_{inf} = vazão de infiltração.

d) Vazão Máxima - Q_{max}

A Vazão máxima estimada de esgoto da população urbana de Quinze de Novembro foi calculada conforme a seguinte equação:

$$Q_{max} = \frac{P * q * R * k_1 * k_2}{86400} + Q_{inf} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

P = população prevista para cada ano;

$q =$ consumo médio de água per capita (L/hab.dia);

$R =$ coeficiente de retorno: 0,80;

$k_1 =$ coeficiente do dia de maior consumo: 1,2;

$k_2 =$ coeficiente da hora de maior consumo: 1,5;

$Q_{inf} =$ vazão de infiltração.

e) Vazão de infiltração - Q_{inf}

A vazão de infiltração foi estimada multiplicando-se o coeficiente de infiltração adotado pela extensão da rede em quilômetros. Foi adotado o menor valor que respeitasse a NBR 9.649 devido a grandes incertezas envolvidas no projeto, e da possível demora das ligações acontecerem, assim, favorecendo baixas vazões. O valor da extensão da rede coletora foi adotado igual ao valor da extensão de vias urbanas, informação obtida no seu PMSB. A equação a seguir apresenta como a vazão de infiltração foi estimada:

$$Q_{inf} = \text{coef} * \text{extensão da rede}$$

Equação 4

$$Q_{inf} = 0,05 \frac{\text{L}}{\text{s.km}} * 23,5 \text{ km} = 1,175 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

f) Demanda Bioquímica de Oxigênio - DBO

A NBR 12.209 recomenda o valor correspondente a 0,054 Kg DBO por habitante por dia. Dessa forma, a carga orgânica gerada foi calculada multiplicando-se a sua população (em nº de habitantes) pela carga per capita (equivalente a 0,054 Kg DBO/hab.d). A sua concentração foi determinada dividindo a carga [kg/d] pela vazão média de projeto [m³/d], e multiplicada por mil (10³), para então ser representada em mg/l.

g) Sólidos Suspensos Totais - SST

A NBR 12.209 recomenda o valor correspondente a 0,060 Kg SST por habitante por dia. Dessa forma, a carga orgânica gerada foi calculada multiplicando-se a sua população (em nº de habitantes) pela carga per capita

(equivalente a 0,060 Kg SST/hab.d). A sua concentração foi determinada dividindo a carga [kg/d] pela vazão média de projeto [m³/d], e multiplicada por mil (10³), para então ser representada em mg/l.

h) Nitrogênio - N

Segundo VON SPERLING (1996), esse valor correspondente a 0,008 Kg N por habitante por dia. Dessa forma, a carga de nitrogênio gerada foi calculada multiplicando-se a sua população (em nº de habitantes) pela carga per capita (equivalente a 0,008 Kg N/hab.d). A sua concentração foi determinada dividindo a carga [kg/d] pela vazão média de projeto [m³/d], e multiplicada por mil (10³), para então ser representada em mg/l.

i) Fósforo - P

Segundo VON SPERLING (1996), esse valor correspondente a 0,0025 Kg P por habitante por dia. Dessa forma, a carga de fósforo gerada foi calculada multiplicando-se a sua população (em nº de habitantes) pela carga per capita (equivalente a 0,0025 Kg P/hab.d). A sua concentração foi determinada dividindo a carga [kg/d] pela vazão média de projeto [m³/d], e multiplicada por mil (10³), para então ser representada em mg/l.

O crescimento populacional, os volumes de esgoto a serem coletados, as vazões, as cargas e concentrações de nutrientes, para o horizonte de projeto, 2020 a 2039, estão apresentadas na Tabela 5.3. Estas foram as vazões utilizadas para a elaboração deste projeto e devem ser consideradas também no projeto executivo do SES.

Tabela 5.3 - Projeção das vazões de esgoto para o horizonte de projeto

Ano	População Urbana	Produção Estimada de Esgoto	Vazão máxima de projeto		Vazão média de projeto		Carga DBO ₅	Concentração DBO	Carga SST	Concentração SST	Carga N	Concentração N	Carga P	Concentração P
	habitantes	m³/ano	L/s	m³/dia	L/s	m³/dia	kg/dia	mg/l	kg/dia	mg/l	kg/dia	mg/l	kg/dia	mg/l
2020	1.999	87.576	6,17	533,40	3,95	341,45	107,97	316,21	119,97	351,34	16,00	46,85	5,00	14,64
2021	2.003	87.746	6,18	534,24	3,96	341,92	108,18	316,39	120,20	351,54	16,03	46,87	5,01	14,65
2022	2.007	87.917	6,19	535,08	3,96	342,39	108,39	316,57	120,43	351,75	16,06	46,90	5,02	14,66
2023	2.011	88.088	6,20	535,92	3,97	342,86	108,60	316,75	120,67	351,95	16,09	46,93	5,03	14,66
2024	2.015	88.259	6,21	536,77	3,97	343,32	108,81	316,94	120,90	352,15	16,12	46,95	5,04	14,67
2025	2.019	88.430	6,22	537,61	3,98	343,79	109,02	317,12	121,14	352,35	16,15	46,98	5,05	14,68
2026	2.023	88.602	6,23	538,46	3,98	344,27	109,24	317,30	121,37	352,56	16,18	47,01	5,06	14,69
2027	2.027	88.774	6,24	539,31	3,99	344,74	109,45	317,48	121,61	352,76	16,21	47,03	5,07	14,70
2028	2.031	88.947	6,25	540,16	4,00	345,21	109,66	317,66	121,85	352,96	16,25	47,06	5,08	14,71
2029	2.035	89.120	6,26	541,01	4,00	345,68	109,87	317,84	122,08	353,16	16,28	47,09	5,09	14,72
2030	2.039	89.293	6,27	541,87	4,01	346,16	110,09	318,03	122,32	353,36	16,31	47,11	5,10	14,72
2031	2.043	89.467	6,28	542,72	4,01	346,63	110,30	318,21	122,56	353,56	16,34	47,14	5,11	14,73
2032	2.047	89.640	6,29	543,58	4,02	347,11	110,52	318,39	122,80	353,76	16,37	47,17	5,12	14,74
2033	2.051	89.815	6,30	544,44	4,02	347,59	110,73	318,57	123,03	353,96	16,40	47,20	5,13	14,75
2034	2.055	89.989	6,31	545,30	4,03	348,07	110,95	318,75	123,27	354,17	16,44	47,22	5,14	14,76
2035	2.059	90.164	6,32	546,16	4,03	348,54	111,16	318,93	123,51	354,37	16,47	47,25	5,15	14,77
2036	2.063	90.339	6,33	547,03	4,04	349,03	111,38	319,11	123,75	354,57	16,50	47,28	5,16	14,77
2037	2.067	90.515	6,34	547,90	4,05	349,51	111,59	319,29	123,99	354,77	16,53	47,30	5,17	14,78
2038	2.071	90.691	6,35	548,76	4,05	349,99	111,81	319,47	124,23	354,97	16,56	47,33	5,18	14,79
2039	2.075	90.867	6,36	549,63	4,06	350,47	112,03	319,65	124,48	355,17	16,60	47,36	5,19	14,80

(Fonte: PMSB Quinze de Novembro, adaptado pelo autor)

5.6 PADRÃO DE LANÇAMENTO PARA EFLUENTE FINAL DE SES

Como diretrizes para cumprir os parâmetros necessários de lançamento do efluente tratado, e para definir o tipo e o nível de tratamento necessário, respeitou-se a Resolução CONSEMA Nº 355, de 13 de julho de 2017, a Resolução CONAMA Nº 357, de 17 de março de 2005, e a Resolução CONAMA Nº 430, de 13 de maio de 2011.

Os padrões de emissão exigidos pela FEPAM (Fundação Estadual de Proteção Ambiental) para o efluente final dos sistemas de tratamento de esgotos são regrados pelos artigos 17 e 18 da CONSEMA Nº 355. Na Tabela 5.4 e Tabela 5.5, são apresentados os padrões de lançamento para efluentes líquidos domésticos, com destaque para a faixa de vazão que contempla esse projeto.

Tabela 5.4 - Valores de concentração máxima para efluentes domésticos para diferentes faixas de vazão

Faixa de Vazão (m ³ /d)	DBO5 (mgO ₂ /L)	DQO (mgO ₂ /L)	SST (mg/L)	Coliformes Termotolerantes	
				Concentração (NMP/100 mL)	Eficiência (%)
Q < 200	120	330	140	-	-
200 ≤ Q < 500	100	300	100	10 ⁶	90
500 ≤ Q < 1000	80	260	80	10 ⁵	95
1000 ≤ Q < 2000	70	200	70	10 ⁵	95
2000 ≤ Q < 10000	60	180	60	10 ⁴	95
10.000 ≤ Q	40	150	50	10 ³	95

(Fonte: Resolução CONSEMA 355/2017)

Segundo artigo 18 (CONSEMA., 2017) podem ser estabelecidos critérios mais restritivos, pelo órgão ambiental competente, para a fixação dos padrões de emissão constantes nesta norma em função dos seguintes aspectos: características físicas, químicas e biológicas; características hidrológicas; usos

da água e enquadramento legal, desde que apresentada fundamentação técnica que os justifique.

Para efluentes sanitários, o órgão ambiental competente poderá exigir padrões para os parâmetros fósforo e nitrogênio amoniacal em corpos receptores com registro de floração de cianobactérias, em trechos onde ocorra a captação para abastecimento público. Nestes casos, devem ser atendidos os valores de concentração estabelecidos ou eficiência mínima fixada, conforme a faixa de vazão.

Tabela 5.5 - Concentração e eficiência de remoção do parâmetro Fósforo Total e Nitrogênio Amoniacal em função da faixa de vazão

Faixa de Vazão (m ³ /d)	Nitrogênio Amoniacal (mg/L)	Fósforo Total	
		(mg/L)	Eficiência (%)
Q < 1.000	20	4	75
1.000 ≤ Q < 2.000	20	3	75
2.000 ≤ Q < 10.000	20	2	75
10.000 ≤ Q	20	1	75

(Fonte: Resolução CONSEMA 355/2017)

5.7 CONCEPÇÃO DO PROCESSO DE TRATAMENTO

Com o objetivo de respeitar os padrões de emissão (CONSEMA 355) e de qualidade do corpo receptor (CONAMA 357) foi escolhido o tratamento pelo processo de lodos ativados, na modalidade de aeração prolongada, pois esse processo apresentou a melhor pontuação na remoção de DBO e nutrientes, conforme apresentado no item 5.3 - Escolha de alternativas, além das vantagens operacionais e construtivas, frente aos demais métodos de tratamento avaliados. Dentro das possibilidades de composição do tratamento de aeração prolongada, foi optada pela forma de bateladas, por ocupar ainda menos área, já que todas etapas do tratamento acontecem no mesmo tanque.

5.7.1 Detalhamento do processo de tratamento

O processo de tratamento definido consiste em duas etapas para a fase líquida (tratamento preliminar e tratamento secundário) e uma etapa para a fase sólida. No tratamento preliminar, o afluente direcionado à estação de tratamento, entrará por um canal no qual estarão instaladas as grades, para remoção de sólidos grosseiros, e na sequência, o desarenador, para remoção de areias carregadas pela rede coletora, e por fim, será instalada uma calha Parshall para medição da vazão de entrada e para garantir a velocidade de sedimentação adequada no desarenador. Os materiais retidos na grade serão coletados manualmente, colocados num filtro metálico drenante, instalado próximo ao gradeamento, e posteriormente levados em carrinho de mão a uma caçamba estacionária. As areias acumuladas também serão coletadas manualmente e levadas em carrinho de mão à caçamba estacionária. Esses materiais serão depois transportados para aterro sanitário.

Na segunda etapa – tratamento secundário – o efluente passa por um partidor hidráulico, devido a existência de dois reatores, e segue para o tanque reator que está na fase enchimento. Ao final dessa etapa, o efluente clarificado é direcionado para um medidor de vazão e lançado no corpo receptor. Já o lodo em excesso gerado, é retirado por uma tubulação e encaminhado para o leito de secagem. Durante a fase de enchimento do reator são previstos tempos com aeração intercalados com tempos sem aeração. É também na câmara aerada que a matéria orgânica será metabolizada.

A etapa de tratamento do lodo em excesso – fase sólida – é composta por um leito de secagem e por uma lagoa de maturação. Isso é possível graças ao elevado grau de mineralização e relativa baixa quantidade do lodo no processo de aeração prolongada com fluxo intermitente, como é o caso do sistema em bateladas. Na primeira infraestrutura, o lodo em excesso proveniente do reator permanecerá até ser totalmente drenado e apresentar aspecto de seco, para só então ser coletado manualmente. Esse lodo seco permanecerá armazenado temporariamente nas instalações da ETE, até ser encaminhado ao uso em lavouras do município, principalmente de soja, na forma de adubo orgânico. Já

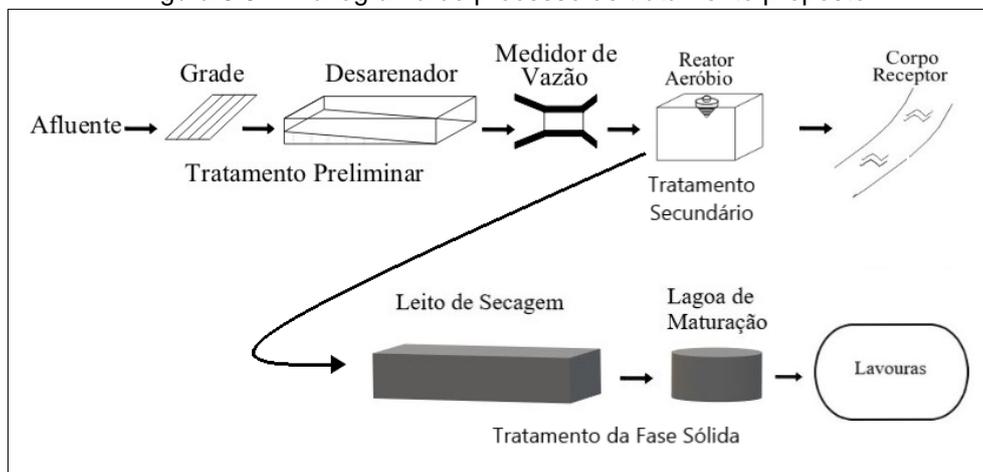
o líquido drenado do lodo é direcionado por uma tubulação à uma pequena lagoa de maturação, a qual visa reduzir possíveis organismos patogênicos ainda presentes. Esse líquido será reutilizado na agricultura do município como biofertilizante. Esses dois subprodutos podem ainda ser empregados na remediação ambiental de áreas degradadas.

As etapas de tratamento são apresentadas a seguir:

1. Tratamento Preliminar:
Gradeamento;
Desarenador;
Medidor de vazão.
2. Tratamento Secundário:
Partidor hidráulico;
Reator de lodo ativado em bateladas;
3. Tratamento da fase sólida:
Leito de secagem;
Lagoa de maturação.

A Figura 5.5 abaixo ilustra o fluxo dos processos de tratamento proposto tanto para a fase líquida, quanto para a fase sólida.

Figura 5.5 – Fluxograma do processo de tratamento proposto



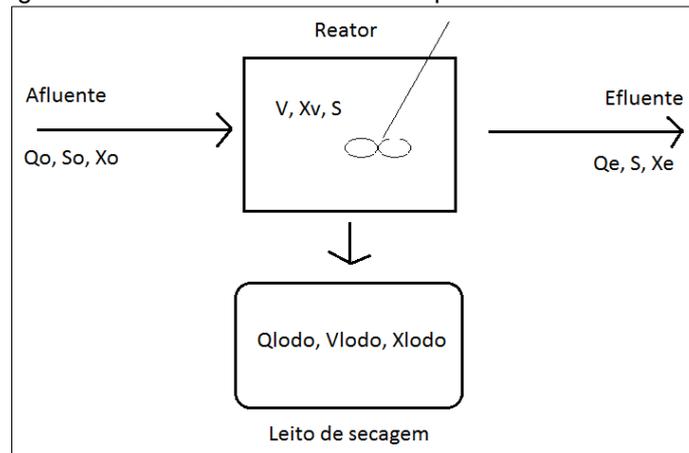
(Fonte: Von Sperling (1996) apud última versão do modelo ETEx (OLIVEIRA, 2004; LEONETI, 2009), adaptado pelo autor)

A Figura 5.6 traz as variáveis envolvidas no processo de tratamento, onde:

- Q_0 = vazão afluente;
- S_0 = concentração DBO afluente;
- X_0 = concentração SS afluente;
- V = Volume do reator;
- X_v = concentração SST no tanque de aeração;

- S = concentração DBO efluente;
- Q_{lodo} = vazão de lodo em excesso no reator direcionada aos leitos de secagem;
- V_{lodo} = Volume de lodo em excesso;
- X_{lodo} = concentração de lodo em excesso;
- Q_e = vazão efluente;
- X_e = concentração SS efluente.

Figura 5.6 – Variáveis envolvidas no processo de tratamento



(Fonte: elaborado pelo autor)

6. MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO

Neste capítulo são feitas as descrições e apresentados os cálculos de dimensionamento, das estruturas e elementos que compõem a Estação de Tratamento de Efluentes, contemplando o tratamento primário e secundário da parte líquida e o tratamento da parte sólida.

6.1 GRADEAMENTO

Com base nas características do projeto, optou-se por uma grade do tipo fina com limpeza manual, composta por barras de aço inoxidável de seção 6,4 mm por 38,1 mm, com espaçamento de 12 mm. Ela será plana e terá uma inclinação 60° com a horizontal, semelhante ao exposto na Figura 6.1. Estão previstas plataformas de acesso, local para disposição temporária dos materiais grosseiros retirados, e dispositivo indicador do diferencial de nível entre um ponto do canal a montante da grade e outro ponto a jusante dela. O dimensionamento seguiu o exposto por JORDÃO e PESSOA (2017) e as recomendações da NBR 12.209.

