

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANATAIR FERNANDES DE FREITAS JÚNIOR
CHARLES PIETRO SOUZA GARCIA**

**DIMENSIONAMENTO DE SISTEMA AUXILIAR DE LODOS
ATIVADOS NO TRATAMENTO DE EFLUENTES
SANITÁRIOS NO MUNICÍPIO DE ANÁPOLIS**

ANÁPOLIS / GO

2017

ANATAIR FERNANDES DE FREITAS JÚNIOR
CHARLES PIETRO SOUZA GARCIA

DIMENSIONAMENTO DE SISTEMA AUXILIAR DE LODOS
ATIVADOS NO TRATAMENTO DE EFLUENTES
SANITÁRIOS NO MUNICÍPIO DE ANÁPOLIS

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA

ORIENTADOR: FABRÍCIO NASCIMENTO SILVA
COORIENTADOR: EDUARDO DOURADO ARGOLO

ANÁPOLIS / GO: 2017

FICHA CATALOGRÁFICA

JÚNIOR, ANATAIR FERNANDES DE FREITAS/ GARCIA, CHARLES PIETRO SOUZA

Dimensionamento de sistema auxiliar de lodos ativados no tratamento de efluentes sanitários no município de Anápolis

153P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2017).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Estação de Tratamento de Esgoto

2. Lodos Ativados Convencional

3. Tanque de Aeração

4. Decantador Primário e Secundário

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

JÚNIOR, Anatair Fernandes de Freitas; GARCIA, Charles Pietro Souza. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 153p. 2017.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Anatair Fernandes de Freitas Júnior

Charles Pietro Souza Garcia

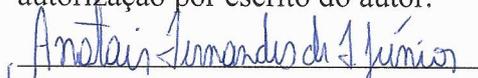
TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Dimensionamento de sistema auxiliar de lodos ativados no tratamento de efluentes sanitários no município de Anápolis

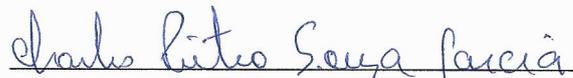
GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2017

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.


Anatair Fernandes de Freitas Júnior

E-mail: anatairjunior@hotmail.com


Charles Pietro Souza Garcia

E-mail: charlespietro.go@gmail.com

ANATAIR FERNANDES DE FRETIAS JÚNIOR
CHARLES PIETRO SOUZA GARCIA

DIMENSIONAMENTO DE SISTEMA AUXILIAR DE LODOS
ATIVADOS NO TRATAMENTO DE EFLUENTES
SANITÁRIOS NO MUNICÍPIO DE ANÁPOLIS

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL

APROVADO POR:



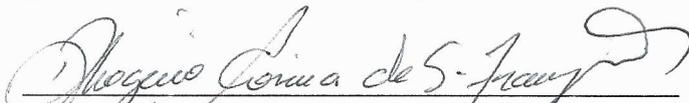
FABRÍCIO NASCIMENTO SILVA, Mestre (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)



EDUARDO DOURADO ARGOLO, Mestre (UniEvangélica)
(COORIENTADOR)



NEANDER BERTO MENDES, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)



RHOGÉRIO CORREIA DE SOUZA ARAÚJO, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: ANÁPOLIS/GO, 27 de novembro de 2017.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela família abençoada que tenho, minha mãe, irmã e sobrinho e em memória do meu falecido pai.

Agradeço especialmente a minha mãe pelo seu apoio e incentivo perante os estudos, mesmo diante de todas as dificuldades e os inúmeros obstáculos enfrentados, nunca se deixou abater ou a mim, mulher nobre, que sempre abriu mão dos seus sonhos para se dedicar aos sonhos dos seus filhos.

Charles Pietro Souza Garcia

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me dado saúde e força, principalmente nos momentos difíceis, fazendo que eu fosse capaz de superar todas as dificuldades encontradas.

Agradeço aos meus pais, em especial minha mãe, por me motivar e acreditar em mim como ninguém. Por não medir esforços para a realização do meu sonho de se tornar um profissional graduado.

A minha família, namorada e amigos, em particular as boas amizades construídas no período universitário, nos quais me trouxeram experiências e conhecimento profissional.

E a instituição e aos professores que me acompanharam nessa jornada, se dedicando ao máximo para a minha formação acadêmica.

Anatair Fernandes de Freitas Júnior

RESUMO

Todas as cidades, através das diversas formas de utilização da água, produzem os esgotos urbanos, que necessitam de tratamento e disposição final adequada, sob pena de comprometerem o meio ambiente e a saúde pública. Nesse contexto, se fazem necessários investimentos em saneamento, principalmente no tratamento de esgotos, para que se gere uma melhor qualidade de vida à população e evite-se o comprometimento dos recursos hídricos da cidade. Assim, o presente estudo teve como objetivo criar uma proposta de implantação de uma estação de tratamento de esgoto auxiliar, composta pelo sistema de lodos ativados convencional (respectivamente formado pelo gradeamento, desarenador, calha Parshall, decantador primário, tanque de aeração e decantador secundário), que visa atender a região sudoeste da cidade de Anápolis, setor no qual encontra-se na maior parte habitado e caracterizado em um mesma sub-bacia. A iniciativa da proposta surgiu com a disponibilidade do município que dispõe de uma área própria e ideal para a locação do sistema, no caso específico, o antigo Parque Agropecuário de Anápolis (Pecuária), o qual coincide com o local de passagem do já instalado interceptor, ou seja, a tubulação que coleta todo o efluente da região em questão, somente por declividade, assim como mostra a topografia, além do mais, a menor idade do esgoto que colabora diretamente em uma melhor eficiência no tratamento seria mais uma das vantagens que o sistema concederia. Quanto a definição do tipo de sistema de tratamento de efluente optado, à frente da situação em pauta, o sistema de lodos ativados foi o que melhor se encaixou, sobressaindo-se devido a menor requisição de área, alta eficiência de remoção de matéria orgânica e nitrogenada, e principalmente, em virtude da área de implantação encontrar-se próximo a população, o sistema em perfeito funcionamento, não propaga mau odor, muito menos a proliferação de insetos. Diante do escopo de projeto definido, a metodologia do trabalho buscou dimensionar o sistema, afim de que atendesse todas as normas vigentes, assim concluído com êxito. Portanto, o presente estudo tem como objetivo a disponibilização de informações de grande relevância para o poder público e a comunidade em geral, garantindo a melhoria contínua e oferecendo uma iniciativa a sociedade.

PALAVRAS-CHAVE: Lodos Ativados Convencional. Estação de Tratamento de Esgoto. Anápolis. Saneamento.

ABSTRACT

All cities, through the various forms of water use, produce urban sewage, which requires adequate treatment and final disposal, under sentence of compromising the environment and public health. In this context, it is necessary to invest in sanitation, especially in the treatment of sewage, in order to generate a better quality of life for the population and avoid compromising the city's water resources. Thus, the present study aimed to create a proposal for the implementation of an auxiliary sewage treatment plant, consisting of the conventional activated sludge system (respectively formed by the grating, sandbox, Parshall gutter, primary decanter, aeration tank and secondary decanter), which aims to serve the southwest region of the city of Anápolis, an area in which it is mostly inhabited and characterized in the same sub-basin. The initiative of the proposal arose with the availability of the county that has its own area and ideal for the lease of the system, in the specific case, the former Agrarian Park of Anápolis (Pecuária), which coincide with the place of passage of the already installed interceptor, in other words, the pipe that collects all the effluent of the region in question, only by slope, as well as the topography, besides, the lower age of the sewage that directly collaborates in a better efficiency in the treatment would be one more of the advantages that the system would grant. As for the definition of the type of effluent treatment system chosen, the activated sludge system was the one that best fitted, against of the present situation, standing out due to the smaller requirement of area, high efficiency in removal of organic matter and nitrogen, and mainly, because the area of implantation is close to population, the system in perfect operation, does not propagate bad odor, much less the proliferation of insects. In view of the defined project scope, the methodology of the work sought to scale the system, in order to comply with all current standards, thus successfully completed. Therefore, the present study aims to provide information of great relevance to public power and the community in general, guaranteeing continuous improvement and offering an initiative to society.

KEYWORDS: Conventional activated sludge. Sewage treatment station. Anápolis. Sanitation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Composição dos esgotos	23
Figura 2 - Esquema das unidades da etapa biológica do sistema de lodos ativados	38
Figura 3 - Fluxograma típico do sistema de lodos ativados convencional	42
Figura 4 - Representação do sistema de gradeamento	45
Figura 5 - Sistema de gradeamento	45
Figura 6 - Representação do desarenador	47
Figura 7 - Desarenador ou caixa de areia	48
Figura 8 - Calha Parshall	49
Figura 9 - Representação contendo as dimensões da calha Parshall	50
Figura 10 - Planta baixa, decantador primário	51
Figura 11 - Decantador primário	52
Figura 12 - Corte, decantador primário	53
Figura 13 - Saia defletora, raspadores de lodo e fosso de lodo	54
Figura 14 - Sistema de tratamento com tanques aerados	55
Figura 15 - Aerador superficial móvel de eixo vertical	57
Figura 16 - Aerador superficial fixo de eixo vertical	57
Figura 17 - Tanque composto por sistema de aeração por ar difuso	59
Figura 18 - Decantador secundário	61
Figura 19 - Raspadores e saia defletora	62
Figura 20 - Planta baixa, decantador secundário	63
Figura 21 - Corte, decantador secundário	63
Figura 22 - Área destinada a receber a ETE auxiliar	66
Figura 23 - Interceptor existente	67
Figura 24 - Bairros que serão atendidos pela ETE auxiliar	67
Figura 25 - Curvas de nível da sub-bacia de captação	68
Figura 26 - Área total de contribuição da ETE auxiliar	69
Figura 27 - Serie gold	120
Figura 28 - Série silver II	120
Figura 29 - Cerâmicos	121

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Percentual de municípios com rede coletora de esgoto	29
Gráfico 2 - Número de pessoas sem acesso à rede coletora de esgoto doméstico	30
Gráfico 3 - Número de municípios que possuem tratamento, e o tipo de tratamento	31
Gráfico 4 - Tipos de tratamentos realizados no Brasil, por porcentagem	32
Gráfico 5 - Curva de desempenho, 9” cerâmica	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Contribuição diária de despejo, carga orgânica por tipo de prédio e de ocupante ..	24
Tabela 2 - Características físico-químicas dos esgotos	24
Tabela 3 - Concentrações de sólidos em esgotos	25
Tabela 4 - Concentrações de organismos em esgotos	25
Tabela 5 - Saneamento básico brasileiro - 2000/2008.....	33
Tabela 6 - Classificação dos sistemas em função da idade do lodo	40
Tabela 7 - Vantagens e desvantagens do sistema de lodos ativados convencional.....	41
Tabela 8 - Mecanismo de remoção das partículas existentes no esgoto.....	43
Tabela 9 - Aberturas ou espaçamentos e dimensões das barras	46
Tabela 10 - Eficiência do sistema de gradeamento	46
Tabela 11 - Dimensões padronizadas da calha Parsall	49
Tabela 12 - Características dos principais sistemas de areação mecânica	58
Tabela 13 - Características dos principais sistemas de areação por ar difuso	60
Tabela 14 - Valores médios de eficiência de tipos de tratamento de esgoto sanitário	64
Tabela 15 - Evolução populacional	70
Tabela 16 - População residente, por situação do domicílio e sexo	70
Tabela 17 - Valores típicos de taxa de infiltração	75
Tabela 18 - Extensão do sistema de esgotos e atendimento público (1973)	76
Tabela 19 - Dados e indicies da implantação da rede coletora em pequenas cidades.....	77
Tabela 20 - Coeficientes n e k	81
Tabela 21 - Verificação das velocidades no sistema de gradeamento.....	86
Tabela 22 - Verificação das velocidades no desarenador.....	92
Tabela 23 - Relação de tamanho das partículas por velocidade de sedimentação	93
Tabela 24 - Difusores sanitaire série gold	119
Tabela 25 - Difusores sanitaire série silver II.....	120
Tabela 26 - Difusores cerâmicos sanitaire.....	121
Tabela 27 - Composição do ar atmosférico	124
Tabela 28 - Propriedades dos fluidos	125
Tabela 29 - Pressão parcial de vapor de água saturado	127
Tabela 30 - Altitude e pressão atmosférica	128
Tabela 31 - Vazões de esgoto sanitário	138
Tabela 32 - Medidor Parshall	138

Tabela 33 - Gradeamento	139
Tabela 34 - Desarenador.....	140
Tabela 35 - Decantador primário.....	140
Tabela 36 - Tanque de aeração	142
Tabela 37 - Decantador secundário	143

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CETESB	Companhia Estadual de Tecnologia de Saneamento Básico
CETESP	Companhia de Saneamento Básico de São Paulo
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
DBO _{5,20}	Demanda Bioquímica de Oxigênio, 5 dias à 20 graus Celsius
DQO	Demanda Química de Oxigênio
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
FUNASA	Fundação Nacional de Saúde
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
GO	Goiás
pH	Potencial Hidrogeniônico
NBR	Norma Brasileira
SABESP	Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
SANEAGO	Saneamento de Goiás
SS	Sólidos sedimentáveis
SSV	Sólidos suspensos voláteis
SSV _{TA}	Sólidos suspensos voláteis dentro do tanque de aeração
SST	Sólidos suspensos totais
TAS	Taxa de Aplicação Superficial
TES	Taxa de Escoamento Superficial
TDH	Tempo de Detenção Hidráulico
T _i	Taxa de Infiltração

LISTA DE SÍMBOLOS

A/M	Relação alimento, microrganismo
%	Por cento
”	Polegadas
Cm	Centímetro
cm ²	Centímetros quadrados
H	Hora
Há	Hectare
hab/km ²	Número de habitantes por quilômetro quadrado
Kg	Quilograma
Km	Quilômetro
km ²	Quilômetro quadrado
L/s	Litros por segundo
M	Metros
m ²	Metros quadrados
m ³	Metros cúbicos
mg/L	Miligramas por litro
Mm	Milímetro
NMP	Número mais provável de microrganismos
P	Massa específica
S	Segundos
T°C	Temperatura em graus célsius

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 JUSTIFICATIVA	18
1.2 OBJETIVOS	18
1.2.1 Objetivo geral	18
1.2.2 Objetivos específicos	19
1.3 METODOLOGIA.....	19
1.3.1 Viabilidade da instalação	19
1.3.2 Etapas do dimensionamento	21
2 SANEAMENTO BÁSICO	22
2.1 DEFINIÇÃO.....	22
2.2 ESGOTO SANITÁRIO	23
2.2.1 Características físicas do esgoto	25
2.2.2 Características químicas do esgoto	26
2.2.3 Características biológicas do esgoto	27
2.2.4 Concentração do esgoto	27
2.2.5 Coleta e transporte	28
2.2.6 Tratamento do esgoto sanitário	30
2.3 PROCESSOS DE TRATAMENTO	36
2.3.1 Processos físicos	36
2.3.2 Processos químicos	36
2.3.3 Processos biológicos	37
2.3.4 Outros processos	37
3 LODOS ATIVADOS	38
3.1 DEFINIÇÃO.....	38
3.2 VARIANTES DO PROCESSO DE LODOS ATIVADOS.....	40
3.3 LODOS ATIVADOS CONVENCIONAL	41
3.4 TRATAMENTO E DISPOSIÇÃO DO LODO	42
3.5 NIVEIS DE TRATAMENTO	43
3.5.1 Tratamento preliminar	44
3.5.1.1 Gradeamento.....	44

3.5.1.2 Caixa desarenadora.....	47
3.5.1.3 Calha Parshall	48
3.5.2 Tratamento primário	51
3.5.2.1 Decantador primário	51
3.5.3 Tratamento secundário	54
3.5.3.1 Reator ou tanque de aeração	54
3.5.3.1.1 Aeração mecânica ou superficial	56
3.5.3.1.2 Aeração por ar difuso.....	59
3.5.3.2 Decantador secundário	61
3.6 EFICIÊNCIA DO TRATAMENTO.....	64
4 MEMORIAL DE CÁLCULO	65
4.1 ESCOLHA DA ÁREA.....	65
4.2 SUB-BACIA DE CAPTAÇÃO	66
4.3 HORIZONTE DE PROJETO	69
4.4 PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	70
4.5 VAZÃO DE ESGOTO.....	72
4.5.1 Vazão de esgoto doméstico.....	72
4.5.2 Vazão de infiltração.....	74
4.5.3 Vazão industrial.....	77
4.5.4 Vazão de esgoto sanitário.....	78
4.6 TRATAMENTO PRELIMINAR	79
4.6.1 Medidor Parshall	79
4.6.1.1 Nível do efluente aumentado pelo medidor Parshall.....	80
4.6.1.2 Rebaixamento da calha Parshall	81
4.6.2 Gradeamento.....	82
4.6.2.1 Eficiência da grade	83
4.6.2.2 Área útil da grade	83
4.6.2.3 Área total do gradeamento.....	84
4.6.2.4 Comprimento do canal de acesso à grade.....	84
4.6.2.5 Largura do canal	85
4.6.2.6 Perda de carga no sistema de gradeamento	86
4.6.2.7 Determinação do número de barras	87
4.6.2.8 Altura do canal da grade.....	88

4.6.2.9 Comprimento da grade	89
4.6.3 Desarenador	89
4.6.3.1 Altura máxima da lâmina de esgoto na caixa de areia	90
4.6.3.2 Cálculo da largura do desarenador	91
4.6.3.3 Comprimento do desarenador.....	92
4.6.3.4 Área superficial do desarenador	94
4.6.3.5 Taxa de escoamento superficial.....	94
4.6.3.6 Volume de lodo gerado.....	95
4.6.3.7 Rebaixamento do desarenador.....	96
4.7 TRATAMENTO PRIMÁRIO	96
4.7.1 Decantador primário.....	96
4.7.1.1 Taxa de escoamento superficial.....	97
4.7.1.2 Área de cada decantador.....	97
4.7.1.3 Diâmetro de cada decantador	98
4.7.1.4 Volume de cada decantador.....	99
4.7.1.5 Profundidade útil	100
4.7.1.6 Dimensionamento dos vertedores.....	100
4.7.1.7 Dimensionamento do canal de coleta do esgoto decantado	103
4.7.1.8 Dimensionamento da saia defletora ou cortina circular	105
4.7.1.9 Dispositivo de remoção de lodo	106
4.7.1.10 Anteparo para a espuma.....	106
4.7.1.11 Caixa de gordura.....	106
4.7.1.12 Volume do fosso de lodo primário pelo método dos sólidos suspensos totais.....	107
4.8 TRATAMENTO SECUNDÁRIO	110
4.8.1 Tanque de aeração.....	110
4.8.1.1 Carga orgânica.....	110
4.8.1.2 Carga orgânica afluyente	111
4.8.1.3 Volume útil do tanque de aeração	112
4.8.1.4 Geometria do tanque de aeração.....	113
4.8.1.5 Necessidade de oxigênio	116
4.8.1.6 Sistema de aeração adotado	118
4.8.1.7 Grau de mistura	123
4.8.1.8 Tempo de detenção hidráulica	129
4.8.1.9 Vazão de recirculação de lodo.....	130

4.8.1.10 Vazão de descarte de lodo	132
4.8.1.11 Idade do lodo ou tempo de retenção celular	133
4.8.2 Decantador secundário	134
4.8.2.1 Área superficial do decantador	134
4.8.2.2 Diâmetro do decantador.....	136
4.8.2.3 Volume útil	136
4.8.2.4 Tempo de detenção hidráulica	136
4.8.2.5 Taxa de escoamento através do vertedor	137
4.8.2.6 Determinação das demais unidades e características do decandador secundário.....	137
5 RESULTADOS	138
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	146
REFERÊNCIAS	147
ANEXO A	
APÊNDICE A	

1 INTRODUÇÃO

De acordo com a última pesquisa nacional de saneamento básico (PNSB, 2008) divulgado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, cerca de 55,2% dos municípios brasileiros possuem serviços de esgotamento sanitário por rede coletora, deste total cerca de 28,5% ainda realizam o tratamento de esgoto sanitário de forma apropriada, os demais utilizam-se ainda para destinação final dos seus efluentes, o lançamento nos corpos hídricos, fossas negras ou sumidouros, conseqüentemente os municípios brasileiros não contemplam a universalização e integralização dos serviços de saneamento básicos, estes estabelecidos na Lei Federal 11.445, de 5 de janeiro de 2007, Lei do Saneamento Básico, e nesta perspectiva a região centro-oeste desponta com um total de 25,3% dos seus municípios que possuem sistema de tratamento dos efluentes sanitários.

Tomando como referência as informações supracitadas, chega-se à conclusão que o Brasil possui uma deficiência tanto na coleta, disposição e no tratamento dos resíduos líquidos oriundos das residências, em alguns casos das indústrias, o déficit de tratamento de esgotos no Brasil se deve em grande parte à restrição de recursos financeiros, e pelo descaso e ausência do poder público, seja ele em escala federal, estadual ou municipal, conseqüentemente esse problema impacta diretamente e negativamente na qualidade dos recursos hídricos e no meio ambiente em geral, além do mais, agrava os problemas sociais e de saúde pública, uma vez que o esgoto sanitário não basta ser coletado adequadamente na residência, é necessário que o mesmo receba o tratamento correto, a fim de evitar a proliferação e transmissão de doenças por veiculação hídrica, assim se estabelece um padrão no tratamento a fim de se manter a qualidade e a classe dos mananciais receptores, da saúde da população em geral e do meio ambiente.

O município de Anápolis apresenta 57,6% de domicílios com esgotamento sanitário adequado (IBGE, 2010), porém o mesmo dispõe de apenas uma Estação de Tratamento de Esgoto - ETE (sistema composto por lagoas anaeróbia, lagoas facultativas aeradas e lagoas de decantação) para o tratamento e disposição final, tal unidade atende parte do cidade de Anápolis, ou seja, quando o município propiciar em sua totalidade o esgotamento sanitário dos bairros, isso irá acarretar o sobrecarregamento e saturamento dos sistemas já instalados, estes destinados ao correto tratamento do esgoto sanitário.

Partido desse princípio, tem-se a necessidade da instalação de novas unidades de tratamento, a fim de reduzir o volume final de esgoto enviado para o tratamento na ETE municipal, gerando o alívio da operação da mesma, conseqüentemente tem-se a disponibilidade para novas ligações perante outros bairros do município, aumentando a área de

atuação dos serviços básicos de saneamento, melhorando e elevando os parâmetros municipais de atendimento referentes ao saneamento básico.

Ou seja, este trabalho tem como objetivo o dimensionamento de uma unidade auxiliar (ETE auxiliar), composta por Lodos Ativados (Sistema Convencional), que visa atender os bairros que se encontram localizados na região sudoeste do município de Anápolis, estes que em sua totalidade utilizam como destinação final para o esgoto sanitário a rede pública coletora.

Salienta-se lembrar também, que em função da ETE atual se encontrar distante da região sudoeste do município, assim como a topografia local não estar favorável ao escoamento natural ou por gravidade, o efluente é submetido ao bombeamento/recalque através das Estações Elevatórias de Esgoto, isso reflete diretamente no aumento da tarifa cobrada pela coleta, transporte e tratamento final do efluente sanitário (m³/tratado), emitida pela concessionária local responsável, gerando um ônus para a população Anapolina.

1.1 JUSTIFICATIVA

Portanto o presente estudo possui importância local, visto que colaborará em um possível sistema de tratamento auxiliar a ser instalado na região, os projetos englobam o tratamento primário, tratamento secundário e tratamento avançado, tais etapas visam o correto tratamento do efluente sanitário gerado nos bairros situados na região sudoeste do município de Anápolis, conseqüentemente haverá uma redução considerável no volume final de esgoto sanitário enviado para a ETE atual, teremos ainda uma análise detalhada dos projetos e fluxograma do sistema, com isto, disponibilizando informações de grande relevância para a sociedade em geral e poder público, garantindo a melhoria contínua dos projetos de saneamento básico do município de Anápolis.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Dimensionamento do sistema de lodos ativados convencional, visando contemplar as necessidades no tratamento do esgoto sanitário dos bairros situados na região sudoeste do município de Anápolis.

1.2.2 Objetivos específicos

- Atender aos parâmetros máximos de lançamento no corpo hídrico estabelecido pelo Decreto Estadual nº 1.745 de 06 de dezembro de 1979 e nas Resoluções do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA, nº 357 de 17 de março de 2005 e nº 430 de 13 de maio de 2011, assim como estipular a eficiência mínima na remoção de carga orgânica - $DBO_{5,20}$ pelo sistema proposto.
- Atender aos parâmetros mínimos e máximos de lançamento nos corpos hídricos, estabelecido pela resolução CONAMA nº 20, 18 de junho de 1986, que estipula os padrões de qualidade para os corpos d'água das diversas classes (água doce, salinas e salobras) e os padrões de lançamento de efluentes líquidos.
- Atender o conceito de desenvolvimento sócio econômico de sustentabilidade ambiental do município de Anápolis.

1.3 METODOLOGIA

1.3.1 Viabilidade da instalação

Antes do dimensionamento propriamente dito, tem-se a necessidade da averiguação perante a viabilidade da instalação da ETE auxiliar, ou seja, dados e informações que influenciam positivamente para a concretização da proposta. Alguns parâmetros são primordiais e decisivos na implantação do sistema, conseqüentemente é necessário à apresentação da fundamentação teórica dos pontos de relevância (geográfica, aspectos físico-químicos do sistema, área destinada à instalação, sub-bacia de captação entre outros) que irão influenciar na definição e escolha do escopo do projeto. Tais critérios podem ser caracterizados da seguinte maneira:

- O município possui 57,6% dos seus domicílios com esgotamento sanitário ideal, porém quando o município atingir 100% dos seus domicílios com esgotamento sanitário, o sistema atual não irá atender a vazões geradas, portanto haverá o colapso do sistema atual.
- No sistema de lodos ativados, a oxidação da matéria orgânica é realizada através de reações aeróbias (bactérias que consomem oxigênio), conseqüentemente não à

geração, nem a presença de odores desagradáveis ao perímetro da ETE, assim, o sistema possui uma flexibilização perante sua instalação, podendo ser concretizado dentro dos grandes centros urbanos.

- Os bairros que serão abrangidos pelo sistema, estão localizados dentro da mesma sub-bacia hidrográfica, onde a declividade proporciona uma melhor eficiência na coleta e transporte (relação custo/operação), dispensando o uso de estações elevatórias de esgoto, em anexo estará disponível a sub-bacia com as curvas de nível, demonstrando que toda a drenagem da área é direcionada para um mesmo exutório, no caso específico à área escolhida para receber a ETE auxiliar.
- O município dispõe de área própria e ideal para a locação do sistema, no caso específico o antigo Parque Agropecuário de Anápolis (Pecuária), sendo dispensável a compra de uma nova área, não gerando custos adicionais no projeto final. Vale lembrar também que o imóvel possui área (m²) suficiente para a instalação dos sistemas que compõe a ETE auxiliar.
- Ao lado da área proposta que receberá a ETE auxiliar, já se encontra instalado um interceptor, este que é responsável pelo recebimento da vazão de todas as redes coletoras dos bairros localizados a montante do exutório da sub-bacia (projeto em anexo).
- Vários autores afirmam que municípios de grande porte devem possuir não apenas uma unidade para receber e tratar a vazão total do efluente sanitário gerado, e sim subdividir esta vazão para unidades de menor porte, medida que gera economia na coleta, transporte e tratamento final do efluente, e bônus na praticidade da operação e manutenção dos sistemas.
- Uma menor distância entre os pontos de captação até a ETE, respalda em uma menor vazão de infiltração (será apresentado um tópico específico para este tema), gerando economia e redução na área final (m²) utilizada pelos sistemas. Também é válido lembrar que, tal medida facilita a manutenção da rede em pontos específicos.
- A redução na distância final (tubulações) entre as residências e a ETE, colabora diretamente na qualidade do esgoto, melhorando os parâmetros de projeto, tais como: pH, temperatura e idade do esgoto. Ou seja, com uma melhor qualidade de esgoto na chegada, temos maximização da eficiência dos sistemas biológicos, melhorando consideravelmente a eficiência final no tratamento do efluente sanitário.

1.3.2 Etapas do dimensionamento

O dimensionamento da ETE auxiliar do município de Anápolis foi dividido em duas etapas distintas, a primeira foi à realização de levantamentos de dados para a definição do escopo do projeto juntamente com suas justificativas. Essa etapa envolve a identificação da tecnologia (Lodo Ativado Convencional) que será utilizada no tratamento do efluente sanitário, ou seja, suas vantagens e desvantagens, estas correlacionadas com a realidade ambiental, social e econômica do município.

A segunda etapa foi à concepção e discriminação do memorial de cálculo do projeto, nesta etapa foram escolhidos os modelos matemáticos presentes na literatura, normais e leis vigentes, assim como parâmetros de projeto sob o domínio de órgãos municipais e estaduais, estes utilizados para o correto dimensionamento de sistemas de tratamento de esgoto, após termos todos os resultados pertinentes ao escopo final do projeto, a fim de ser disponibilizado ao público, objetivando uma possível mobilização da população e do poder público municipal e/ou estadual, na instalação do modelo auxiliar proposto, aplicado no correto tratamento do esgoto sanitário, visando o atendimento a legislação ambiental vigente e o desenvolvimento socioambiental sustentável do município.

2 SANEAMENTO BÁSICO

2.1 DEFINIÇÃO

O saneamento básico é relatado pela história desde os primórdios da humanidade, o mesmo segue em paralelo com a evolução da humanidade, onde o desenvolvimento de uma sociedade está ligado diretamente e fortemente com o saneamento básico, tais medidas oferecidas e utilizadas por uma determinada população em suas atividades humanas. Em suma, uma nação desenvolvida possui um sistema de saneamento básico amplamente difundido e eficiente, abrangendo em sua totalidade as zonas urbanas, rurais e industriais.