Figura 6.1 – Referência de Grade



(Fonte: <http://oriocoura.blogspot.com/2006/>)

Premissas adotadas:

- a) O nível de água (NA) será o mesmo determinado para a vazão máxima, no medidor de vazão de entrada;
- b) Utilizar a vazão máxima para o dimensionamento, colaborando a favor da segurança nessa estrutura inicial;

- c) Utilizar a vazão média para verificações quanto ao bom funcionamento;
- d) Dimensionamento feito para situação de grade limpa;
- e) Perda de carga calculada para a situação de grade limpa e de grade suja;

Parâmetros de projeto:

- a) Nível de água (NA) = 0,15 m;
- b) $Q = Q_{\max} = 6,36 \text{ L/s} = 0,00636 \text{ m}^3/\text{s}$;
- c) $Q_{\text{med}} = 4,06 \text{ L/s} = 0,00406 \text{ m}^3/\text{s}$;
- d) Espaçamento (a) = 12 mm;
- e) Espessura (t) = 6,4 mm;
- f) Velocidade de passagem entre as barras (v) para $Q_{\max} = 1,2 \text{ m/s}$;
- g) Área útil da grade suja = área útil grade limpa / 2;
- h) Aceleração da gravidade $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;
- i) Ângulo de inclinação da grade com a horizontal (θ) = 60°

Sequência de cálculo para o dimensionamento das grades:

- 1) Após definição do tipo de grade a ser empregado, do seu material, da sua localização em planta, do modo de operação para limpeza manual, da geometria e da inclinação, foi possível estimar a eficiência (E) que a grade teria. Essa eficiência foi determinada pela Equação 5.

$$E = \frac{a}{a + t} \quad \text{Equação 5}$$

$$E = \frac{12}{12 + 6,4} = 0,65$$

- 2) Calculou-se a área útil entre as barras (A_u), na seção transversal em que

a grade será instalada, fazendo uso da Equação 6.

$$A_u = \frac{Q}{v} \quad \text{Equação 6}$$

$$A_u = \frac{0,00636}{1,5} = 0,0053 \text{ m}^2$$

- 3) Calculou-se a área do canal (S) na seção transversal em que a grade será instalada, e também a largura (L) que a grade deve possuir. Para isso, fez-se uso da Equação 7 e Equação 8.

$$S = \frac{A_u}{E} \quad \text{Equação 7}$$

$$S = \frac{0,0053}{0,65} = 0,0081 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{S}{NA} \quad \text{Equação 8}$$

$$L = \frac{0,0081}{0,15} = 0,0551 \text{ m}$$

- 4) Adotou-se um valor inteiro maior que o encontrado para L pela Equação 8 e recalculou-se a área útil para esse novo valor, fazendo o passo 3 de modo inverso: multiplicando o L escolhido pelo NA, e o novo S obtido, multiplicado pela eficiência calculada no passo 1.
- 5) Determinou-se a velocidade de passagem na grade (v) para a nova área útil, invertendo os termos A_u e v da Equação 6. Também se verificou a velocidade de passagem para a vazão média.
- 6) Estimou-se a velocidade de aproximação (v_0), para a vazão máxima e vazão média, empregando a Equação 9.

$$v_0 = \frac{Q}{S}$$

Equação 9

$$Q_{max} : v_0 = \frac{0,00636}{0,02214} = 0,29m/s$$

$$Q_{med} : v_0 = \frac{0,00406}{0,02214} = 0,18m/s$$

7) Determinou-se o número de barras e de espaços fazendo uso, respectivamente, da Equação 10 e Equação 11.

$$N_b = \frac{(L - a)}{(a + t)}$$

Equação 10

$$N_b = \frac{(150 - 12)}{(12 + 6,4)} = 7,5$$

$$N_b \text{ adotado} = 8 \text{ barras}$$

$$N_e = N_b + 1$$

Equação 11

$$N_e = 8 + 1 = 9$$

8) Estimou-se a perda de carga para situação de dimensionamento, grade limpa. Foram empregados dois métodos de cálculo, um pela equação simplificada, Equação 12, (ABNT, 2008), outro pela equação de Kirshmer (JORDÃO e PESSOA, 2017), Equação 13.

$$h_f = 1,43 * \frac{(v^2 - v_0^2)}{2 * g}$$

Equação 12

$$Q_{max} : h_f = 1,43 * \frac{(0,44^2 - 0,29^2)}{2 * 9,81} = 0,008m$$

$$Q_{med} : h_f = 1,43 * \frac{(0,28^2 - 0,18^2)}{2 * 9,81} = 0,003m$$

$$h_f = \beta * \left(\frac{t}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin \varnothing * \left(\frac{v^2}{2 * g}\right) \quad \text{Equação 13}$$

$$Q_{max} : h_f = 2,42 * \left(\frac{6,4}{12}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin 60^\circ * \left(\frac{0,44^2}{2 * 9,81}\right) = 0,009m$$

$$Q_{med} : h_f = 2,42 * \left(\frac{6,4}{12}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin 60^\circ * \left(\frac{0,28^2}{2 * 9,81}\right) = 0,004m$$

- 9) Estimou-se também a perda de carga para a situação de grade suja. Neste caso foi necessário recalcular a velocidade de aproximação e a velocidade de passagem, considerando 50% da área útil calculada no passo 4. Para isso, repetiu-se os passos 5 e 6. Para o cálculo da perda de carga foram utilizadas as mesmas equações que no passo anterior.

Resultados finais obtidos para o gradeamento

Na Tabela 6.1 são apresentados os valores parciais para cada passo do dimensionamento. Já na Tabela 6.2 são apresentados os valores finais para a geometria da grade. A Tabela 6.3 apresenta os valores para as verificações realizadas, considerando a grade limpa e a grade suja

Tabela 6.1 - Resultados parciais para a grade

Parâmetro	Valor	Unidade
Área útil Au	0,0053	m ²
Eficiência	0,65	
Área da seção transversal do canal S	0,0081	m ²
Largura L	0,0551	m
Largura L adotada	0,15	m

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.2 - Resultados finais para a grade

Verificando para nova largura		
Parâmetro	Valor	Unidade
Área da seção transversal do canal S	0,022138	m ²
Área útil Au	0,014	m ²
Velocidade p/ Qmax	0,44	m/s
Velocidade p/ Qmed	0,28	m/s
seção canal à montante da grade, = seção canal na grade		
Parâmetro	Valor	Unidade
Velocidade de aproximação Qmax	0,29	m/s
Velocidade de aproximação Qmed	0,18	m/s
n° de barras	7,50	
n° de barras adotado	8	
n° de espaços	9	

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.3 - Perda de carga para a grade

Grade limpa		
Parâmetro	Valor	Unidade
Perda de carga p/ Qmax	0,008	m
Perda de carga p/ Qmed	0,003	m
Perda de carga p/ Qmax por Kishmer	0,009	m
Perda de carga p/ Qmed por Kishmer	0,004	m
Grade suja		
Parâmetro	Valor	Unidade
Velocidade p/ Qmax	0,88	m/s
Velocidade p/ Qmed	0,56	m/s
Velocidade de aproximação Qmax	0,57	m/s
Velocidade de aproximação Qmed	0,37	m/s
Perda de carga p/ Qmax	0,051	m
Perda de carga p/ Qmed	0,021	m
Perda de carga p/ Qmax por Kishmer	0,036	m
Perda de carga p/ Qmed por Kishmer	0,015	m

(Fonte: elaborado pelo autor)

6.2 DESARENADOR

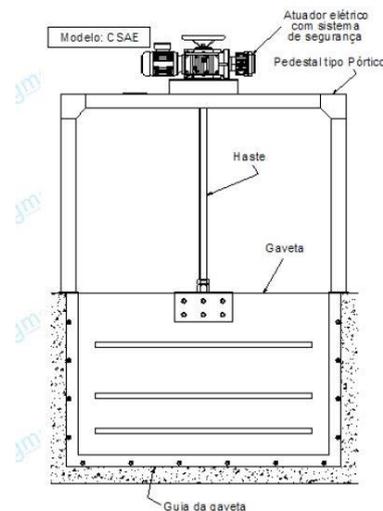
O desarenador, ou caixa de areia, como também é conhecido, foi planejado para ser de alvenaria com revestimento liso de argamassa, composto de dois canais em paralelo que irão operar de forma alternada, Figura 6.2. Ao final dessa estrutura será implantado um medidor de vazão (apresentado e dimensionado no item seguinte) para assegurar os níveis adequados de operação. Comportas superficiais automáticas farão a divisão entre os canais, Figura 6.3. O dimensionamento seguiu o exposto por JORDÃO e PESSOA (2017) e as recomendações da NBR 12.209.

Figura 6.2 – Referência de desarenador com 2 canais



(Fonte: Tecnologías de pretratamiento | sswm)

Figura 6.3 – Referência de comporta automática



(Fonte: Sigma tratamento de água Ltda)

Premissas adotadas:

- Sedimentação discreta;
- Remoção de partículas com diâmetro igual ou superior que 0,2 mm;
- As alturas do nível de água consideradas, foram as alturas encontradas no dimensionamento do medidor de vazão, para as respectivas vazões;
- As dimensões finais adotadas foram para a vazão máxima.

Parâmetros de projeto:

- a) Velocidade de sedimentação (v) = 0,30 m/s;
- b) Limites para a velocidade crítica (NBR 12.209, 1992): 0,20 – 0,40 m/s
- c) Vazão mínima (Q_{min}) = 2,62 L/s = 0,00262 m³/s;
- d) Vazão média (Q_{med}) = 4,06 L/s = 0,00406 m³/s;
- e) Vazão máxima (Q_{max}) = 6,36 L/s = 0,00636 m³/s;

Sequência de cálculo para o dimensionamento da caixa de areia:

- 1) Calculou-se o comprimento necessário para ocorrer sedimentação discreta na caixa de areia, já considerando uma margem de segurança de 50% além do valor realmente necessário ($15 \cdot h + 7,5 \cdot h = 22,5 \cdot h$), devido aos efeitos de turbulência que podem vir a ocorrer.

$$L = 22,5 * (h_{max}) \quad \text{Equação 14}$$

$$L = 22,5 * 0,15 = 3,37m$$

$$L \text{ adotado} = 3,50m$$

- 2) Determinou-se a largura necessária para ocorrer sedimentação discreta na caixa de areia.

$$b = \frac{Q_{max}}{(h_{max}) * v} \quad \text{Equação 15}$$

$$b = \frac{0,00636}{(0,15) * 0,30} = 0,14m$$

$$b \text{ adotado} = 0,15m$$

- 3) Verificou-se a velocidade crítica para Q_{min} , Q_{med} e $Q_{max} \geq 0,20$ m/s, reescrevendo a Equação anterior.

$$v = \frac{Q_{min}}{(h_{min}) * b} \quad \text{Equação 16}$$

$$v = \frac{0,00262}{(0,08) * 0,15} = 0,214m/s$$

$$v = \frac{Q_{med}}{(h_{med}) * b} \quad \text{Equação 17}$$

$$v = \frac{0,00406}{(0,11) * 0,15} = 0,247m/s$$

$$v = \frac{Q_{max}}{(h_{max}) * b} \quad \text{Equação 18}$$

$$v = \frac{0,00636}{(0,15) * 0,15} = 0,287m/s$$

Resultados finais obtidos

Na Tabela 6.4 são apresentados os valores finais para o desarenador e no anexo A, prancha 1, é ilustrado o design final do canal de tratamento preliminar.

Tabela 6.4 - Resultados finais para o desarenador

Parâmetro	Valor	Unidade
b - largura cx areia	0,15	m
L- comprimento cx areia	3,50	m
Verificação Vcr p/Qmin	0,214	m/s
Verificação Vcr p/Qmed	0,247	m/s
Verificação Vcr p/Qmax	0,287	m/s

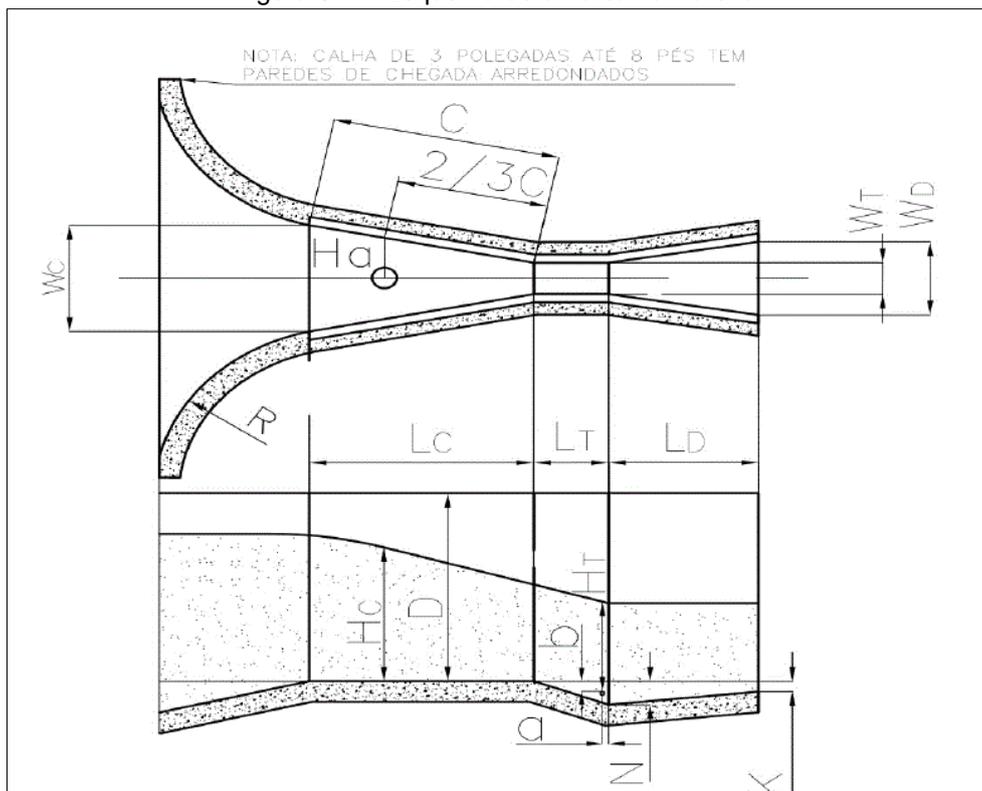
(Fonte: elaborado pelo autor)

6.3 MEDIDORES DE VAZÃO

Estão previstos dois pontos de medição de vazão, um deles será no canal afluente à ETE, ele ficará localizado após o desarenador e também terá função de manter o nível constante nessa estrutura anterior, a fim de propiciar uma sedimentação discreta. Já o segundo, medidor de saída, será situado entre o tanque de aeração e o emissário, no trajeto de saída do clarificado para o corpo receptor, tendo como função informar a vazão efluente a ETE.

Os medidores de vazão que serão empregados são do tipo calha Parshall, fabricados em fibra de vidro, Figura 6.5. Foi escolhida a calha de 2 polegadas ($W = 51 \text{ mm}$), que é adequada para vazões de $0,28 \text{ L/s}$ até $14,17 \text{ L/s}$, ela possui as medidas apresentadas na Tabela 6.5, que são referentes a Figura 6.4. O comprimento em planta dos medidores é de cerca de 1 m .

Figura 6.4 – Esquema de uma calha Parshall



(Fonte: ASTM D1941:1991, 2013)

Tabela 6.5 - Medidas [mm] da calha Parshall de 2"

W [mm]	C [mm]	2/3C	Lc [mm]	Wd [mm]	Wc [mm]	D [mm]	Lt [mm]	Ld [mm]	K [mm]	N [mm]	R [mm]
51	415	277	405	135	213	253	114	253	22,3	43	201

(Fonte: ASTM D1941:1991, 2013)

Figura 6.5 – Referência de calha Parshall



(Fonte: Calha parshall em www.mercadolivre.com.br)

Premissas adotadas:

- a) Foi calculada a altura de água na garganta da calha por duas equações: segundo Parshall e segundo Azevedo (AZEVEDO NETTO et al., 2015);
- b) Foram verificadas as alturas de água para a vazão mínima, vazão média e vazão máxima;

Parâmetros de projeto:

- a) Vazão mínima (Q_{min}) = 2,62 L/s = 0,00262 m³/s = 9,41m³/h;
- b) Vazão média (Q_{med}) = 4,06 L/s = 0,00406 m³/s = 14,60m³/h;
- c) Vazão máxima (Q_{max}) = 6,36 L/s = 0,00636 m³/s = 22,90m³/h;
- d) Expoente $n = 1,55$. Valor fixo referente a Calha de 2" retirado da ASTM D1941:1991, 2013;
- e) Coeficiente $K = 434,58$. Valor fixo referente a Calha de 2" retirado da ASTM D1941:1991, 2013;
- f) Altura de água na garganta (h_2) = 0,5*h.

Procedimento de verificação para o medidor de vazão:

- 1) Calculou-se a altura de água, para Q_{min} , Q_{med} e Q_{max} , pela equação de Parshall, Equação 19, empregando os parâmetros correspondentes.

$$h = \left(\frac{Q}{K}\right)^{1/n}$$

Equação 19

$$Q_{min} : h = \left(\frac{9,41}{434,58}\right)^{1/1,55} = 0,08m$$

$$Q_{med} : h = \left(\frac{14,60}{434,58}\right)^{1/1,55} = 0,11m$$

$$Q_{max} : h = \left(\frac{22,90}{434,58}\right)^{1/1,55} = 0,15m$$

2) Calculou-se a altura de água, para Q_{min} , Q_{med} e Q_{max} , pela equação de Azevedo, Equação 20, empregando os parâmetros correspondentes.

$$h = \left(\frac{Q}{2,2 * W}\right)^{2/3}$$

Equação 20

$$Q_{min} : h = \left(\frac{0,00262}{2,2 * 0,051}\right)^{2/3} = 0,08m$$

$$Q_{med} : h = \left(\frac{0,00406}{2,2 * 0,051}\right)^{2/3} = 0,11m$$

$$Q_{max} : h = \left(\frac{0,00636}{2,2 * 0,051}\right)^{2/3} = 0,15m$$

3) Calculou-se a perda de carga (h_f) utilizando a Equação 21.

$$h_f = h - h_2$$

Equação 21

$$h_f = 0,15 - 0,5 * 0,15 = 0,07 \text{ m}$$

Resultados finais obtidos para a Calha Parshall

A Tabela 6.6 apresenta os valores para a verificação de alturas de água no medidor. A Tabela 6.7 apresenta o valor final para a perda de carga no medidor de vazão. No anexo A, prancha 1, é ilustrado o design final do canal de tratamento preliminar e do canal de saída.

Tabela 6.6 – Resultados da verificação de alturas do vertedor

	Q [l/s]	Q [m³/h]	Q [m³/s]	h de água[m] na calha por Azevedo	h de água[m] na calha por Parshall
Qpmed	4,06	14,603	0,00406	0,11	0,11
Qpmax	6,36	22,9013	0,00636	0,15	0,15
Qpmin	2,62	9,41648	0,00262	0,08	0,08

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.7 - Perda de carga no medidor de vazão

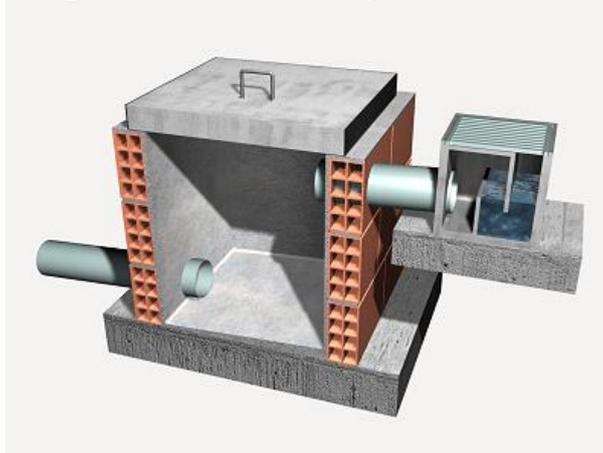
Parâmetro	Valor	Unidade
hf - perda de carga	0,07	m

(Fonte: elaborado pelo autor)

6.4 PARTIDOR HIDRÁULICO

Consiste em uma caixa de alvenaria com as dimensões de 0,60 m de largura, por 0,60 m de comprimento, e 0,60 m de profundidade, localizada logo após o medidor de vazão de entrada, a qual receberá o efluente do tratamento preliminar e dividirá o fluxo em dois. O reator em uso receberá o fluxo da tubulação correspondente, a qual possuirá no seu início, uma pequena comporta para orientar o fluxo. Essa comporta pode ser automatizada com o sistema de operação, movimentando-se conforme a etapa do ciclo do tratamento. A Figura 6.6 ilustra uma referência para o projeto, no entanto, cabe ressaltar que haveriam duas tubulações de saída, mais a comporta automatizada, que não aparecem na figura.

Figura 6.6 – Referência de partidor hidráulico



(Fonte: Gerador de preços para construção civil. cype ingenieros, s.a.)

6.5 TANQUE DE AERAÇÃO

O tanque de aeração foi idealizado com estrutura de concreto armado, dividido em duas câmaras que operam em paralelo. No capítulo 9 é detalhado o ciclo operacional dos tanques.

O tanque de aeração foi projetado para ter um bom funcionamento tanto como tanque de aeração, quanto como decantador final. Para isso utilizou-se a metodologia desenvolvida por SANTOS et al (2006, p.154), a qual afirma que “o reator por batelada será eficaz como tanque de aeração se o seu suprimento de oxigênio for satisfatório e se a massa de microrganismos no seu interior for suficiente para metabolizar a matéria orgânica a ele afluenta”. O autor ainda diz que “a adoção de um tempo de sedimentação t_s e de uma altura da zona de carga H_B adequados garantirá o bom desempenho do reator como decantador final”. O parâmetro básico considerado neste método racional é a idade do lodo (θ_c).

Premissas adotadas:

- O tempo de reação (t_R) abrange as etapas de enchimento e aeração.
- O consumo do substrato pela biomassa só ocorre no tempo de reação.
- A altura de transição (H_F) foi considerada como 15% da altura da zona de carga, respeitando o limite mínimo de 0,25 metros.

Parâmetros básicos de projeto:

- a) A vazão utilizada para o dimensionamento do tanque de reação foi a vazão média estimada, em m³/dia, conforme cálculo apresentado no item 5.5, para o último ano do horizonte de projeto estipulado, 2039.
- b) A carga orgânica afluyente (S_A) considerada também foi a carga de DBO estimada para 2039.
- c) A carga orgânica efluente desejada foi estipulada em 100 mg/l, a fim de cumprir com a legislação pertinente.
- d) A concentração de sólidos suspensos foi definida em 100 mg/l.
- e) O Índice volumétrico do lodo (IVL) foi definido em 150 ml/g, a fim de considerar-se o limiar de lodo com boa sedimentabilidade, configurando desse modo uma margem de segurança, dado que os valores para uma boa sedimentabilidade ficam na faixa de 40 até 150 ml/g (JORDÃO, EDUARDO PACHECO. PESSOA, 2017). Foi considerado o valor de 150 ml/g também por não terem sido realizados ensaios com amostras reais dos esgotos, assim, optou-se por tal consideração para dimensionar o reator numa faixa boa de sedimentabilidade.
- f) A taxa de remoção de carga orgânica (k) foi considerada igual a 0,050 l/mg.d.
- g) O coeficiente de produção celular (Y) foi considerado igual a 0,6.
- h) A taxa de respiração endógena (b) foi considerada igual 0,08 d⁻¹.
- i) A fração dificilmente biodegradável da biomassa (f) foi considerada igual 0,20.
- j) A altura útil total (H_T) do reator foi definida em 4 m.
- k) A concentração X de sólidos suspensos totais no tanque de reação (SSVTA) adotada foi de 4500 mg/l.
- l) A idade do lodo (θ_c) foi tomada como 22 dias.

Sequência de cálculo para o dimensionamento do volume do reator:

- 1) Estimou-se a velocidade de sedimentação V_s [m/h] aplicando a Equação 22.

$$V_s = 10,79 * e^{-(1,95*IVL+0,04*IVL^{0,5}*X)*10^{-3}} \quad \text{Equação 22}$$

$$V_s = 10,79 * e^{-(1,95*150+0,04*150^{0,5}*4500)*10^{-3}} = 0,888m/h$$

- 2) Calculou-se os parâmetros p e q [adimensionais] aplicando respectivamente as Equações Equação 23 e Equação 24.

$$p = 100,93 * IVL^{-0,5} \quad \text{Equação 23}$$

$$p = 100,93 * 150^{-0,5} = 8,241$$

$$q = 0,405 + 0,064 * \log_e IVL \quad \text{Equação 24}$$

$$q = 0,405 + 0,064 * \log_e 150 = 0,726$$

- 3) Por tentativas sucessivas determinou-se a razão de recirculação R . Para essa operação empregou-se a Equação 25 e a ferramenta atingir meta do software de planilhas eletrônicas Excel.

$$R = \frac{p * (R * V_s)^q}{X * V_s * 10^{-3}} - 1 \quad \text{Equação 25}$$

$$R = \frac{8,241 * (R * 0,888)^{0,726}}{4500 * 0,888 * 10^{-3}} - 1 = 1,338$$

- 4) Pela Equação 26 estimou-se a velocidade ascensional, em metros por hora [m/h] da concentração X na sedimentação em batelada.

$$V_A = R * V_S \quad \text{Equação 26}$$

$$V_A = 1,338 * 0,888 = 1,189 \text{ m/h}$$

- 5) Determinou-se o tempo ótimo teórico de sedimentação, em horas, aplicando a Equação 27.

$$t_s = \frac{H_T}{V_S + V_A} \quad \text{Equação 27}$$

$$t_s = \frac{4}{0,888 + 1,189} = 1,93 \text{ h}$$

- 6) Determinou-se a altura da zona de carga (H_B) e a altura da zona de lodo (H_L), pelo respectivo uso da Equação 28 e Equação 29.

$$H_B = V_S * t_s \quad \text{Equação 28}$$

$$H_B = 0,888 * 1,93 = 1,71 \text{ m}$$

$$H_L = H_T - H_B \quad \text{Equação 29}$$

$$H_L = 4 - 1,71 = 2,29 \text{ m}$$

- 7) Fixou-se a altura da zona de transição no maior valor encontrado entre a Equação 30 e 0,25 m.

$$H_F = 0,15 * H_B \quad \text{Equação 30}$$

$$H_F = 0,15 * 1,71 = 0,26 \text{ m}$$

8) Calculou-se então a concentração média do lodo (X_M) ao final da fase de descarga, aplicando a Equação 31.

$$X_M = \frac{X * H_T}{H_T - (H_B + H_F)} \quad \text{Equação 31}$$

$$X_M = \frac{4500 * 4}{4 - (1,71 + 0,26)} = 8.854,46 \text{ mg/L}$$

9) Pela Equação 32 estimou-se a velocidade de sedimentação do lodo, e pela Equação 33, estimou-se a velocidade média da interface clarificado-lodo, durante a descarga.

$$V_M = 10,79 * e^{-(1,95*IVL+0,04*IVL^{0,5}*X_M)*10^{-3}} \quad \text{Equação 32}$$

$$V_M = 10,79 * e^{-(1,95*150+0,04*150^{0,5}*8854,46)*10^{-3}}$$

$$V_M = 0,105 \text{ m/h}$$

$$V_D = \frac{(V_S + V_M)}{2} \quad \text{Equação 33}$$

$$V_D = \frac{(0,888 + 0,105)}{2} = 0,50 \text{ m/h}$$

10) Adotou-se um tempo de descarga que respeitasse a Equação 34.

$$t_D \geq \frac{H_F}{V_D} \quad \text{Equação 34}$$

$$t_D \geq \frac{0,26}{0,50}$$

$$t_D \geq 0,52 \text{ h} = 30,99 \text{ minutos}$$

11) Pela Equação 35 estimou-se a concentração final de carga orgânica, em mg/l, presente no efluente do reator.

$$S = \frac{1 + b * \theta_c}{k * Y * \theta_c} \quad \text{Equação 35}$$

$$S = \frac{1 + 0,08 * 22}{0,050 + 0,6 * 22} = 0,208 \text{ mg/L}$$

12) Calculou-se pela Equação 36 a massa de substrato removida diariamente, em kg/dia.

$$\frac{\Delta MS}{\Delta t} = \frac{Q * (S_A - S)}{10^3} \quad \text{Equação 36}$$

$$\frac{\Delta MS}{\Delta t} = \frac{350,47 * (319,65 - 0,208)}{10^3}$$

$$\frac{\Delta MS}{\Delta t} = 111,95 \text{ kg/d}$$

13) Estimou-se pela Equação 37 a massa de organismos ativos requerida no reator, em kg.

$$MX_{AC} = \frac{Y * \theta_c}{1 + b * \theta_c} * \frac{\Delta MS}{\Delta t} \quad \text{Equação 37}$$

$$MX_{AC} = \frac{0,6 * 22}{1 + 0,08 * 22} * 111,95 = 535,44 \text{ kg}$$

14) Estimou-se pela Equação 38 a massa de sólidos em suspensão fixos no reator, em kg.

$$MX_F = Q * X_F * 10^{-3} * \theta_c \quad \text{Equação 38}$$

$$MX_F = 350,47 * 100 * 10^{-3} * 22$$

$$MX_F = 771,04 \text{ kg}$$

15) Calculou-se então os coeficientes g [h], j [m³], r [m³], z [m³/h], s [m³] e w [m³.h], fazendo uso respectivo das Equações abaixo, 39-44. Cabe ressaltar que deve ser utilizada a vazão em m³/dia para o cálculo de z.

$$g = t_S + t_D$$

Equação 39

$$g = 1,93 + 0,52 = 2,44 \text{ h}$$

$$j = \frac{MX_{AC} * (1 + f * b * \theta_c)}{X * 10^{-3}}$$

Equação 40

$$j = \frac{534,44 * (1 + 0,2 * 0,6 * 22)}{4500 * 10^{-3}} = 160,87 \text{ m}^3$$

$$r = \frac{MX_F * 10^3}{X}$$

Equação 41

$$r = \frac{771,04 * 10^3}{4500} = 171,34 \text{ m}^3$$

$$z = \frac{Q}{24} * \left(1 + \frac{H_L}{H_B}\right)$$

Equação 42

$$z = \frac{350,47}{24} * \left(1 + \frac{2,29}{1,71}\right) = 34,15 \text{ m}^3/h$$

$$s = j + r + g * z \quad \text{Equação 43}$$

$$s = 160,87 + 171,34 + 2,44 * 34,15$$

$$s = 415,60 \text{ m}^3$$

$$w = r * g \quad \text{Equação 44}$$

$$w = 171,34 * 2,44 = 418,43 \text{ m}^3 \cdot h$$

16) O tempo de duração do ciclo foi determinado pelo uso da Equação 45, em horas.

$$t_c = \frac{s + ((-s)^2 - 4 * z * w)^{0,5}}{2 * z} \quad \text{Equação 45}$$

$$t_c = \frac{415,60 + ((-415,60)^2 - 4 * 34,15 * 418,43)^{0,5}}{2 * 34,15}$$

$$t_c = 11,06 \text{ h}$$

17) O tempo de reação dentro do ciclo foi determinado pelo uso da Equação 46, também em horas. Destacando que este tempo envolve a fase de enchimento e aeração do tanque.

$$t_R = t_C - (t_S + t_D) \quad \text{Equação 46}$$

$$t_R = 11,06 - (1,93 + 0,52) = 8,62 \text{ h}$$

18) Na sequência foram calculadas, em quilos, pelo uso correspondente da Equação 47, Equação 48, Equação 49 e Equação 50, as seguintes massas: massa de organismos ativos no reator (MX_A), massa de resíduo endógeno no reator (MX_E), massa de sólidos em suspensão voláteis no reator (MX_V), e a massa de sólidos em suspensão totais no reator (MX).

$$MX_A = MX_{AC} * \frac{t_C}{t_R} \quad \text{Equação 47}$$

$$MX_A = 535,44 * \frac{11,06}{8,62} = 687,11 \text{ kg}$$

$$MX_E = f * b * \theta_c * MX_A \quad \text{Equação 48}$$

$$MX_E = 0,2 * 0,08 * 22 * 687,11 = 241,86 \text{ kg}$$

$$MX_V = MX_A + MX_E \quad \text{Equação 49}$$

$$MX_V = 687,11 + 241,86 = 928,97 \text{ kg}$$

$$MX = MX_V + MX_F \quad \text{Equação 50}$$

$$MX = 928,97 + 771,04 = 1700,01 \text{ kg}$$

19) Determinou-se então o volume útil total (V_T), aplicando a Equação 51, e o volume da zona de carga (V_B), aplicando a Equação 52. Lembrando que a vazão deve estar em m³/dia e o tempo do ciclo em horas.

$$V_T = \frac{MX}{X} * 10^3 \quad \text{Equação 51}$$

$$V_T = \frac{1700,01}{4500} * 10^3 = 377,78 m^3$$

$$V_B = \frac{Q * t_c}{24} \quad \text{Equação 52}$$

$$V_B = \frac{350,47 * 11,06}{24} = 161,55 m^3$$

20) A partir do volume da zona de carga foi possível determinar a área superficial, em metros quadrados, que o reator abrangeria, através da aplicação da Equação 53.

$$A = \frac{V_B}{H_B} \quad \text{Equação 53}$$

$$A = \frac{161,55}{1,71} = 94,45 m^2$$

21) Calculou-se o volume da zona de lodo (V_L), pela Equação 54, e o volume útil total, pela Equação 55.

$$V_L = A * H_L \quad \text{Equação 54}$$

$$V_L = 94,45 * 2,29 = 216,23 m^3$$

$$V_T = V_B + V_L \quad \text{Equação 55}$$

$$V_T = 161,55 + 216,23 = 377,78 m^3$$

22) Por fim, comparou-se o valor encontrado pela Equação 51 com o valor encontrado pela Equação 55, procurando sempre que fossem próximos um do outro, pois assim, o tanque estaria bem dimensionado para servir

tanto como tanque de aeração como decantador final.

$$V_T = V_T \quad \text{Equação 56}$$

$$\frac{MX}{X} * 10^3 = V_B + V_L \quad \text{Equação 57}$$

$$377,78 \text{ m}^3 = 377,78 \text{ m}^3$$

23) Para a geometria final, foram verificados alguns parâmetros de projeto, comparando com os limites estabelecidos na NBR 12.209/2011. Abaixo são reproduzidos esses limites.

$$TDH \geq 15h$$

$$\text{Relação } \frac{A}{M} \leq 0,15 \frac{kgDBO}{kgSSVTA \cdot d}$$

Resultados finais obtidos para o dimensionamento do tanque de aeração:

Na Tabela 6.8 são apresentados os valores parciais para cada passo do dimensionamento. Já na Tabela 6.9 são apresentados os valores finais para a geometria do tanque. A Tabela 6.10 apresenta os valores para as verificações realizadas. No anexo A, prancha 2, é ilustrado o design final do tanque de aeração.