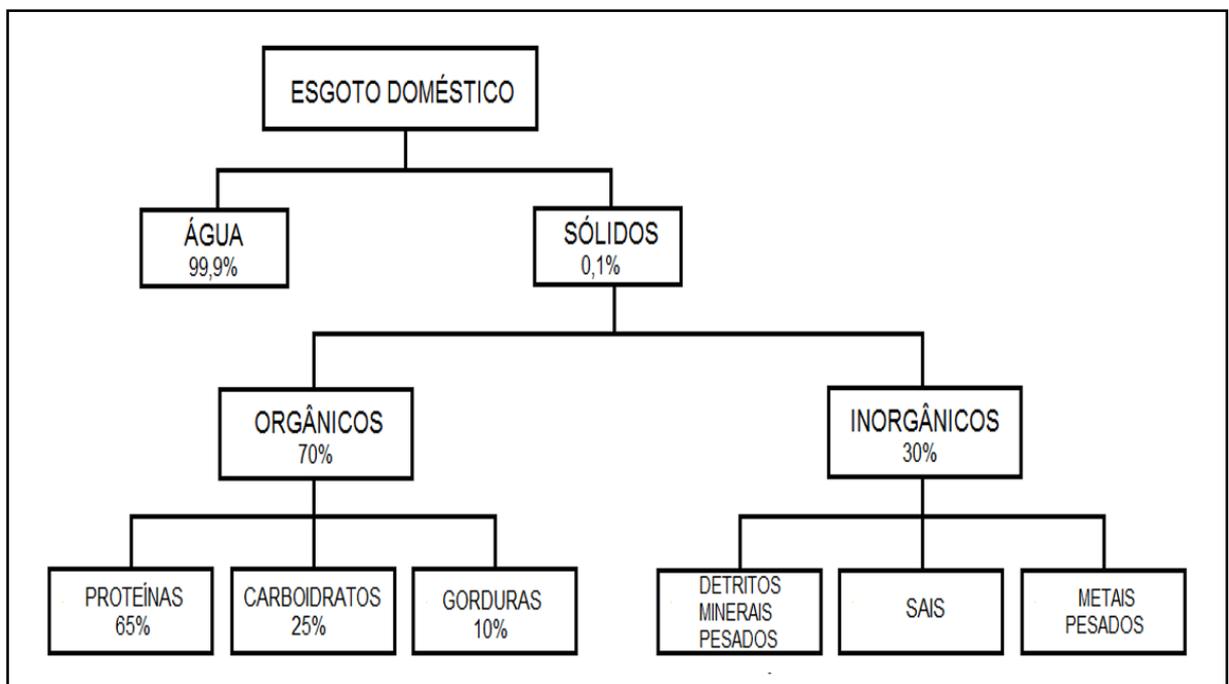
Saneamento básico pode ser descrito como o conjunto de serviços que abrangem distintas etapas e funções, como tecnologias, infraestruturas e instalações operacionais que visam ofertar dentro de uma determinada área a sua comercialização e aquisição pela da população residente, abrange a captação de água bruta, o seu correto tratamento e a distribuição de água potável que atenda aos padrões mínimos de qualidade, assim como compreende em outro extremo, a coleta de água residuária, o transporte seguro e o seu correto tratamento de esgoto sanitário, para posteriormente a sua disposição nos corpos receptores, assim a sociedade em geral utiliza destes produtos e serviços no seu dia a dia, tanto para uso residencial ou industrial. O saneamento básico está ligado diretamente com a qualidade de vida, saúde e ambiental em um perímetro predeterminado, tais serviços são em sua grande maioria ofertados pelo Governo Federal, Estadual e Municipal, estes que são responsáveis pelo fornecimento dos serviços elencados acima, através de três princípios básicos: universalização do acesso, integralidade e abastecimento de água, princípios definidos na Lei 11.445 de 05 de janeiro de 2007, que estabeleceu as Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico, bem como o emprego de tecnologias que desempenham seu papel de forma apropriada, respeitando a realidade econômica e ambiental das regiões que irão receber os serviços, após isto, tais medidas devem atender em contra partida com os custos públicos, tais estão relacionados a cobrança de tarifas, taxas e demais tributos.

Na última década o Brasil destinou grandes parcelas de recursos financeiros para o Saneamento Básico, conseqüentemente houve um aumento considerável no acesso aos serviços essenciais de saneamento, reduzindo as taxas de mortalidade da população, porém salienta-se lembrar que ainda existe um grande déficit no acesso aos serviços básicos de saneamento, principalmente do que diz respeito a coleta, transporte e tratamento do esgoto sanitário.

2.2 ESGOTO SANITÁRIO

A Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT em sua NBR 9648 (ABNT, 1986) define como esgoto sanitário, o despejo líquido constituído de esgotos doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária. Para Von Sperling (2005) as principais fontes de contaminação dos lençóis freáticos por microrganismos patogênicos são provenientes dos despejos de esgoto sanitário in natura em corpos d'água e no solo através de fossas negras, sumidouros ou poços absorventes. Seguindo esse raciocínio a NBR 7229 (ABNT, 1993), descreve e define sumidouro ou poço absorvente, como poço seco escavado no chão e não impermeabilizado, que orienta a infiltração de água residuária no solo, é descreve a água residuária como o líquido que contém resíduo de atividade humana. Von Sperling (1996) relata a composição dos esgotos domésticos que é de aproximadamente 99,9% de água e 0,1% de sólidos orgânicos e inorgânicos, suspensos e dissolvidos, e microrganismos, está pequena fração é responsável pela necessidade de tratamento dos esgotos (Figura 1).

Figura 1 - Composição dos esgotos



Fonte: Adaptado de JORDÃO e PESSÔA, 2005

Conforme Von Sperling (1996, p.59) “a característica dos esgotos é função dos usos à qual a água foi submetida. Esses usos, e a forma com que são exercidos, variam com o clima, situação social e econômica, e hábitos da população”. Ou seja, a qualidade e a quantidade de

esgoto sanitário gerados em cada município ou bairro varia em função do poder econômico de compra e hábitos das famílias ali instaladas, assim como pela disponibilidade de água naquela região. Na Tabela 1 discrimina a contribuição diária de esgoto (L/d) por habitante em função do padrão econômico, de acordo com a NBR 13969 (ABNT, 1997).

Tabela 1 - Contribuição diária de despejo, carga orgânica por tipo de prédio e de ocupante

Prédio	Unidade	Contribuição de esgoto L/d	Contribuição de carga orgânica g.DBO_{5,20}/dia
1. Ocupantes permanentes			
Residência			
Padrão alto	Pessoa	160	50
Padrão médio	Pessoa	130	45
Padrão baixo	Pessoa	100	40
Hotel (exceto lavanderia e cozinha)	Pessoa	100	30
Alojamento provisório	Pessoa	80	30

Fonte: NBR 13969 (ABNT, 1997)

Metcalf e Eddy (1991) classificam os esgotos em forte, médio e fraco conforme as características apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Características físico-químicas dos esgotos

Característica	Forte	Médio	Fraco
DBO _{5,20} (mg/L)	400	220	110
DQO (mg/L)	1000	500	250
Carbono Org. Total (mg/L)	290	160	80
Nitrogênio total - NTK (mg/L)	85	40	20
Nitrogênio Orgânico (mg/L)	35	15	8
Nitrogênio Amoniacal (mg/L)	50	25	12
Fósforo Total (mg/L)	15	8	4
Fósforo Orgânico (mg/L)	5	3	1
Fósforo Inorgânico (mg/L)	10	5	3
Cloreto (mg/L)	100	50	30
Sulfato (mg/L)	50	30	20
Óleos e Graxas (mg/L)	150	100	50

Fonte: METCALF E EDDY (1991)

Na Tabela 3 são apresentadas concentrações típicas das diversas frações de sólidos em esgotos:

Tabela 3 - Concentrações de sólidos em esgotos

Característica	Forte	Médio	Fraco
Sólidos Totais (mg/L)	1200	720	350
Sólidos Dissolvidos (mg/L)	850	500	250
Sólidos Dissolvidos Fixos (mg/L)	850	500	250
Sólidos Dissolvidos Voláteis (mg/L)	525	300	145
Sólidos em Suspensão Totais (mg/L)	350	220	100
Sólidos em Suspensão Fixos (mg/L)	75	55	20
Sólidos em Suspensão Voláteis (mg/L)	275	165	50
Sólidos Sedimentáveis (mL/L)	20	10	5

Fonte: METCALF E EDDY (1991)

A Tabela 4 disponibiliza a parte biológica contida nos esgotos domésticos, a mesma representa a facção patogênica e não patogênica, conseqüentemente as principais características para desinfecção do esgoto doméstico.

Tabela 4 - Concentrações de organismos em esgotos

Característica	Valor Médio
Bactérias Totais (NMP/100 mL)	$10^9 - 10^{10}$
Coliformes Totais (NMP/100 mL)	$10^7 - 10^8$
Coliformes Fecais (NMP/100 mL)	$10^6 - 10^7$
Estreptococcus Fecais (NMP/100 mL)	$10^5 - 10^9$
Salmonella Typhosa (NMP/100 mL)	$10^1 - 10^4$
Cistos de Protozoários (NMP/100 mL)	$10^2 - 10^9$
Vírus (NMP/100 mL)	$10^3 - 10^2$
Ovos de Helminhos (NMP/100 mL)	$10^1 - 10^3$

Fonte: METCALF E EDDY (1991)

2.2.1 Características físicas do esgoto

As principais características físicas que representam o estado em que se encontram o esgoto são a coloração, a turbidez, o odor, a temperatura, a variação de vazão e a matéria sólida (BRASIL, 2006).

2.2.2 Características químicas do esgoto

Quanto às características químicas do esgoto, essas possuem influência direta no seu processo de tratamento. Destacam-se, dentre outras: a matéria orgânica, a matéria inorgânica, e o potencial hidrogeniônico - pH.

- **Matéria orgânica**

Segundo a Fundação Nacional da Saúde - FUNASA (BRASIL, 2006) e Melo (2007), os grupos de substâncias orgânicas nos esgotos são constituídos por: proteínas (40% a 60%), carboidratos (25% a 50%), gorduras e óleos (10%) e ureia, sulfatans, fenóis, etc.

- **Matéria inorgânica**

De acordo com Silva, citado por Melo (2007), a matéria inorgânica existente nos esgotos é constituída, em geral, de areia e outras substâncias minerais dissolvidas, provenientes de águas de lavagens. Deve-se estar atento às possibilidades de entupimento e saturação de filtros e tanques, quando há grande quantidade deste material.

- **Potencial hidrogeniônico (pH)**

O termo pH expressa a intensidade da condição ácida ou básica de um determinado meio; essa característica influencia o processo de tratamento do esgoto e poderá contribuir para a corrosão das estruturas das instalações hidráulicas como bombas submersas, bombas centrífugas, tubulações, etc., além de favorecer a adição de constituintes para o esgoto, tais como: Ferro, Cobre, Zinco, Cádmio e Chumbo (FERNANDES, 2000).

A determinação do pH é uma das mais comuns e importantes no contexto do tratamento de água residuárias por processos químicos ou biológicos. No tratamento de lodos de estações de tratamento de esgotos, especificamente através da digestão anaeróbia, o pH se constitui num dos principais fatores de controle do processo.

Nestas circunstâncias o pH do esgoto deverá ser mantido adequadamente, quando do seu lançamento, de acordo com o estabelecido pela legislação.

2.2.3 Características biológicas do esgoto

As principais características biológicas do esgoto doméstico são: microrganismos de águas residuais e indicadores de poluição. De acordo com Von Sperling (1996), “os principais microrganismos envolvidos no tratamento dos esgotos são as bactérias, protozoários, fungos, algas e vermes; destes, as bactérias são as mais importantes na estabilização da matéria orgânica”.

Há vários organismos cuja presença num corpo d'água indica uma forma qualquer de poluição. Segundo Nuvolari (2011), os indicadores de poluição também chamados de microrganismos patogênicos, têm sua identificação praticamente inviável devido à complexidade dos procedimentos de análise, dos custos elevados e do longo tempo para se obter resultados.

2.2.4 Concentração do esgoto

Quanto mais alta for a quantidade de matéria orgânica contida em um despejo, maior será sua concentração. A concentração do esgoto é medida principalmente pela $DBO_{5,20}$ (Demanda Bioquímica de Oxigênio) e/ou DQO (Demanda Química de Oxigênio).

- **Demanda Bioquímica de Oxigênio ($DBO_{5,20}$)**

Segundo Nuvolari (2011), a $DBO_{5,20}$ é a quantidade de oxigênio dissolvido, necessária aos microorganismos na estabilização da matéria orgânica em decomposição, sob condições aeróbias. Dessa maneira entende-se que a $DBO_{5,20}$ é utilizada para indicar o grau de poluição de um esgoto, ou seja, é um índice de concentração de matéria orgânica por uma unidade de volume de água residuária.

Para teste de medição, a amostra deve ficar incubada a 20°C , durante cinco dias. Esta metodologia, surgiu na Inglaterra, onde 20°C seria a temperatura média dos rios ingleses e 5 dias o tempo médio que a maioria dos rios ingleses levariam para ir desde a nascente até o mar.

No campo do tratamento de esgotos, $DBO_{5,20}$ é um parâmetro importante no controle das eficiências das estações, pois serve para interpretar a eficiência do tratamento, de modo que, se fosse lançado o esgoto para dentro de um curso d'água, sem o devido tratamento e em determinadas proporções, poderia ocasionar uma grande proliferação de bactérias aeróbias e

facultativas, que consumiriam praticamente todo o oxigênio desse curso d'água ao degradar a matéria orgânica ali depositada. (CARTILHA ETE, apud SOUZA, 2011).

Do ponto de vista de legislação, a concentração limite de oxigênio dissolvido e a $DBO_{5,20}$ do corpo d'água depende da classe em que este está enquadrado, conforme indica a resolução n° 357 do CONAMA (BRASIL, 2005).

- **Demanda Química de Oxigênio (DQO)**

De acordo com Nuvolari (2011), o teste da $DBO_{5,20}$ visa medir o consumo de oxigênio que ocorre durante a oxidação química de compostos orgânicos presentes. Essa oxidação deve-se dar em condições ácidas e sob ação de calor. Utiliza-se, normalmente, como oxidante o dicromato de potássio.

Segundo a mesma autora, a diferença entre o teste da $DBO_{5,20}$ e da DQO se dá pelo fato de que a primeira medirá o consumo de oxigênio para oxidar compostos orgânicos biodegradáveis, enquanto a segunda o medirá com compostos bio e não biodegradáveis, com oxidação exclusivamente química.

Para esgotos domésticos brutos, a relação DQO/ $DBO_{5,20}$ varia em torno de 1,7 a 2,4. À medida em que o esgoto passa pelas diversas unidades de tratamento de esgoto, a relação aumenta, chegando ao efluente final do tratamento biológico com valor DQO/ $DBO_{5,20}$ superior a 3,0 (NUVOLARI, 2011).

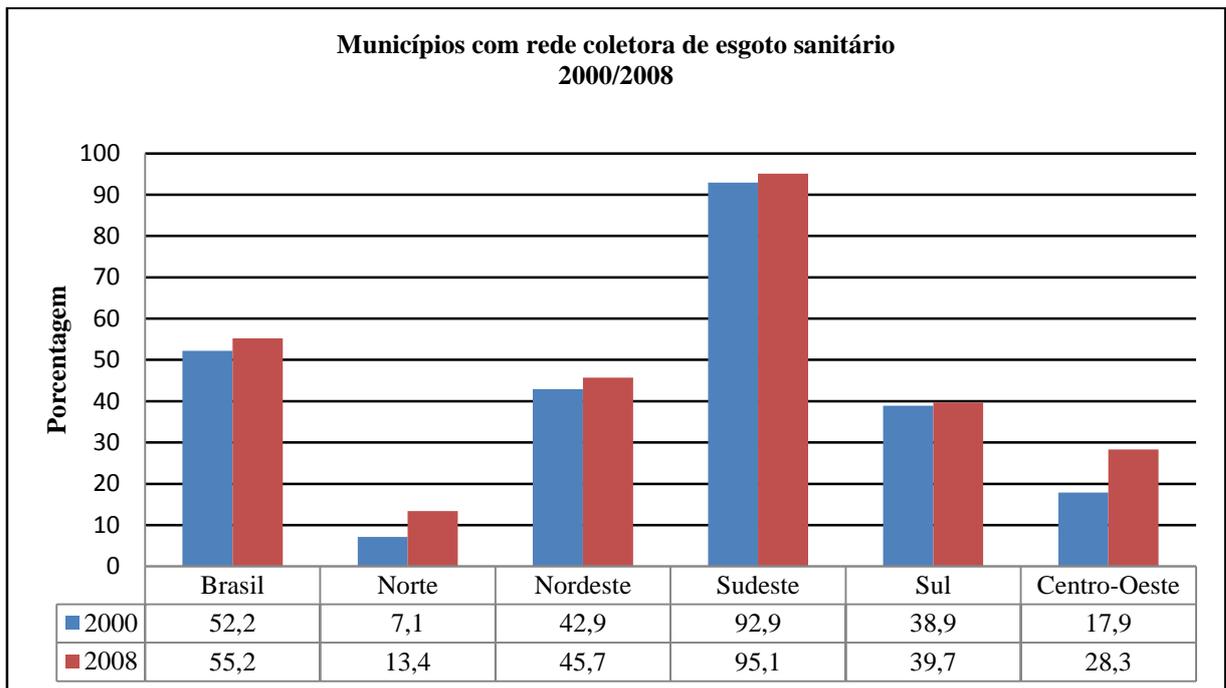
2.2.5 Coleta e transporte

Como citado anteriormente pouco mais da metade dos municípios brasileiros (55,2%) tem serviço de esgotamento sanitário por rede coletora que é o sistema apropriado, de acordo com NBR 9648 (ABNT, 1986), caracteriza-se como rede coletora, o conjunto de condutos, instalações e equipamentos destinados a coletar, transportar, condicionar e encaminhar somente esgoto sanitário a uma disposição final conveniente, de modo contínuo e higienicamente seguro, este, também é conhecido como sistema separador absoluto.

De acordo com Przybysz (1997), um sistema eficiente de coleta de esgoto doméstico e tratamento correto para sua purificação, define parte do sistema saneamento básico, melhorando a saúde do meio ambiente e qualidade de vida da população.

O gráfico 1 discrimina perante a evolução do saneamento básico (coleta de esgoto sanitário) no Brasil e em suas respectivas regiões entre os anos de 2000 e 2008.

Gráfico 1 - Percentual de municípios com rede coletora de esgoto

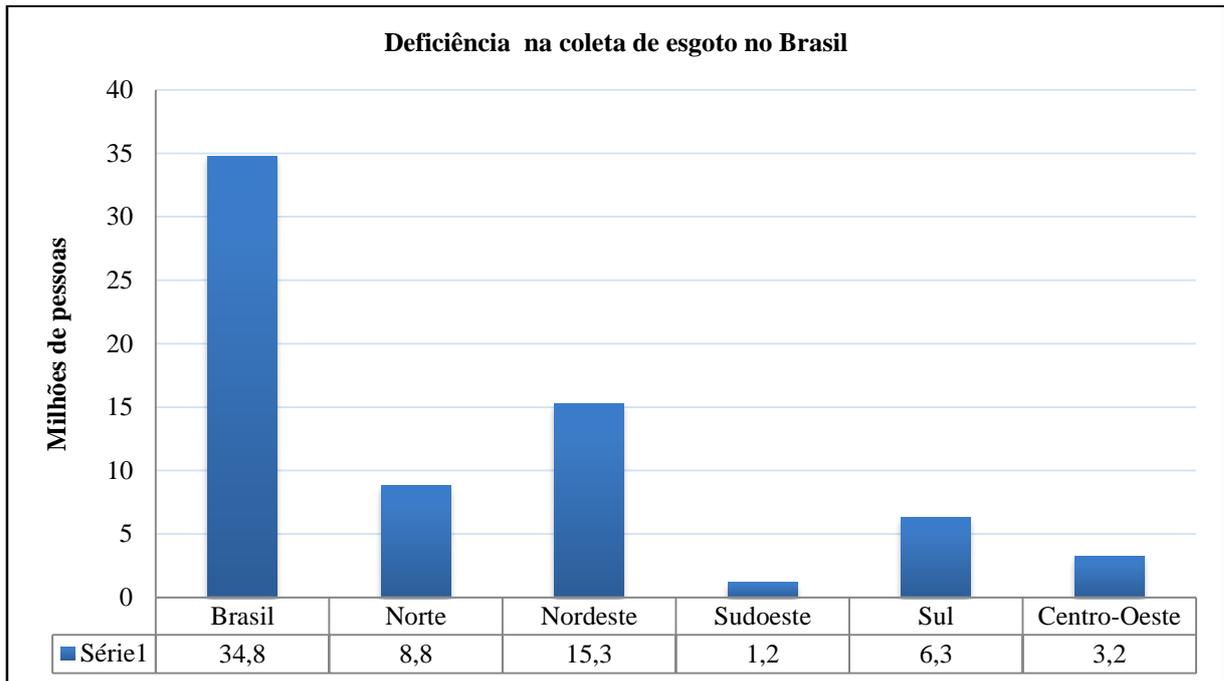


Fonte: IBGE, Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2000/2008

Nota: Considera-se o município em que pelo menos um distrito (mesmo que apenas parte dele) tem tratamento de esgoto.

O gráfico 2 disponibiliza o número de pessoas em milhões por região (segundo as Grandes Regiões - 2008) no Brasil, que não tem acesso à rede coletora de esgoto sanitário, consequentemente essa ausência desencadeia outros problemas para os municípios e sua população.

Gráfico 2 - Número de pessoas sem acesso à rede coletora de esgoto doméstico



Fonte: IBGE, Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2008

2.2.6 Tratamento do esgoto sanitário

O tratamento do esgoto sanitário visa a remoção de sólidos e microrganismos presentes, conseqüentemente necessitam passar por algum tipo de tecnologia aplicada para satisfazer e atender a todos os padrões estabelecidas em norma. Para Benetti e Bidone (1997, p. 867) “os esgotos são tratados por duas razões fundamentais: proteção da saúde pública e preservação do meio ambiente. Assim é o objetivo principal do tratamento dos esgotos, a remoção da água impurezas físicas químicas e biológicas, principalmente os organismos patogênicos”.

De acordo com a FUNASA (2004), a correta captação, transporte e tratamento do esgoto sanitário visa contemplar aos seguintes objetivos:

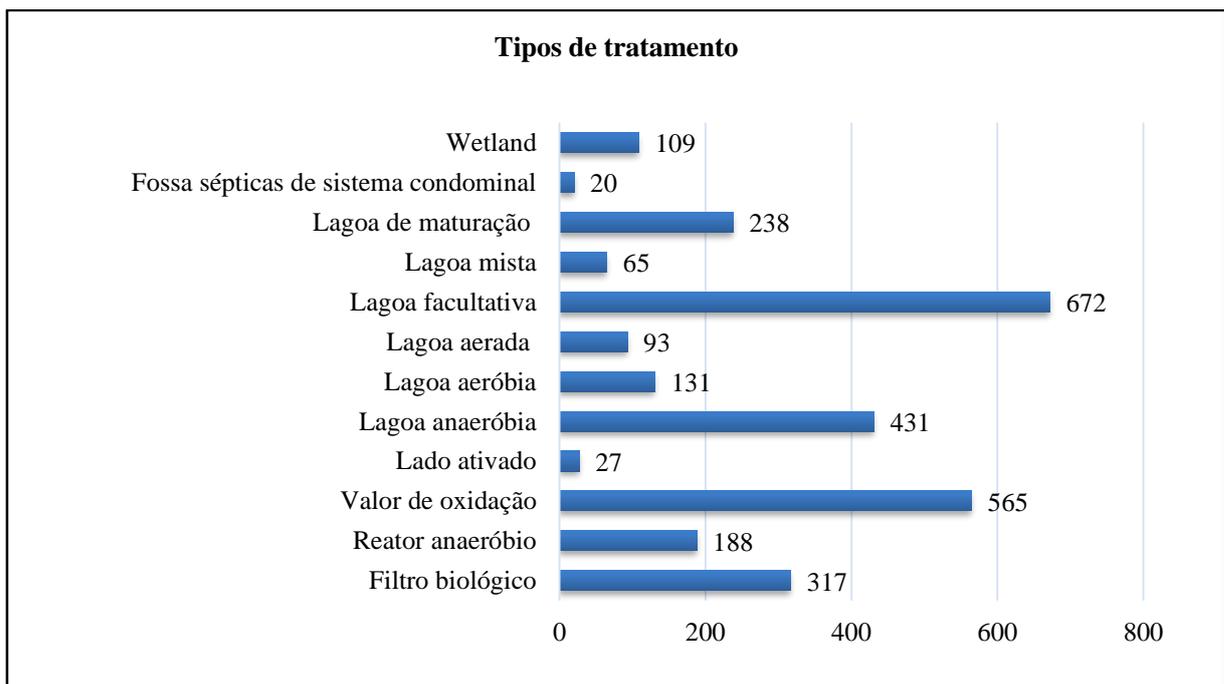
- Evitar a poluição do solo e dos mananciais de abastecimento de água;
- Evitar o contato de vetores com as fezes;
- Propiciar a promoção de novos hábitos higiênicos na população;
- Promover o conforto e atender ao senso estético.

Perante o custo financeiro, econômico e ambiental (FUNASA, 2004):

- Aumentar a vida média do homem, pela redução da mortalidade em consequência da redução dos casos de doença;
- Diminuir as despesas com o tratamento de doenças evitáveis;
- Reduzir o custo do tratamento de água de abastecimento, pela prevenção da poluição dos mananciais;
- Preservação da fauna aquática, especialmente os criadouros de peixes.

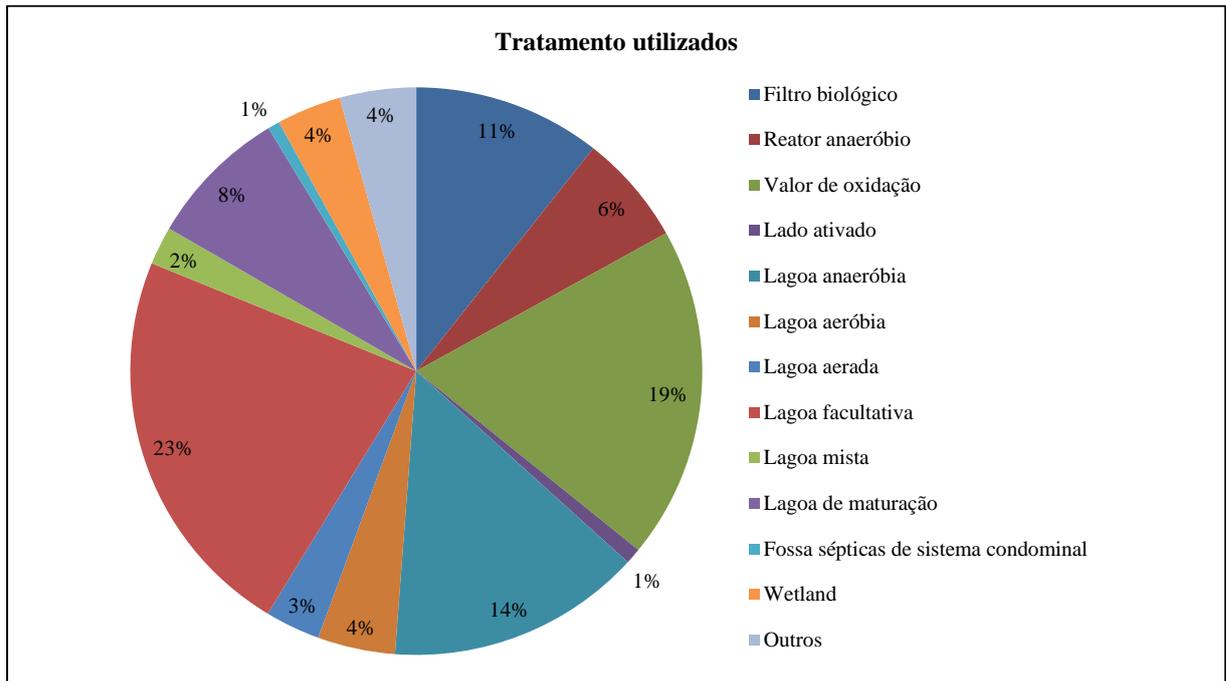
Os gráficos 3 e 4 apresentam os números totais de municípios Brasileiros que possuem estações de tratamento de esgoto - ETEs, assim como o tipo de tratamento realizado, vale lembrar que uma ETE pode conter dois ou mais tipos de tratamento.

Gráfico 3 - Número de municípios que possuem tratamento, e o tipo de tratamento



Fonte: IBGE, Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2008

Gráfico 4 - Tipos de tratamentos realizados no Brasil, por porcentagem



Fonte: IBGE, Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2008

A Tabela 5 enumera a evolução do saneamento básico entre os anos de 2000/2008 nos municípios Brasileiros, total e sem rede coletora de esgoto, assim como a solução alternativa para disposição final do esgoto doméstico, segundo as Grandes Regiões e as Unidades da Federação.