Tabela 6.8 - Resultados parciais obtidos no dimensionamento do tanque de aeração

Parâmetro	Valor	Unidade
Vs - velocidade sedimentação	0,888	m/h
parâmetro p	8,241	
parâmetro q	0,726	
R - razão de recirculação	1,338	
Va - velocidade ascensional	1,189	m/h
ts - tempo sedimentação	1,926	h
Hb - altura zona de carga	1,711	m
Hl - altura zona de lodo	2,289	m
Hf - altura zona de transição	0,257	m

Tabela 6.8 - Resultados parciais obtidos no dimensionamento do tanque de aeração

Parâmetro	Valor	Unidade
	0,250	m
Xm - concentração média do lodo ao final da descarga	8854,459	mg/l
Vm - velocidade sedimentação lodo	0,105	m/h
Vd - velocidade média interface na descarga	0,497	m/h
td - tempo de descarga	0,516	h
	30,990	min
S - concentração final carga orgânica	0,208	mg/l
Massa substrato removida	111,955	kg/d
MXac - Massa requerida de org ativos no reator	535,437	kg
MXf - Massa sólidos suspensão fixos no reator	771,036	kg
coef g	2,442	h
coef j	160,869	m ³
coef r	171,341	m ³
coef z	34,148	m ³ /h
coef s	415,603	m ³
coef w	418,431	m ³ .h
tc - tempo do ciclo	11,063	h
tr - tempo de reação	8,621	h
MXa - massa org ativos no reator	687,112	kg
MXe - massa resíduo endógeno no reator	241,864	kg
MXv - massa sól susp volteis no reator	928,976	kg
MX - massa sól susp totais no reator	1700,012	kg

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.9 - Resultados finais do dimensionamento do tanque de aeração

Parâmetro	Valor	Unidade
Vt1 - volume útil total 1	377,781	m ³
Vb - volume zona de carga	161,553	m ³
A - área superficial	94,445	m ²
VI - volume zona de lodo	216,228	m ³
Vt2 - volume útil total 2	377,781	m ³
Diferença entre Vt1 e Vt2	0,000	
área por tanque	47,223	m ²
área adotada	47,500	m ²
comprimento	10,000	m
largura	4,75	m
volume por tanque	190	m ³
volume total	380	m ³
acrécimo de volume	2,219	m ³

(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.10 - Verificações para o cálculo do tanque de aeração

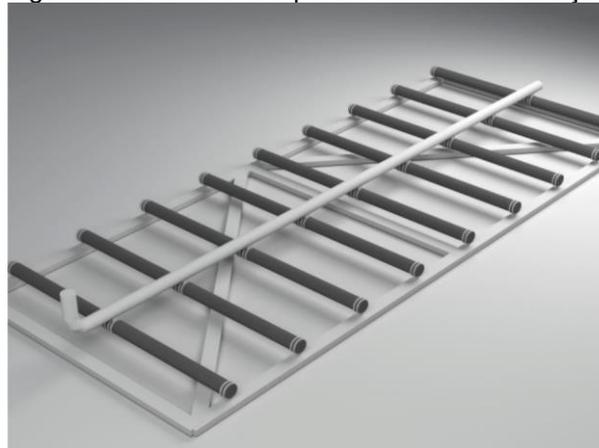
Parâmetro	Valor	Unidade
TDH p/ Qmed	26,02	hr
Eficiência da remoção DBO	0,999	
verf fator de carga	0,29	kg DBO/kg SSVTA.d
Relação A/M	0,066	kg DBO/kg SSVTA.d

(Fonte: elaborado pelo autor)

6.6 SISTEMA DE AERAÇÃO

Os tanques serão aerados através de um sistema de aeração com difusores de ar de bolha fina, planejados de forma a possibilitarem a sua remoção para eventuais manutenções, com uma estrutura suporte robusta de aço inoxidável. O sistema terá tubulação de alimentação, com partes em aço inoxidável e parte em borracha flexível com espessura recomendada; sopradores de ar do tipo roots; e motores para acionamento dos sopradores, instalados com inversores de frequência, para possibilitar o controle da rotação e, assim, possibilitar alta performance energética e máxima transferência de oxigênio. O sistema de referência foi o AirGrid da empresa B&FDias, ilustrado na Figura 6.7.

Figura 6.7 – Referência para o sistema de aeração



(Fonte: B&F Dias)

Esse sistema foi escolhido em função da sua melhor eficiência na mistura e transferência de oxigênio para a massa de microrganismos presente no lodo, além de possibilitar a criação de zonas anóxicas para processos de desnitrificação. Os motores conectados aos sopradores ficarão abrigados numa pequena edificação denominada casa dos sopradores, a qual ficará situada próximo aos tanques de aeração.

Premissas adotadas:

- a) Os parâmetros a' e b' podem ser determinados em laboratório, mas foram utilizados os valores já estabelecidos em bibliografias (JORDÃO e PESSOA, 2017) para o esgoto doméstico.

Parâmetros básicos de projeto para o sistema de aeração:

- a) Vazão (Q) = 350,47 m³/d;
- b) Concentração afluenta de DBO (S₀) = 319,65 mg/l;
- c) Concentração efluente de DBO (S_e) = 30,00 mg/l;
- d) Concentração de SSVTA (X_{av}) = 4500 mg/l;
- e) Relação SSV/SST = 0,69;
- f) Volume do tanque de aeração (V) = 380 m³;
- g) Tempo de aeração = 4hr * 4 ciclos = 16 hr/d;
- h) Fração da matéria orgânica removida que é usada para energia, adimensional (a') = 0,52;
- i) Quantidade de oxigênio utilizado por dia, em kg, dividida pela massa, em kg, de lodo no tanque de aeração na fase de respiração endógena (b') = 0,12;
- j) Porcentagem de O₂ no ar = 23,2%;
- k) Massa específica do ar = 1,2 kg/m³;
- l) Capacidade de transferência de O₂ (N, definida em função do equipamento) = 9,4% para o AirGrid;

Sequência de cálculo para o dimensionamento do sistema de aeração:

1. Inicialmente, determinou-se a quantidade de oxigênio necessária para suprir energia para a fase de respiração endógena, para isso, empregou-se a Equação 58 (JORDÃO e PESSOA, 2017).

$$MO_2 = a' * (S_0 - S_e) * Q + b' * X_{av} * V$$

Equação 58

$$MO_2 = 0,52 * \left(\frac{319,65 - 30,00}{1000} \right) * 350,47 + 0,12 * \frac{4500 * 0,69}{1000} * 380$$

$$MO_2 = 194,38 \text{ kgO}_2/d$$

2. Após, determinou-se a quantidade de oxigênio preconizada pela NBR 12209/92 para idade do lodo igual ou superior a 18 dias, multiplicando a carga de DBO afluente por 2,5, conforme apresentado na Equação 59.

$$MO_2 = 2,5 * S_0 * Q \quad \text{Equação 59}$$

$$MO_2 = 2,5 * 319,75 * 350,47$$

$$MO_2 = 280,07 \text{ kgO}_2/d$$

3. Determinou-se então a quantidade de oxigênio necessária por hora de operação dos aeradores, dividindo-se o resultado encontrado no passo anterior pela quantidade total de horas por dia que acontece a fase só de aeração, nesse caso 16 hr.

$$MO_2 = \frac{280,07}{16} = 17,50 \text{ kgO}_2/hr$$

4. Utilizando a Equação 60 (JORDÃO e PESSOA, 2017) determinou-se a vazão de ar necessária, em m³ ar / hora, com base na demanda de oxigênio horária, nas características do ar e na capacidade real de transferência do equipamento escolhido.

$$Q_{ar} = \frac{MO_2}{1,2 * 0,232 * N} \quad \text{Equação 60}$$

$$Q_{ar} = \frac{17,50}{1,2 * 0,232 * 0,094}$$

$$Q_{ar} = 668,88 \text{ m}^3/\text{h}$$

Resultados finais obtidos para o sistema de aeração:

Na Tabela 6.11 são apresentados os parâmetros de cálculo empregados, marcados em azul, e os valores obtidos, marcados em verde.

Tabela 6.11 - Parâmetros de cálculo e valores obtidos

Parâmetro	Valor	Unidade
Relação SSV/SST	0,69	
S - concentração final carga orgânica	30,00	mg/l
Tx de multiplicação NORMA	2,50	
Tempo aerador ligado	16,00	hr
Porcentagem de O2 no ar	23,20	%
Massa específica do ar	1,20	kg/m ³
Capacidade de transferência O2 BF DIAS	9,40	%
MO2 - Massa de oxigênio necessária diá	194,375	kg O2/d
Verif MO2 pela NORMA	280,070	kg O2/d
MO2 - Massa de oxigênio necessária por hr de funcionamento	17,504	kg O2/hr
Q ar	668,882	m³ ar /h

(Fonte: elaborado pelo autor)

6.7 LEITO DE SECAGEM

O leito de secagem que irá receber o lodo em excesso, retirado dos tanques de aeração, foi idealizado para ser uma estrutura simples, Figura 6.8. Ela é composta de 4 subdivisões: estrutura externa, camada suporte, soleira drenante e sistema de drenagem. A tubulação de ligação do tanque de aeração com o leito de secagem deve ter diâmetro mínimo de 150 mm.

A estrutura externa será de tijolos maciços, ela tem a função de garantir rigidez ao conjunto todo, deve ser dimensionada considerando o leito de secagem com sua carga máxima, e também sem carga.

A camada suporte é a camada que recebe o lodo e fica em contato direto com ele. Composta de tijolos maciços cozidos, ou outros elementos de material resistente à operação de remoção do lodo seco, dispostos normalmente, e assentados com areia grossa com juntas de 2 a 3 cm. Tem a finalidade de possibilitar uma melhor distribuição do lodo, impedir a colmatação (entupimento

dos poros da superfície da soleira drenante) e garantir que a retirada do lodo desidratado seja realizada sem o revolvimento das camadas superficiais da soleira drenante.

A soleira drenante, por sua vez, é uma camada composta por várias outras camadas menores e sucessivas de areia e pedregulho com diferentes granulometrias, totalizando, aproximadamente, 0,50 m de espessura. Ela permite que o líquido presente no lodo percole e infiltre até o sistema de drenagem. As camadas são dispostas com grãos de tamanho crescente de cima para baixo, variando de 0,3 mm na parte superior até 20 mm na parte inferior.

O sistema de drenagem é constituído de tubos assentados com juntas abertas ou perfurados com diâmetro mínimo de 100 mm colocados no fundo do leito que recolhem todo o líquido percolado na soleira drenante. Os drenos não deverão estar com mais de 3,00 m de distância entre si. O fundo do leito de secagem deve ser plano e impermeável, com inclinação mínima de 1% no sentido do coletor principal de escoamento do líquido filtrado.

Figura 6.8 – Referência de leito de secagem



(Fonte: Programa de aceleração do crescimento, flickr)

Parâmetros básicos de projeto:

- a) Coeficiente de produção de lodo (ΔX) = 0,6 kg SS / kg DBO;
- b) Concentração afluyente de DBO (S_0) = 112,03kg/d;
- c) Concentração do lodo = concentração média do lodo ao final da fase de descarga = 20,00 kg/m³;
- d) Teor de sólidos suspensos totais (SST) do lodo aplicado no leito = 4%;

e) Tempo de secagem para o pior caso = 21 dias;

f) Tempo de retirada do material seco = 3 dias;

g) Altura de lodo dentro do leito = 0,30 m;

Sequência de cálculo para o dimensionamento do leito de secagem:

- 1) Estimou-se a produção de lodo em excesso multiplicando ΔX pela concentração de DBO afluente em kg/d;

$$\text{Massa de lodo em excesso} = 0,6 * 112,03$$

$$\text{Massa de lodo em excesso} = 67,22 \text{ kg/d}$$

- 2) Definiu-se a vazão de lodo diária (Q_{lodo}), dividindo a produção de lodo em excesso pela concentração do lodo;

$$Q_{\text{lodo}} = \frac{67,22}{20,00} = 3,36 \text{ m}^3/\text{d}$$

- 3) Determinou-se o volume gerado por ciclo de operação do leito, multiplicando o a vazão de lodo diária pela duração do ciclo do leito, em dias;

$$V_{\text{lodo}} = 3,36 * (21 + 3) = 80,66 \text{ m}^3$$

- 4) Calculou-se então a área total (A_t) necessária referente ao volume de lodo gerado em cada ciclo, dividindo-se o volume gerado por ciclo pela altura de lodo dentro do leito. A partir dessa área, definiu-se a quantidade de câmaras e a área de cada uma.

$$A_{\text{leito}} = \frac{80,66}{0,30} = 268,87 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{leito adotada}} = 270 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{câmara}} \frac{270}{2} = 135 \text{ m}^2$$

Geomotria adotada: 20mx6,75m

5) Por fim, verificou-se a taxa de aplicação, aplicando a Equação 61.

$$taxa = \frac{M_{lodo} * tempo\ de\ ciclo}{A_t} \quad \text{Equação 61}$$

$$taxa = \frac{67,22 * 24}{270} = 5,97kgSS/m^2d$$

Resultados finais obtidos para os leitos de secagem:

A Tabela 6.12 apresenta os parâmetros de cálculo empregados, em azul, os valores finais obtidos pelo dimensionamento, em verde, e os valores adotados para a geometria final, também em verde. No anexo A, prancha 3, é ilustrado o design final do leito de secagem.

Tabela 6.12 - Parâmetros de cálculo, valores obtidos e valores adotados

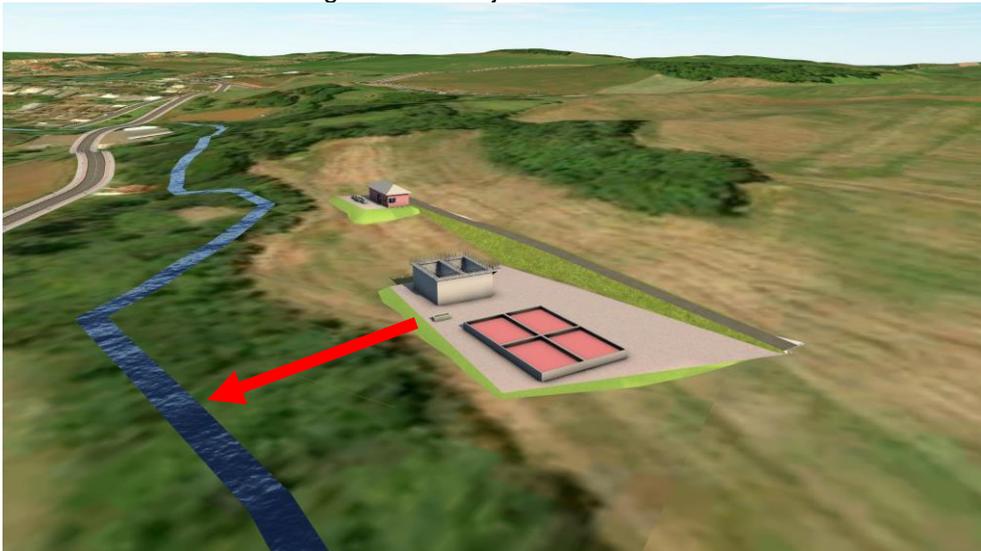
Parâmetro	Valor	Unidade
ΔX - coef de produção de lodo	0,60	kg SS / kg DBO
Teor de sólidos - SST	4,00	%
Concentração lodo seco	20,00	kg/m ³
Tempo de remoção do tanque para o leito	2,00	horas
Tempo para secar	21,00	dias
Tempo para limpar o leito	3,00	dias
Altura de carregamento do leito	0,30	m
Massa de lodo em excesso	67,22	kg SS/d
Qlodo - vazão de lodo	3,36	m ³ /d
	1,68	m ³ /h
Volume de lodo gerado por ciclo do leito	80,66	m ³
Área do leito	268,87	m ²
Área de leito adotada	270,00	m ²
número de câmaras	2,00	
Área de cada câmara	135,00	m ²
Comprimento	20,00	m
Largura	6,75	m
Taxa de aplicação resultante	5,97	kg SST / m² d

(Fonte: elaborado pelo autor)

6.8 EMISSÁRIO

O emissário será uma tubulação de PVC, Diâmetro Nominal (DN) 150, com 37 m de comprimento, que será a saída do efluente clarificado para o corpo receptor, sua operação será por gravidade. A seta da Figura 6.9 exemplifica o trajeto a ser percorrido pelo emissário.

Figura 6.9 – Trajeto do emissário



(Fonte: elaborado pelo autor)

6.9 SALA DE OPERADORES

Também é prevista uma pequena edificação no local com o intuito de comandar a operação da estação, servir de abrigo ao operador, manter os equipamentos em segurança e depositar os produtos químicos em local adequado, com boa ventilação, ao abrigo do sol e de demais intempéries que possam ocorrer devido ao clima. Essa edificação terá os seguintes compartimentos: sala de comando operacional, sanitário, depósito e laboratório. O laboratório deverá possuir equipamentos para análise dos parâmetros operacionais de ETE, como: sólidos totais, DBO e nitrogênio. No anexo A, prancha 4, é apresentado o design final para a casa de operação.

7. ESTIMATIVA DE CUSTOS

O custo deste empreendimento foi estimado utilizando uma curva de custo médio per capita, R\$/hab. Essa curva foi determinada com base em dados do Programa de Despoluição de Bacias Hidrográficas (PRODES), retirados do trabalho intitulado Custo Unitário de Implantação de Estações de Tratamento de Esgotos a partir da base de dados do PRODES (NUNES et al, 2005). A Tabela 7.1 apresenta os dados empregados no cálculo.

Tabela 7.1 - Relação entre o custo médio per capita e o intervalo de população

custo médio per capita	intervalo de população
	0 - 10 mil hab
225	10 - 20 mil hab
195	20 - 50 mil hab
115	50 - 100 mil hab
105	100 - 300 mil hab
95	acima de 300 mil hab

(Fonte: NUNES et al, 2005)

Não havia um custo médio per capita determinado para o primeiro intervalo de população, de 0 até 10 mil habitantes, assim, plotou-se os pontos num gráfico com cada intervalo de habitantes no eixo horizontal, e o custo médio per capita no eixo vertical. Como os intervalos de população entre as faixas de mil habitantes, não são uniformes, optou-se pela marcação de um ponto correspondente a cada faixa de população (Tabela 7.2).