Tabela 5 - Saneamento básico brasileiro - 2000/2008

(continua)

Grandes Regiões e Unidades da Federação	Municípios															
	Total		Sem rede coletora de esgoto													
			Total		Solução alternativa para o esgotamento sanitário											
					Fossas sépticas e sumidouros		Fossas rudimentares		Fossas secas		Valas a céu aberto		Lançamentos em corpos d'água		Outra	
2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	
Brasil	5507	5564	2630	2495	1409	1513	-	947	1113	59	95	29	67	34	52	28
Norte	449	449	417	389	154	190	-	185	203	21	64	11	10	7	52	28
Rondônia	52	52	47	47	44	22	-	26	6	1	-	-	-	-	3	2
Acre	22	22	19	16	12	15	-	1	2	-	-	-	1	-	-	-
Amazonas	62	62	1	51	-	21	-	17	-	3	61	10	-	3	2	-
Roraima	15	15	13	9	2	9	-	-	11	-	-	-	-	-	-	1
Pará	143	143	131	134	46	78	-	53	90	15	1	1	6	4	1	-
Amapá	16	16	11	11	-	6	-	4	9	1	-	-	3	-	-	1
Tocantins	139	139	135	121	50	39	-	84	85	1	2	-	-	-	-	-
Nordeste	1787	1793	1020	974	620	714	-	229	341	29	27	11	34	16	35	17
Maranhão	217	217	211	203	167	714	-	41	35	11	5	5	5	1	10	8
Piauí	221	223	218	213	201	150	-	2	10	3	3	-	3	-	1	-
Ceará	184	184	94	56	49	208	-	22	42	3	4	-	-	-	5	-

Tabela 5 - Saneamento básico brasileiro - 2000/2008

(continua)

Grandes Regiões e Unidades da Federação	Municípios															
	Total		Sem rede coletora de esgoto													
			Total		Solução alternativa para o esgotamento sanitário											
					Fossas sépticas e sumidouros		Fossas rudimentares		Fossas secas		Valas a céu aberto		Lançamentos em corpos d'água		Outra	
2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	
Rio G. do Norte	166	167	114	108	69	41	-	16	17	1	5	1	14	-	13	3
Paraíba	223	223	92	60	5	89	-	31	88	5	-	1	-	2	-	-
Pernambuco	185	185	19	22	4	22	-	9	16	-	-	-	1	1	-	1
Alagoas	101	101	63	60	16	11	-	26	46	-	1	1	-	2	-	-
Sergipe	75	75	25	49	16	44	-	4	5	-	1	-	3	1	-	1
Bahia	415	417	184	203	118	118	-	78	82	6	8	3	8	9	6	4
Sudeste	1666	1668	119	82	25	20	-	56	85	6	-	-	40	-	35	2
Minas Gerais	853	853	96	72	13	14	-	53	79	6	-	-	4	-	1	-
Espírito Santo	77	78	7	2	3	-	-	1	1	-	-	-	3	-	-	2
Rio de Janeiro	91	92	12	7	9	5	-	2	1	-	-	-	3	-	1	-
São Paulo	645	645	4	1	-	1	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-
Sul	1159	1188	708	716	488	524	-	218	229	2	4	5	13	2	8	17
Paraná	399	399	247	231	90	111	-	121	158	1	1	3	1	-	5	4
Santa Catarina	293	293	206	190	185	185	-	11	13	-	3	1	10	1	3	4

Tabela 5 - Saneamento básico brasileiro - 2000/2008

(conclusão)

Grandes Regiões e Unidades da Federação	Municípios															
	Total		Sem rede coletora de esgoto													
			Total		Solução alternativa para o esgotamento sanitário											
					Fossas sépticas e sumidouros		Fossas rudimentares		Fossas secas		Valas a céu aberto		Lançamentos em corpos d'água		Outra	
2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	2000	2008	
Rio G. do Sul	467	496	255	295	213	228	-	86	58	1	-	1	2	1	-	-
Centro-Oeste	446	1188	366	334	122	65	-	259	255	1	-	2	-	9	5	3
Mato G. do Sul	77	78	78	43	11	-	-	44	42	-	-	-	-	-	3	1
Mato Grosso	126	141	108	114	65	61	-	45	47	1	-	2	-	6	1	1
Goiás	242	246	205	177	46	4	-	170	166	-	-	-	-	3	1	1
Distrito Federal	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: IBGE, Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2000/2008

2.3 PROCESSOS DE TRATAMENTO

Os fenômenos atuantes na formação dos esgotos sanitários deverão atuar de modo inverso nos processos de tratamento. Em função destes fenômenos, e da mesma forma que os poluentes contidos nos esgotos são de natureza física, química e biológica, os processos de tratamento podem ser classificados em físicos, químicos e biológicos (JORDÃO e PESSÔA, 2005).

Para o tratamento de esgoto estes processos não atuam isoladamente, visto que as transformações provocadas por um determinado processo de tratamento influirão nos fenômenos inerentes aos demais processos.

2.3.1 Processos físicos

De acordo com Andrade (2006), os processos físicos são aqueles que tem predominância dos fenômenos físicos adotados por um sistema ou dispositivo de tratamento dos esgotos. Estes fenômenos caracterizam-se principalmente nos processos de remoção das substâncias fisicamente separáveis (sólidos grosseiros, de sólidos sedimentáveis e de sólidos flutuantes) dos líquidos em que se encontram dissolvidas.

Segundo o mesmo autor, qualquer outro processo em que há predominância dos fenômenos físicos constitui um processo físico de tratamento, como por exemplos: remoção da umidade do lodo, filtração dos esgotos, diluição dos lodos, homogeneização dos esgotos ou do lodo.

2.3.2 Processos químicos

São os processos em que há utilização de produtos químicos. São raramente adotados isoladamente. O uso desses produtos tem sido a principal causa do pouco emprego do processo. Normalmente são utilizados quando o emprego de processos físicos e biológicos não atende ou não atua eficientemente nas características que se deseja reduzir ou remover. Os processos comumente adotados são: floculação e precipitação química, oxidação química, neutralização do pH e cloração (ANDRADE, 2006).

2.3.3 Processos biológicos

São os processos que dependem da ação de microrganismos presentes nos esgotos. O tratamento biológico pode ser subdividido em dois grandes grupos:

Processos aeróbios: Segundo Nuvolari (2011), os microrganismos degradam as substâncias orgânicas, que são assimiladas como "alimento" e fonte de energia, mediante processos oxidativos. Esses processos de tratamento são geralmente mais rápidos, mais eficientes e normalmente mais fáceis de controlar. Por outro lado, alguns deles, necessitam de bastante energia, como por exemplo dos lodos ativados, e quando não dispõem energia demandam grandes áreas, como por exemplo, as lagoas de estabilização.

Processos anaeróbios: Utiliza bactérias que não necessitam de oxigênio para sua respiração. Este processo é bastante promissor em locais onde as condições climáticas são favoráveis, em especial, naqueles com temperatura que se mantém elevada durante o ano, e normalmente não dispõem energia nem grandes áreas e ainda apresentam como subproduto o gás metano, que em alguns casos, pode ser aproveitado como combustível (NUVOLARI 2011).

Observou-se uma tendência histórica em se comparar tais modalidades, enfatizando-se vantagens e desvantagens de cada grupo, atualmente, é consenso o interesse em associá-los, obtendo-se, com isso, importantes vantagens técnicas e econômicas (VON SPERLING, 1996).

2.3.4 Outros processos

Vários outros processos oriundos de novas pesquisas têm sido implantados mais recentemente, constituindo muitas vezes, o que se tem chamado de tratamento avançado. Pode-se citar como exemplo: a filtração rápida, adsorção, eletrodialise, troca de íons, osmose inversa, etc (JORDÃO e PESSÔA, 2005).

3 LODOS ATIVADOS

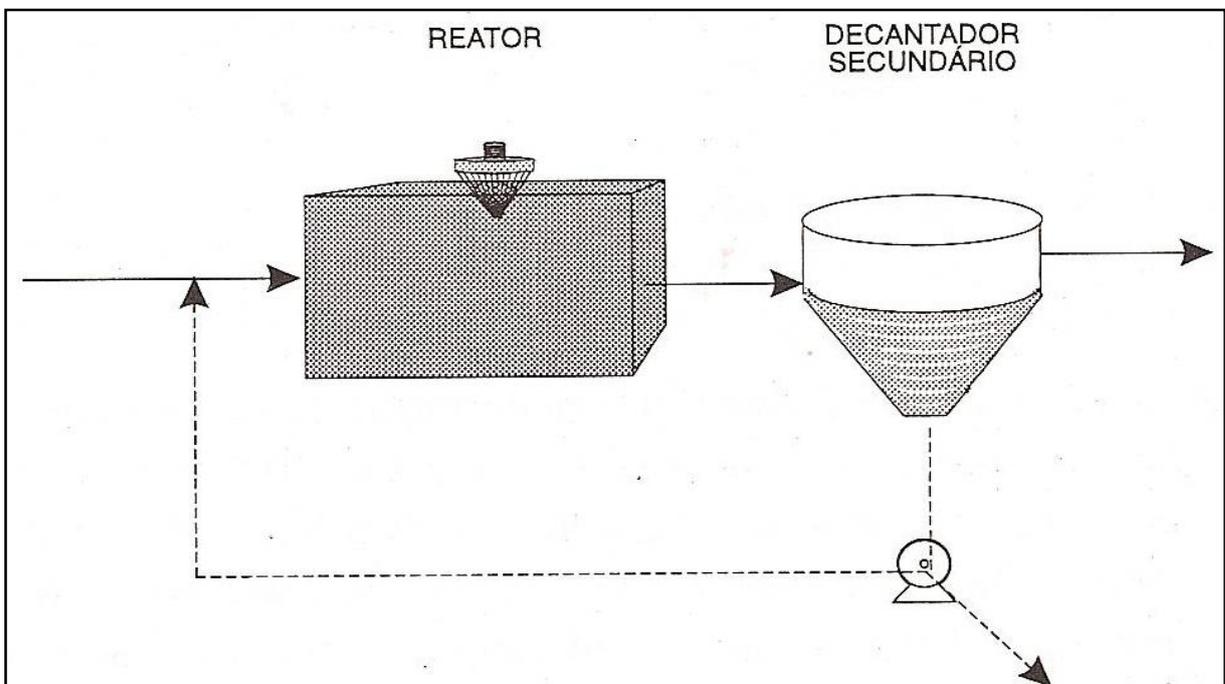
3.1 DEFINIÇÃO

Existem inúmeros sistemas de tratamento de despejos industriais e domésticos, no qual o de lodos ativados é altamente utilizado, devido seu diferencial quanto a sua alta eficiência e pela requisição de menor área em comparação a outros sistemas de tratamento. O processo biológico do sistema consiste na mistura, agitação e aeração do efluente e do lodo ativado, tornando se possível a decomposição da matéria orgânica pelo metabolismo das bactérias no líquido presente. No entanto, o sistema possui mecanização superior, fato no qual faz se necessário a presença de mão de obra especializada e elevado consumo de energia.

De modo geral, o lodo é formado pelos subprodutos sólidos gerados nas diferentes etapas do tratamento do esgoto, como: no material gradeado, areia, espuma, lodo primário, lodo secundário e o lodo químico, caso haja a etapa físico-química.

A etapa biológica do conjunto é formada pelas seguintes unidades (Figura 2):

Figura 2 - Esquema das unidades da etapa biológica do sistema de lodos ativados



Fonte: VON SPERLING (2012)

Conforme Von Sperling (2012, p. 11)

No reator ocorrem as reações bioquímicas de remoção da matéria orgânica e, em determinadas condições, da matéria nitrogenada. A biomassa se utiliza do substrato presente no esgoto bruto para se desenvolver. No decantador secundário ocorre a sedimentação dos sólidos (biomassa), permitindo a que o efluente final saia clarificado. Os sólidos sedimentados no fundo do decantador secundário são recirculados para o reator, aumentando a concentração de biomassa no mesmo, o que é responsável pela elevada eficiência do sistema.

No decantador secundário, a biomassa consegue facilmente ser separada devido a especialidade de floculação, explicado pelo fato de que as bactérias possuem uma matriz gelatinosa, que permite a integração das bactérias e outros microrganismos. Logo com os flocos em maiores dimensões, ocorre a sedimentação. “Em virtude da recirculação do lodo, a concentração de sólidos em suspensão no tanque de aeração no sistema de lodos ativados é 10 vezes superior á de uma lagoa aerada de mistura completa, sem recirculação” (SPERLING, 2012, p. 12).

Em lodos ativados o tempo de detenção do líquido é bem baixo, o que implica em reatores bem menores. Entretanto devido a recirculação da biomassa, este permanece no sistema por um tempo maior em relação ao líquido. Este tempo de retenção da biomassa é denominado como “idade do lodo”.

“Para manter o sistema em equilíbrio, é necessário que se retire aproximadamente a mesma quantidade de biomassa que é aumentada por reprodução” (SPERLING, 2012, p. 13). Ou seja, metade da biomassa retorna para o reator e a outra metade, denominada lodo excedente, deve sofrer os tratamentos cabíveis, usualmente seguindo os seguintes passos respectivamente: adensamento, estabilização e desidratação.

Segundo Von Sperling (2012), “o sistema de lodos ativados pode ser adaptado para remoção biológicas de nitrogênio e fósforo”. Quanto a remoção de coliformes, devido os reduzidos tempos de detenção nas unidades, torna o sistema em si deficiente e insuficiente para atender requisitos de qualidade dos corpos hídricos receptores. Entretanto pode ser aderido ao sistema algum tipo de tratamento avançado, para remoção de agentes patogênicos no qual tem finalidade de atingir melhores números quanto a eficiência e prevenção de doenças.

3.2 VARIANTES DO PROCESSO DE LODOS ATIVADOS

Dentro de lodos ativados, existem fatores os quais diferenciam os tipos de sistemas apropriados para cada situação, no qual podem ser definidos a partir das seguintes divisões:

- Quanto à idade do lodo:
 - Aeração prolongada;
 - Lodos ativados convencional.

- Quanto ao fluxo:
 - Fluxo contínuo;
 - Fluxo interrompido.

- Quanto ao afluente à etapa biológica do sistema de lodos ativados:
 - Esgoto bruto;
 - Efluente de reator anaeróbico;
 - Efluente de outro processo de tratamento de esgotos;
 - Efluente do decantador primário.

Em função da idade do lodo são classificados os sistemas (Tabela 6), segundo (SPERLING, 2012, p. 15):

Tabela 6 - Classificação dos sistemas em função da idade do lodo

Idade do lodo	Carga de DBO_{5,20} aplicada por unidade de volume	Faixa de idade do lodo	Denominação usual
Reduzidíssima	Altíssima	Inferior a 3 dias	Aeração modificada
Reduzida	Alta	4 a 10 dias	Lodos ativados convencional
Intermediária	Intermediária	11 a 17 dias	-
Elevada	Baixa	18 a 30 dias	Aeração prolongada

Fonte: VON SPERLING (2012)

Vale ressaltar que a Tabela 6 se aplica tanto para sistemas de fluxo contínuo, quanto fluxo descontínuo, no qual por através dos dados citados acima pode se interpretar que, nos

sistemas de fluxo descontínuo a aeração prolongada é a mais utilizada, já para fluxo contínuo, as opções mais convenientes é o convencional ou o por aeração modificada.

3.3 LODOS ATIVADOS CONVENCIONAL

No sistema de lodos ativados convencional onde o fluxo é contínuo, a idade do lodo é correntemente de ordem 4 a 10 dias e o tempo de detenção hidráulica variando entre 6 e 8 horas. O processo se inicia desde o tratamento primário, ou seja, no decantador primário, onde ocorre a retirada da matéria orgânica sedimentável, a biomassa, o que convém a economia de energia para aeração e a redução do volume do reator biológico. Na Tabela 7 abaixo Von Sperling (2012) apresenta vantagens e desvantagens do sistema convencional:

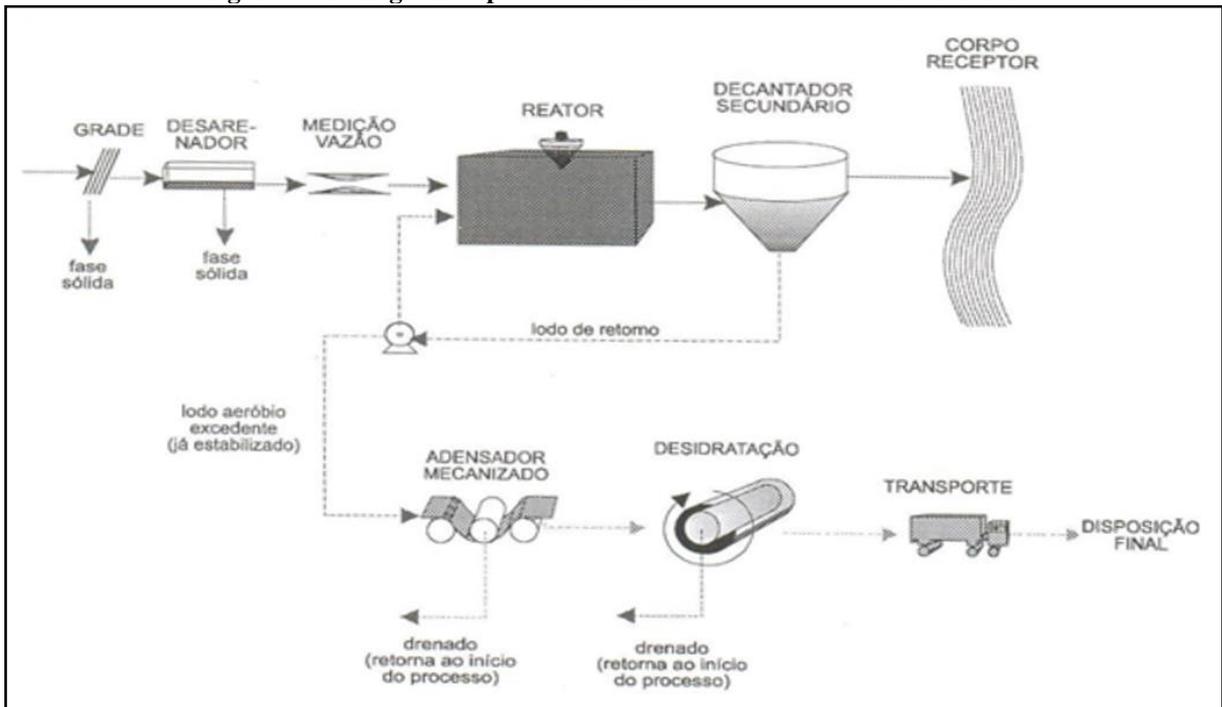
Tabela 7 - Vantagens e desvantagens do sistema de lodos ativados convencional

Sistema	Vantagens	Desvantagens
Lodos ativados convencional	<ul style="list-style-type: none"> • Elevada eficiência na remoção de DBO_{5,20} • Nitrificação usualmente obtida • Possibilidade da remoção biológica de N e P • Baixos requisitos de aeração • Processo confiável, desde que supervisionado • Reduzidas possibilidades de maus odores, insetos e vermes • Flexibilidade operacional 	<ul style="list-style-type: none"> • Baixa eficiência na remoção de coliformes • Elevados custos de implantação e operação • Elevado consumo de energia • Necessidade de operação sofisticada • Elevado índice de mecanização • Relativamente sensível a descargas tóxicas • Necessidade do tratamento completo do lodo e da sua disposição final • Possíveis problemas ambientais com ruídos e aerossóis

Fonte: Adaptado de VON SPERLING (2012)

No fluxograma abaixo, Von Sperling representa o tratamento típico, no qual abrange o tratamento de fase líquida e também de fase sólida do conjunto de lodos ativados (Figura 3):

Figura 3 - Fluxograma típico do sistema de lodos ativados convencional



Fonte: VON SPERLING (2012)

Segundo Von Sperling (2012, p. 12; 13), “Os sólidos sedimentados no fundo do decantador secundário são recirculados para o reator, aumentando a concentração de biomassa no mesmo, o que é responsável pela elevada eficiência do sistema”. Ou seja, devido a recirculação de biomassa, a concentração no reator é bastante elevada e o que torna o sistema eficiente na remoção de $DBO_{5,20}$.

3.4 TRATAMENTO E DISPOSIÇÃO DO LODO

Em relação quanto a produção da biomassa, o sistema de lodos ativados é o que mais produz o subproduto em comparação aos outros sistemas. Segundo Von Sperling (2014, p. 12) “embora o lodo represente apenas 1% a 2% do volume do esgoto tratado, seu gerenciamento é bastante complexo e tem um custo geralmente entre 20% a 60% do total gasto com a operação de uma estação de tratamento de esgoto”. No conjunto de tratamento de efluentes, principalmente no início processo, a água residuária encontrasse com altos índices de sólidos totais e matéria orgânica, os quais geram o subproduto que se depositam no fundo das unidades de decantação. Segundo Leme (2007, p. 45)

Os decantadores primários originam o lodo primário, constituído por sólidos em suspensão removidos do esgoto bruto. Os decantadores secundários

originam um lodo secundário, diferente do primário por ser composto por biomassa de microorganismos, formada e reproduzida a custa da matéria orgânica existente.

Como já anteriormente citado por Von Sperling, metade do lodo recircula, e a outra metade, denominada lodo excedente é direcionado para o adensadores, onde é feito a retirada da parte fluida ainda presente no lodo. “Ainda que o lodo na maior parte das etapas do seu manuseio ser constituído de mais de 95% de água, apenas por convenção é designado por fase sólida” (VON SPERLING, 2014, p. 15). Sequencialmente o lodo destina-se para os digestores a fim de sofrer os tratamentos cabíveis quanto a estabilização do lodo devido possuir ainda um grande índice de matéria orgânica (sólidos voláteis). Logo após o lodo é conduzido ao desidratador no qual tem o propósito de redução da umidade. Por fim deve se neutralizar o pH, usualmente com a adição de “Cal Hidratado”, e então direcionado aos aterros, bag’s, entre outras finalidades como compostagem e incineração.

3.5 NIVEIS DE TRATAMENTO

Durante o tratamento de esgoto, os diferentes processos têm como finalidade eliminação das impurezas resultantes da poluição e contaminação do mesmo. Os processos para o tratamento do esgoto são classificados em: físicos, biológicos e químicos. Os mecanismos de remoção de coliformes e partículas existentes no esgoto são muito bem representados pela Tabela 8 de Von Sperling (1996):

Tabela 8 - Mecanismo de remoção das partículas existentes no esgoto

(continua)

Tipo de partículas	Dimensões	Mecanismo de remoção	Ação de remoção
Sólidos	Grande (> 1 cm)	Gradeamento	Retenção de sólidos que o espaço entre as barras da grade
	Média (> 0,001 mm)	Sedimentação	Separação de partículas com densidade de maior que à do esgoto
	Pequena (< 0,001 mm)	Adsorção	Retenção de aglomerados de biomassa na superfície

Tabela 8 - Mecanismo de remoção das partículas existentes no esgoto

			(conclusão)
Tipo de partículas	Dimensões	Mecanismo de remoção	Ação de remoção
Matéria orgânica	> 0,001 mm)	Sedimentação	Separação de partículas com densidade de maior que a do esgoto
		Adsorção	Retenção de aglomerados de biomassa na superfície
		Estabilização	Alimentação de bactérias, conversão à gás, água e outros compostos
Agentes patogênicos	-	Radiação ultravioleta	Radiação solar ou artificial
	-	Ambiente adverso	Temperatura, pH, escassez alimento, competição
	-	Desinfecção	Adição de agente desinfetante

Fonte: VON SPERLING et al. (1996) e VON SPERLING (1996)

3.5.1 Tratamento preliminar

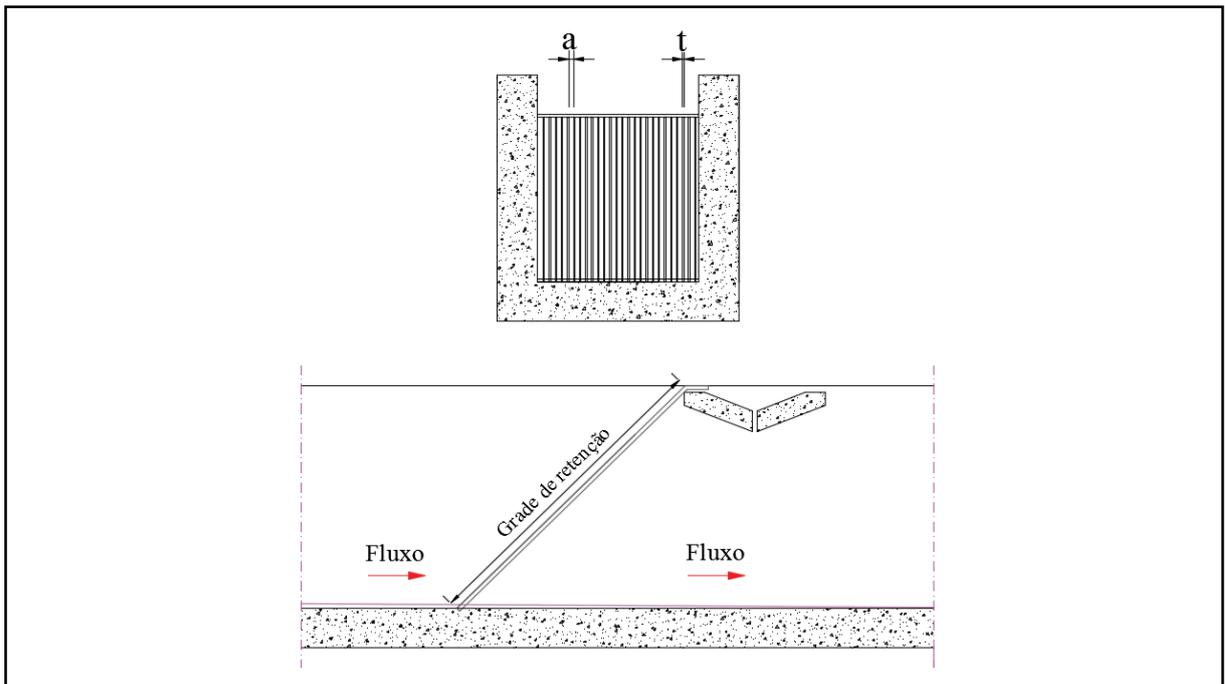
3.5.1.1 Gradeamento

A presença de sólidos nas águas residuárias é caracterizada na maioria das vezes pelo mau uso do consumidor. Afim de remover esses detritos o gradeamento é uma etapa do tratamento preliminar caracterizada pela remoção de sólidos por meio de mecanismos físicos. O seu principal objetivo é a retenção do material sólido grosseiro, definido segundo Leme (2010, p. 42) “corpos flutuantes, partículas discretas e sólidos sedimentáveis inorgânicos”.

A inserção do gradeamento no sistema de tratamento tem como papel fundamental a preservação de dispositivos instalados subsequentemente (bombas e tubulações) e também quanto a estética do sistema de tratamento.

Para Júnior (2001) “o sistema de gradeamento, são dispositivos constituídos por barras paralelas e igualmente espaçadas que se destinam a reter sólidos grosseiros em suspensão e corpos flutuantes”. Assim sendo, é necessário a limpeza periódica e frequente da grade, afim de prevenir obstruções do mesmo, de modo consequente na possível passagem de sólidos (Figura 4).

Figura 4 - Representação do sistema de gradeamento



Fonte: Autores (2017)

A antiga Norma Brasileira PNB - 570, atual NBR 12209 (ABNT, 2011) impõe que para vazões de dimensionamento superiores a 250 L/s as grades deverão possuir dispositivos de remoção mecanizada do material retido (Figura 5).

Figura 5 - Sistema de gradeamento



Limpeza manual



Limpeza mecanizada

Fonte: FEAM - Fundação estadual do meio ambiente - MG

A velocidade do efluente na passagem entre as barras não deve ser elevada, evitando-se o arraste do material retido entre as grades a jusante do fluxo, assim como não deve ser muito baixa, a ponto de permitir a sedimentação de materiais como areia e outros no canal e na grade. De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011) a velocidade máxima de escoamento deverá ser 1,20 m/s.

As grades, média e fina são empregadas para a retirada de partículas, que ultrapassam o gradeamento grosseiro. As grades finas e médias podem ser instaladas, sem o gradeamento grosseiro, no caso de remoção mecânica dos resíduos (JÚNIOR, 2001), tais dados constam nas Tabelas 9 e 10.

Tabela 9 - Aberturas ou espaçamentos e dimensões das barras

Tipo de grade	Espaçamento (mm)	Espessuras mais usuais (mm)
Grosseira	40	10 e 13
	60	10 e 13
	80	10 e 13
Média	10	10 e 13
	20	8 e 10
	30	9 e 10
	40	10 e 10
Fina	10	6, 8 e 10
	15	6, 8 e 11
	20	6, 8 e 12

Fonte: JÚNIOR (2001)

Tabela 10 - Eficiência do sistema de gradeamento

Onde: a = espaço entre as barras, t = espessura das barras.			
T	a = 20 mm	a = 25 mm	a = 30 mm
6 mm	75%	80%	83,40%
8 mm	73%	76,80%	80,30%
10 mm	67,70%	72,80%	77%
13 mm	60%	66,7%	71,50%

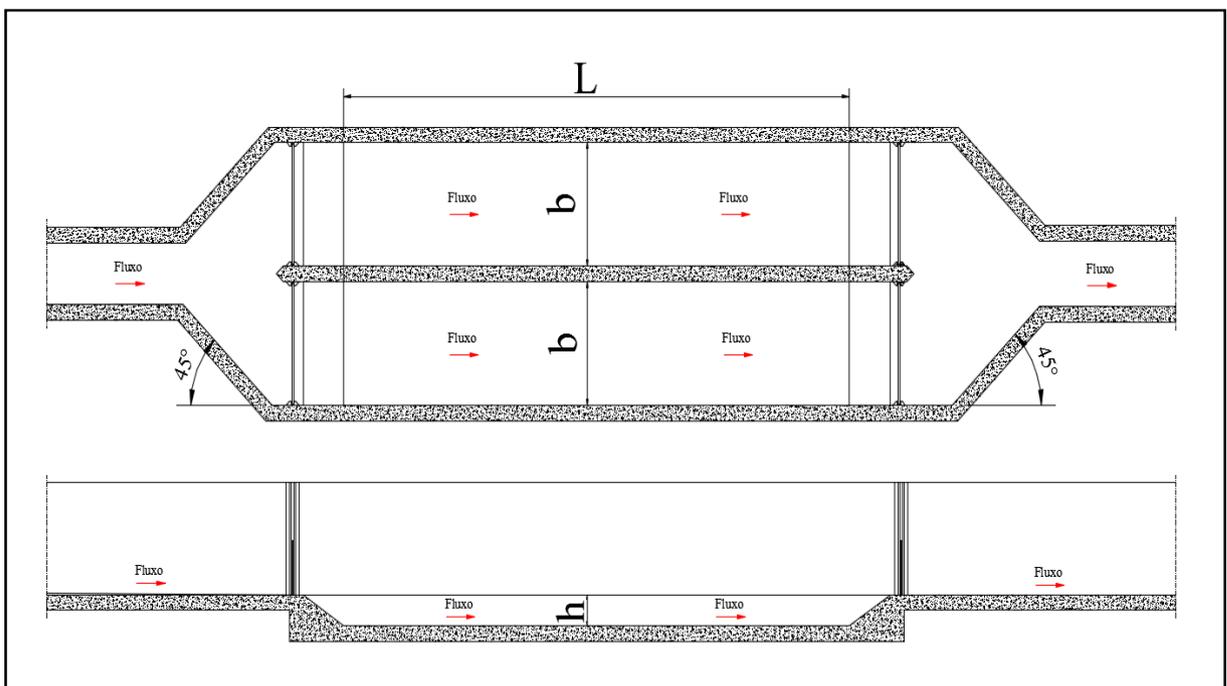
Fonte: JÚNIOR (2001)

3.5.1.2 Caixa desarenadora

As caixas de areia ou caixas desarenadoras podem possuir formas retangulares, circulares ou quadradas (VON SPERLING, 2005). O seu objetivo é remover areias que vem lixiviados pelo esgoto sanitário, o mecanismo de remoção destes compostos do efluente, é a simples sedimentação, uma vez que estes possuem maiores dimensões e densidade considerável, assim tendem a se decantar no fundo da caixa desarenadora, enquanto a matéria orgânica presente permanece em suspensão seguindo para os processos a jusante, afirma Von Sperling (1996).

- Proteção de bombas, válvulas e acessórios contra a abrasão;
- Evitar o entupimento e o assoreamento.

Figura 6 - Representação do desarenador



Fonte: Autores (2017)

De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011) o desarenador deve ser projetado para remoção mínima de 95% em massa das partículas com diâmetro igual ou superior a 0,2 mm (é densidade de 2,65 g/cm³), essas partículas removidas são minerais (areia, pedrisco, silte, cascalho) e uma pequena quantidade de matéria orgânica (grãos em geral, frutas e verduras), assim a velocidade média de escoamento dentro e ao longo do canal deve ser igual a 0,30 m/s,

não sendo superior a 0,40 m/s para a vazão máxima, a fim de se obter a sedimentação ideal das partículas, garantindo o seu correto funcionamento.

O canal também deve dispor em seu leito as dimensões mínimas de 0,20 m de profundidade e 0,20 m de largura para o acúmulo do material sedimentado, para limpeza manual a largura mínima deve ser de 0,30 m. Para vazões de fim de projeto igual ou superior à 250 L/s, a NBR 12209 (ABNT, 2011) recomenda limpeza mecanizada para o desarenador (Figura 7).

Figura 7 - Desarenador ou caixa de areia



Desarenador em canal



Desarenador mecanizado

Fonte: FEAM - Fundação estadual do meio ambiente - MG

3.5.1.3 Calha Parshall

A calha Parshall é um dispositivo que foi desenvolvido pelo engenheiro do Serviço de irrigação dos Departamentos de Agricultura do EUA, R.L. Parshall (Figura 8), este é composto por uma seção divergente, uma seção convergente, e uma seção estrangulada. Sua classificação se dá em função do estrangulamento (garganta) denominada W, esta é escolhida em função das vazões máximas e mínimas do efluente (AZEVEDO NETTO et al, 1998).

Este equipamento é dimensionado e normalmente instalado entre o tratamento primário e tratamento secundário e ao final do fluxo grama completo do ETE, com a finalidade de medir as vazões (mínimas e máximas) de esgoto sanitário à serem tratados pela ETE, o mesmo é realizado pela leitura da altura da lamina d'água que escoo dentro do vertedouro.

Caso as unidades de gradeamento, desarenação e calha parshall estejam localizadas em um mesmo canal, funcionando como vasos comunicantes, a elevação do nível de esgoto

provocada pela calha Parshall interferir no nível de esgoto, nas demais unidades que a antecedem, ou seja o nível de esgoto na caixa de areia e no gradeamento é definido pela calha. Desta forma, para o dimensionamento das unidades iniciais, é necessário primeiro dimensionar a calha Parshall.

Figura 8 - Calha Parshall



Calha Parsall

Medição da vazão

Fonte: FEAM - Fundação estadual do meio ambiente - MG

A norma vigente no Brasil para dimensionamento e instalação de calhas Parshall é a norma NBR 9826 (ABNT, 2008), porém tendo em vista ser uma norma relativamente nova, a grande maioria das calhas Parshall existentes obedecem à norma ASTM 19 41:1975. As calhas Parshall constituintes de uma ETE possuem dimensões predefinidas e sua escolha dependente das vazões mínima e máxima de projeto (AZEVEDO NETTO et al., 1998). A Tabela 11 abaixo referência as principais dimensões da calha Parsall:

Tabela 11 - Dimensões padronizadas da calha Parsall

(continua)

W (mm)	Vazões (L/s)		A	B	C	D	E	F	G	K	N
	Mínima	Máxima									
76	0,85	53,8	466	457	178	259	381	152	308	25	57
152	1,52	110,4	621	610	294	393	457	305	610	76	114
229	2,55	251,9	880	864	380	575	610	305	457	76	114
305	3,11	455,6	1370	1340	601	845	915	610	915	76	229
457	4,25	696,2	1449	1420	762	1026	915	610	915	76	229

Tabela 11 - Dimensões padronizadas da calha Parsall

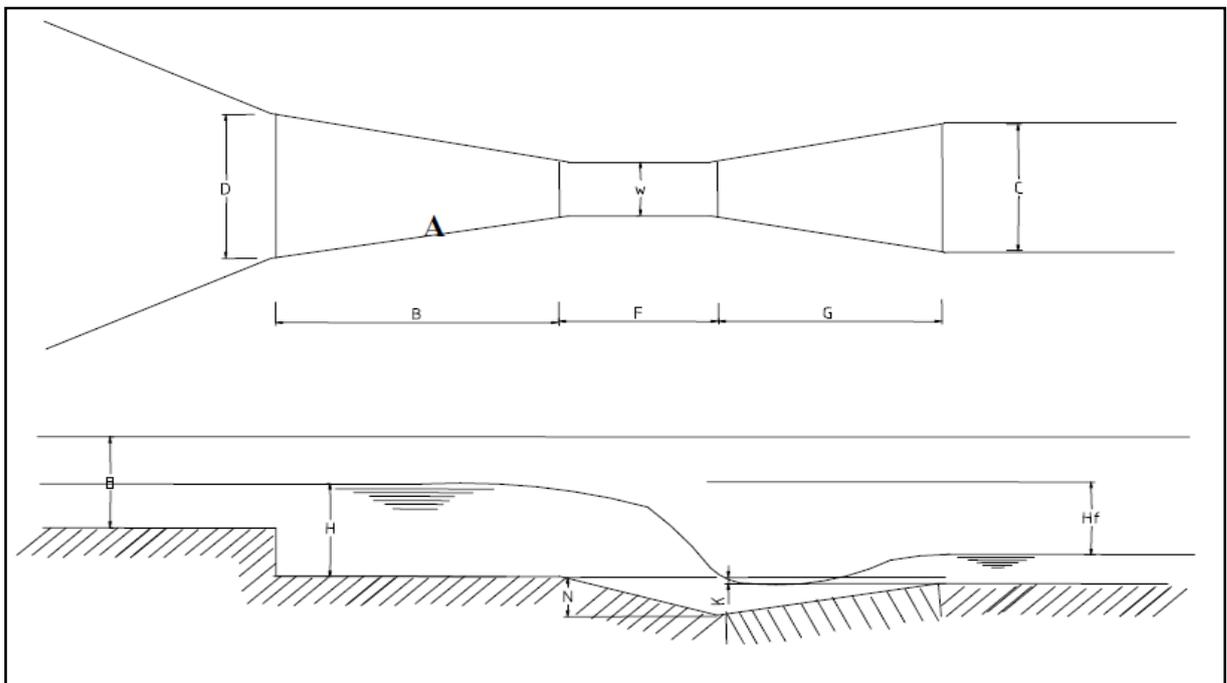
(conclusão)

W (mm)	Vazões (L/s)		A	B	C	D	E	F	G	K	N
	Mínima	Máxima									
610	11,89	936,7	1525	1496	915	1207	915	610	915	76	229
915	17,26	1426	1677	1645	1220	1572	915	610	915	76	229
1220	36,79	1921	1830	1795	1525	1938	915	610	915	76	229
1525	62,8	2422	1983	1941	1830	2303	915	610	915	76	229
1830	74,4	2929	2135	2090	2135	2667	915	610	915	76	229
2135	115,4	3440	2288	2240	2440	3030	915	610	915	76	229
2440	130,7	3950	2440	2392	2745	3400	915	610	915	76	229

Fonte: AZEVEDO NETTO (1998)

A Figura 9 trás o desenho com a representações das medidas para cada variante de garganta.

Figura 9 - Representação contendo as dimensões da calha Parshall



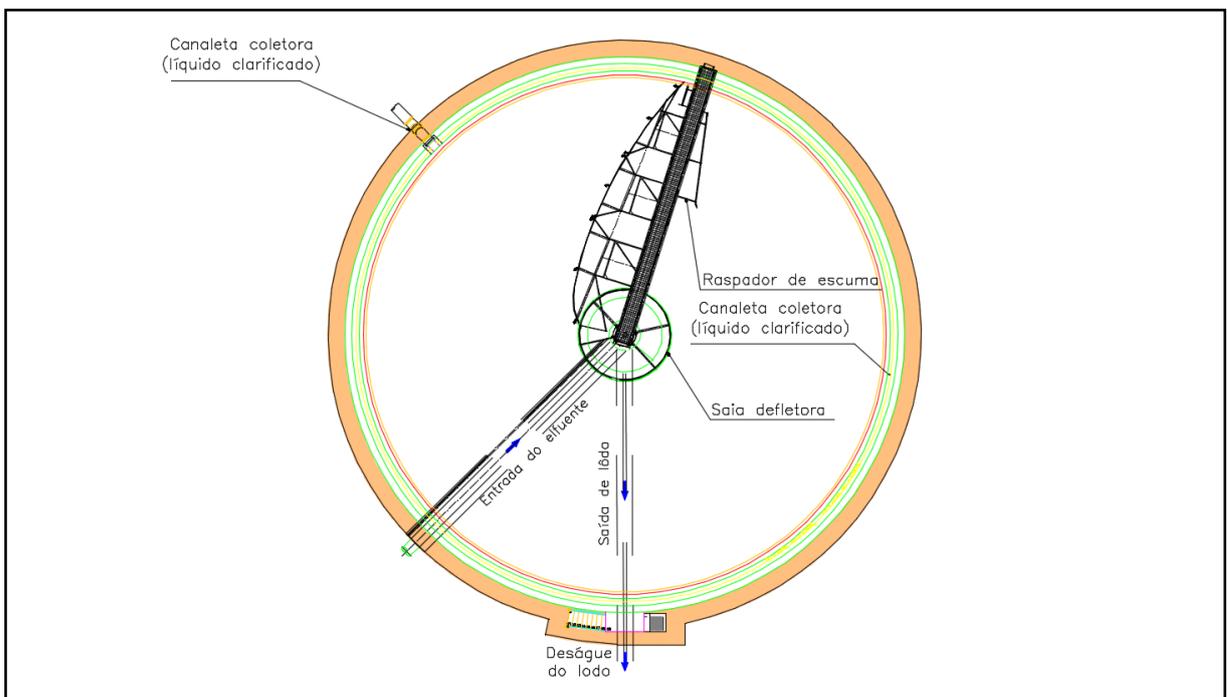
Fonte: Autores (2017)

3.5.2 Tratamento primário

3.5.2.1 Decantador primário

No sistema de lodos ativados convencional, a estrutura primária que se inicia o tratamento do efluente é o decantador primário, podendo o mesmo ser de formato circular ou retangular. Seu tempo de detenção hidráulico normalmente varia entre, 1 e 3 horas, considerando que o TDH elevado causa mal odores e gases, e o TDH baixo, implica no arraste de sólidos. “Nos decantadores, o esgoto escoava vagarosamente, permitindo que os sólidos em suspensão, com massa específica maior que a do líquido, possam sedimentar gradualmente no fundo, formando uma massa de lodo denominada lodo primário bruto” (LEME, 2010, p. 43). Nesta etapa do processo físico do tratamento do efluente, a remoção de partículas existentes no esgoto ocorre pelo mecanismo de sedimentação. Assim o procedimento exige que no tanque de decantação, esteja o mais pacífico possível, afim de favorecer a separação das partículas pelo diferencial de densidade entre elas, removendo os sólidos com densidade maior que a da água e sólidos com densidade menor que a da água, ou seja, ocorrendo a redução de sólidos suspensos (sedimentáveis e flotantes), a Figura 10 traz a planta baixa do decantador.

Figura 10 - Planta baixa, decantador primário



Fonte: Autores (2017)

“A eficiência de remoção de sólidos em suspensão situa-se em torno de 60 a 70%, e a de DBO em torno de 25 a 35%”. (VON SPERLING, 2005, p. 269). Esses números podem ser elevados a partir da adição de coagulantes, tornando assim o sistema tipo do “tratamento primário avançado”. Segundo Von Sperling (2005, p. 272).

Os coagulantes podem ser sulfato de alumínio, cloreto férrico ou outro, auxiliado ou não por um polímero. O fósforo pode ser também removido por precipitação. A geração de lodo é maior, como resultado da maior quantidade de sólidos removidos do líquido, bem como dos produtos químicos adicionados.

A Figura 11 demonstra o decantador primário em operação, assim como o braço giratório, saia defletora, vertedores etc.

Figura 11 - Decantador primário



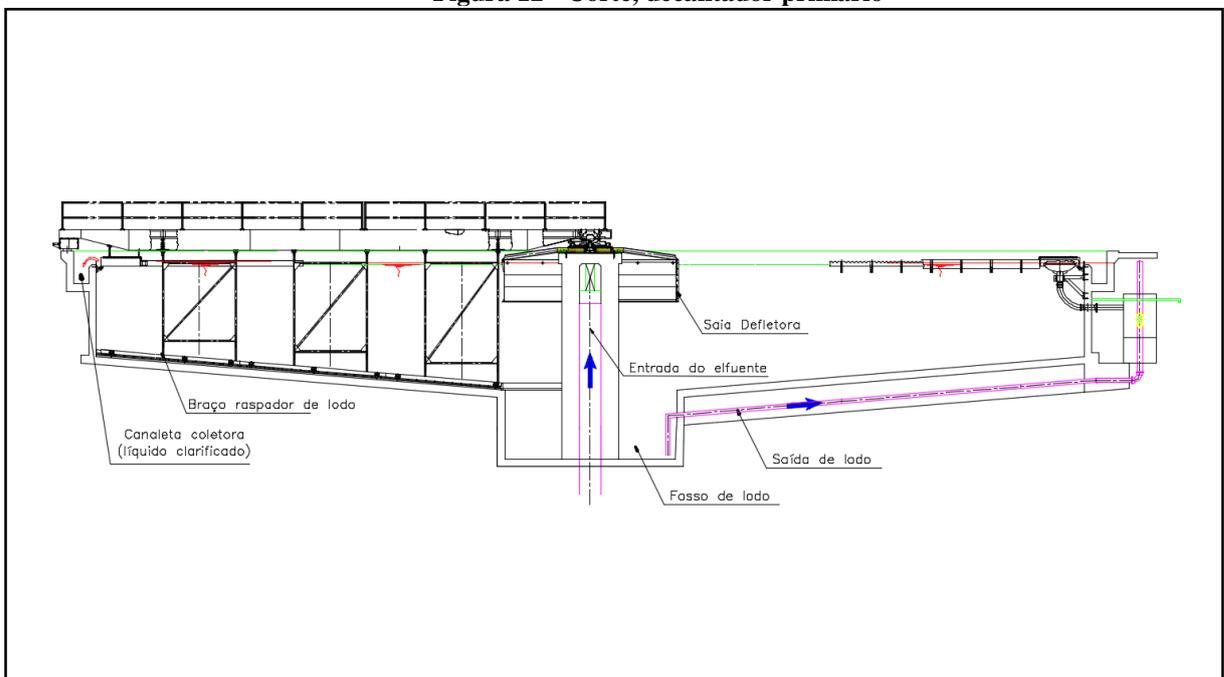
Fonte: TECPA - Cursos de tratamientos de aguas

Para evitar a passagem de materiais flotantes para a rede coletora de resíduos líquidos já tratado, deve-se implantar uma cortina de contenção de espuma (cerca de 30 cm de altura) antes da saia de vertedores (distanciada em cerca de 20 cm), a fim de conter tal resíduo, evitando o seu arraste com o sobrenadante, e assim pelo fato da contenção do mesmo é facilmente direcionado para caixa coletora específica por meio dos raspadores.

Como citado anteriormente, o tanque deve ser o mais calmo possível, assim para evitar a turbulência do líquido na entrada do efluente é implantado a “saia defletora”, que age dissipando a energia de escoamento. A saia defletora fica centralizada no tanque de decantação e é alimentada pelo tubo de entrada.

“Graxas, óleos e gorduras, que são materiais flutuantes, com massa específica menor que a do líquido, tendem a subir para a superfície, permitindo sua remoção”. (LEME, 2010, p. 43). Essa remoção ocorre por meio de caixas coletoras de gorduras presentes na superfície do decantador, onde a gordura é direcionada por meio de raspadores mecânicos, podendo ter o auxílio de jato de água pressurizado (Figura 12).

Figura 12 - Corte, decantador primário



Fonte: Autores (2017)

Como citado anteriormente, o tanque deve ser o mais calmo possível, assim para evitar a turbulência do líquido na entrada do efluente é implantado a “saia defletora”, que age dissipando a energia de escoamento. A saia defletora fica centralizada no tanque de decantação e é alimentada pelo tubo de entrada (Figura 13).

Figura 13 - Saia defletora, raspadores de lodo e fosso de lodo



Fonte: TECPA - Cursos de tratamientos de aguas

A parte inferior do tanque é inclinado, afim de direcionar mais facilmente o lodo para o fosso, (local onde fica acumulado a biomassa). Para o auxílio da remoção do lodo e da condução do mesmo, são implantados raspadores no fundo do tanque, que também trabalham de forma vagarosa, evitando a reinserção da biomassa no liquido.

O lodo coletado nesta etapa do processo é direcionado para uma disposição final correta. Por fim o resíduo liquido já tratado, passa pelos vertedores e escoo pelo canal de coleta, onde é a etapa final do tanque de decantação, assim o liquido é direcionado para as etapas do tratamento secundário, caracterizados como reator aeróbio e decantador secundário.

3.5.3 Tratamento secundário

3.5.3.1 Reator ou tanque de aeração

No sistema de lodos ativados, o tratamento secundário se inicia no tanque de aeração, onde ocorre as reações bioquímicas de remoção da matéria orgânica. A diferença do sistema de lodos ativados por parte do reator, provem de uma maior concentração de microrganismos e, portanto, de uma maior demanda volumétrica de oxigênio. O princípio básico do funcionamento do reator é movido pela recirculação do lodo proveniente do decantador secundário, e a ingestão de oxigênio artificial, que logo mais misturados, garante o crescimento do material biológico,

assim conseqüentemente eliminando a matéria orgânica e as impurezas do líquido por uma futura sedimentação que será ocorrida no decantador secundário. A matéria orgânica é, em parte, convertida em biomassa bacteriana, e em outra parte, mineralizada em CO_2 e H_2O . Segundo Leme (2010), “a matéria orgânica é removida pelas bactérias que se desenvolvem de maneira dispersa em tanques de aeração. A massa biológica do tanque de aeração é sedimentada em decantador secundário final, que permite a clarificação do efluente”. No reator, devido a entrada contínua de DBO dos esgotos, os microrganismos se reproduzem e crescem constantemente. Segundo Von Sperling (2005, p. 304)

Caso fosse permitido que a população de bactérias crescesse indefinidamente, elas tenderiam a atingir concentrações excessivas no tanque de aeração, dificultando a transferência de oxigênio a todas as células. Ademais o decantador secundário ficaria sobrecarregado, e os sólidos não teriam mais condições de sedimentar satisfatoriamente, vindo a sair com o efluente final, deteriorando a sua qualidade.

Portanto para manter o conjunto em equilíbrio, a quantidade de lodo que deve ser eliminada é igual a biomassa incorporada a cada reprodução. “Este é, portanto, o lodo biológico excedente, que pode ser extraído diretamente do reator ou linha de recirculação” (VON SPERLING, 2005, p. 304). A Figura 14 demonstra um sistema de tanques aerados.

Figura 14 - Sistema de tratamento com tanques aerados



Fonte: BEFDIAS - Sistemas para tratamento de efluentes

Portanto para manter o conjunto em equilíbrio, a quantidade de lodo que deve ser eliminada é igual a biomassa incorporada a cada reprodução. “Este é, portanto, o lodo biológico excedente, que pode ser extraído diretamente do reator ou linha de recirculação” (VON SPERLING, 2005, p. 304).

A introdução de oxigênio pode ser feita através de diferentes formas, como por meio de aeradores superficiais, sistemas com difusores e, até mesmo, oxigênio puro. Quanto a geometria do tanque é normalmente adotada de forma retangular, dimensionando de modo que a área de influência dos aeradores, cubra todo recinto, sem deixar zonas mortas.

Conforme NBR 12209 (ABNT, 2011), caso a vazão afluyente seja superior a 100 L/s, deve-se implantar mais de um tanque de aeração. Assim quanto maior a quantidade de reatores, maior a flexibilidade operacional, no entanto, a relação custo/benefício deve ser verificada.

3.5.3.1.1 Aeração mecânica ou superficial

Composta por equipamentos que estão distribuídos no espelho do líquido, que agitam o efluente para cima da lâmina d'água, forçando a troca gasosa, assim tem-se a entrada do ar atmosférico no meio líquido adicionando ao efluente a massa de oxigênio necessária, esse tipo de sistema é indicado para ETE de pequeno porte (Figuras 15 e 16). São classificados como:

- Eixo de rotação: Aeradores de eixo vertical e aeradores de eixo horizontal.
- A fixação: Aeradores fixos e aeradores flutuantes.

A Tabela 12 traz as principais características do sistema de aeração mecanizada.

Figura 15 - Aerador superficial móvel de eixo vertical



Fonte: Sigma - Tratamento de águas

Figura 16 - Aerador superficial fixo de eixo vertical



Fonte: Sigma - Tratamento de águas

Tabela 12 - Características dos principais sistemas de aeração mecânica

Tipo de aerador	Características	Vantagens	Desvantagens	Eficiência de oxigenação (kg.O ₂ /kWh)
Baixa rotação, fluxo radial	Similar a uma bomba de elevada vazão e baixa carga. O fluxo do líquido no tanque é radial, em relação ao eixo do motor. A maior parte da absorção de oxigênio ocorre devido ao ressalto hidráulico criado, velocidade de rotação: 20 a 60 rpm	Elevada transferência de oxigênio. Boa capacidade de mistura. Flexibilidade no projeto do tanque. Elevada capacidade de bombeamento. Fácil acesso para manutenção.	Custos iniciais elevados. Necessidade de manutenção cuidadosa nos redutores.	1,5 a 2,2
Alta rotação, fluxo axial	Similar a uma bomba de elevada vazão e baixa carga. O fluxo do líquido bombeado é ascensional segundo o eixo do motor, passando pela voluta, e atingindo um difusor, de onde é disperso perpendicularmente ao eixo do motor, na forma de aspersão. A maior parte da absorção de oxigênio ocorre devido à aspersão e à turbulência. Velocidade de rotação: 900 a 1400 rpm	Custos iniciais mais reduzidos. Facilmente ajustável a variações do nível d'água. Operação flexível.	Difícil acesso para manutenção. Menor capacidade de mistura. Transferência de oxigênio não muito elevada	1,5 a 2,0
Rotor de eixo horizontal	A rotação é em torno de um eixo horizontal. Ao rodar, o rotor, com um grande número de aletas perpendiculares ao eixo, causa a aeração por aspersão e incorporação do ar, além de proporcionar o movimento circulatório do líquido no reator. Velocidade de rotação: 20 a 60 rpm	Custo inicial moderado. Fácil de fabricar localmente. Fácil acesso para manutenção.	Geometria do tanque limitada. Requisito de baixas profundidades. Possíveis problema em rotores com eixos longos. Transferência de oxigênio não muito elevada.	1,2 a 2,0

Fonte: Carvalho (2017)

3.5.3.1.2 Aeração por ar difuso

Diferentemente do sistema de aeração superficial que visa a agitação do líquido em seu espelho d'água, forçando o seu contato com o ar garantido a adição da massa de ar necessária ao líquido, a aeração por ar difuso possui outro mecanismo, de acordo com Carvalho (2017) o ar é aspirado, comprimido e armazenado e após o mesmo é introduzido diretamente no efluente através de difusores submersos no líquido (conjunto de difusores, tubulações transportadoras, tubulações distribuidoras de ar e sopradores, que se encontram no fundo do tanque de aeração).

Figura 17 - Tanque composto por sistema de aeração por ar difuso



Fonte: BEFDIAS - Sistemas para tratamento de efluentes

Valido lembrar que o sistema possui algumas desvantagens perante a aeração superficial no que diz respeito a manutenção, uma vez que a rede de adição de massa de ar comprimido, se encontra instalado no fundo do tanque, isso ocasiona o entupimento dos difusores e tubulações, assim tem-se a necessidade do esvaziamento do tanque para reparos e manutenções periódicas, em suma, seria interessante a adoção de duas unidades em paralelo, visando a operação ininterrupta do sistema, em contra partida tem-se a elevação nos custos da obra perante a instalação. A Tabela 13 abaixo traz as características do sistema de ar difuso, envolvendo as suas vantagens e desvantagens.

Tabela 13 - Características dos principais sistemas de aeração por ar difuso

Tipo de aerador	Características	Vantagens	Desvantagens	Eficiência de transferência de O₂ padrão (%)	Eficiência de oxigenação (kg.O₂/kWh)
Bolhas finas	As bolhas são geradas através de membranas, pratos, discos, tubos ou domos, feitos de um meio cerâmico, vítreo ou de resina.	Elevada transferência de oxigênio. Boa capacidade de mistura. Elevada flexibilidade operacional, por meio da variação da vazão de ar.	Custos de implantação e manutenção elevados. Possibilidades de colmatção dos difusores. Necessidade de filtro de ar.	10 a 30	1,2 a 2,0
Bolhas médias	As bolhas são geradas através de membranas perfuradas ou tubos (aço inoxidável coberto ou de plástico) perfurados.	Boa capacidade de mistura. Reduzidos custos de manutenção.	Custos de implantação elevados. Filtros de ar podem ser necessários.	6 a 15	1,0 a 1,6
Bolhas grossas	As bolhas são geradas através de orifícios, bocais ou injetores.	Não colmatção. Baixos custos de manutenção. Custos de implantação competitivos. Filtros de ar não são necessários.	Baixas transferências de oxigênio. Elevados requisitos de energia.	4 a 8	0,6 a 1,2
Aeradores por aspiração	As bolhas são geradas por meio de um hélice, rodando em alta velocidade na extremidade de um tubo vazado, a qual succiona o ar atmosférico de um orifício situado na extremidade superior do tubo.	Não colmatção. Filtros de ar não são necessários. Simplicidade conceitual. Manutenção relativamente simples.	Eficiência de oxigenação inferior aos sistemas de aeração mecânica ou bolhas finas.	-	1,2 a 1,5

Fonte: Carvalho (2017)

3.5.3.2 Decantador secundário

Protagonista da última fase do sistema de lodos ativados, o decantador secundário pode ditar a qualidade do efluente final quanto a $DBO_{5,20}$, nutrientes e sólidos suspensos. Assim a unidade possui a responsabilidade de alguns fenômenos ligados com as propriedades de sedimentação e adensabilidade, que são associadas aos flocos formados no reator, como:

- A separação dos sólidos em suspensão, permitindo assim a saída do resíduo líquido mais clarificado;
- O adensamento da biomassa suspensa no fundo do decantador, permitindo assim a recirculação do lodo;
- E o armazenamento dos sólidos em suspensão.

Os decantadores secundários possuem uma menor área superficial, conseqüentemente seu volume menor, ou seja, suas dimensões são inferiores ao decantador primário. A Figura 18 demonstra um decantador secundário em manutenção.

Figura 18 - Decantador secundário



Fonte: Sigma - Tratamento de águas

No decantador secundário, existem três tipos de sedimentação observadas, a “zonal”, a “floculenta” e a “compressão”. Quanto a zonal, segundo Von Sperling (2012, p.165) “Quando

se tem uma elevada concentração de sólidos, estes tendem a formar um manto que sedimenta como uma massa única de partículas”. Essa sedimentação ocorre devido a separação entre as fases líquida e a sólida. A Figura 19 mostra o dispositivo destinado a raspagem do fundo do decantador, lodo proveniente da sedimentação supracitada.