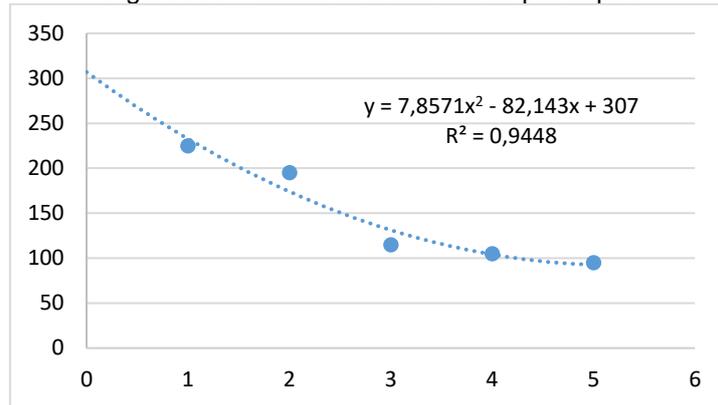
Tabela 7.2 - Relação entre pontos e faixas de habitantes

intervalo de população	ponto
0 - 10 mil hab	0
10 - 20 mil hab	1
20 - 50 mil hab	2
50 - 100 mil hab	3
100 - 300 mil hab	4
acima de 300 mil hab	5

(Fonte: elaborado pelo autor)

Após, buscou-se uma curva de tendência que melhor se adaptasse aos pontos, sendo a polinomial de segundo grau a escolhida. A partir da escolha da curva de tendência que melhor se adaptou, o software utilizado no trabalho forneceu a equação correspondente e seu R², que podem ser vistos na Figura 7.1.

Figura 7.1 – Curva de custo médio per capita



(Fonte: elaborado pelo autor)

Com posse da equação, calculou-se o y correspondente ao número de habitantes do ano de final de plano. Utilizou-se o valor dividido por 10^4 , devido a escala que o eixo horizontal recebeu.

$$y = 7,85 * 0,2075^2 - 82,14 * 0,2075 + 307$$

$$y = 290$$

De posse do valor encontrado, multiplicou-se o y pelo número de habitantes para chegar ao custo estimado deste projeto.

$$Custo = 2075 \text{ hab} * 290 \text{ R\$/hab}$$

$$Custo = \text{R\$ } 602.359,93$$

O valor encontrado é razoável se comparado a demais bibliografias consultadas, nas quais o custo variou entre R\$ 508.933,43 (PACHECO, 2011) e R\$ 994.902,49 (JORDÃO e PESSOA, 2017). Cabe destacar que estes autores construíram suas curvas de custos com base no parâmetro vazão média, diferente do parâmetro custo médio per capita empregado nesse projeto.

8. AVALIAÇÃO ECONÔMICO FINANCEIRA

Buscou-se também analisar a viabilidade financeira desse projeto, ponto importante na gestão do esgotamento sanitário municipal, já que é vital, a partir de uma avaliação econômica adequada, determinar uma tarifa justa aos usuários, mas que garanta também a sustentabilidade econômica dos serviços que envolvem a coleta e o tratamento de esgotos domésticos.

Com base na produção de esgotos anuais (m^3 /ano), foram estimados os custos de operação e as receitas, calculando assim, o fluxo de caixa para os 20 anos de horizonte do projeto. Optou-se também pela inserção da estimativa do percentual de população atendida, coluna 3 da Tabela 8.1, a fim de analisar a situação nos anos iniciais de operação, dada a sua delicadeza, uma vez, que é comum a demora da ligação de grande parte dos domicílios ao sistema, fragilizando a sustentabilidade financeira.

Reservando mais três anos para elaboração dos demais projetos que um SES envolve e para a realização das obras necessárias, inclusive da construção da ETE abordada nesse projeto, iniciar-se-ia em 2023, com 40% das ligações feitas, a operação da ETE e conseqüentemente a cobrança de tarifa. Esse percentual passaria para 50% no ano seguinte, 2024, para 60% no próximo, 2025, e atingiria a meta de 80% das ligações até o final do ano de 2026, permanecendo constante até o ano de final de plano, 2039.

A taxa de R\$3,29/ m^3 de esgoto, empregada para estimativa de receitas, corresponde ao indicador IN006 - Tarifa média de esgoto, presente no SNIS (2017), para o Departamento Municipal de Águas e Esgotos (DMAE) de Porto Alegre. Para os custos de operação da ETE também foram retirados dados do SNIS (2017) para o mesmo prestador, empregando o indicador IN003 – Despesa total com os serviços por m^3 faturado, no valor de R\$2,50/ m^3 .

Nesta análise foi empregada a teoria do Valor Presente Líquido (VPL), o qual foi calculado para o volume de esgotos gerados, para a receita, para os custos operacionais, custos totais e para o fluxo de caixa. De posse dos VPL, foi possível determinar a receita marginal e o custo marginal. Além do VPL, estimou-

se a Taxa interna de Retorno (TIR), a taxa de lucratividade e o *payback* do projeto. A taxa marginal de atratividade (TMA) considerada foi de 12%.

A Tabela 8.1 apresenta a análise realizada, nela é possível observar, que a implantação de uma estação de tratamento de efluentes, pode ser um bom investimento no saneamento básico do município de Quinze de Novembro, dado o valor do VPL de R\$44.427,01. A Tabela também mostra que, caso o município consiga abater o custo de investimento, ou diminuí-lo em qualquer porcentagem, mantendo as mesmas tarifas, o VPL irá aumentar, demonstrando maior atratividade no investimento. Essa diminuição seria possível, por exemplo, quando da celebração de um convênio com a Fundação Nacional de Saúde (FUNASA)

Tabela 8.1 – Avaliação econômica da ETE 15 de Novembro

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
Ano	Pop. Urbana	Percentual de população atendida	Volume estimado de esgoto medido	Receita estimada SES	Custos estimados			Fluxo de caixa	Valor presente	Valor presente acumulado		
					Operacionais	Investimentos	Totais					
	hab	%	m3/ano	R\$/ano	R\$/ano	R\$	R\$/ano	R\$/ano	R\$/ano	R\$/ano		
2019	1996	0	0,00	R\$0,00	Projeto da ETE e construção			R\$0,00				
2020	1999	0	0,00	R\$0,00						R\$0,00		
2021	2003	0	0,00	R\$0,00						R\$0,00		
2022	2007	0	0,00	R\$0,00		R\$602.359,93	R\$602.359,93	-R\$602.359,93	-R\$602.359,93	-R\$602.359,93		
2023	2011	40	35.235,00	R\$115.923,16	R\$35.235,00		R\$35.235,00	R\$80.688,16	R\$72.043,00	-R\$530.316,93		
2024	2015	50	44.129,36	R\$145.185,59	R\$55.161,70		R\$55.161,70	R\$90.023,89	R\$71.766,50	-R\$458.550,44		
2025	2019	60	53.058,15	R\$174.561,33	R\$79.587,23		R\$79.587,23	R\$94.974,10	R\$67.600,69	-R\$390.949,75		
2026	2023	80	70.881,70	R\$233.200,81	R\$141.763,41		R\$141.763,41	R\$91.437,40	R\$58.110,12	-R\$332.839,63		
2027	2027	80	71.019,47	R\$233.654,06	R\$142.038,94		R\$142.038,94	R\$91.615,12	R\$51.984,88	-R\$280.854,75		
2028	2031	80	71.157,51	R\$234.108,19	R\$142.315,01		R\$142.315,01	R\$91.793,18	R\$46.505,28	-R\$234.349,47		
2029	2035	80	71.295,81	R\$234.563,21	R\$142.591,61		R\$142.591,61	R\$91.971,59	R\$41.603,28	-R\$192.746,19		
2030	2039	80	71.434,38	R\$235.019,11	R\$142.868,76		R\$142.868,76	R\$92.150,35	R\$37.217,98	-R\$155.528,21		
2031	2043	80	71.573,22	R\$235.475,89	R\$143.146,44		R\$143.146,44	R\$92.329,45	R\$33.294,93	-R\$122.233,29		
2032	2047	80	71.712,33	R\$235.933,56	R\$143.424,66		R\$143.424,66	R\$92.508,90	R\$29.785,39	-R\$92.447,89		
2033	2051	80	71.851,71	R\$236.392,13	R\$143.703,42		R\$143.703,42	R\$92.688,71	R\$26.645,79	-R\$65.802,11		
2034	2055	80	71.991,36	R\$236.851,58	R\$143.982,72		R\$143.982,72	R\$92.868,86	R\$23.837,12	-R\$41.964,98		
2035	2059	80	72.131,28	R\$237.311,93	R\$144.262,57		R\$144.262,57	R\$93.049,36	R\$21.324,51	-R\$20.640,47		
2036	2063	80	72.271,48	R\$237.773,17	R\$144.542,96		R\$144.542,96	R\$93.230,21	R\$19.076,75	-R\$1.563,72		
2037	2067	80	72.411,95	R\$238.235,31	R\$144.823,89		R\$144.823,89	R\$93.411,41	R\$17.065,92	R\$15.502,19		
2038	2071	80	72.552,69	R\$238.698,34	R\$145.105,37		R\$145.105,37	R\$93.592,97	R\$15.267,04	R\$30.769,23		
2039	2075	80	72.693,70	R\$239.162,28	R\$145.387,40		R\$145.387,40	R\$93.774,87	R\$13.657,78	R\$44.427,01		
VPL			441.906,59	R\$1.453.872,68	R\$807.085,74		R\$1.258.433,64	R\$44.427,01				

(Fonte: elaborado pelo autor)

Na Tabela 8.2 pode ser visto o custo e a receita marginal determinados com seus respectivos VPL.

Tabela 8.2 - Receita e custo marginal

Valores Marginais	
Receita	3,29
Custo operação	1,83
Custo ope+inves	2,85

(Fonte: elaborado pelo autor)

Nos anos iniciais de operação, 2023 – 2026, o fluxo de caixa permaneceu positivo, mostrando assim, que a taxa utilizada nos cálculos está adequada para garantir a sustentabilidade financeira, no período em que o índice de atendimento não está pleno. Ainda como ponto positivo, a taxa interna de retorno (TIR) ficou acima de TMA, como pode ser visto na Tabela 8.3. Há uma leve diferença entre a TMA, de 12 %, para a TIR, de 13%. A taxa de lucratividade também não alcançou grandes valores, ficando em 7%. E o *payback* atingiu 14,09 anos.

Tabela 8.3 - Resultados da análise financeira

Soma valor presente [R\$]	646.786,94
VPL do projeto [R\$]	44.427,01
TIR	0,13
Taxa de lucratividade	1,07
Payback	14,09

(Fonte: elaborado pelo autor)

Os valores obtidos na avaliação financeira demonstraram-se compatíveis com o nível e tipo de investimento, uma vez que os valores representam um investimento de baixa lucratividade e elevado *payback*, que caracterizam os investimentos do setor. No entanto, vale ressaltar, que apesar da importância da viabilidade financeira do projeto, existem outras questões, que não são contabilizadas diretamente, como a melhora na qualidade de vida da população, melhora da salubridade ambiental e os avanços institucionais gerados.

Para confirmar a atratividade do projeto, seria necessário refazer esta análise, e dessa vez, considerar os valores de investimento para a rede coletora e demais infraestruturas que o SES exigisse, neste trabalho optou-se pelo foco na ETE.

9. PREVISÃO DE OPERAÇÃO

Neste capítulo serão apresentados métodos de operação e manutenção para garantir os parâmetros de qualidade no efluente final do processo de tratamento idealizado.

A operação de tratamento foi concebida para ser automatizada, possuindo assim um nível de complexidade que requer pessoal capacitado para realizar as tarefas e o controle dos processos. A automatização referida contemplaria a medição de vazões (afluente e efluente); a movimentação de comportas para direcionar o fluxo, tanto no desarenador, quanto no partidor hidráulico; o acionamento e o desligamento do sistema de aeração, assim como, o controle do oxigênio dissolvido; e a abertura e fechamento de registros para retirada do clarificado e do excesso de lodo do reator.

9.1 LIMPEZA DA GRADE DE ENTRADA

A remoção deve ser realizada de forma manual pelo uso de ancinho. Deve ser realizada sempre que o diferencial de níveis entre montante e jusante exceder o valor máximo recomendado (JORDÃO e PESSOA. 2017). O material retido na grade será colocado em filtro menor para ser drenado, após será armazenado temporariamente em caçamba estacionária e deverá ser encaminhado ao serviço de limpeza urbana, com garantia de que o destino final seja controlado pelas autoridades sanitárias, preferencialmente, que ele seja levado ao aterro sanitário mais próximo. O líquido drenado do material será lançado na entrada da ETE.

Figura 9.1 – Referência de filtro para o material retido na grade

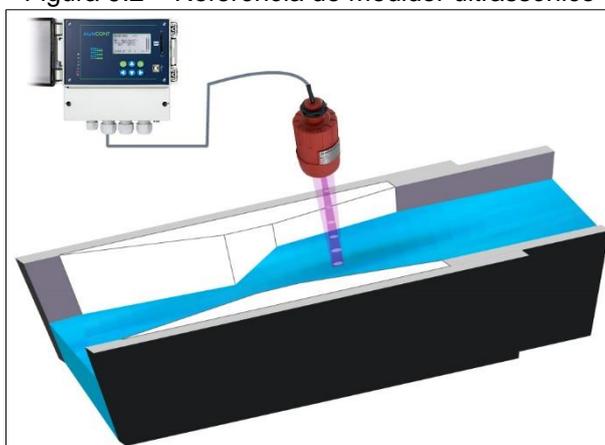


(Fonte: <http://oriocoura.blogspot.com/2006/>)

9.2 MEDIDORES DE VAZÃO

Deve-se sempre buscar um escoamento livre e não um escoamento afogado. A medição da altura da lâmina de água será em dois pontos, um ponto a $2/3$ da parede convergente, outro ponto na garganta, fazendo uso de um medidor ultrassônico, Figura 9.2, ou quando necessário, manualmente, com uso de régua. Quando operando com escoamento afogado, será necessário medir também um ponto quase ao final da seção da garganta, situado a uma distância $a = 15,8 \text{ mm}$ e $b = 25,3 \text{ mm}$ (ver Figura 6.4).

Figura 9.2 – Referência de medidor ultrassônico

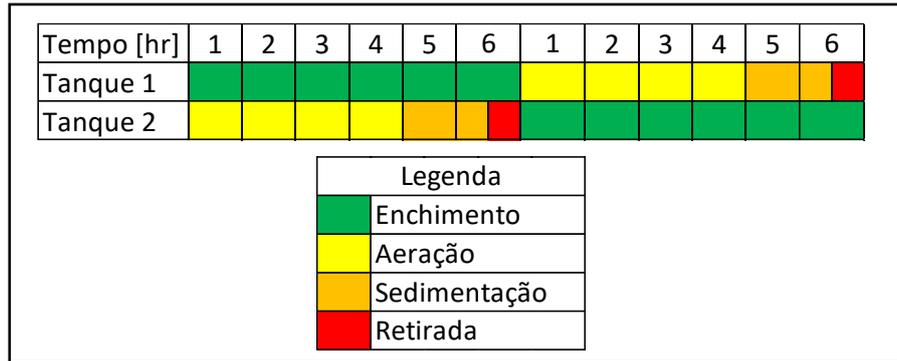


(Fonte: Transmissor de nível e volume ultrassônico série easytrek - nivetec)

9.3 TANQUES DE AERAÇÃO

Com base no dimensionamento realizado no item 6.5 e por opção do projetista, foram adotados ciclos de 12 horas para os tanques de aeração, divididos em 6 horas para enchimento, 4 horas para aeração, 1,5 horas para sedimentação e 0,5 horas para retirada do clarificado. Os dois tanques devem estar operando em paralelo, mas em diferentes fases. Cada tanque realizará dois ciclos por dia. Enquanto um tanque estará na fase de enchimento, que tem duração de seis horas, o outro tanque estará passando pelas fases de aeração, sedimentação e retirada, que somadas também possuem duração de seis horas, compondo assim um par de operação paralela. A Figura 9.3 ilustra o esquema de funcionamento proposto.

Figura 9.3 – Modo de operação da ETE



(Fonte: elaborado pelo autor)

9.4 LEITO DE SECAGEM

Antes de iniciar a destinação final do material seco, deve ser feita uma análise química, cumprindo parâmetros estatísticos de Norma, a fim de descartar a presença de organismos patogênicos. Após atingir aspecto de seco, umidade em torno de 70%, o lodo será retirado com uso de ferramentas manuais, como enxadas, ou pás, Figura 9.4. Esse lodo seco ficará depositado em caçambas localizadas dentro da ETE. Quando cheias as caçambas devem ser levadas até uma lavoura pré-determinada, ou em área no processo de remediação ambiental, com a finalidade de servir como adubo orgânico. Pode ainda ser enviado ao aterro sanitário mais próximo, no entanto, isso acarretará custos de transporte, elevando o custo de operação, portanto, não é recomendado, a não ser em caso de impossibilidade de reutilização devido à presença de organismos patogênicos.

Figura 9.4 – Exemplo de limpeza manual do leito de secagem



(Fonte: Tratamento de resíduos agroindustriais)

10. IMPLANTAÇÃO DO PROJETO

Neste capítulo é apresentada a proposta final para a implantação da ETE no município de Quinze de Novembro, ela foi desenvolvida utilizando a versão de estudante do software Infracad da Autodesk. O canal do tratamento preliminar, a edificação para operadores, os tanques de aeração, os leitos de secagem e o canal para medição da vazão de saída da ETE, foram modelados na versão de estudante do software Revit, também da Autodesk.