Figura 19 - Raspadores e saia defletora

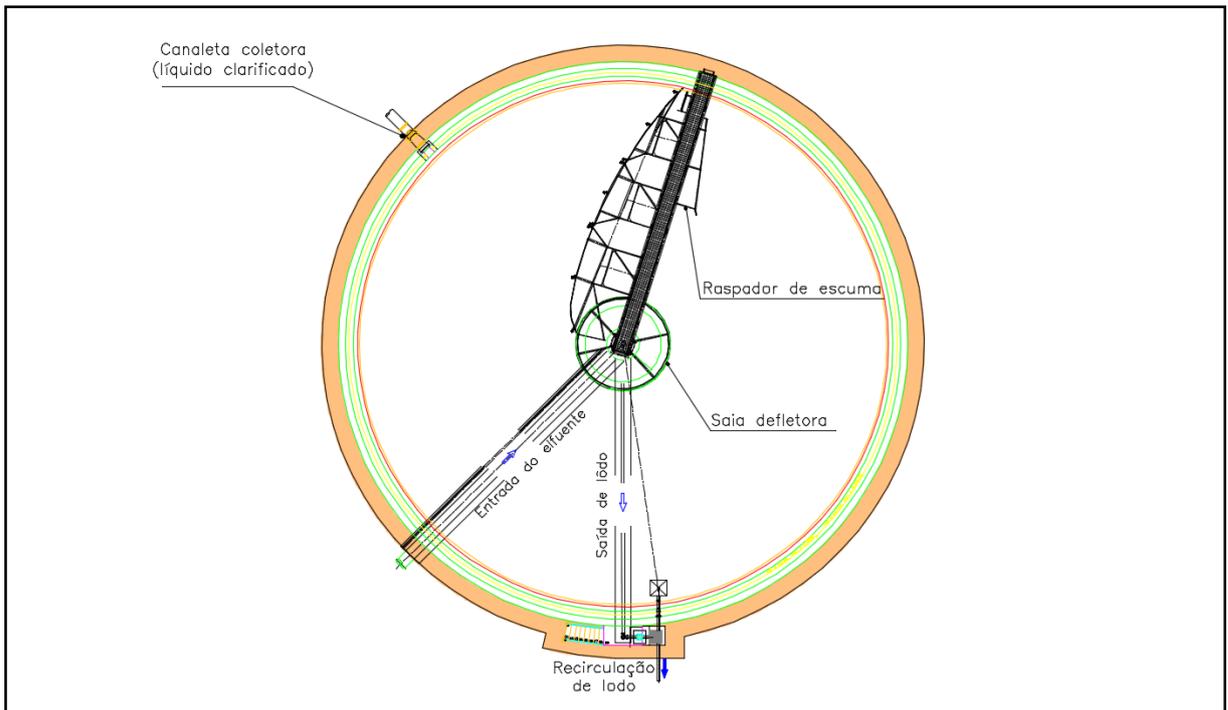


Fonte: Sigma - Tratamento de águas

No decantador secundário, existem três tipos de sedimentação observadas, a “zonal”, a “floculenta” e a “compressão”. Quanto a zonal, segundo Von Sperling (2012, p.165) “Quando se tem uma elevada concentração de sólidos, estes tendem a formar um manto que sedimenta como uma massa única de partículas”. Essa sedimentação ocorre devido a separação entre as fases líquida e a sólida.

A floculenta é caracterizada pela união entre as partículas na medida que o sólido sedimenta, alterando, portanto, o seu tamanho e assim favorecendo a sedimentação por gravidade e peso específico. No caso de a sedimentação pôr compressão, como o próprio nome diz, é a redução do volume, que ocorre nas partículas no fundo do recinto, expulsando assim parte da água existente na matriz do floco devido a elevada concentração de sólidos. A Figura 10 demonstra um exemplo (corte) do decantador secundário. Salienta-se lembrar que diferentemente do decantador primário, o secundário possui recirculação de lodo. A Figura 20 demonstra uma planta baixa de um decantador secundário.

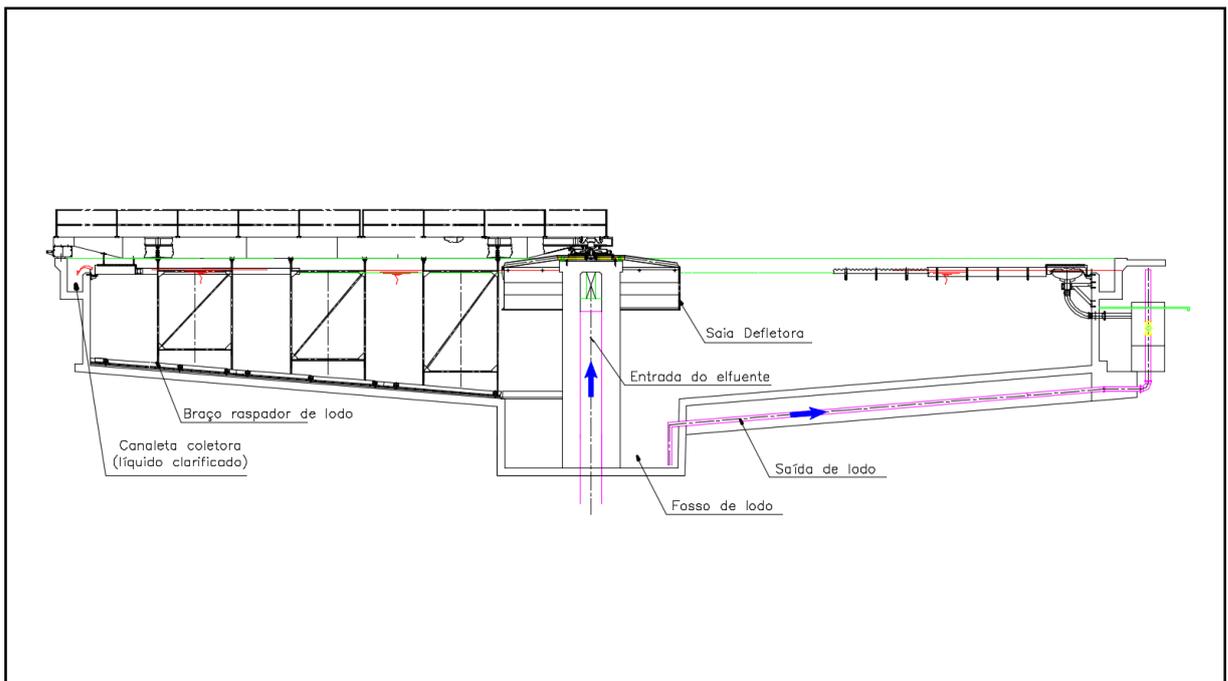
Figura 20 - Planta baixa, decantador secundário



Fonte: Autores (2017)

A Figura 21 mostra o corte do decantador secundário, contendo todos os dispositivos operacionais necessários para o correto tratamento do efluente sanitário.

Figura 21 - Corte, decantador secundário



Fonte: Autores (2017)

Quanto a geometria do decantador, pode ser ela adotada retangular ou circular. Segundo Von Sperling (2012, p.189) “O tipo circular permite uma remoção contínua do lodo mais fácil, além da maior vantagem estrutural através do efeito anelar. Por outro lado, o tanque retangular permite uma maior economia de área [...] e a possibilidade de se utilizar paredes comuns entre tanques contíguos”.

3.6 EFICIÊNCIA DO TRATAMENTO

Na Tabela 14 a seguir, são apresentados os resultados médios que indicam a eficiência de alguns tipos de tratamento de esgoto sanitário, quanto à redução de matéria orgânica expressa em termos de $DBO_{5,20}$, sólidos suspensos (SS) e organismos patogênicos (bactérias).

Tabela 14 - Valores médios de eficiência de tipos de tratamento de esgoto sanitário

Tipos de Tratamento	Redução (%)		
	$DBO_{5,20}$	SS	Bactérias
Grades Finas	5 - 10	5 - 20	10 - 20
Cloração de Esgoto Bruto	15 - 30	-	90 - 95
Decantadores Primários	25 - 40	40 - 70	25 - 75
Filtros Biológicos	65 - 90	65 - 92	70 - 90
Lodos Ativados	85 - 95	85 - 95	90 - 98
Lagoas de Estabilização	90	-	99
Cloração de Efluentes Depurados Biologicamente	-	-	98 - 99

Fonte: Adaptado de JORDÃO e PESSÔA (2005)

4 MEMORIAL DE CÁLCULO

Abaixo será apresentada a memória de cálculo do sistema auxiliar, com as equações utilizadas e aplicadas, juntamente com seus autores, estas que serão utilizadas no dimensionamento dos sistemas (tratamento preliminar, tratamento primário e tratamento secundário), assim como todos os dados, parâmetros de projetos presentes na bibliografia, normas, leis vigentes e órgãos municipais e estaduais, garantindo o correto dimensionamento da ETE auxiliar.

Salientamos que entramos em contato via e-mail, telefônico e pessoal com a concessionária responsável pelos serviços públicos básicos de saneamento estadual/municipal (SANEAGO) afim de se obter os parâmetros de projeto reais do município de Anápolis que estão sob seu domínio, visando o perfeito dimensionamento dos sistemas da ETE auxiliar, porém não obtivemos o “feedback” positivo da concessionária estadual perante tais informações de grande relevância, assim todo o memorial de cálculo será desenvolvido e pautado encima de dados da literatura, normas e leis vigentes.

4.1 ESCOLHA DA ÁREA

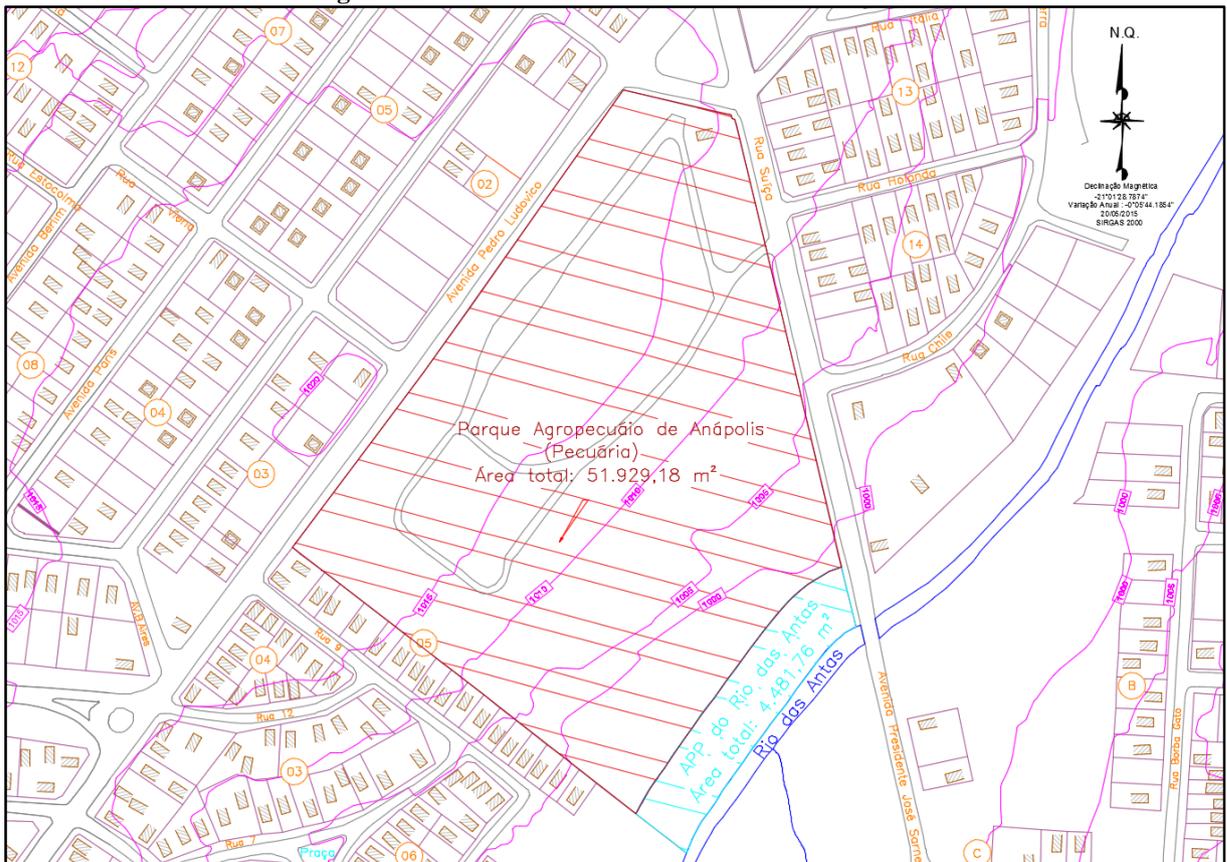
Ante à memória de cálculo propriamente dita, tem-se a necessidade da escolha da área ideal para a instalação do sistema, pode-se afirmar que esta possui papel determinante ao modelo que será adotado, uma vez que existe “n” variantes para o tratamento dos efluentes sanitários, assim a escolha correta deve atender, pautar-se e respeitar alguns pontos, tais como:

- Simplicidade para o sistema;
- Flexibilidade operacional;
- Economia global;
- Compatibilidade com a vizinhança.

Analisando tais princípios e confrontando-se os pontos de interesse econômico e socioambiental do município de Anápolis, chega-se à conclusão que o ponto ideal para a instalação da ETE auxiliar, deverá ocorrer no antigo Parque Agropecuário de Anápolis - Pecuária, o imóvel está sob à propriedade do Município de Anápolis, e atualmente não possui utilização ou benfeitorias de grande relevância (facilidade em casos de demolição) e dispõe de

aproximadamente 56.410,94 m² de área, vale lembrar que do total 4.481,76 corresponde a APP do Rio das Antas, área não edificável, protegida por lei federal, conseqüentemente tem-se 51.929,18 m² de área que podem receber a área em planta da ETE auxiliar, assim que área total do imóvel edificável deve ser compatível com a área (m²) em planta dos sistemas que compõe o lodo ativado convencional, tratamento preliminar, tratamento primário e tratamento secundário (Figura 22).

Figura 22 - Área destinada a receber a ETE auxiliar

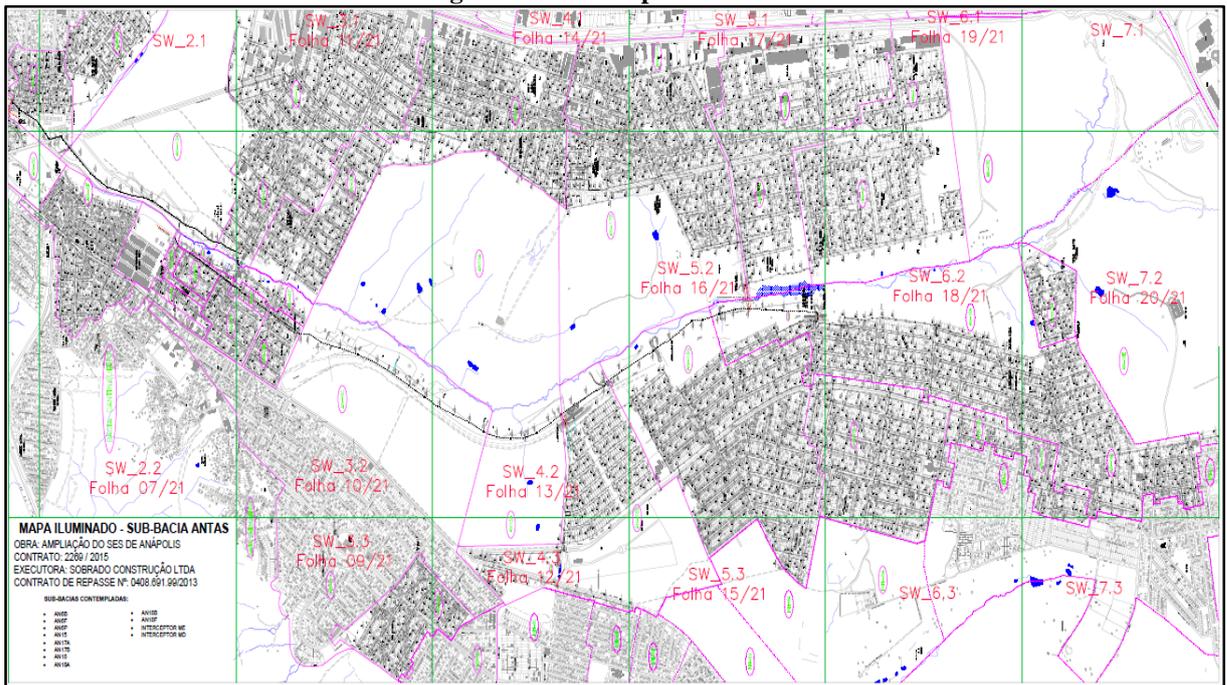


Fonte: Autores (2017)

4.2 SUB-BACIA DE CAPTAÇÃO

A bacia de captação não foi escolhida aleatoriamente, e sim por suas propriedades geográficas, além de já possuir rede coletora e de transporte de esgotos, assim como dispor de um “interceptor” já instalado ao lado da área escolhida para receber a ETE auxiliar (Figura 23), ou seja, a ligação entre a ETE e os bairros que serão abrangidos pelo sistema e de fácil execução, dispensando obras com esse cunho e reduzindo os custos da obra em geral.

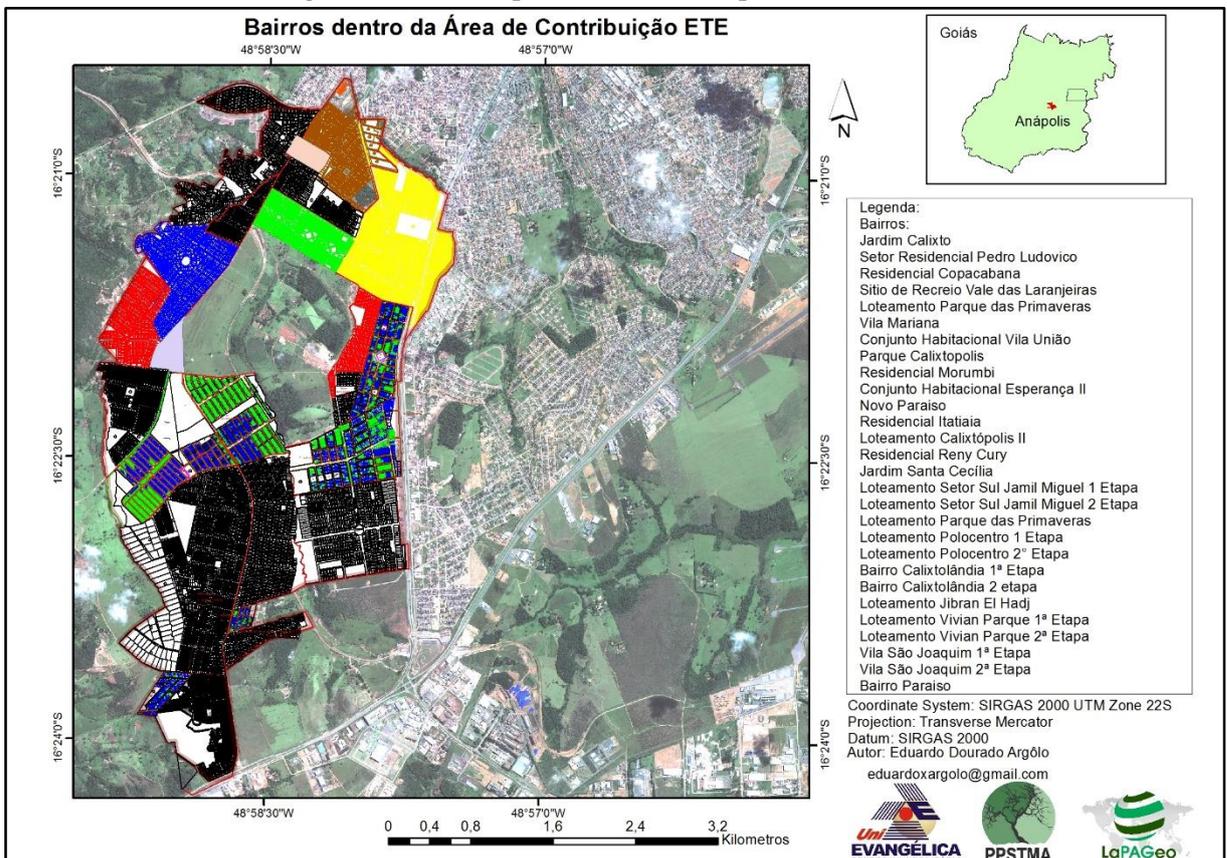
Figura 23 - Interceptor existente



Fonte: SOBRADO CONSTRUÇÃO LTDA (2015)

Para a definição dos bairros utilizamos a ferramenta (software) ArcGIS 10.5 para o levantamento dos bairros e suas respectivas áreas (Figura 24).

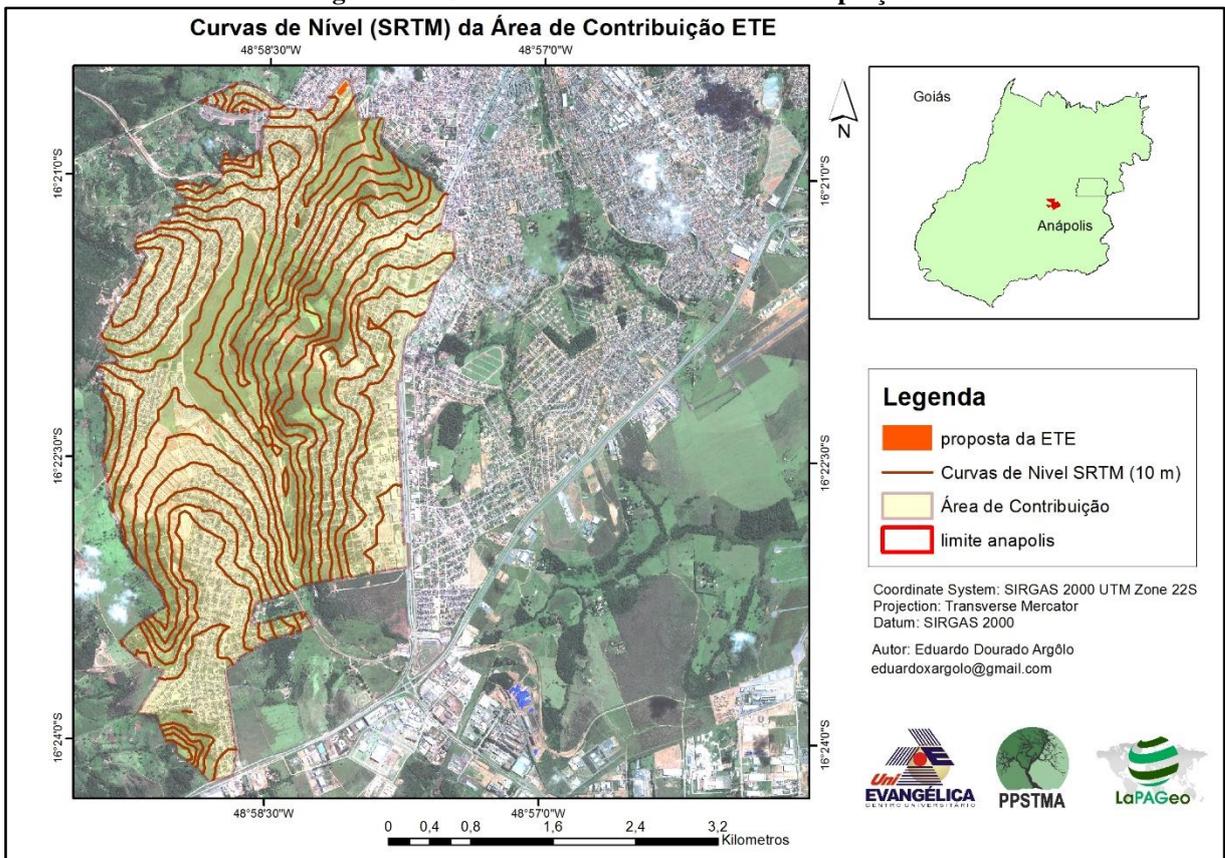
Figura 24 - Bairros que serão atendidos pela ETE auxiliar



Fonte: LAPAGEO (2017)

Visando o princípio da simplicidade, opta-se assim que possível, pela redução ou eliminação de recalques (estação elevatória), sifões, travessias importantes (avenidas e rodovias) assim como transposições, analisando os bairros que serão atendidos pela ETE auxiliar, estes estão inseridos dentro da mesma sub-bacia de captação, ou seja, a topográfica local favorece ao escoamento por gravidade, dispensando recalques entre outros pontos de interferência supracitados. A Figura 25 demonstra à área proposta para instalação da ETE auxiliar, assim como as curvas de nível (SRTM) da área de abrangência.

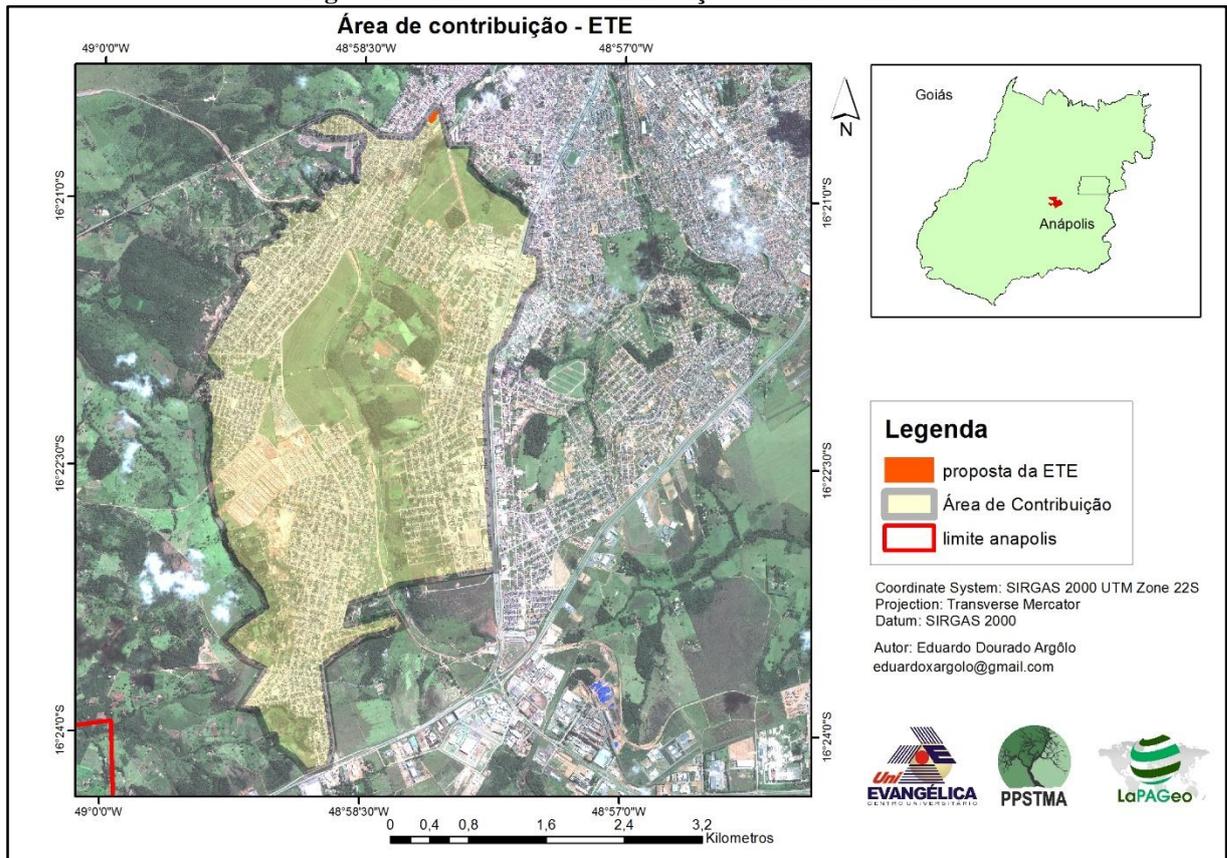
Figura 25 - Curvas de nível da sub-bacia de captação



Fonte: LAPAGEO (2017)

Para o dimensionamento dos sistemas é necessário quantificar a área de contribuição ou atendimento, análise que irá definir a população provável que será abrangida pelo sistema, conseqüentemente as como as vazões de esgoto sanitário para início de plano e fim de plano, partindo dessa afirmação, foi definido o perímetro e a área total da bacia de contribuição para a ETE auxiliar, conforme a Figura 26.

Figura 26 - Área total de contribuição da ETE auxiliar



Fonte: LAPAGEO (2017)

Após o levantamento da área total de atendimento da ETE auxiliar, tal valor responde aproximadamente à 14,023 km² ou 1402,3 ha.

4.3 HORIZONTE DE PROJETO

No campo da engenharia todos os projetos executados possuem uma vida útil, ou seja, tempo provável em que as instalações projetadas atendam suas funcionalidades, e materiais aplicados nestes, sem risco ao meio ambiente e a população local, consequentemente o projeto do sistema auxiliar deverá possuir tempo de vida útil pré-estabelecido, dentro deste tempo todas as funções deverão operar e atender a população local.

Partindo deste princípio a ETE auxiliar deverá atender a população local pelos próximos 20 anos subsequentes, sendo assim, a vida útil de projeto será de 20 anos, contando a partir da operação do sistema, considerando que a execução da obra demandara de 3 anos para sua conclusão, assim tem-se a necessidade de se estipular empiricamente a população futura para ser atendida pelo sistema.

4.4 PROJEÇÃO POPULACIONAL

A população do município de Anápolis vem crescendo de forma acentuada, isso em virtude da localização geográfica especial (entre Brasília e Goiânia) e dispor de um Distrito Agroindustrial de relevância (DAIA), que gera empregos e renda para a população local, fomentando a economia local. De acordo com os censos demográficos e as contagens populacionais disponibilizados pelo IBGE, a evolução populacional de Anápolis, Goiás e Brasil se resume na Tabela 15.

Tabela 15 - Evolução populacional

Ano	Anápolis	Goiás	Brasil
1991	239.378	4.018.903	146.825.475
1996	263.259	4.478.143	156.032.944
2000	288.085	5.003.228	169.799.170
2007	325.544	5.647.035	183.987.291
2010	334.613	6.003.788	190.755.799

Fonte: IBGE: Censo Demográfico 1991, Contagem Populacional 1996, Censo Demográfico 2000, Contagem Populacional 2007 e Censo Demográfico 2010

Segundo o último censo demográfico disponibilizado pelo IBGE (2010), a população atual de Anápolis corresponde à aproximadamente 334.613 mil habitantes, tal população está distribuída dentro de uma área territorial de 933,156 km², portando a densidade demográfica do município de Anápolis corresponde à 358,58 hab/km², já perante a população residente, temos a seguinte distribuição (Tabela 16).

Tabela 16 - População residente, por situação do domicílio e sexo

	Urbana	Rural
Total	328.755	5858
Homens	160.123	3133
Mulheres	168.632	2725

Fonte: IBGE, Censo Demográfico 2010

Em virtude de o dimensionamento visar atender apenas alguns bairros do município de Anápolis, obrigatoriamente é necessário a contagem da população presente nos bairros que serão atendidos pelo sistema auxiliar. Partindo deste pressuposto, é necessário estipular

empiricamente a população aproximada que se encontrará dentro da área servida pela ETE auxiliar, assim para se obter a população provável que será atendida, aplicaremos à equação da densidade demográfica, que realiza a aproximação provável de uma certa população dentro de uma área pré-estabelecida, a equação pode ser expressa da seguinte maneira (Equação 1).

$$D = \frac{P}{A} \quad (1)$$

Onde:

D = Densidade demográfica (hab/km²);

P = População provável (hab);

A = Área total (km²).

De acordo com laudo técnico (perímetro urbano de Anápolis) emitido pelo Conselho de Arquitetura e Urbanismo de Goiás (CAU, 2015), Anápolis possui entre as cidades do mesmo padrão, uma das mais baixas densidades demográficas, a área urbanizada possui aproximadamente 38,19 hab/ha.

Considerando que área total de atendimento da ETE auxiliar é de 14,023 km² (1402,3 ha), aplicaremos a equação da densidade demográfica para se estipular a população provável que se encontra instalada dentro do raio de atendimento do sistema, assim dentro da área de atendimento da ETE, o número de habitantes corresponderá à:

$$P = 38,19 \cdot 1402,3$$

$$P = 53.554 \text{ hab}$$

Os principais métodos empíricos aceitos e utilizados no cálculo de projeções de populações futuras são (CETESB, 1978; METCALF E EDDY, 1991):

- Crescimento aritmético;
- Crescimento geométrico;
- Regressão multiplicativa;
- Taxa decrescente de crescimento;
- Curva logística;

- Comparação gráfica entre cidades similares;
- Método da razão e correlação;
- Previsão com base nos empregos;
- Processo de prolongamento da curva de crescimento.

Para se determinar a população futura, o método adotado e caracterizado como método simplificado (crescimento aritmético), este utilizado por vários projetistas, que consiste na equação 2.

$$P_{\text{final}} = P_{\text{inicial}} (1 + i)^n \quad (2)$$

Onde:

P_{inicial} = População de fim de projeto (hab);

P_{final} = População de início de projeto (hab);

i = Taxa de crescimento anual (decimal);

n = Horizonte de projeto (anos).

A taxa de crescimento anual do Município de Anápolis que será utilizada na projeção, segue os dados disponibilizados através do último censo demográfico, que corresponde à 1,61% (IBGE, 2010), portanto a provável população futura que será atendida pelo sistema, será de aproximadamente:

$$P_{\text{final}} = 53.554 (1 + 0,0161)^{22}$$

$$P_{\text{final}} = 76.102 \text{ hab}$$

4.5 VAZÃO DE ESGOTO

4.5.1 Vazão de esgoto doméstico

Segundo Von Sperling (2006), a vazão de esgoto doméstico (Q_{ed}) considerada em diversos estudos, é usualmente a vazão média, sem coeficientes para a hora e o dia de menor consumo. A vazão de esgotos é obtida através dos procedimentos convencionais, utilizando-se

de dados da população, contribuição per capita, e retorno para rede coletora. O cálculo da vazão doméstica média de esgoto é obtido pela equação 3 (VON SPERLING, 2006).

$$Q_{ed} = \frac{p \cdot q_m \cdot c}{1000} \quad (3)$$

Onde:

Q_{ed} = Vazão de esgoto doméstica (m³/dia);

p = População atendida (hab);

q_m = Consumo médio (L/dia);

c = Coeficiente de retorno (esgoto) para rede coletora.

O coeficiente de retorno deve seguir a norma técnica da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo, NTS 025 (CETESP, 2006) definindo que de 100% da água utilizada nas residências, 80% desta retorna para rede coletora de esgoto, perante a contribuição diária será adotado o valor de 130 L/hab conforme a NBR 13969 (ABNT, 1997). Portanto as vazões de esgoto doméstico, serão de aproximadamente:

Vazão média de esgoto doméstico para início de plano (2020):

$$Q_{ed} = \frac{56.183 \cdot 130 \cdot 0,8}{1000}$$

$$Q_{ed} = 5.843,03 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Vazão média de esgoto doméstico para fim de plano (2039):

$$Q_{ed} = \frac{76.102 \cdot 130 \cdot 0,8}{1000}$$

$$Q_{ed} = 7.914,60 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Porém ao longo do dia, existem picos máximos e mínimos de vazões que chegam a ETE, isso em virtude do maior consumo de água em determinadas horas, assim é necessário se estipular tais variações, pois alguns sistemas são dimensionados para a vazão máxima horária diária. Para se determinar a vazão máxima diária e mínima diária do efluente, estas podem ser obtidas pelas equações 4 e 5 (VON SPERLING,1996).

$$Q_{edm\acute{a}x} = Q_{edm\acute{e}d} K_1 K_2 \quad (4)$$

$$Q_{edm\acute{i}n} = Q_{edm\acute{e}d} K_3 \quad (5)$$

Onde:

$Q_{edm\acute{a}x}$ = Vazão máxima horaria (m³/dia);

$Q_{edm\acute{i}n}$ = Vazão mínima horaria (m³/dia);

K_1 = 1,2 (coeficiente do dia de maior consumo);

K_2 = 1,5 (coeficiente da hora de maior consumo);

K_3 = 0,5 (coeficiente da hora de menor consumo).

Os coeficientes de variação da vazão média de água (máxima e mínima) seguem a NTS 025 (CETESP, 2006), as NBR 12209 (ABNT, 1992) e NBR 9649 (ABNT, 1986). As vazões máxima e mínima para início de projeto (2020) serão de:

$$Q_{edm\acute{a}x} = 5.843,03 \cdot 1,2 \cdot 1,5$$

$$Q_{edm\acute{a}x} = 10.517,45 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{edm\acute{i}n} = 5.843,03 \cdot 0,5$$

$$Q_{edm\acute{i}n} = 2.921,51 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Portanto as vazões máxima e mínima para fim de projeto (2039) serão de:

$$Q_{edm\acute{a}x} = 7.914,60 \cdot 1,2 \cdot 1,5$$

$$Q_{edm\acute{a}x} = 14.246,29 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{edm\acute{i}n} = 7.914,60 \cdot 0,5$$

$$Q_{edm\acute{i}n} = 3.957,30 \text{ m}^3/\text{dia}$$

4.5.2 Vazão de infiltração

A vazão final transporta pela rede coletora, não é somente composta pelo despejo das residências ou indústrias, significativa parcela dessa vazão final e resultante da infiltração nos

condutos da rede coletora, isso em função do material utilizado na rede, assim como juntas mal executadas ou trabalhadas.

De acordo com a NBR 9649 (ABNT, 1986) a taxa de contribuição ou parasitaria, depende das condições locais como: nível do lençol freático, natureza do subsolo, qualidade da execução da rede, material composto da rede e tipo de junta utilizada. A Tabela 17 discrimina os coeficientes de infiltração em função da permeabilidade do solo, diâmetro da tubulação assim como a profundidade da rede coletora (acima ou abaixo do lençol freático).

Tabela 17 - Valores típicos de taxa de infiltração

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

Fonte: CRESPO (1997)

A NBR 9649 (ABNT, 1986) recomenda a adoção de uma taxa de contribuição de infiltração (T_i) de 0,05 a 1,0 L/s.km, já Comparini e Sobrinho (1992) concluem que para cidades de pequeno porte e, portanto, com pequenas extensões de rede coletoras, sem previsão futura de grandes ampliações no período de projeto, com redes situadas acima do lençol freático, recomenda-se a utilização do valor mínimo sugerido pela NBR 9649 (ABNT, 1986) de 0,05 L/s.km.

A taxa de infiltração é normalmente expressa em termos de vazão por extensão de rede coletora ou área servida, assim Azevedo Netto (1998) define que essa vazão de infiltração pode ser obtida utilizando a equação 6.

$$Q_{inf} = T_i L \quad (6)$$

Onde:

Q_{inf} = Vazão de infiltração ou parasitaria (m^3/s);

T_i = Taxa de infiltração ou coeficiente ($L/s.km$);

L = Extensão da rede coletora (km).

O comprimento de rede de coleta deve ser levantado in loco, utilizando-se dos projetos dos sistemas de coletora e transporte, na indisponibilidade de tais dados, pode-se optar o comprimento da rede por área de atendimento. Um estudo realizado por Azevedo Netto (1975) em algumas cidades brasileiras e publicado na Revista do Departamento de Águas e Esgotos, Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - DAE, resultou na seguinte compilação de dados (Tabela 18).

Tabela 18 - Extensão do sistema de esgotos e atendimento público (1973)

Cidades	População servida (hab)	Número de ligações	Extensão da rede (km)	Coletor por habitante servido (m/hab)	Média ponderada no grupo (m/hab)
Natal	41.778	6.862	96	2,3	2,1
João Pessoa	33.320	6.831	60	1,8	
Recife	115.401	15.247	251	2,2	
Aracaju	14.395	3.204	24	1,7	
Belo Horizonte	690.622	70.563	700	1,0	1,0
São Paulo	3.915.200	406.572	.3993	1,0	
Curitiba	209.299	25.823	160	0,8	
Porto Alegre	361.141	28.660	337	0,9	

Fonte: Azevedo Netto (1975)

Para Von Sperling (2005, p. 81) localidades com baixa densidade demográfica, a extensão da rede coletora varia ente 2,5 a 3,5 m/hab, já em cidades de porte médio, tais valores sofrem uma pequena redução, ficando entre 2,0 a 3,0 m/hab, perante as grandes metrópoles, onde a densidade demográfica é alta, os valores pertinentes caem consideravelmente, ficando na faixa de 1,0 a 2,0 m/hab.

Outro estudo publicado pela Financiadora de Estudo e Projetos - FINEP (2013), trouxe o seguinte panorama de dados (Tabela 19).

Tabela 19 - Dados e índices da implantação da rede coletora em pequenas cidades

Dados/Cidades	Agudos do Sul	Bocaiúva do Sul	Quintandinha	Marandirituba
População final da 1º etapa (hab)	1.731	2.270	1.479	5.480
População saturação (hab)	6.342	18.218	2.276	14.013
Área da bacia/atendimento (ha)	130,16	229,3	127,84	623,89
Extensão da rede em 1º etapa	13.049	18.812,15	13.318,3	27.669,65
Extensão da rede/habitante (m/hab)	7,54	5,75	9,00	5,05

Fonte: Adaptado de FINEP (2013)

Tomando como referências aos dados citados anteriormente, assim como as informações pertinentes a população atendida e bacia de captação da ETE auxiliar, adotando-se a extensão da rede coletora igual a 2,5 m/hab e um coeficiente de infiltração de 0,1 L/s.km, teremos uma contribuição parasitária presente na área de atendimento da ETE auxiliar, de aproximadamente:

$$Q_{\text{inf}} = 2,5 \cdot 76.102 \cdot 0,1$$

$$Q_{\text{inf}} = 0.0190255 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.5.3 Vazão industrial

E determinada com a soma das vazões, medidas de efluentes industriais ou comerciais, assim como na estimativa do consumo de água nas indústrias e comércios, estas são extremamente diversas, tem sua origem em qualquer utilização da água na produção industrial ou nas edificações comerciais. Vale lembrar que essa vazão deve ser pequena na contribuição da vazão total de esgoto sanitário, uma vez que as edificações comerciais possuem consumo e lançamento bem distinto das residências, já nas indústrias, as mesmas utilizam grandes volumes de água em sua produção, assim como tais vazões podem possuir elevadas cargas de DBO_{5.20} e DQO presentes no seu efluente, em alguns casos metais pesados, conseqüentemente não é aconselhável que tais vazões de efluentes sejam lançadas na rede coletora de esgoto sanitário municipal, uma vez que as características físicas, químicas e biológicas destes efluentes se

difere bastante do efluente doméstico, assim, estas vazões podem ocasionar flutuações/oscilações consideráveis no balanço de massas nas ETE's, ou interferir diretamente na eficiência dos sistemas de tratamento do efluente sanitário propriamente dito.

Atualmente a concessionária responsável pela coleta e tratamento do esgoto sanitário (SANEAGO) não possui base de dados que estimem tais lançamentos na rede coletora, uma vez que podem existir inúmeras ligações clandestinas na rede (indústrias de pequeno porte, ou de “fundo de quintal”), assim o valor não pode ser obtido de forma precisa isso em função da discrepância de dados. A literatura também não possui uma base de dados concreta ou que informe tal lançamento, assim como não dispõe de uma metodologia para se estimar esta vazão, em virtude disto, este valor deverá ser adotado a critério do projetista através do seu senso crítico e experiência profissional, porém alguns dados devem ser interpretados para se adotar esta vazão, tais como: se a rede de atendimento abrange áreas residenciais, áreas industriais, área comerciais, assim como possíveis instalações e ampliações na futuras na área servida etc.

Em virtude de a sub-bacia de atendimento ser composta majoradamente por áreas residenciais, o valor adotado para a vazão industrial, será de aproximadamente:

$$Q_{\text{ind}} = 0$$

4.5.4 Vazão de esgoto sanitário

De acordo com NBR 9648 (ABNT, 1986) o esgoto sanitário é o despejo líquido constituído por esgoto doméstico, industrial, água de infiltração e contribuição pluvial parasitária. Para Von Sperling (2005) os esgotos gerados em um município, e que contribuem com a vazão que a estação de tratamento de esgoto irá receber, são basicamente originizados de três fontes distintas, esgotos domésticos (incluindo residências, instituições e comércio), águas de infiltração ou parasitárias (redes de coleta e transporte) e os despejos industriais (diversas origens em função dos vários processos industriais), assim a vazão de esgoto sanitário pode ser determinada pelo somatório dessas vazões de contribuição através da equação 7.

$$Q_{\text{es}} = Q_{\text{ed}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ind}} \quad (7)$$

Onde:

Q_{es} = Vazão de esgoto sanitário (m³/dia);

Q_{ed} = Vazão de esgoto doméstico (m³/dia);

Q_{inf} = Vazão de infiltração (m³/dia);

Q_{es} = Vazão industrial (m³/dia).

Dessa forma, têm-se que as vazões (mínima, media e máxima) de esgoto sanitário para início de projeto (2020) serão:

$$Q_{es} \text{ (média 2020)} = 5.843,03 + 1.643,8 + 0$$

$$Q_{es} \text{ (média 2020)} = 7.486,82 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{es} \text{ (máxima 2020)} = 10.517,45 + 1.643,8 + 0$$

$$Q_{es} \text{ (máxima 2020)} = 12.161,25 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{es} \text{ (mínima 2020)} = 2.921,51 + 1.643,8 + 0$$

$$Q_{es} \text{ (mínima 2020)} = 4.565,31 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Vazões (mínima, media e máxima) de esgoto sanitário para fim de projeto (2039) serão:

$$Q_{es} \text{ (média 2039)} = 7.914,60 + 1.643,8 + 0$$

$$Q_{es} \text{ (média 2039)} = 9.558,4 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{es} \text{ (máxima 2039)} = 14.246,29 + 1.643,8 + 0$$

$$Q_{es} \text{ (máxima 2039)} = 15.890,09 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{es} \text{ (mínima 2039)} = 3.957,30 + 1.643,68 + 0$$

$$Q_{es} \text{ (mínima 2039)} = 5.600,98 \text{ m}^3/\text{dia}$$

4.6 TRATAMENTO PRELIMIAR

4.6.1 Medior Parshall

Antes do dimensionamento do sistema de gradeamento e desarenador, estes que compõe o tratamento primário, é necessário a escolha do medidor Parshall ideal, isso em função

da vazão máxima diária de fim de plano e mínima diária para início de plano, pois este irá controlar e ditar o fluxo do líquido, escoamento e lamina d'água nos sistemas que o antecedem, assim o medidor Parshall possui papel importante no sistema de tratamento primário (tratamento físico).

A seleção do medidor Parshall ideal, este deve atender as vazões para fim de projeto, máxima de 183,91 L/s, e mínima de 52,84 L/s, portanto o estrangulamento ideal, garganta (w) para ser utilizado na ETE auxiliar é de 9 polegadas ou 22,9 cm, aonde tais medidas atendem as respectivas vazões:

- Vazão mínima do medidor = 2,5 L/s;
- Vazão máxima do medidor = 252 L/s.

4.6.1.1 Nível do efluente aumentado pelo medidor Parshall

A verificação da altura da lâmina de esgoto (máxima, media e mínima) dentro da calha, em sua seção convergente e realizada através da equação 8 (AZEVEDO NETTO, 1998).

$$H = \left(\frac{Q}{k}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (8)$$

Onde:

H = Nível do efluente, aumentado pelo medidor (m);

Q = vazão mínima e máxima de esgoto sanitário para fim de plano (m³/s);

k = Coeficiente (unitário);

n = Coeficiente (unitário).

De acordo com o estrangulamento adotado na calha Parshall, temos os seguintes coeficientes n e k (Tabela 20).

Tabela 20 - Coeficientes n e k

W	n	k
3"	1,547	0,176
6"	1,580	0,381
9"	1,530	0,535
12"	1,522	0,690
24"	1,550	1,426

Fonte: Adaptado de Azevedo Netto (1998)

Os valores tabelados dos fatores n e k para o medidor Parshall selecionado para a ETE auxiliar são os seguintes:

$$n = 1,530 \qquad k = 0,535$$

Dessa forma, têm-se que:

- **Altura mínima (H_{\min})**

$$H_{\min} = \left(\frac{0,0528}{0,535} \right)^{\frac{1}{1,530}}$$

$$H_{\min} = 0,22 \text{ m}$$

- **Altura máxima (H_{\max})**

$$H_{\max} = \left(\frac{0,1839}{0,535} \right)^{\frac{1}{1,530}}$$

$$H_{\max} = 0,5 \text{ m}$$

4.6.1.2 Rebaixamento da calha Parshall

O rebaixamento da calha visa controlar a altura da lâmina e velocidade de escoamento do esgoto a montante da calha e sistemas que à antecedem (gradeamento e desarenador) e tal medida é calculado através da equação 9 (AZEVEDO NETTO, 1998).

$$z = \frac{(Q_{\text{máx}} (\text{final}) H_{\text{mín}}) - (Q_{\text{mín}} (\text{inicial}) H_{\text{máx}})}{Q_{\text{máx}} (\text{final}) - Q_{\text{mín}} (\text{inicial})} \quad (9)$$

Onde:

z = Rebaixamento da calha Parshal (m);

$Q_{\text{máx}} (\text{final})$ = Vazão máxima de esgoto sanitário para fim de plano (m^3/s);

$H_{\text{mín}}$ = Nível mínimo do efluente, aumentado pelo medidor Parshall (m);

$Q_{\text{mín}} (\text{final})$ = Vazão mínima de esgoto sanitário para início de plano (m^3/s);

$H_{\text{máx}}$ = Nível máximo do efluente, aumentado pelo medidor Parshall (m).

Portanto termos:

$$z = \frac{(0,1830 \cdot 0,22) - (0,0528 \cdot 0,5)}{0,1830 - 0,0528}$$

$$z = 0,108 \text{ m}$$

Adotar 0,11 m ou 11,0 cm

4.6.2 Gradeamento

Dado como a primeira operação física encontrada no sistema de tratamento, afim de reter sólidos grosseiros em suspensão ou flutuantes, o dimensionamento se inicia com a seleção da grade, no qual optou-se pela utilização do gradeamento manual com as grades médias no sistema de gradeamento, adotando assim:

- Espaçamento entre as barras (a) = 30 mm;
- Espessura das barras (t) = 9 mm.

Quanto a determinação da inclinação da grade, a NBR 12209 (ABNT, 2011) sugere que para sistemas manuais, a angulação esteja entre 45° a 60° , adotando assim:

A inclinação de 45° com a horizontal

4.6.2.1 Eficiência da grade

De acordo com Azevedo Netto (1973), a eficiência das grades está correlacionada entre a espessura das barras e do afastamento entre elas, isso pode ser expresso pela equação 10 (CARVALHO, 2017).

$$E = \frac{a}{t + a} \quad (10)$$

Onde:

E = Eficiência (%);

a = Espaçamento entre as barras (mm);

t = Espessura das barras (mm).

Assim temos que a eficiência do sistema de gradeamento da ETE será:

$$E = \frac{30}{9 + 30}$$

$$E = 76,92 \%$$

4.6.2.2 Área útil da grade

A área útil da grade pode ser expressa pela equação 11 (JORDÃO E PESSOA, 1995).

$$A_u = \frac{Q_{\text{máx}}}{v} \quad (11)$$

Onde:

A_u = Área útil da grade (m²);

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima de esgoto sanitário para fim de plano (m³/s);

v = Velocidade de escoamento (m/s).

Segundo a norma NBR 12209 (2011) a velocidade entre as barras deve variar entre 0,8 e 1,2 m/s. Para o dimensionamento da ETE auxiliar, será adotado o valor médio, assim a velocidade entre as barras deverá ser igual a 1,0 m/s, portanto a área útil das grades será:

$$A_u = \frac{0,1839}{1,0}$$

$$A_u = 0,184 \text{ m}^2$$

4.6.2.3 Área total do gradeamento

A determinação área da seção do canal da grade ou área total pode ser expressa pela equação 12 (NUNES, 2001).

$$A_t = \frac{A_u}{E} \quad (12)$$

Onde:

A_t = Área total (m²);

A_u = Área útil (m²);

E = Eficiência da grade (decimal).

Assim temos que a área total será:

$$A_t = \frac{0,184}{0,7692}$$

$$A_t = 0,239 \text{ m}^2$$

4.6.2.4 Comprimento do canal de acesso à grade

Segundo a Universidade de São Paulo - USP (2011), é necessário que haja um comprimento ideal no canal de acesso à grade, assim evita-se que ocorra o turbilhonamento perante a grade e o aumento da pressão entre as barras em virtude da velocidade de escoamento do esgoto. O comprimento do canal é em função do tempo de detenção hidráulico e da vazão máxima do efluente à montante, isso pode ser expresso pela equação 13.

$$L = \frac{Q_{\text{máx}} t}{A_t} \quad (13)$$

Onde:

L = Comprimento do canal de acesso (m);

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima de esgoto sanitário para fim de plano (m^3/s);

t = Tempo de detenção hidráulico (s);

A_t = Área total (m^2).

Para a ETE auxiliar de Anápolis, o tempo de detenção hidráulico adotado será de 3 segundos, portanto temos que:

$$L = \frac{0,1839 \cdot 3}{0,239}$$

$$L = 2,308 \text{ m}$$

Adotando-se 2,30 m

4.6.2.5 Largura do canal

Segundo a USP (2011), a determinação da largura do canal pode ser obtida pela equação 14.

$$B = \frac{A_t}{H_{\text{máx}} - z} \quad (14)$$

Onde:

B = Largura do canal (m);

A_t = Área total (m^2);

$H_{\text{máx}}$ = Nível máximo do efluente, aumentado pelo medidor Parshall (m);

z = Rebaixamento da garganta da calha Parshall (m).

Assim determinamos que a largura do canal será:

$$B = \frac{0,239}{0,5 - 0,108}$$

$$B = 0,61 \text{ cm}$$

Adotando-se 0,65 cm

A Tabela 21 realiza a verificação das velocidades no gradeamento, assim iremos avaliar se o sistema está atendendo as normas e sua funcionalidade.

Tabela 21 - Verificação das velocidades no sistema de gradeamento

Vazões	Q	h	$A_t = h B$	$A_u = A_t E$	$v = Q/A_u$
	m ³ /s	m	m ²	m ²	m/s
Q _{máx}	0,1839	0,39	0,2535	0,195	0,94
Q _{mín}	0,0528	0,11	0,0715	0,055	0,96

Fonte: Autores (2017)

4.6.2.6 Perda de carga no sistema de gradeamento

Como já citado anteriormente, a NBR 12209 (ABNT, 2011) afirma que a velocidade máxima do efluente entre as barras deverá ser de no máximo 1,20 m/s. Assim para se determinar a velocidade no gradeamento, aplica-se a equação 15.

$$v = v_o E \quad (15)$$

Onde:

v = Velocidade final (m/s);

v_o = Velocidade inicial (m/s);

E = Eficiência (decimal).

Adotando assim v_o = 1,0 m/s, teremos que a velocidade final no gradeamento será igual:

$$v = 1 \cdot 0,7692$$

$$v = 0,7692 \text{ m/s}$$

Considera-se como obstrução máxima permitida no gradeamento o valor de 50%. A perda de carga nas barras leva em consideração o modelo proposto, o tipo de limpeza, sendo

ela manual ou mecânica e sua localização. Segundo Metcalf e Eddy (1991), pode se obter a perda de carga pela equação 16.

$$h_f = 1,43 \left(\frac{v_o^2 - v^2}{2g} \right) \quad (16)$$

Onde:

h_f = Perda de carga (m);

v_o = Velocidade inicial (m/s);

v = Velocidade final (m/s);

g = Gravidade (m/s²).

Para a situação da grade limpa sem nenhuma obstrução, temos:

$$h_f (\text{limpa}) = 1,43 \left(\frac{1,0^2 - 0,7692^2}{2 \cdot 9,81} \right)$$

$$h_f (\text{limpa}) = 0,030 \text{ m}$$

Para a situação da grade suja (50% obstruída), têm-se que:

$$h_f (\text{limpa}) = 1,43 \left(\frac{2 \cdot 1,0^2 - 0,7692^2}{2 \cdot 9,81} \right)$$

$$h_f (\text{suja}) = 0,103 \text{ m}$$

4.6.2.7 Determinação do número de barras

Para Nunes (2001) o número de barras e correlacionado em função da largura do canal da grade, da espessura das barras e do afastamento entre elas, assim podendo ser obtida através da equação 17.

$$n = \frac{B}{t + a} \quad (17)$$

Onde:

n = Número de barras (unitário);

B = Largura do canal (mm);

t = Espessura das barras (mm);

a = Espaçamento entre as barras (mm).

O número de barras que será composto o sistema de gradeamento, corresponde à:

$$n = \frac{650}{9 + 30}$$

$$n = 16,67 \text{ barras}$$

Adotando-se 17 barras

4.6.2.8 Altura do canal da grade

A altura do canal da grade é determinada a partir de varios fatores, como: a altura máxima da lâmina de esgoto, o diâmetro da tubulação de chegada do efluente sanitário, a perda de carga gerada na grade, quando esta estiver 50% obstruída, e pela profundidade utilizada no leito do canal das barras, até a canalização do efluente a montante. Segundo (NUNES, 2001), para a determinação da altura do canal temos a seguinte equação 18.

$$H_v = (H_{m\acute{a}x} - z) + h_f (\text{suja}) + D + P \quad (18)$$

Onde:

H_v = Altura do canal da grade (m);

$H_{m\acute{a}x}$ = Nível máximo do efluente, aumentado pelo medidor Parshall (m);

z = Rebaixamento da garganta da calha Parshall (m);

$h_f (\text{suja})$ = Perda de carga para a grade com 50% de obstrução (m);

D = Diâmetro da tubulação de chegada, emissário (m);

P = Diferença entre o nível do emissário e o fundo do canal (m).

Sabendo-se que o diâmetro da tubulação de chegada na ETE (emissário) é de 400 mm, e adotando que a diferença entre a tubulação e o fundo do canal será de 10 cm, calculamos:

$$H_v = (0,5 - 0,11) + 0,103 + 0,4 + 0,1$$

$$H_v = 0,99 \text{ m}$$

4.6.2.9 Comprimento da grade

O comprimento das grades é obtido em função da altura do canal da grade e pelo ângulo de inclinação adotado (NUNES, 2001). Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011) para gradeamento manual, as grades não podem ultrapassar 2 metros de comprimento, afim de evitar uma suposta dificuldade quanto a limpeza por parte do operador. Como já citado anteriormente, a inclinação da grade adotada foi de 45°, portanto o comprimento da grade é definido a partir da equação 19:

$$C = \frac{H_v}{\text{Sen}(I_{nc})} \quad (19)$$

Onde:

C = Comprimento da grade (m);

H_v = Altura do canal (m);

I_{nc} = Inclinação adotada (graus)

Logo o comprimento das barras que será composto o sistema de gradeamento, será de:

$$C = \frac{0,99}{\text{sen}(45)}$$

$$C = 1,40 \text{ m}$$

4.6.3 Desarenador

De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011), o desarenador deve ser projetado para remoção mínima de 95% em massa das partículas com diâmetro equivalente igual ou superior

a 0,2 mm e densidade de 2,65 g/cm³. A norma também ressalta que deverá ser adotado o sistema de limpeza mecanizado para situações com a vazão igual ou superior a 100 L/s.

Visando a manutenção e a limpeza, deverá ser adotado 2 caixas de areia e o canal “by pass”, afim de conter situações inesperadas, que assim, portanto não comprometa a qualidade do líquido nas unidades seguintes. Assim como no fundo e ao longo do canal, o mesmo deve possuir espaço para a acumulação do material sedimentado, com seção transversal mínima de 0,20 m de profundidade por 0,20 m de largura, no caso de limpeza manual, a largura mínima deve ser de 0,30 m.