O *layout* apresentado foi definido por não conter custos de estruturas de contenção, apenas movimentação de terra, aproveitando a diferença de cotas existente. No entanto, para manter o desnível necessário, e sem uma estrutura de contenção do talude, foi mantida uma distância de cerca de 50 m entre dois patamares, como pode ser visto no anexo A, prancha 5. A Figura 10.1 ilustra os dois patamares e o acesso viário de interligação, ela traz também os valores de perímetro (total length), área, volume de corte (cut) e volume de aterro (fill). Somando os volumes chega-se ao valor de 18,2 m³ de corte e 1703 m³ de aterro

Figura 10.1 – Regiões de movimentação de terra e seus dados

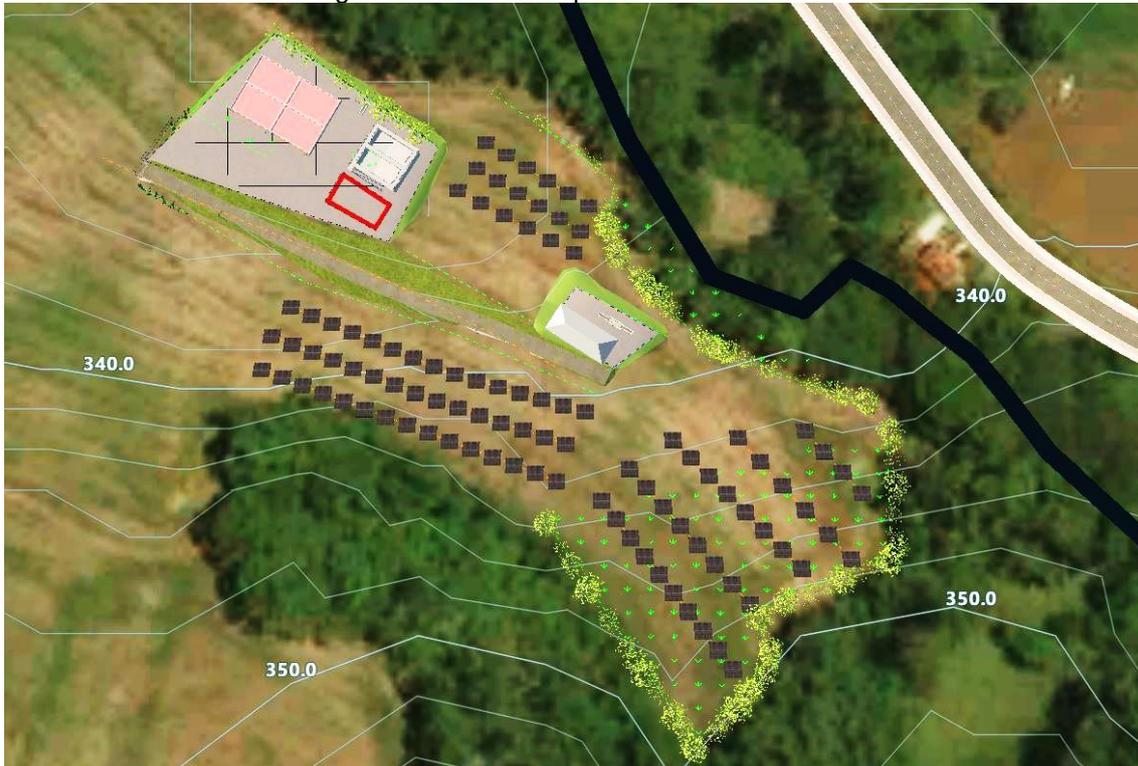


(Fonte: elaborado pelo autor)

A Figura 10.2 exibe a vista superior do terreno. A Figura 10.3 exibe a vista sudoeste do terreno, com destaque para a mancha urbana ao fundo. A Figura

10.4 exibe a vista sul do terreno. Essas figuras são apresentadas com as cotas, assim, é possível perceber a diferença entre o nível da cidade, cotas superiores à 340 m; o nível do patamar menor de chegada da tubulação, cota 340 m; e o nível do patamar dos tanques e leitos de secagem, cota 335 m.

Figura 10.2 – Vista superior da área da ETE



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10.3 – Vista sudoeste com cotas e mancha urbana ao fundo



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10.4 – Vista sul com diferença de cotas



(Fonte: elaborado pelo autor)

As imagens apresentadas na sequência são imagens conceituais da visão global da ETE e de partes específicas. Cabe destacar que foram adicionados painéis solares para geração de energia fotovoltaica, a fim de diminuir o consumo energético que o sistema de aeração demanda, no entanto, não se dimensionou a área necessária de coletores, eles foram incluídos apenas para avaliar a disponibilidade de área no terreno para este fim. Do modo como o layout foi concebido, a direção solar norte foi respeitada, garantindo um maior índice de insolação nos painéis. A área de coletores, medida no Infracworks, é de aproximadamente 5850m². A Figura 10.5 ilustra como seria a vista da entrada da ETE. A Figura 10.6 exibe a vista noroeste e a Figura 10.7 exibe a vista nordeste.

Figura 10.5 – Vista da entrada da ETE



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10.6 – Vista noroeste



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10.7 – Vista nordeste



(Fonte: elaborado pelo autor)

Na Figura 10.8 é possível observar o detalhe do patamar menor, onde ficariam o canal de tratamento preliminar e a edificação para os operadores. Na Figura 10.9 aparece o tanque de aeração em detalhe, com grande destaque para a área delimitada em vermelho, a qual foi reservada para guindaste, ou equipamento semelhante, a fim de realizar manutenções do sistema de aeração, quando necessárias. Na mesma figura, também é possível observar ao fundo as caçambas estacionárias que receberiam o lodo, já em estado de seco,

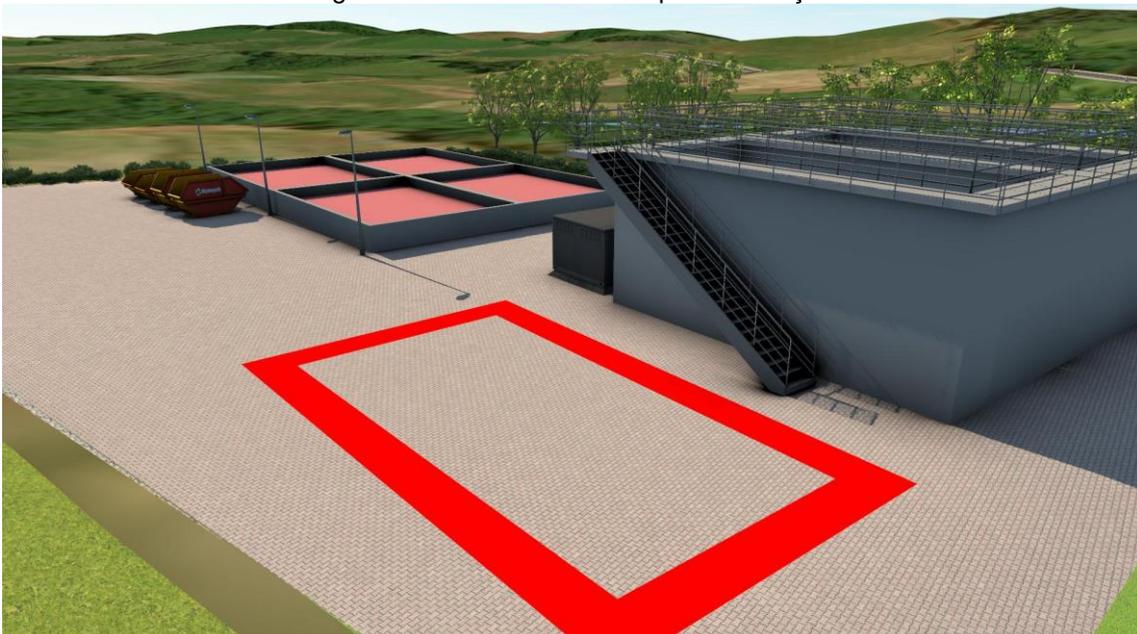
proveniente dos leitos de secagem. Na Figura 10.10 é ilustrado em detalhe os leitos de secagem, nela também é possível observar, à esquerda da figura, o pequeno canal de saída.

Figura 10.8 – Detalhe do tratamento preliminar



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10.9 – Detalhe do tanque de aeração



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10.10 – Detalhe do leito de secagem



(Fonte: elaborado pelo autor)

11. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Buscando responder o questionamento sobre a viabilidade da construção de uma ETE no município de Quinze de Novembro, quando da sua participação do TED 02/2015, assessorado pelo SASB-IPH/UFRGS, foi desenvolvido este projeto, na modalidade de lodos ativados, com aeração prolongada e fluxo intermitente. A escolha do método se deu frente a boa pontuação na sua comparação com o sistema de lagoas e com a filtração biológica, além de suas vantagens construtivas e operacionais. Cabe destacar, que as fontes de dados utilizadas foram bancos de dados eletrônicos, informações da Prefeitura Municipal, teorias e normas, não foram realizadas visitas às áreas com potencial, para medições, nem coleta de amostras, para análise de laboratório.

Dentro dos objetivos definidos para esse projeto, o procedimento de cálculo apresentado, principalmente para o dimensionamento dos tanques de aeração, demonstrou-se adequado para a finalidade determinada. O resultado alcançado foi razoável para embasar as decisões do projetista, no que se refere aos procedimentos da operação do sistema em bateladas, como os tempos do ciclo, potência de aeradores e vazão de ar necessária.

Uma das dificuldades encontradas foi para estimar o valor do empreendimento com base em parâmetros de projetos, dado que, não são informações de fácil acesso, nem presentes em grande quantidade. A curva de custos elaborada baseia-se em dados de 2005, de vazões maiores e populações maiores do que deste projeto, portanto, possui alguma incerteza. Devido ao trabalho ser especificamente sobre a estação de tratamento, e não sobre o SES com um todo, a análise financeira fica um pouco prejudicada, dado que não está avaliando os demais investimentos necessários, como a própria rede coletora.

Apesar das incertezas que envolvem o projeto, é possível ter escala de tamanho das infraestruturas necessárias para o tratamento por lodos ativados na modalidade de fluxo intermitente, e também, para o custo de investimento necessário, além de idealizar um cenário para o fluxo de caixa que garanta a

sustentabilidade financeira do investimento. Este projeto hidráulico preliminar também permitiu propor um layout para a implantação da ETE no município.

Como recomendações para uma análise mais profunda da viabilidade de implantação deste projeto sugere-se o desenvolvimento de mais algumas etapas, tanto para a ETE, foco deste trabalho, quanto para a rede coletora. Para aprofundar o estudo da ETE sugere-se a realização das seguintes etapas:

1. Avaliação de um sistema fotovoltaico (microgeração) para produção de energia elétrica que a estação irá consumir, a fim de mitigar o elevado consumo energético do sistema de tratamento por lodos ativados;
2. Simulação computacional para análise das melhores condições de operação, e para condições limites, a fim de determinar previamente procedimentos operacionais que mitiguem quaisquer efeitos adversos que possam vir a ocorrer;
3. O valor final, encontrado com base na curva de custos, pode ainda ser reajustado pela inflação acumulada no período;
4. Busca por custo médio per capita de outros projetos de bateladas, preferencialmente, com baixas vazões, a fim de agregar pontos na curva de custos apresentada neste trabalho, assim, melhorando a qualidade dos resultados;
5. Elaboração de todos os projetos complementares, como o projeto de fundações e movimentação de terra, o projeto estrutural e o eletromecânico;
6. Obtenção das licenças ambientais, prévia, de instalação e de operação.
7. Levantamento topográfico do terreno escolhido para a ETE
8. Coleta de amostras com posterior análise de composição dos esgotos gerados no município.

Para aprofundar o estudo da rede coletora sugere-se a realização das seguinte etapas:

1. Levantamento topográfico da zona urbana para projeto da rede coletora de esgotos;
2. Investigação geológica do solo;
3. Estudo de concepção de um SES;
4. Elaboração do projeto da rede coletora, considerando todas infraestruturas necessárias;
5. Análise financeira compreendendo os custos de implantação e operação da rede e da ETE.

12. REFERÊNCIAS NORMATIVAS, BIBLIOGRÁFICAS E OUTRAS REFERÊNCIAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 9649 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**, 1986.

_____. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12209. Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário**RIO DE JANEIRO, 1992.

_____. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12208 Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário**RIO DE JANEIRO, 2008.

ASTM, Internacional. **ASTM D1941-91(2013), Standard Test Method for Open Channel Flow Measurement of Water with the Parshall Flume**West Conshohocken - PA, 2013.

AZEVEDO NETTO, José Martiniano De et al. **Manual de Hidráulica**. 9. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2015.

BNDES. **Panoramas setoriais 2030: desafios e oportunidades para o Brasil**. RIO DE JANEIRO. Disponível em: <<https://web.bndes.gov.br/bib/jspui/handle/1408/14214>>.

BRASIL. MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. CONAMA. **Resolução N° 357.**, 2005. Disponível em: <<http://www2.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=459>>

_____. MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. CONAMA. **Resolução N° 430.**, 2011. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=646>>

_____. MINISTÉRIO DAS CIDADES. **Plano Nacional de Saneamento Básico - Plansab**, 2014.

Climate-Data.org. 2019. Disponível em: <<https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/rio-grande-do-sul/quinze-de-novembro-313532/>>. Acesso em: 19 fev. 2019.

LEONETI, Alexandre Bevilacqua. **Software de apoio à tomada de decisão para escolha de Estação de Tratamento de Esgoto (ETEx)**. [s.d.]. Disponível em: <<http://www.etex.eng.br/>>. Acesso em: 26 fev. 2019.

PACHECO, Rodrigo Pinheiro. **Custos Para Implantação De Sistemas De Esgotamento Sanitário**, 2011.

Programa de Aceleração do Crescimento | Flickr. [s.d.]. Disponível em: <<https://www.flickr.com/photos/pacgov/with/5963960213/>>. Acesso em: 18 dez. 2019.

RIO GRANDE DO SUL. SECRETARIA DO AMBIENTE E DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL. CONSEMA. **Resolução CONSEMA Nº 355**, 2017. Disponível em: <<https://www.sema.rs.gov.br/upload/arquivos/201707/19110149-355-2017-criterios-e-padroes-de-emissao-de-efluentes-liquidos.pdf>>

SANTOS, Rafael Carvalho; FILHO, Olavo Barbosa; GIORDANO, Gandhi. **Proposta de um Método Racional para o Dimensionamento de Reatores de Tratamento de Esgotos por Lodos Ativados em Bateladas para Remoção de Carga Orgânica**. Engenharia sanitária e ambiental, [s. l.], v. 11, p. 153–161, 2006.

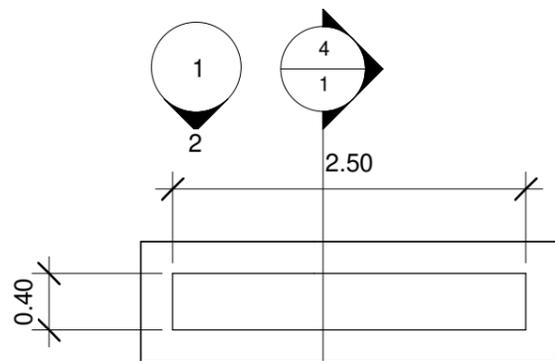
SSWM. **Tecnologías de pre tratamiento**. [s.d.]. Disponível em: <<https://sswm.info/es/gass-perspective-es/tecnologias-de/tecnologias-de-saneamiento-del-sistema/tratamiento-semi/tecnologias-de-pretratamiento>>. Acesso em: 18 dez. 2019.

TRATAMENTO DE RESÍDUOS AGROINDUSTRIAIS: Dezembro 2015. [s.d.]. Disponível em: <<http://residuosagroindustriais.blogspot.com/2015/12/>>. Acesso em: 18 dez. 2019.

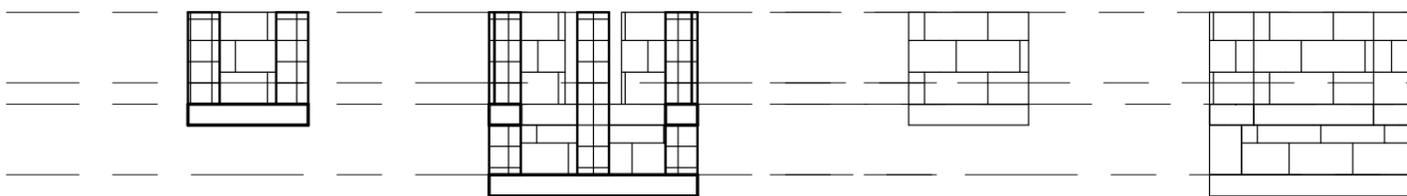
VON SPERLING, Marcos. **Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos**. 2. ed. Belo Horizonte: Departamento de engenharia Sanitária e Ambiental. Universidade Federal de Minas Gerais., 1996.