4.6.3.1 Altura máxima da lâmina de esgoto na caixa de areia

De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011) no caso da caixa de areia de seção retangular de fluxo horizontal, o desarenador deve ser projetado para que a velocidade de escoamento esteja entre 0,25 a 0,40 m/s, a fim de se obter a decantação das partículas, de forma que não ocorra o arraste de sólidos.

O rebaixamento do medidor Parshall garante que a variação dessa velocidade seja tolerável, ou seja, visa o correto funcionamento do desarenador, assim a lâmina de esgoto máxima na caixa de areia é aquela produzida pela vazão máxima no medidor Parshall subtraindo-se o rebaixamento, equação 20 (AZEVEDO NETTO, 1998).

$$h = H - z \quad (20)$$

Onde:

h = Altura máx e altura mín da lâmina de esgoto na caixa de areia (cm);

H = Nível (máx e mín) do efluente aumentado pelo medidor Parshall (cm);

z = Rebaixamento da garganta da calha Parshall (cm).

Portanto, têm-se que:

$$h_{\text{mín}} = 22 - 11$$

$$h_{\text{mín}} = 11 \text{ cm}$$

$$h_{\text{máx}} = 50 - 11$$

$$h_{\text{máx}} = 39 \text{ cm}$$

4.6.3.2 Cálculo da largura do desarenador

Para o cálculo da largura da caixa de areia, a velocidade de escoamento não deve ultrapassar a 0,30 m/s, velocidade recomendada pela NBR 12209 (ABNT, 2011). Assim para a determinação da largura, (NUNES, 2001) traz a seguinte equação 21.

$$B = \frac{Q_{\text{máx}}}{h_{\text{máx}} v} \quad (21)$$

Onde:

B = Largura do desarenador (m);

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima de esgoto sanitário para fim de plano (m^3/s);

$h_{\text{máx}}$ = Altura máxima da lâmina de esgoto na caixa de areia (m);

v = Velocidade do fluxo adotada de acordo com a NBR 12209 (m/s).

Dessa forma, têm-se que:

$$B = \frac{0,1839}{0,30 \cdot 0,3}$$

$$B = 1,57 \text{ m}$$

Adotando-se 1,60 m

A área transversal útil da caixa de areia diz respeito àquela por onde passa efetivamente o fluxo de esgoto. A equação 22 (NUNES, 2001) calcula-se esta área:

$$A_u = h B \quad (22)$$

Onde:

A_u = Área transversal útil (m^2);

h = Altura (máxima e mínima) da lâmina de esgoto na caixa de areia (m);

B = Largura do desarenador (m).

A verificação das velocidades, para atender aos critérios estabelecidos pela NBR 12209 (ABNT, 2011), utiliza-se a equação da continuidade para se obter a velocidade atingida (Tabela 22).

Tabela 22 - Verificação das velocidades no desarenador

Vazões	Q	h	$A_u = h B$	$v = Q/A_u$
	m ³ /s	m	m ²	m/s
$Q_{máx}$	0,1839	0,39	0,624	0,294
$Q_{mín}$	0,0528	0,11	0,176	0,3

Fonte: Autores (2017)

Após a verificação das velocidades, constatou-se que as mesmas atendem aos limites estabelecidos pela norma da ABNT.

4.6.3.3 Comprimento do desarenador

O correto funcionamento da caixa desarenadora ou caixa de areia, esta correlacionada com a velocidade do efluente dentro e ao longo da câmara de sedimentação, assim o tamanho do desarenador pode ser definido pela equação 23 (JORDÃO E PESSOA, 1995).

$$L = \frac{v h_{máx} 1,5}{v_s} \quad (23)$$

Onde:

L = Comprimento do desarenador (m);

v = Velocidade do fluxo adotada (m/s);

$h_{máx}$ = Altura máxima da lâmina de esgoto na caixa de areia (m);

v_s = Velocidade de sedimentação (m/s).

Para Azevedo Netto (1998), na prática adota-se a equação 24.

$$L = 22,5 h_{\text{máx}} \quad (24)$$

Onde:

L = Comprimento do desarenador (m)

$h_{\text{máx}}$ = Altura máxima da lâmina de esgoto na caixa de areia (m);

Conforme a norma NBR 12209 (ABNT, 1992), o desarenador deve ser projetado para remoção mínima de 95% em massa, partículas com diâmetro com diâmetro $> 0,2$ mm e densidade $2,65 \text{ g/cm}^3$. A Tabela 23 relaciona o tamanho das partículas com a velocidade de sedimentação (AZEVEDO NETTO, 1984).

Tabela 23 - Relação de tamanho das partículas por velocidade de sedimentação

Tamanho das partículas	Formula de Allen	Velocidade de sedimentação	Velocidade de sedimentação
mm	cm/s	cm/s	m/s
1,0	8,5	10,0	0,1
0,5	4,3	5,0	0,05
0,3	2,6	3,0	0,03
0,2	1,7	2,0	0,02
0,1	0,9	0,9	0,009

Fonte: Azevedo Netto (1984)

Conforme Jordão e Pessoa:

$$L = \frac{0,3 \cdot 0,39 \cdot 1,5}{0,02}$$

$$L = 8,77 \text{ m}$$

Conforme Azevedo Netto:

$$L = 22,5 \cdot 0,39$$

$$L = 8,77 \text{ m}$$

Adotando-se L igual a 9,0 m

4.6.3.4 Área superficial do desarenador

A área superficial do desarenador possui fundamental no sistema de desarenação, pois quanto maior for à área superficial, teremos uma maior área de sedimentação de partículas, tal área é calculada pela equação 25 (NUNES, 2001).

$$A_s = L_d L \quad (25)$$

Onde:

A_s = Área superficial (m²);

L_d = Largura do desarenador (m);

L = Comprimento do desarenador (m).

Assim sendo, têm-se que:

$$A_s = 1,60 \cdot 9$$

$$A_s = 14,44 \text{ m}^2$$

4.6.3.5 Taxa de escoamento superficial

A NBR 12209 (ABNT, 2011) recomenda que a taxa de escoamento superficial - TES, com base na vazão máxima esteja na faixa entre:

$$600 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia} < \text{TES} < 1.300 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

O valor da TES é calculado pela equação 26 (USP, 2011).

$$\text{TES} = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_s} \quad (26)$$

Onde:

TES = Taxa de escoamento superficial (m³/m².dia);

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima de esgoto sanitário para fim de plano (m^3/s);

A_s = Área superficial (m^2)

Portanto, têm-se que:

$$\text{TES} = \frac{15.888,96}{14,44}$$

$$\text{TES} = 1.100,34 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

Dessa forma, o valor encontrado para a taxa de escoamento superficial (TES) atende ao estabelecido pela norma NBR 12209 (ABNT, 2011).

4.6.3.6 Volume de lodo gerado

Considerando que NBR 12209 (ABNT, 2011), recomenda que, para sistemas com a vazão superior a 100 L/s, a limpeza seja de tipo mecânica, logo a manutenção da ETE proposta, será realizado por meio de raspadores mecânicos. Quanto ao tempo de limpeza, será adotada uma periodicidade de remoção do lodo e sedimentos gerados no desarenador, para cada 7 dias.

Segundo Jordão e Pessoa (1995), a cada 1.000 m^3 de esgoto, estima-se um volume de material sedimentado em torno de 20 L. Para se calcular a volume de lodo gerado, utiliza-se a seguinte equação 27 (JORDÃO E PESSOA, 1995).

$$V_{\text{lodo}} = T V \left(\frac{Q_{\text{máx}}}{1000} \right) \quad (27)$$

Onde:

V_{lodo} = Volume de lodo gerado ($\text{m}^3/7\text{dias}$);

T = Tempo de limpeza (dias);

V = Volume de material sedimentado (m^3);

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima (m^3/d)

Assim sendo, o volume de lodo gerado no desarenador a cada 7 dias será:

$$V_{\text{lodo}} = 7 \cdot 0,02 \cdot \left(\frac{15.888,96}{1000} \right)$$

$$V_{\text{lodo}} = 2,22 \text{ m}^3/7\text{dias}$$

4.6.3.7 Rebaixamento do desarenador

O rebaixamento do desarenador por ser obtido pela equação 28 (JORDÃO E PESSOA, 1995). Portanto, o rebaixamento z' do desarenador para armazenar esse volume de lodo gerado a cada 7 dias será:

$$z' = \frac{V_{\text{lodo}}}{A_s} \quad (28)$$

Onde:

z' = Rebaixamento (m);

V_{lodo} = Volume de lodo gerado ($\text{m}^3/7\text{dias}$);

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima (m^3/d);

A_s = Área superficial (m^2).

Portanto o rebaixamento do desarenador será de:

$$z' = \frac{2,22}{14,44}$$

$$z' = 0,153 \text{ m}$$

Adotando 0,2 m

4.7 TRATAMENTO PRIMÁRIO

4.7.1 Decantador primário

De acordo com NBR 12209 (ABNT, 2011), o decantador deve ser dimensionado a partir da vazão máxima horaria. A norma também salienta que, para vazões superiores a 250 L/s, seja adotado mais de um decantador.

Afim de prevenir a integridade do sistema, quanto a qualidade do liquido nas seguintes instalações após o decantador, de início já serão adotados dois decantadores, prevenindo quanto a futuras fatalidades rotineiras perante ao funcionamento dos braços raspadores de lodo.

4.7.1.1 Taxa de escoamento superficial

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011), a TES do decantador primário deve corresponder a eficiência desejada e ainda ser:

- $TES \leq 60 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (quando preceder processo de filtração biológica);
- $TES \leq 90 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (quando preceder do processo de lodos ativados);
- $TES \leq 90 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (quando o processo for de decantação primária quimicamente assistida).

Assim, adotamos que a TES inicialmente será $90 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, devido ao tipo de processo de tratamento que precede o decantador primário, definido anteriormente tipo lodos ativados.

4.7.1.2 Área de cada decantador

A utilização do limite máximo da taxa implica em menor área, o que se torna interessante quanto ao ponto de vista econômico, no entanto, valores abaixo do limite máximo tendem a resultar em um melhor desempenho por parte do tanque.

Definindo que os decantadores serão circulares, logo a NBR 12209 (ABNT, 2011) preconiza que a declividade do mesmo deve ser igual ou superior a 1:12. Para obtenção da área de cada decantador, temos a seguinte equação 29.

$$A = \frac{Q_{\text{máx}}}{TES} \quad (29)$$

Onde:

A = Área em planta do decantador (m^2);

$Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima horária de final de plano (m^3/dia);

TES = Taxa de escoamento superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$).

Assim sendo, com a TES inicialmente adotada em $90 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, calculamos a área de cada decantador, ressaltando que a vazão máxima deverá ser dividida na metade, pois são dois decantadores.

$$A = \frac{\left(\frac{15.888,96}{2}\right)}{90}$$

$$A = 88,2 \text{ m}^2$$

4.7.1.3 Diâmetro de cada decantador

Com a área definida e o formato do tanque já determinado, para a definição do diâmetro interno do tanque, temos a seguinte equação:

$$D = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}} \quad (30)$$

Onde:

D = Diâmetro (m);

A = Área em planta do decantador (m^2).

Logo o diâmetro corresponderá:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 88,28}{\pi}}$$

$$D = 10,6 \text{ m}$$

Adotar D = 11,0 m

Entretanto, devido as dimensões comerciais dos raspadores de lodo, pode ser que seja necessário ajustar as dimensões do tanque.

4.7.1.4 Volume de cada decantador

Para a determinação do volume de cada decantador, deve se levar em consideração o tempo de detenção hidráulico. O TDH não pode ser elevado, devido os maus odores e a formação de gases, e muito menos baixo, devido ao arraste de sólidos.

De acordo com NBR 12209 (ABNT, 2011), o TDH para a vazão média deve ser inferior a 3 horas, e para a vazão máxima, superior a 1 hora. Assim para determinar o volume temos a equação 31 (CARVALHO, 2017):

$$V = Q_{\text{máx}} \text{ TDH} \quad (31)$$

Onde:

V = Volume (m^3);

$Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima horária de final de plano (m^3/h) de cada decantador;

TDH = Tempo de detenção hidráulica (h)

Determinando que o TDH seja igual 1,1 hora, definimos assim o volume em cada decantador:

$$V = 331,02 \cdot 1,1$$

$$V = 364,12 \text{ m}^3$$

E a partir das recomendações da NBR 12209 (ABNT, 2011), verificamos quanto ao volume sujeito as vazões máxima e média, com a equação 31, alterando somente os valores da vazão e o TDH limites para cada caso, ou seja, para a vazão média de $199,08 \text{ m}^3/\text{h}$ teremos o TDH igual à:

$$\text{TDH} = \frac{364,12}{199,08}$$

$$\text{TDH} = 1,83 \text{ horas}$$

4.7.1.5 Profundidade útil

Para a determinação da profundidade do tanque, deve ser feito um estudo de solo, afim de verificar quanto ao nível do lençol freático, agindo de modo preventivo contra futuras surpresas. Em relação a profundidade, existem autores que recomendam que para limpeza manual, a profundidade mínima do tanque deve ser de 1 metro e para mecanizada, deve ser de no mínimo 3,5 metros.

Para a definição da profundidade, utiliza-se os valores de volume e área já calculados anteriormente, melhor representado pela equação 32:

$$P = \frac{V}{A} \quad (32)$$

Onde:

P = Profundidade (m);

V = Volume (m³);

A = Área em planta do decantador (m²);

Assim a profundidade:

$$P = \frac{364,15}{88,2}$$

$$P = 4,12 \text{ m}$$

Adotando-se 4,20 m

4.7.1.6 Dimensionamento dos vertedores

A concepção adotada para esse sistema é uma “saia” de vertedores periféricos triangulares com altura superior a 5 cm, espaçados entre 20 cm, a fim de evitar o arraste dos sólidos. A norma brasileira preconiza que a taxa de escoamento através do vertedor de saída (TEVS), deve ser menor ou igual a 500 m³/m.dia.

Os vertedores deverão ser nivelados de acordo com o nível correspondente as vazões afluentes e mantidos limpos pois, entulhos nos vertedores podem causar arraste de sólidos, distribuição irregular, caminhos preferenciais e redução na eficiência do decantador.

Assim para o dimensionamento dos vertedores é necessário calcular o perímetro, e logo após, para encontrar o número de vertedores, dividir o perímetro pelo espaçamento entre os vertedores, situações melhores representadas pelas seguintes equações 33 e 34 (CARVALHO, 2017):

$$P_{er} = \pi D \quad (33)$$

Onde:

P_{er} = Perímetro (m);

D = Diâmetro (m).

Assim determinamos o perímetro:

$$P_{er} = \pi \cdot 10,6$$

$$P_{er} = 33,3 \text{ m}$$

Enquanto para determinamos o número de vertedores temos:

$$V_d = \frac{P_{er}}{E_{sp}} \quad (34)$$

Onde:

V_d = Vertedores por decantador (unitário);

P_{er} = Perímetro (m);

E_{sp} = Espaçamento entre vertedores (m).

Logo:

$$V_d = \frac{33,3}{0,2}$$

$$V_d = 166,42 \text{ vertedores}$$

Adotando-se 167 vertedores

Assim com o número de vertedores calculado, calculamos a vazão através dos vertedores pela equação 35 (CARVALHO, 2017):

$$Q_d = \frac{Q_{\text{máx}}}{V_d} \quad (35)$$

Onde:

Q_d = Vazão unitária do vertedor (m^3/s);

$Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima horária de final de plano (m^3/h) de cada decantador;

V_d = Vertedores por decantador (unitário).

Logo a vazão em cada vertedor será de:

$$Q_d = \frac{0,1839}{167}$$

$$Q_d = 0,000551 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{ou } 0,554 \text{ L/s}$$

Para conferir quanto a altura dos vertedores e sua funcionalidade, é calculada a descarga de cada vertedor triangular, a partir da equação 36 (CARVALHO, 2017):

$$Q_{\text{máx}} = 1,4 H^{\frac{5}{2}} \quad (36)$$

Onde:

$Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima horária de final de plano (m^3/h) de cada decantador;

H = Nível de esgoto medido a partir do vértice do triângulo (m);

Logo:

$$H = \left(\frac{Q_{\text{máx}}}{1,4} \right)^{\frac{2}{5}}$$

$$H = \left(\frac{0,000551}{1,4} \right)^{\frac{2}{5}}$$

$$H = 0,0434 \text{ m}$$

Por fim, para o dimensionamento dos vertedores, como citado no início do tópico, e necessário checar quanto a taxa de escoamento através do vertedor de saída, ressaltando que para isso, a NBR 12209 (ABNT, 2011) recomenda que seja menor ou igual a 500 m³/m.dia. Para determinarmos a TEVS, usamos a equação 37 (CARVALHO, 2017):

$$\text{TEVS} = \left(\frac{1}{E_{\text{sp}}} \right) Q_{\text{d}} 86400 \quad (37)$$

Onde:

TEVS = Taxa de escoamento através do vertedor de saída (m³/dia);

E_{sp} = Espaçamento entre vertedores (m);

Q_d = Vazão unitária do vertedor (m³/s);

Logo:

$$\text{TEVS} = \left(\frac{1}{0,2} \right) \cdot 0,000551 \cdot 86400$$

$$\text{TEVS} = 283,03 \text{ m}^3/\text{dia}$$

4.7.1.7 Dimensionamento do canal de coleta do esgoto decantado

Para o dimensionamento do canal de coleta de esgoto decantado, foi adotado coletor tipo retangular, inclinação de 0,5% ao longo de todo coletor, agindo de modo que a própria gravidade direcione o líquido em uma velocidade de escoamento ao longo do coletor igual a 0,4 m/s. Assim para determinação das dimensões do coletor temos (Equação 38):

$$A = \frac{Q_d V_d}{v} \quad (38)$$

Onde:

A = Área do canal (m²);

Q_d = Vazão unitária do vertedor (m³/s);

V_d = Vertedores por decantador (unitário);

v = velocidade de escoamento no canal (m/s).

Teremos a seguinte área do canal:

$$A = \frac{0,000551 \cdot 167}{0,4}$$

$$A = 0,23 \text{ m}^2$$

Para a determinação da altura do canal de coleta, adotamos seção econômica, onde a altura é a metade da largura, assim temos (Equação 39):

$$h = \sqrt{\frac{A}{2}} \quad (39)$$

Onde:

h = Altura do canal (m);

A = Área do canal (m²);

Logo, temos que a altura do canal é:

$$h = \sqrt{\frac{0,23}{2}}$$

$$h = 0,34 \text{ m}$$

Adotando-se 0,35 m

Assim, como citado anteriormente a altura é a metade da largura, portanto a largura será o dobro da altura. Assim a largura do canal será definida pela seguinte equação 40:

$$L = 2 h \quad (40)$$

Onde:

L = Largura do canal (m);

h = Altura do canal (m);

Assim, a largura será:

$$L = 2 \cdot 35$$

$$L = 70 \text{ cm}$$

4.7.1.8 Dimensionamento da saia defletora ou cortina circular

Para garantir distribuição homogênea no tanque e a dissipação de energia, faz-se necessária a implantação de uma cortina circular. O diâmetro da saia defletora segundo algumas literaturas deve ser de 15 a 20% do diâmetro interno do tanque (Equação 41):

$$D_s = 0,2 D \quad (41)$$

Onde:

D_s = Diâmetro da saia defletora (m);

D = Diâmetro do decantador (m).

Para o projeto foi adotado 20%, assim temos o seguinte diâmetro:

$$D_s = 0,2 \cdot 10,6$$

$$D_s = 2,12$$

Adotando-se igual 2,15 m

A altura da cortina circular defletora deve ser inferior a 50% da profundidade útil do decantador (geralmente de 1 a 2,5 m). No projeto da ETE auxiliar, será adotado 50% da profundidade útil. Aplica-se a equação 42 para se obter o diâmetro da saia defletora:

$$H_s = 0,5 P \quad (42)$$

Onde:

D_s = Diâmetro da saia defletora (m);

D = Diâmetro do decantador (m);

Logo, a altura da saia defletora será:

$$H_s = 0,5 \cdot 4,20$$

$$H_s = 2,1 \text{ m}$$

4.7.1.9 Dispositivo de remoção de lodo

Será adotado para este sistema, dispositivo de dois braços. A NBR 12209 (ABNT, 2011) ressalta que para esse tipo de limpeza do sistema, a velocidade de circulação do mesmo deve ser igual ou inferior a 40 mm/s afim de não reintegrar a biomassa no meio, apenas o direcionando para o fosso.

4.7.1.10 Anteparo para a espuma

Será adotado o anteparo com 30 cm de altura, e o mesmo distanciado dos vertedores 20 cm.

4.7.1.11 Caixa de gordura

Sabendo que a cada 1 milhão de m³ de efluente, 0,4 a 4,4 m³ é gordura (CARVALHO, 2017) tem-se a necessidade de se estimar o volume de gordura que deverá ser separado do efluente e coletado, portando para a determinação das dimensões da caixa, adotamos a pior situação. Logo temos (Equação 43):

$$V_g = \frac{4,4 Q_{\text{máx}}}{1000000} \quad (43)$$

Onde:

V_g = Volume de gordura gerado (m³/dia);

$Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima horária de final de plano (m³/h) de cada decantador.

Assim:

$$V_g = \frac{4,4 \cdot 331,02}{1000000}$$

$$V_g = 0,035 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Determinando assim, que a caixa de gordura possuirá formato retangular de 0,7 x 0,4 x 0,4 m, respectivamente comprimento, largura e profundidade, temos que o volume útil da caixa de gordura será de 0,112 m³.

4.7.1.12 Volume do fosso de lodo primário pelo método dos sólidos suspensos totais

A partir da composição do esgoto determinado para o dimensionamento da ETE, a eficácia quanto a remoção de sólidos suspensos no decantador, o teor médio de sólidos presente no esgoto bruto e a vazão média do sistema, calculamos a massa seca do lodo (Equação 44):

$$M_s = \frac{C_{ss} 86400 Q_{\text{méd}} E}{1000000} \quad (44)$$

Onde:

M_s = Massa seca do lodo (Kg/dia);

C_{ss} = Concentração de sólidos suspensos no esgoto bruto (mg/L);

$Q_{\text{méd}}$ = Vazão média de final de plano (L/s).

E = Eficiência de remoção de sólidos (decimal).

Para Carvalho (2017) a eficiência de remoção de sólidos no decantador primário situasse entre 40 % e 60 %. Sabendo que a concentração de sólidos suspensos no esgoto bruto é igual a 220 mg/L, conforme a literatura de Metcalf e Eddy (1991) tabela 02, e adotando a eficiência de remoção igual a 50 %, a massa seca de lodo em kg/dia corresponderá:

$$M_s = \frac{220 \cdot 86400 \cdot 55,3 \cdot 0,5}{1000000}$$

$$M_s = 525,57 \text{ kg.dia}$$

Sabendo que o teor de sólidos médio presente no lodo bruto é igual a 2% (CARVALHO, 2017), calculamos assim a massa úmida do lodo, pela equação 45:

$$M_u = \frac{M_s}{T_s} \quad (45)$$

Onde:

M_s = Massa seca do lodo (kg/dia);

M_u = Massa úmida do lodo (kg/d);

T_s = Teor de sólidos médio presente no lodo bruto (%).

Logo:

$$M_u = \frac{525,57}{0,02}$$

$$M_u = 26.278,50 \text{ kg/dia}$$

Assim com base na densidade do lodo, caracterizada em 1.015 kgf/m³ (CARVALHO, 2017), calcula-se o volume de lodo bruto sedimentado pela equação 46:

$$D_{en} = \frac{M_u}{V_{lodo}} \quad (46)$$

Onde:

D_{en} = Densidade (kgf/m³);

M_u = Massa úmida do lodo (kg/dia);

V_{lodo} = Volume de lodo bruto sedimentado (m³/dia).

Portanto o volume necessário do fosso, para uma limpeza adotada entre duas e duas horas será de:

$$V_{lodo} = \frac{26.278,50}{1.015}$$

$$V_{lodo} = 25,89 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$\text{ou } 1,078 \text{ m}^3/\text{h}$$

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011) o fosso de acumulação de lodo no fundo do decantador deve ter paredes com inclinação igual ou superior a 1,5 na vertical por 1,0 na horizontal. Assim para determinação do trapézio, temos a equação 47:

$$V_f = \frac{(A_M + A_m) h_f}{2} \quad (47)$$

Onde:

V = Volume do fosso (m³);

A_M = Área maior (m);

A_m = Área menor (m);

h_f = Profundidade (m).

Definindo que o raio da base maior seja igual a 0,8 m, o menor igual 0,6 m, e a profundidade do mesmo igual a 1,5 m encontramos para uma limpeza de 2,18 hora o seguinte volume:

$$V_f = \frac{(\pi \cdot 0,8^2 + \pi \cdot 0,6^2) \cdot 1,5}{2}$$

$$V_f = 2,35 \text{ m}^3$$

4.8 TRATAMENTO SECUNDÁRIO

4.8.1 Tanque de areação

Nesta etapa se inicia a remoção da matéria orgânica carbonácea presente no esgoto sanitário, processo no qual se acelera a oxidação e a de composição natural da matéria orgânica, com a presença de oxigênio dissolvido, agitação mecânica e de microrganismos na forma de flocos, ou seja, tem-se a presença de bactérias aeróbias, estas que necessitam de oxigênio para manter suas atividades metabólicas, aqui parte da matéria orgânica é convertida em CO₂ e H₂O.

4.8.1.1 Carga orgânica

Carga orgânica (CO) é a concentração e quantidade total de matéria orgânica presente em um determinado volume de esgoto, em quilos de matéria orgânica por unidade de tempo (MENDES, 2003). Para se obter a carga orgânica do efluente, utiliza-se a equação 48, como sugere Carvalho (2017).

$$CO = \frac{Q \text{ DBO}_{5,20}}{1.000} \quad (48)$$

Onde:

CO = Carga de DBO_{5,20} total afluente, solúvel + particulada (kg.DBO_{5,20}/dia);

Q = Vazão média de dimensionamento para fim de plano (m³/dia);

DBO_{5,20} = Demanda bioquímica de oxigênio (mg/L).

De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011), o sistema de lodos ativados, e todos os seus componentes, devem ser dimensionados para a vazão média de fim de plano, assim como na ausência de dados perante a DBO_{5,20} e sólidos em suspensão (SS) local, a norma recomenda a utilização dos seguintes fatores como parâmetros de projeto.

- 45 a 60 g de DBO_{5,20}/hab.dia;
- 90 a 120 g de DQO/hab.dia;
- 45 a 70 g de SS/hab.dia.

A NBR 11209 (ABNT, 2011) recomenda que para vazões superiores a 100 L/s, sejam adotadas mais de uma linha de reatores biológicos, operando em paralelo, assim como o dimensionamento do processo de lodo ativado, deve ser considerado a vazão média afluyente.

Adotando-se dois reatores em paralelo, a vazão de projeto para o dimensionamento do tanque de aeração (Equação 49), corresponderá:

$$Q = \frac{Q_{\text{méd}}}{2} \quad (49)$$

Onde:

Q = Vazão média de dimensionamento para fim de plano (m³/dia);

$Q_{\text{méd}}$ = Vazão média para fim de plano (m³/dia);

Sendo assim, a vazão média de dimensionamento do reator biológico será:

$$Q = \frac{9.558,40}{2}$$

$$Q = 4.779,20 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Adotando-se uma DBO_{5,20} de 220 mg/L conforme a literatura de Metcalf e Eddy (1991) tabela 02 e aplicando a equação 48, teremos que a carga orgânica total afluyente para fim de plano, corresponderá aproximadamente:

$$CO = \frac{4.779,20 \cdot 220}{1000}$$

$$CO = 1.051,42 \text{ kg.DBO}_{5,20}/\text{dia}$$

4.8.1.2 Carga orgânica afluyente

Para Carvalho (2017) a eficiência de remoção de carga orgânica no decantador primário corresponde aproximadamente à 30%, assim a carga orgânica afluyente ao tanque de aeração (CO_a) é obtida pela equação 50.

$$CO_a = 0,7 CO \quad (50)$$

Onde:

CO_a = Carga orgânica afluyente (kg.DBO_{5,20}/dia);

CO = Carga orgânica (kg. DBO_{5,20}/dia).

Assim a carga orgânica ainda presente no efluente sanitário que deverá ser removido, corresponderá:

$$CO_a = 0,7 \cdot 1.051,42$$

$$CO_a = 735,99 \text{ kg.DBO}_{5,20}/\text{dia}$$

4.8.1.3 Volume útil do tanque de aeração

Para se determinar o volume útil do tanque de aeração, aplica-se a equação 50 (CARVALHO, 2017).

$$V_u = \frac{CO_a}{A/M SSV_{TA}} \quad (51)$$

Onde:

V_u = Volume útil do tanque (m³);

CO_a = Carga orgânica afluyente (kg. DBO_{5,20}/dia);

A/M = Relação alimento/microrganismos adotada (kg. DBO_{5,20}/kg.SSV.dia);

SSV_{TA} = Concentração de sólidos em suspensão dentro do reator adotada (kg/m³).

Conforme a NBR 12209 (ABNT, 2011) os valores dos parâmetros de dimensionamento do tanque de aeração devem estar situados nos respectivos intervalos abaixo:

- Idade do lodo - 2 dias a 4 dias para sistemas de alta taxa, 4 a 15 dias para sistemas de taxa convencional e acima de 18 dias para sistemas de aeração prolongada;

- Relação alimento/microrganismos - 0,70 a 1,10 kg.DBO_{5,20}/kg.SSV_{TA.dia} para sistemas de alta taxa; 0,20 a 0,70 kg.DBO_{5,20}/kg.SSV_{TA.dia} para sistemas de taxa convencional; e menor ou igual a 0,15 kg.DBO_{5,20}/kg.SSV_{TA.dia} para sistemas de aeração prolongada;
- Taxa de utilização de substrato ou concentração de sólidos em suspensão no interior do tanque de aeração - 1,5 a 4,5 kg/m³;

Valido lembrar que:

- SSV_{TA} - Sólidos em suspensão voláteis no tanque de aeração;
- SS_{TA.dia} - Sólidos em suspensão no tanque de aeração.