13. ANEXOS

ANEXO A – PLANTAS BAIXA, ELEVAÇÕES, CORTES E
VISTAS

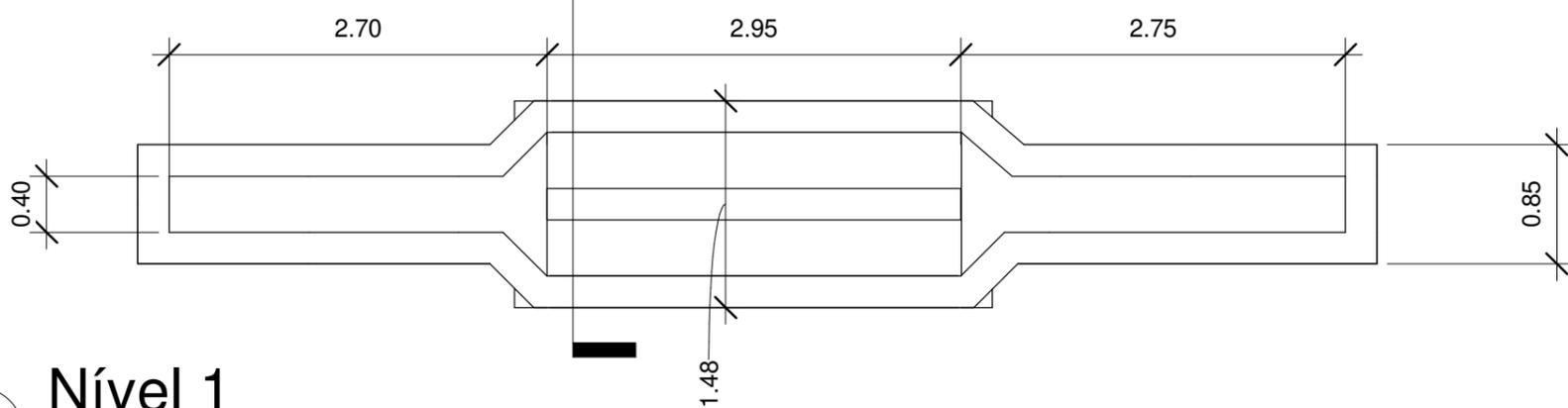


4 Corte 1
1 : 50

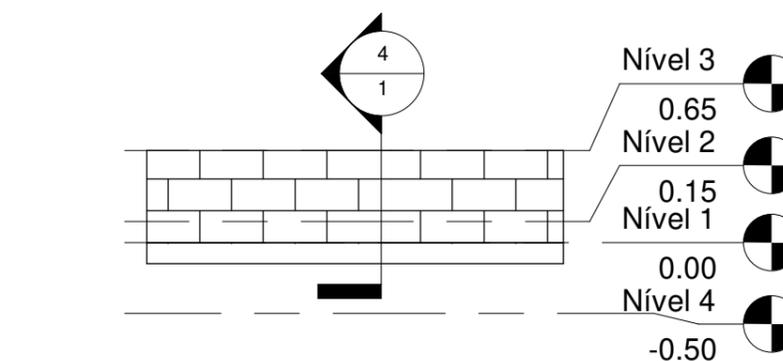


1 Elevação 1
1 : 50

- Nível 3 0.65
- Nível 2 0.15
- Nível 1 0.00
- Nível 4 -0.50

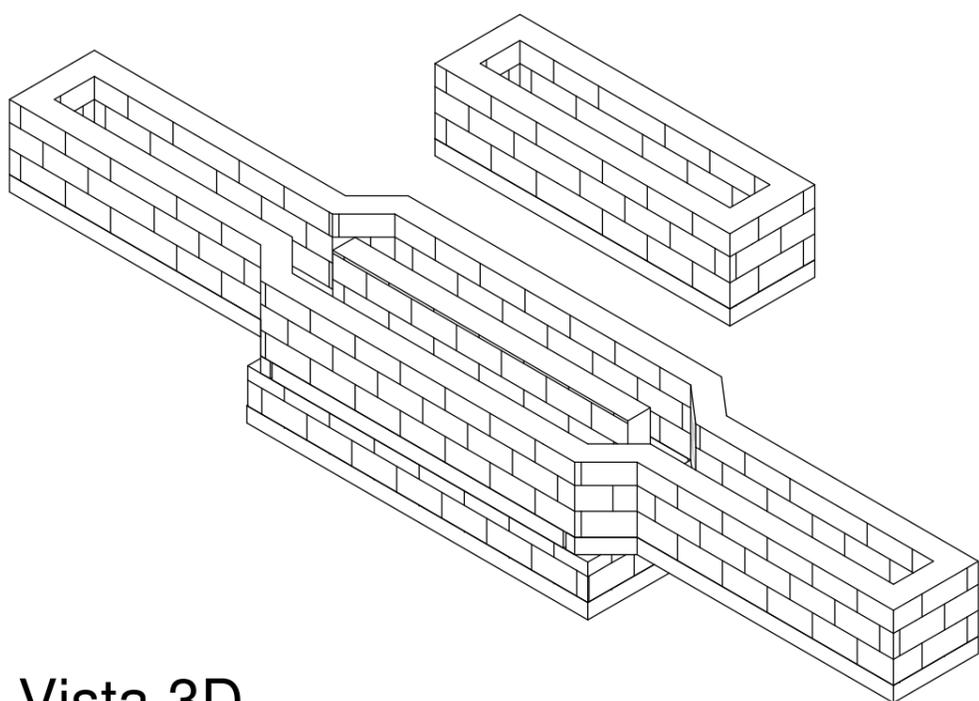


5 Nível 1
1 : 50

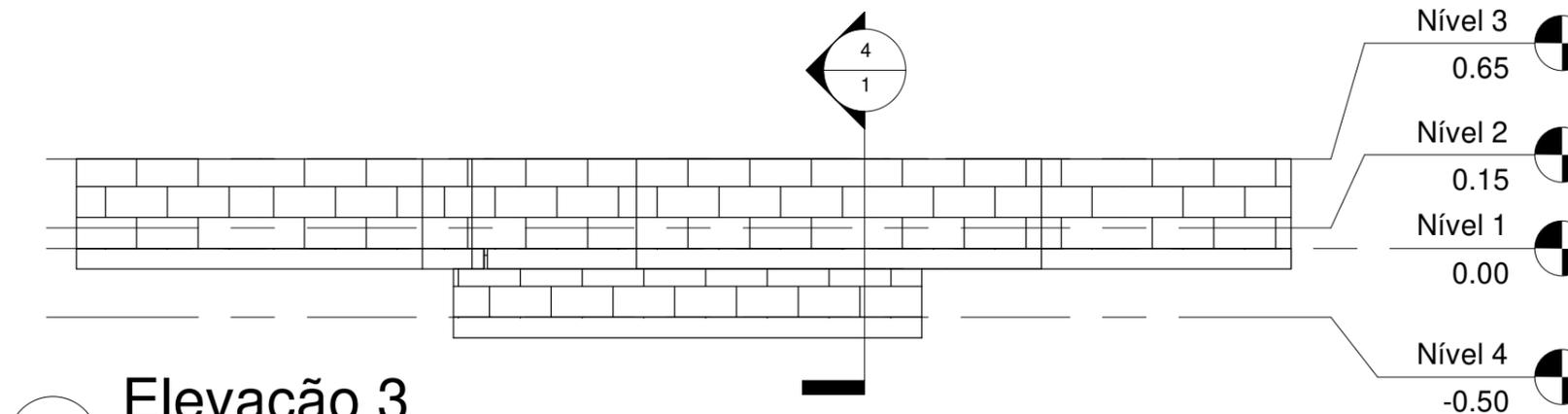


2 Elevação 2
1 : 50

- Nível 3 0.65
- Nível 2 0.15
- Nível 1 0.00
- Nível 4 -0.50



6 Vista 3D

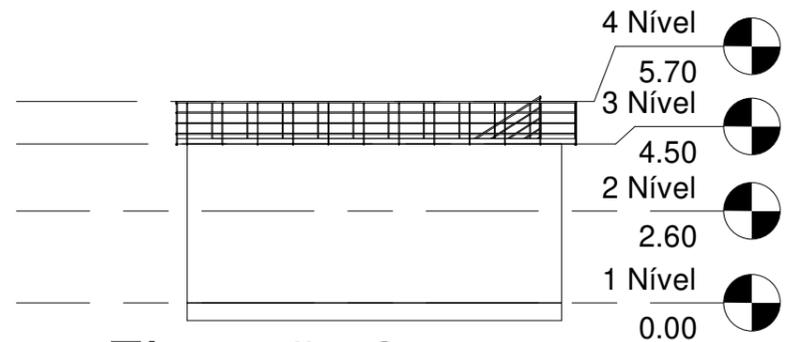


3 Elevação 3
1 : 50

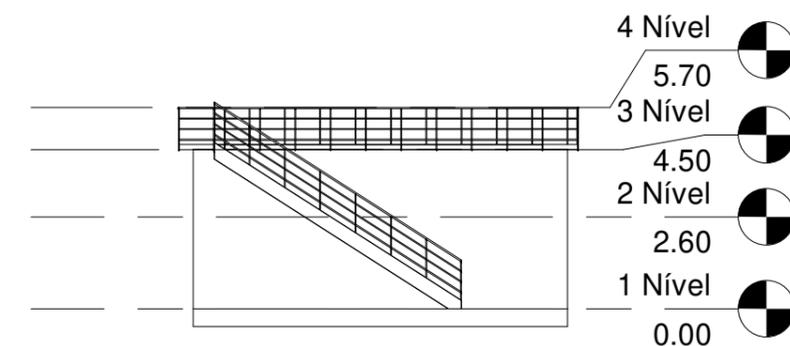
- Nível 3 0.65
- Nível 2 0.15
- Nível 1 0.00
- Nível 4 -0.50

Canal de entrada e de saída
ETE 15 DE NOVEMBRO

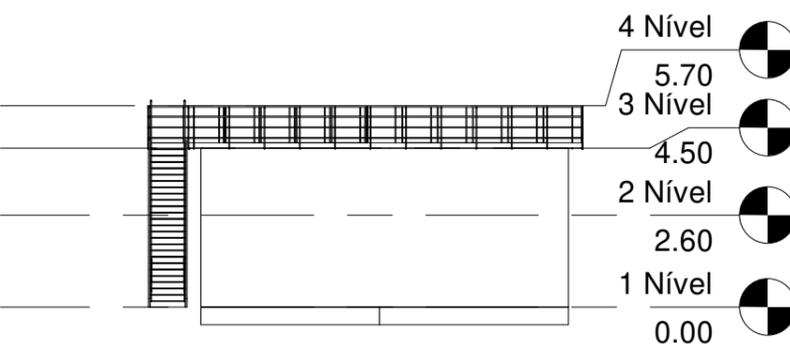
Número do projeto	1
Data	
Escala	1 : 50



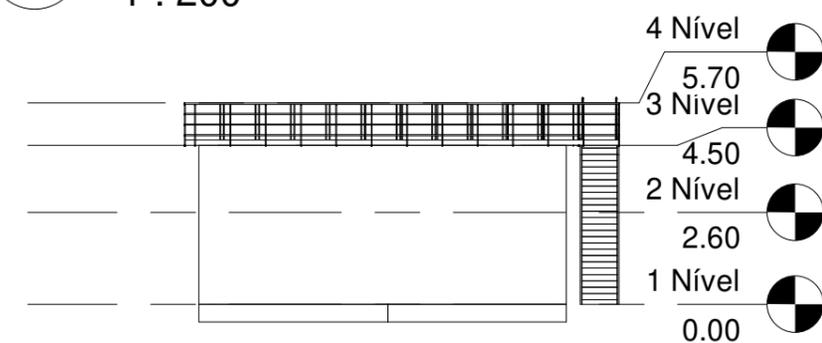
1 Elavação 3
1 : 200



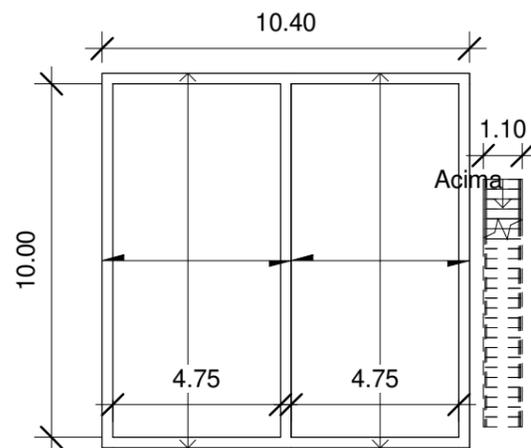
2 Elevação 1
1 : 200



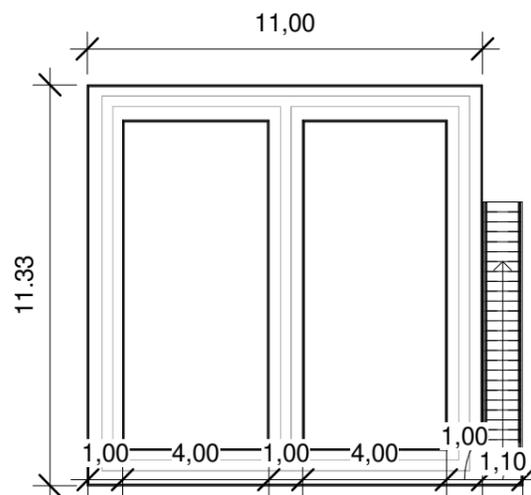
3 Elevação 2
1 : 200



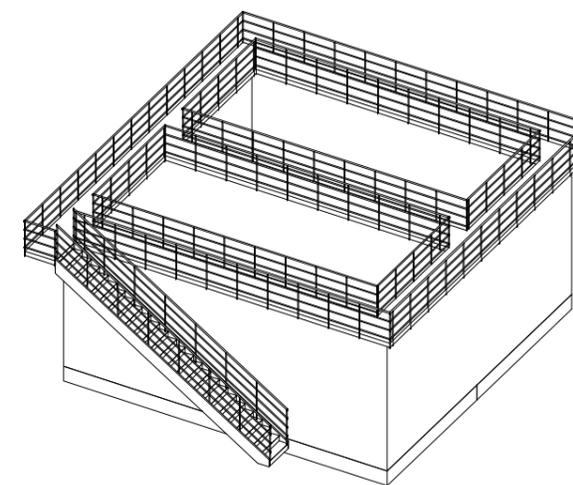
4 Elevação 4
1 : 200



5 1 Nível - Planta baixa
1 : 200

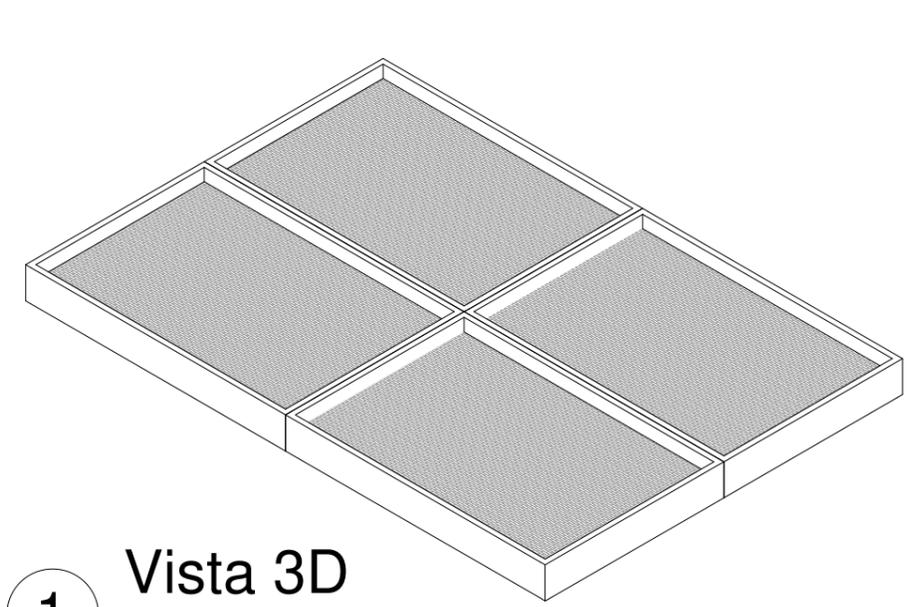
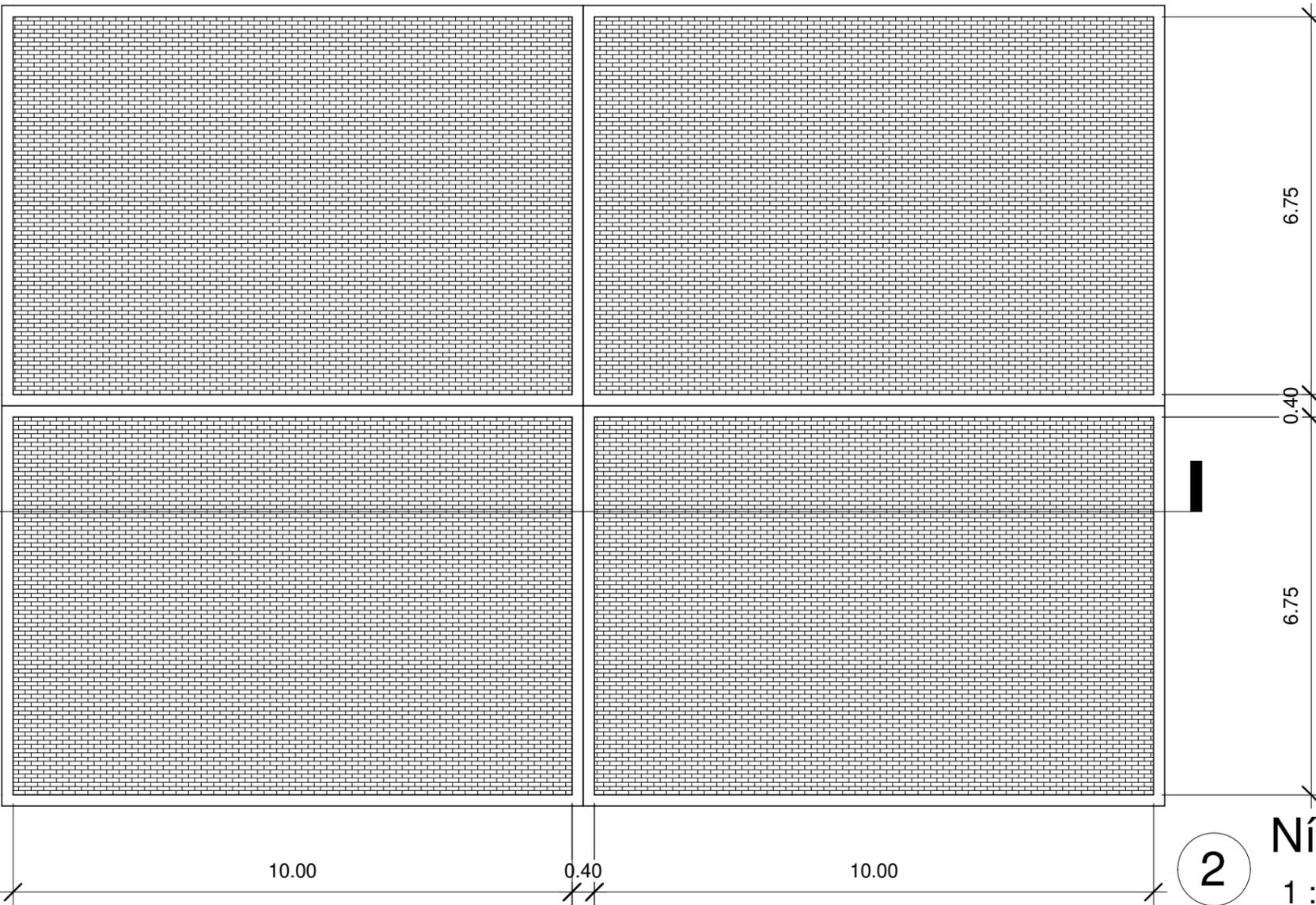


6 3 Nível - Planta baixa
1 : 200



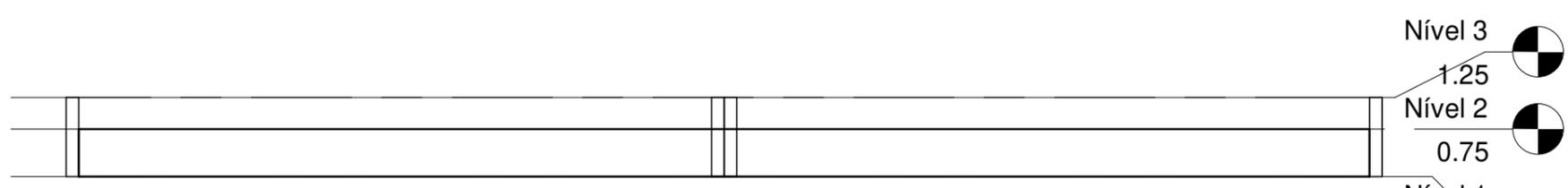
7 {3D}

Tanques de aeração ETE 15 DE NOVEMBRO	Número do projeto	0001	2
	Data	Data de emissão	
	Escala		1 : 200

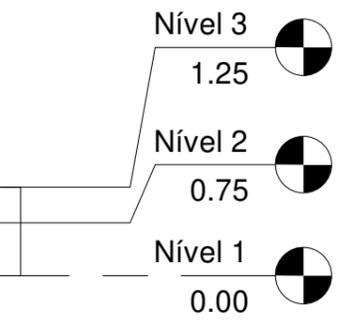


1 Vista 3D

2 Nível 1
1 : 100

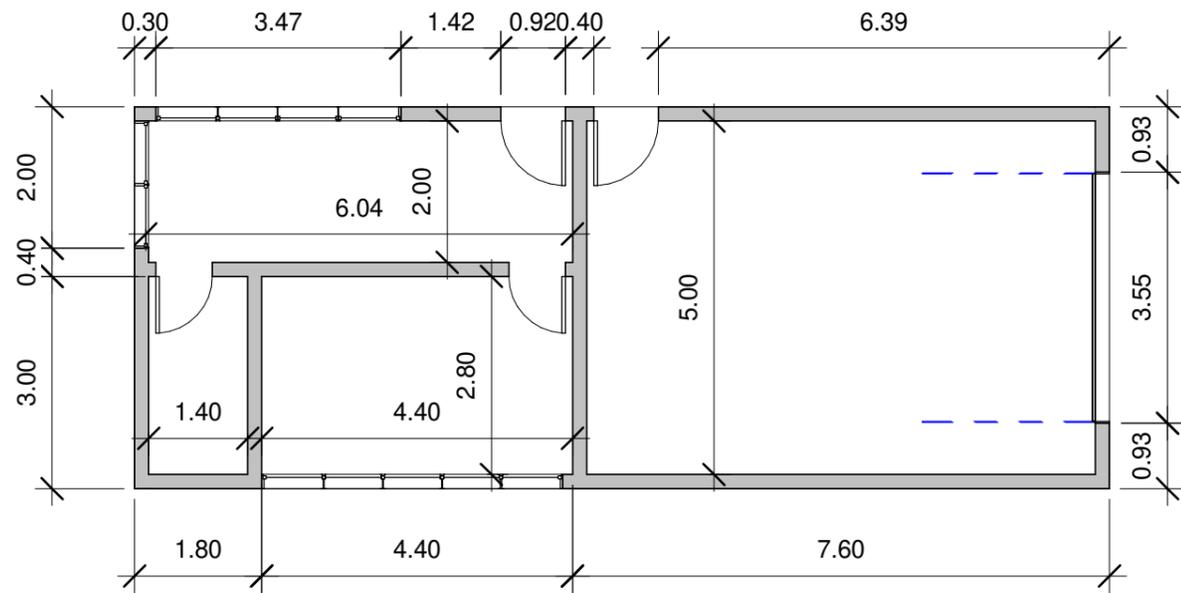


3 Corte 1
1 : 100

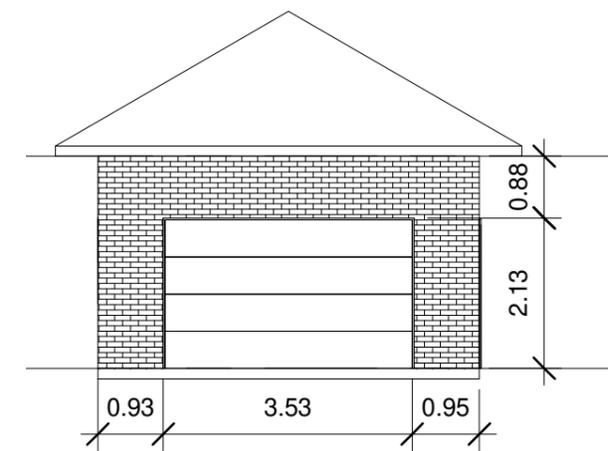


4 Norte
1 : 100

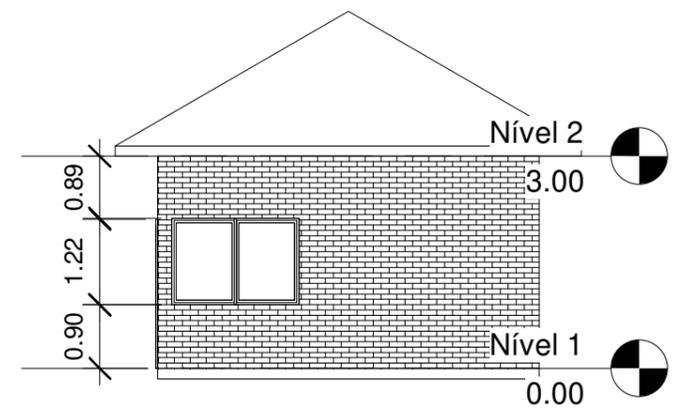
Leito de secagem ETE 15 DE NOVEMBRO	Número do projeto	0001	3
	Data	Data de emissão	
		Escala	1 : 100



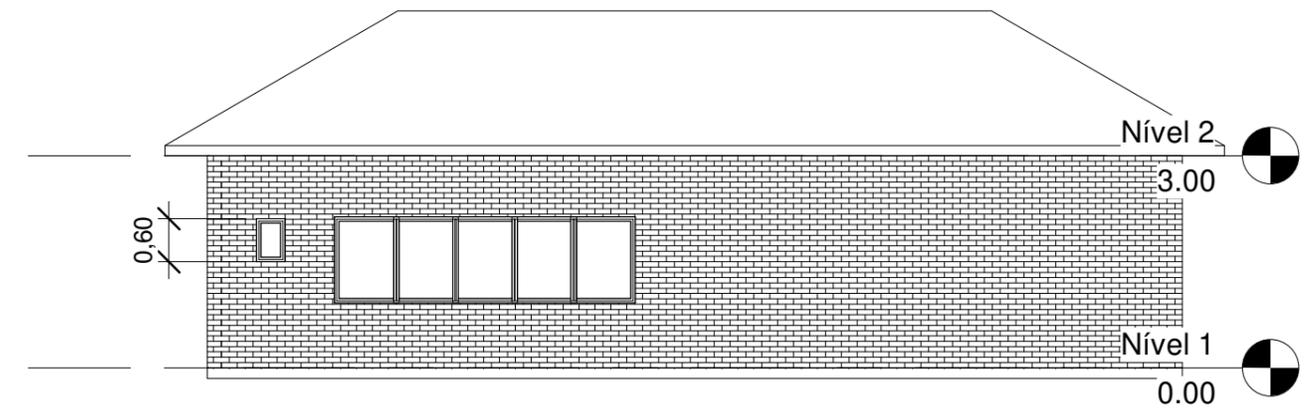
5 **Nível 1**
1 : 100



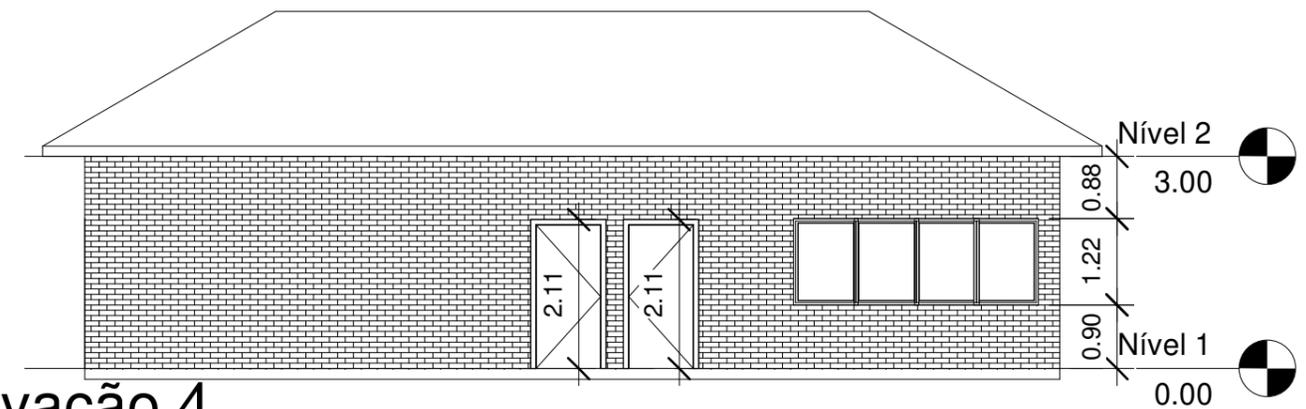
2 **Elevação 2**
1 : 100



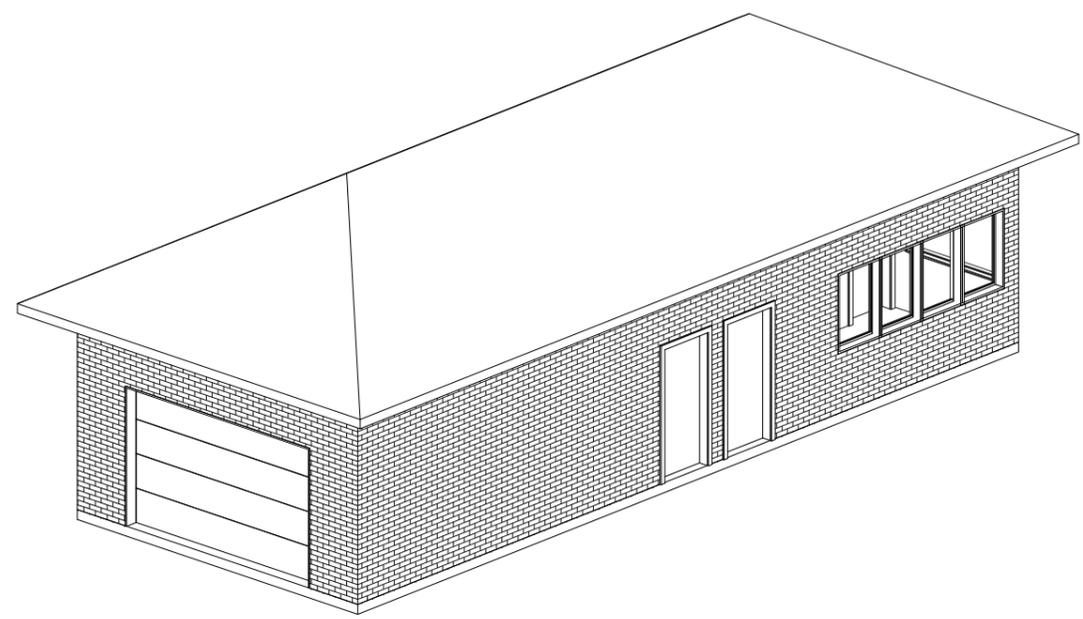
1 **Elevação 1**
1 : 100



3 **Elevação 3**
1 : 100

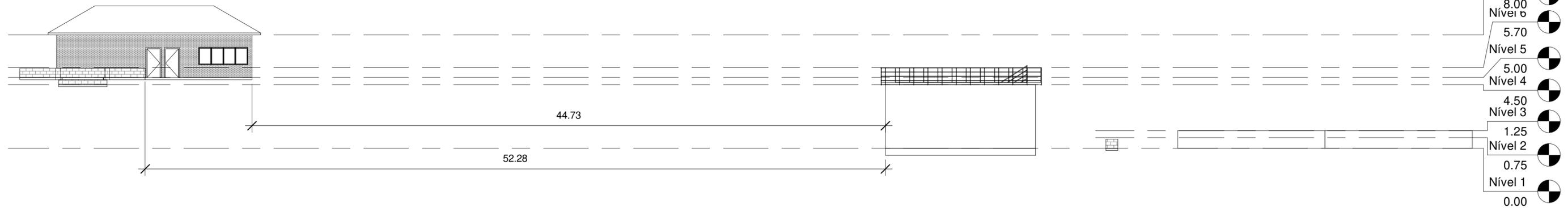
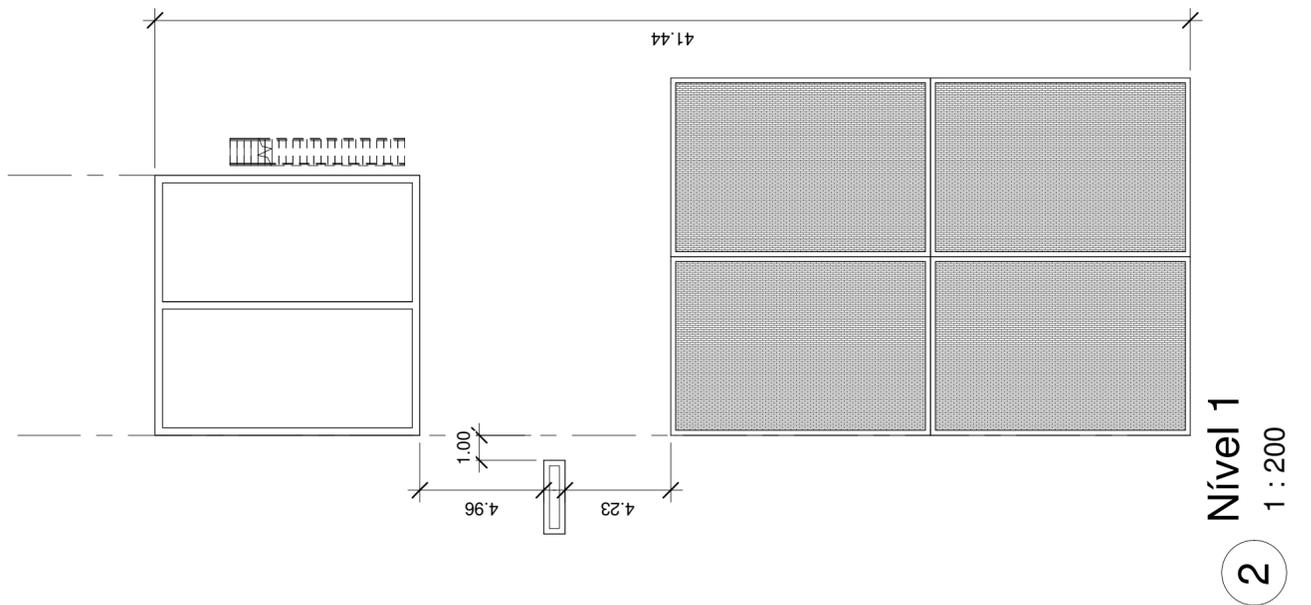
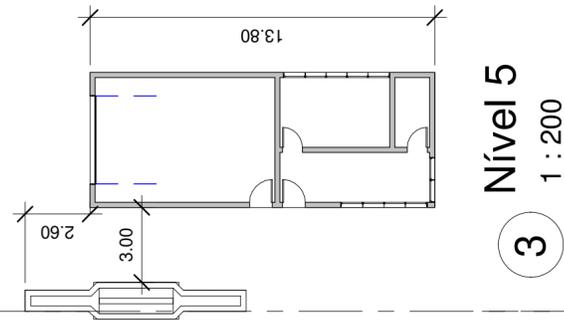


4 **Elevação 4**
1 : 100



6 **Vista 3D**

Casa de operação ETE 15 DE NOVEMBRO	Número do projeto	0001	4
	Data	Data de emissão	
	Escala		1 : 100



Kleber Colombo ETE 15 DE NOVEMBRO	Data	Data de emissão
	5	
Implantação	Escala	1 : 200