Para o dimensionamento do tanque de aeração da ETE auxiliar de Anápolis, será adotado os valores médios (A/M 0,45 kg.DBO_{5,20}/kg.SSV_{TA.dia} e 3,0 kg/m³), garantindo assim a margem de segurança ideal e o perfeito funcionamento das unidades, portando o volume útil do tanque de aeração corresponderá à:

$$V_u = \frac{735,99}{0,45 \cdot 3,0}$$

$$V_u = 545,17 \text{ m}^3$$

4.8.1.4 Geometria do tanque de aeração

As configurações do tanque de aeração devem atender e seguir aos padrões do tipo de sistema de aeração adotado (aeração mecanizada ou superficial / aeração por ar difuso), sendo assim, a geometria do tanque deve ser compatível com a potência e capacidade de homogeneização a ser instalada, vale lembrar que, quanto melhor for a distribuição de oxigênio e sua uniformidade dentro do tanque, maior será a eficiência na remoção de DBO_{5,20}, e que cada sistema e seus equipamentos/componentes possuem suas características em particular, neste caso é necessário consultar o catálogo do fabricante para à escolha do melhor sistema/equipamento.

A NBR 12209 (ABNT, 2011), recomenda que nos tanques de aeração por ar difuso a profundidade mínima deve ser de 3 m, porém define outros parâmetros de projeto, em suma, a área em planta e volume do tanque de aeração deve ser compatível com a área de abrangência

dos aeradores, conseqüentemente é necessário que haja a compatibilização entre os dois, para se optar pelo menor custo benéfico, simplicidade na execução do projeto, assim como na operação/manutenção e eficiência de remoção de carga orgânica presente no efluente sanitário.

A configuração dos tanques de aeração possui papel importante dentro do sistema, uma vez definida, pode-se minimizar caminhos preferenciais para o líquido, e assim utilizar de uma melhor forma todo o volume do tanque, reduzindo as zonas mortas, e aumentando a homogeneização da massa líquida (CARVALHO, 2017). Para se obter a área superficial do tanque, aplica-se a equação 58.

$$A = \frac{V_u}{h} \quad (58)$$

Onde:

A = Área superficial do tanque (m²);

V_u = Volume útil do tanque (m³);

h = Profundidade do tanque adotada (m).

A NBR 12209 (ABNT, 2011) estipula que para tanques de aeração compostos por sistemas de ar difuso, a profundidade mínima deverá ser de 4 m, assim a área superficial do tanque de aeração será de:

$$A = \frac{545,17}{4}$$

$$A = 136,29 \text{ m}^2$$

Tanques retangulares possuem um melhor escoamento hídrico, assim como utilizam melhor o seu volume, sendo assim a relação do comprimento pela largura, não deve ser superior a 5 (CARVALHO, 2017). Para a ETE auxiliar será adotado uma relação C/L igual à 4, assim teremos o seguinte comprimento (Equação 59).

$$L = \sqrt{\frac{A}{C/L}} \quad (59)$$

Onde:

L = Largura do tanque (m)

A = Área superficial do tanque (m²);

C/L = Relação comprimento/largura adotado (unitário).

A largura dos tanques de aeração corresponderá à:

$$L = \sqrt{\frac{136,29}{4}}$$

$$L = 5,83 \text{ m}$$

Adotando-se L = 7,50 m

Perante o comprimento, o mesmo é obtido pela equação 60 abaixo.

$$C = C/L L \quad (60)$$

Onde:

C = Comprimento do tanque (m);

C/L = Relação comprimento/largura adotado (unitário);

L = Largura do tanque (m).

Assim, o comprimento do tanque de aeração será correspondente à:

$$C = 4 \cdot 7,5$$

$$C = 30 \text{ m}$$

Após a definição da geometria dos tanques poderá ocorrer a alteração do volume útil do tanque aerado, nesse sentido tem-se a necessidade de ser recalculado o volume útil pela equação 61, para então se verificar a relação A/M (alimento/microrganismo) e seus parâmetros admitidos em norma, aplicando-se a equação 61.

$$V_u = C L h \quad (61)$$

Onde:

V_u = Volume útil do tanque (m^3);

C = Comprimento do tanque (m);

L = Largura do tanque (m);

h = Altura do tanque (m).

Portanto o novo volume do tanque de aeração corresponderá:

$$V_u = 30 \cdot 7,5 \cdot 4$$

$$V_u = 900 \text{ m}^3$$

Aplicando-se novamente a equação 51, o parâmetro A/M (alimento/microrganismo) será de:

$$A/M = \frac{735,99}{900 \cdot 3}$$

$$A/M = 0,272 \text{ kg.DBO}_{5,20}/\text{kg.SSV}_{TA} \cdot \text{dia}$$

Após a alteração do volume do tanque de aeração, a relação A/M atende a faixa de parâmetro estabelecida na NBR 12209 (ABNT, 2011).

4.8.1.5 Necessidade de oxigênio

O cálculo da necessidade de oxigênio (NEC_{ox}) visa estabelecer a quantidade mínima de oxigênio aplicado no tanque, este consumo está ligado diretamente à necessidade dos microrganismos em manter as suas atividades metabólicas utilizando o oxigênio dissolvido na água. De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011), a massa de oxigênio a ser fornecida ao tanque de aeração deve ser igual ou superior aos seguintes critérios:

- Quando não se tem nitrificação (sistema convencional), aplica-se a equação 52.

$$NEC_{ox} = 1,5 CO_a \quad (52)$$

Onde:

NEC_{ox} = Necessidade de oxigênio (kg.O₂/dia);

CO_a = Carga orgânica afluyente (kg. DBO_{5,20}/dia).

- Quando se tem nitrificação, aplica-se a equação 53.

$$NEC_{ox} = 2,5 CO_a \quad (53)$$

Onde:

NEC_{ox} = Necessidade de oxigênio (kg.O₂/dia);

CO_a = Carga orgânica afluyente (kg. DBO_{5,20}/dia).

A ETE auxiliar, trata-se de um sistema convencional (sem nitrificação), conseqüentemente será utilizado a equação 52, que visa estipular a necessidade de oxigênio que deve ser fornecida ao tanque de aeração.

$$NEC_{ox} = 1,5 \cdot 735,99$$

$$NEC_{ox} = 1.103,98 \text{ kg.O}_2/\text{dia}$$

A necessidade de oxigênio na unidade horaria (kg.O₂/h) pode ser obtida através da equação 54 a seguir.

$$NEC_{ox}/h = \frac{NEC_{ox}}{h} \quad (54)$$

Onde:

NEC_{ox}/h = Necessidade de oxigênio horaria (kg.O₂/h);

NEC_{ox} = Necessidade de oxigênio (kg.O₂/dia);

h = Operação diária da ETE auxiliar (horas).

A ETE auxiliar irá operar 24 horas diárias, assim a necessidade de oxigênio na unidade será de aproximadamente:

$$\text{NEC}_{\text{ox}}/\text{h} = \frac{1.103,98}{24}$$

$$\text{NEC}_{\text{ox}}/\text{h} = 45,99 \text{ kg.O}_2/\text{h}$$

4.8.1.6 Sistema de aeração adotado

Em virtude da ETE auxiliar ser caracterizada de médio porte, será adotado o sistema de aeração por ar difuso (recomendado para ETE de grande porte), sistema que possui uma melhor eficiência na adição da massa de oxigênio no meio líquido, garantindo uma maior oxigenação do líquido, aumentando a eficiência na remoção de $\text{DBO}_{2,50}$ presente no esgoto sanitário. A concentração de oxigênio dissolvido no tanque de aeração, que deverá ser considerada no dimensionamento do equipamento de aeração, deve ser de no mínimo de 1,5 mg/L, para os casos de lodo ativado de aeração prolongada ou lodo ativado convencional, de acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011). A norma ainda ressalta que:

- Valores inferiores a 0,5 mg/L podem resultar no colapso da classe das bactérias filamentosas;
- Não se deve utilizar valores superiores a 2,0 mg/L, por razões econômicas.

Para o dimensionamento do equipamento de aeração, a capacidade nominal de transferência de oxigênio para água limpa a 20°C, isenta de oxigênio dissolvido e ao nível do mar, deve ser claramente indicada nas especificações, cabendo ao fornecedor garantir os valores informados.

Ou seja, a taxa de capacidade de transferência de oxigênio dos aeradores é fornecida para água limpa, sendo necessário realizar a correção desta para as condições de projeto. Para Carvalho (2017) as condições de campo implicam uma serie de dados a serem analisados, tais como:

- Pressão barométrica;
- Temperatura;

- Composição do resíduo líquido (óleos, tensoativos, salinidade, etc.);
- Concentração de oxigênio dissolvido no reator;
- Densidade de potência;
- Geometria do tanque.

Portando a correção da eficiência nominal de transferência de oxigênio é obtida através de equações presentes na bibliografia ou nos catálogos dos fornecedores dos sistemas, na ausência de tais dados pode ser adotado um fator de correção entre 0,6 e 0,7 (CARVALHO, 2017). Através da simples equação 55 é obtido a taxa de transferência de oxigênio para campo:

$$T_{tc} = F_c T_t \quad (55)$$

Onde:

T_{tc} = Taxa de transferência de oxigênio para campo (kg.O₂/kW.h);

F_c = Fator de correção (unitário);

T_t = Taxa de transferência de oxigênio padrão (kg.O₂/kW.h);

Cada fabricante possui uma linha de equipamentos de aeração por ar difuso, e cada equipamento possui sua particularidade perante a relação custo/benefício, isso correlacionado com a sua capacidade de transferência de oxigênio. Abaixo será apresentado o catálogo do fabricante “Sanitaire”, que fornece os principais dados referentes ao sistema de ar difuso.

Tabela 24 - Difusores sanitaire série gold

Material da membrana	Poliuretano
Comprimentos	2,286 mm (90 pol)
	1,500 mm (59 pol)
	700 mm (28 pol)
Faixa do fluxo de ar	3,7 - 37 Nm ³ /h/m ²
	0,2 - 2 scfm/ft ²
Eficiência de transferência de oxigênio padrão (SOTE)	7 - 10% por m de submersão
	2,2 - 3% por pé
Eficiência de aeração padrão (SAE)	3 - 8 kg.O ₂ /kW.h
	8 - 15 lb O ₂ /hp.h

Fonte: Xylem - Produtos de aeração para tratamento biológico com eficiência energética

Figura 27 - Serie gold

Fonte: Xylem - Produtos de aeração para tratamento biológico com eficiência energética

Tabela 25 - Difusores sanitaire série silver II

Material do disco	Composto EPDM de alta qualidade
Diâmetro	178 ou 229 mm (7 ou 9 pol)
Faixa do fluxo de ar por disco	0,8 - 7 Nm ³ /h 0,5 - 4,5 scfm
Eficiência de transferência de oxigênio padrão (SOTE)	Aprox. 6,5% por m de submersão 2% por pé
Eficiência de aeração padrão (SAE)	2,5 - 6 kg.O ₂ /kW.h 4 - 10 lb O ₂ /hp.h

Fonte: Xylem - Produtos de aeração para tratamento biológico com eficiência energética

Figura 28 - Série silver II

Fonte: Xylem - Produtos de aeração para tratamento biológico com eficiência energética

Tabela 26 - Difusores cerâmicos sanitaire

Material do disco	Cerâmica moldada com compressão especial
Diâmetro	178 ou 229 mm (7 ou 9 pol)
Faixa do fluxo de ar por disco	0,5 - 4,7 Nm ³ /h 0,3 - 3 scfm
Eficiência de transferência de oxigênio padrão (SOTE)	Aprox. 6,5% por m de submersão 2% por pé
Eficiência de aeração padrão (SAE)	2,5 - 6 kg.O ₂ /kW.h 4 - 10 lb O ₂ /hp.h

Fonte: Xylem - Produtos de aeração para tratamento biológico com eficiência energética

Figura 29 - Cerâmicos

Fonte: Xylem - Produtos de aeração para tratamento biológico com eficiência energética

Para o dimensionamento da ETE auxiliar, será adotado os “difusores cerâmicos sanitaire”, é valido lembrar que a eficiência de aeração muda em função da profundidade em que será instalado os difusores. A eficiência de transferência padrão (SOTE) aumenta em função da profundidade do tanque, a eficiência do difusor escolhido para ETE auxiliar e de aproximadamente 6,5% por metro de submersão. Através da equação 56 é possível se obter a eficiência padrão SOTE:

$$SOTE = P E \quad (56)$$

Onde:

SOTE = Eficiência de transferência de oxigênio padrão (%);

P = Profundidade útil do tanque de aeração (m);

E = Eficiência em função da profundidade (porcentagem/metro de submersão).

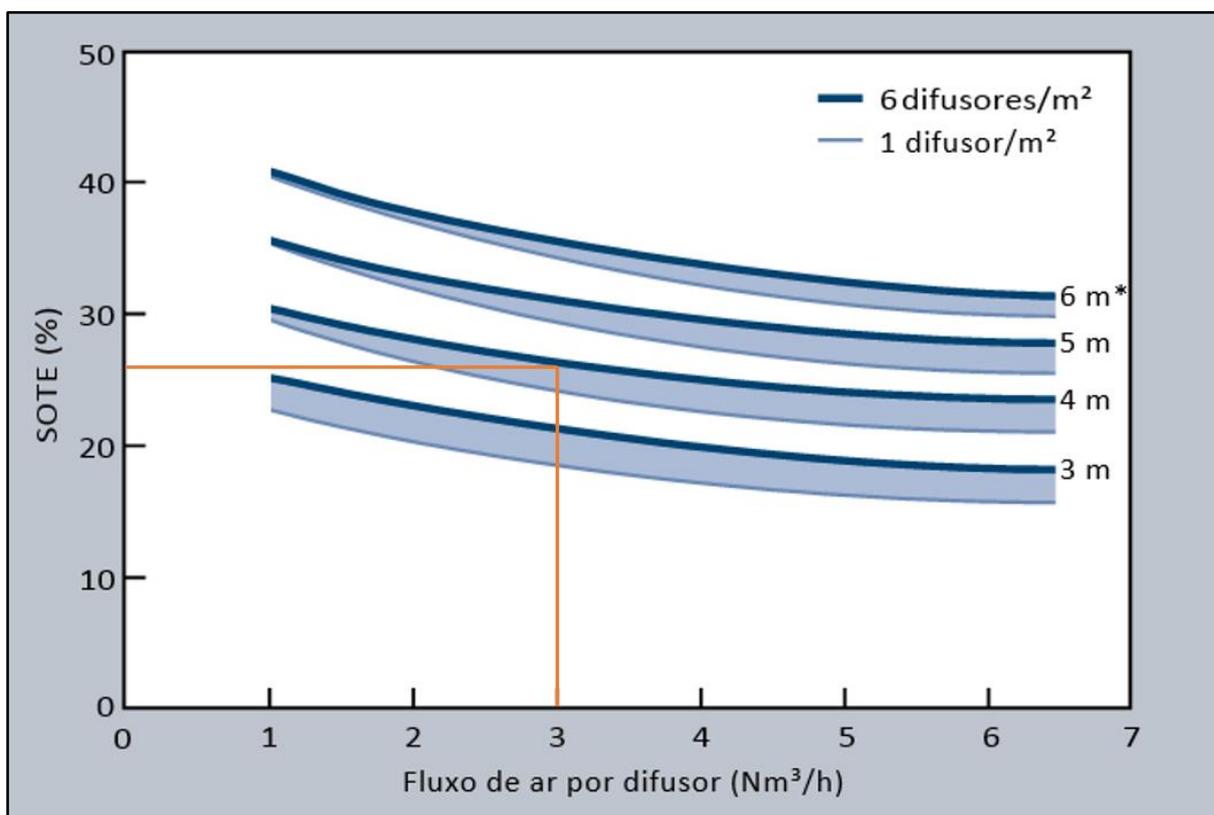
Em virtude do tanque de aeração possuir 4 metros de profundidade a eficiência de transferência corresponderá à:

$$\text{SOTE} = 4 \cdot 6,5$$

$$\text{SOTE} = 26\%$$

A quantidade de difusores que deverão ser instalados é obtida através do cruzamento de dados do gráfico 5. Adotando-se o fluxo de ar por difusor (difusor escolhido) igual à 3 Nm³/h, e a eficiência de transferência de oxigênio padrão (SOTE) igual a 26%, teremos a necessidade da instalação de 6 difusores/m².

Gráfico 5 - Curva de desempenho, 9" cerâmica



Fonte: Xylem - Produtos de aeração para tratamento biológico com eficiência energética

Portanto o número total de difusores que estão presentes dentro do reator aerador é obtido pela equação 57.

$$N_d = N_d/m^2 A_s \quad (57)$$

Onde:

N_d = Número total de difusores (unitário);

N_d/m^2 = Número de difusores por metro quadrado adotado, conforme o gráfico 5 (unitário);

A_s = Área superficial do tanque de aeração (m^2).

A área superficial do tanque de aeração corresponde à $225 m^2$, por tanto o número de difusores que o sistema deverá possuir, será de:

$$N_d = 6 \cdot 225$$

$$N_d = 1.350 \text{ difusores}$$

Perante a correção da eficácia nominal de transferência de oxigênio (Equação 55) da ETE auxiliar, será adotado 0,65, portando a taxa de transferência de oxigênio para as condições de campo será de:

$$T_{tc} = 0,65 \cdot 0,26$$

$$T_{tc} = 0,169 \text{ kg.O}_2/\text{kW.h}$$

4.8.1.7 Grau de mistura

Tal parâmetro visa a não sedimentação da biomassa dentro do tanque de aeração, uma vez que esta não é a deste reator e sim do decantador secundário. A NBR 12209 (ABNT, 2011) define que, a vazão específica mínima de ar que deverá ser fornecida ao tanque de aeração, quando se utiliza o sistema de ar difuso, deverá ser de no mínimo $0,6 m^3/h$ de ar ($20^\circ C$ e 1 atm) por metro cúbico de reator, para se garantir o grau de mistura necessário ao tratamento biológico. Para se determinar a massa de oxigênio necessária ao sistema de aeração, aplica-se a equação 58 abaixo.

$$O_2/N_e = \frac{NEC_{ox}/h}{T_{tc}} \quad (58)$$

Onde:

O_2/N_e = Massa de oxigênio necessária horaria (kg.O₂/h);

NEC_{ox}/h = Necessidade de oxigênio horaria (kg.O₂/h);

T_{tc} = Taxa de transferência de oxigênio para campo (kg.O₂/kW.h).

Assim a massa de oxigênio necessária ao tanque de aeração, corresponderá à:

$$O_2/N_e = \frac{45,99}{0,169}$$

$$O_2/N_e = 272,13 \text{ kg.O}_2/\text{h}$$

A ETE auxiliar não irá utilizar cilindros de O₂ em sua operação, e sim o O₂ presente no ar atmosférico, o ar seco e composto de nitrogênio, oxigênio e argônio, além de outros componente presentes, tais como dióxido de carbono, hidrogênio, hélio, neon e outros. A porcentagem destes presentes na atmosfera, pode ser dividida da seguinte maneira (Tabela 27):

Tabela 27 - Composição do ar atmosférico

Gás	Porcentagem	Partes por milhão
Nitrogênio	78,08	780.000,0
Oxigênio	20,95	209.160,0
Argônio	0,93	9.340,0
Dióxido de carbono	0,035	350,0
Neônio	0,0018	18,0
Hélio	0,00052	5,2
Metano	0,00014	1,4

Fonte: Adaptado da UFPR (2017)

Ou seja, à aproximadamente 21,0% de oxigênio no ar atmosférico, portanto para se determinar a massa de ar horaria, teremos a seguinte (Equação 59):

$$M_{\text{ar}} = \frac{O_2/N_e}{O_2/\text{Ar}} \quad (59)$$

Onde:

M_{ar} = Massa de ar necessária horaria (kg.ar/h);

O_2/N_e = Massa de oxigênio necessária horaria (kg.O₂/h);

O_2/Ar = Porcentagem de oxigênio presente no ar atmosférico (%).

Portando a massa de ar necessária à ser bombeada, será de aproximadamente:

$$M_{\text{ar}} = \frac{272,13}{0,21}$$

$$M_{\text{ar}} = 1.295,24 \text{ kg.ar/h}$$

Para de ser terminar o volume de ar necessário, aplica-se a equação 60.

$$V_{\text{ar}} = \frac{M_{\text{ar}}}{\rho} \quad (60)$$

Onde:

V_{ar} = Volume de ar necessário horário (m³/ar.h);

M_{ar} = Massa de ar necessária horaria (kg.ar/h);

ρ = Massa específica do ar (kg/m³).

Vale lembrar que as propriedades físicas dos gases sofrem alteração, isso em função da temperatura e pressão em que estão submetidos. A Tabela 28 traz algumas dessas alterações.

Tabela 28 - Propriedades dos fluidos

(continua)

Fluido	ρ (kg/m³)
Água destilada a 4°C	1000
Água do mar a 15°C	1022 a 1030
Ar a pressão atm. e 0°C	1,29
Ar a pressão atm. e 15,6°C	1,22

Tabela 28 - Propriedades dos fluidos

(conclusão)

Fluido	ρ (kg/m ³)
Mercúrio	13590 a 13650
Tetracloroeto de carbono	1590 a 1594
Petróleo	880

Fonte: USP - Fundamentos da mecânica dos fluidos (2017)

Considerando que a massa específica do ar (ρ) é de aproximadamente 1,22 kg/m³

$$V_{\text{ar}} = \frac{1.295,24}{1,22}$$

$$V_{\text{ar}} = 1.061,67 \text{ m}^3/\text{ar.h}$$

$$V_{\text{ar}} = 17,69 \text{ m}^3/\text{ar.m}$$

O grau de mistura dentro do tanque de aeração (vazão específica mínima de ar superior à 0,6 m³/ar.h por m³ de reator), pode ser obtido pela equação 61.

$$G_m = \frac{V_{\text{ar}}}{V_u} \quad (61)$$

Onde:

G_m = Grau de mistura (m³/ar.h/m³/r).

V_{ar} = Volume de ar necessário horário (m³/ar.h);

V_u = Volume útil do tanque (m³);

Teremos que o grau de mistura dentro dos tanques de aeração da ETE auxiliar será de:

$$G_m = \frac{1.061,67}{576}$$

$$G_m = 1,84 \text{ m}^3/\text{ar.h/m}^3/\text{r}$$

$$1,84 \text{ m}^3/\text{ar.h/m}^3/\text{r} > 0,6 \text{ m}^3/\text{ar.h/m}^3/\text{r}$$

O grau de mistura atende aos parâmetros estabelecidos pela NBR 12209 (ABNT, 2011).

Para se converter a faixa de m³/h para Nm³/h, visando a nomenclatura comercial dos sopradores de ar, aplica-se a equação 62.

$$N_{m^3/h} = \left(\frac{273}{273 + t_1} \right) \left(\frac{P_1 - (R_h P_v)}{1,033} \right) m^3/h \quad (62)$$

Onde:

t_1 = Temperatura de entrada do ar (C°);

P_1 = Pressão atmosférica na entrada do ar na flange de admissão do compressor (kg/cm².abs);

R_h = Umidade relativa do ar (decimal);

P_v = Pressão parcial do vapor de água (kg/cm².abs);

A baixo serão apresentados os dados pertinentes a equação supracitada (Tabela 29 e 30).

Tabela 29 - Pressão parcial de vapor de água saturado

(continua)

Temperatura		Pressão absoluta	
°F	°C	Lb/pol ²	kg/cm ²
68	20,0	0,339	0,02383
69	20,6	0,350	0,02461
70	21,1	0,363	0,02552
71	21,7	0,375	0,02637
72	22,2	0,388	0,02728
73	22,8	0,401	0,02820
74	23,3	0,415	0,02918
75	23,9	0,429	0,03016
76	24,4	0,444	0,03122
77	25,0	0,459	0,03227
78	25,6	0,474	0,03333
79	26,1	0,490	0,03445
80	26,7	0,490	0,03445
81	27,2	0,506	0,03558
82	27,8	0,541	0,03804

Tabela 29 - Pressão parcial de vapor de água saturado**(conclusão)**

Temperatura		Pressão absoluta	
83	28,3	0,558	0,03923
84	28,9	0,577	0,04057
85	29,4	0,595	0,04183
86	30,0	0,615	0,04324

Fonte: UFU - Artigo técnico (2017)

Tabela 30 - Altitude e pressão atmosférica

Altitude acima do nível do mar		Pressão atmosférica	
Pés	Metros	P_{sia}	kg/cm².abs
0	0	14,696	1,0333
500	153	14,43	1,015
1000	302	14,16	0,956
1500	458	13,91	0,978
2000	610	13,66	0,960
2500	763	13,41	0,943
3000	915	13,17	0,926
3500	1068	13,93	0,909
4000	1220	12,69	0,892
4500	1373	12,46	0,876
5000	1526	12,23	0,860
6000	1831	11,78	0,828
7000	2136	11,34	0,797
8000	2441	10,91	0,767
9000	2746	10,5	0,738
10000	3050	10,1	0,71
15000	4577	8,29	0,583

Fonte: UFU - Artigo técnico (2017)

Para a conversão das unidades, será adotado o pior caso para o bombeamento (a favor da segurança), onde:

- Volume de ar necessário horário - 1.333,19 m³/ar.h;
- Temperatura do ar - 30°C;

- Pressão atmosférica - 0,929 (para altitudes aproximadas à 1068 m);
- Umidade relativa do ar - 40%;
- Pressão parcial do vapor de água saturado - 0,04324 para 30°C.

Portando a faixa específica mínima de ar por difusor fornecida aos tanques de aeração, corresponderão (Aplicando-se a equação 62):

$$N_{m^3/h} = \left(\frac{273}{273 + 30} \right) \left(\frac{0,929 - (0,4 \cdot 0,04324)}{1,033} \right) 1.061,67$$

$$N_{m^3/h} = 844,02$$

Para o correto funcionamento do sistema de aeração, serão necessários 2 sopradores (1 + 1 de reserva) que forneçam 844,02 Nm³/ar. Salienta-se lembrar que essa vazão pode aumentar, isso em virtude da perda de carga nas tubulações, uma vez que tal parâmetro não foi dimensionado.

4.8.1.8 Tempo de detenção hidráulica

A grosso modo o tempo de detenção hidráulico - TDH, e o tempo que o líquido deve permanecer dentro do tanque de aeração, isso correlacionado com o tempo de digestão das bactérias e a decomposição da matéria orgânica (DBO_{5,20}) presente no efluente sanitário. A NBR 12209 (ABNT, 2011) afirma que o TDH não deve ser utilizado como parâmetro para o dimensionamento do tanque de aeração, porém Carvalho (2017) diz que o tempo de detenção hidráulico em função da vazão média de dimensionamento no tanque de aeração, deve ser igual ou superior:

- 1 h - Quando a idade do lodo é inferior a 18 dias, ou a taxa de utilização de substrato é superior a 0,15 kg.DBO_{5,20}/kg.SSV_{TA}.dia;
- 15 h - Quando a idade do lodo é igual ou superior a 18 dias, ou a taxa de utilização de substrato é igual ou inferior a 0,15 kg.DBO_{5,20}/kg.SSV_{TA}.dia.

Para Von Sperling (2005) o tempo de detenção hidráulico do tanque de aeração possui uma faixa bem baixa, situada em 6 a 8 horas para sistema de lodo ativado convencional, isso implica em tanques com menores dimensões, conseqüentemente em volumes menores.

Como citado anteriormente o TDH não pode ser considerado com parâmetro de projeto para os tanques de aeração, porém é necessário a verificação desse parâmetro visando a eficiência na remoção de carga orgânica, ou seja, o valor de TDH deve ser compatível com a norma e bibliografia. A equação 63 realiza a verificação quanto ao TDH (CARVALHO, 2017):

$$Q = \frac{V_u}{TDH} \quad (63)$$

Onde:

Q = Vazão média de dimensionamento para fim de plano (m³/s);

V_u = Volume útil do tanque (m³);

TDH = Tempo de detenção hidráulico (dias).

Portando o tempo de detenção hidráulico dos tanques de aeração corresponderá:

$$TDH = \frac{900}{4779,20}$$

$$TDH = 0,188$$

ou 4,52 horas

Ou seja, o tempo de detenção hidráulico atende as faixas estabelecidas pela NBR 12209 (ABNT, 1992).

4.8.1.9 Vazão de recirculação de lodo

Refere-se a ao volume de lodo que deverá ser bombeada e reintroduzida novamente dentro do tanque de aeração, assim mantendo elevadas taxas de biomassa dentro do sistema. Para Carvalho (2017) lodos com boa sedimentabilidade possuem entre 7.000 e 8.000 mg/L, isso corresponde ao dobro encontrado dentro do tanque de aeração (valor mínimo) e máximo igual 10.000 mg/L.

O valor mínimo da recirculação deve atender aos seguintes critérios estabelecidos pela NBR 12209 (ABNT, 1992), assim como deve ser previsto dispositivo para medição da recirculação de lodo.

- R - 0,25 ($SST_{TA} < 3.000 \text{ mg/L}$);
- R - 0,50 ($3.000 < SST_{TA} < 4.500 \text{ mg/L}$);
- R - 1,00 ($SST_{TA} \geq 4.500 \text{ mg/L}$);

A equação que realiza o balanço de massa dos sólidos em suspensão (SS_V/L), ou seja, o que entra e sai no decantador secundário, e expressa pela equação 64 abaixo.

$$(1 + R) \text{ mg.}SS_V/L \text{ (entrada)} = R \text{ mg.}SS_V/L \text{ (saída)} \quad (64)$$

Onde:

R = Coeficiente de recirculação de lodo, conforme a NBR 12209 (m^3/s);

Para estipular a vazão de lodo que deverá ser recircular, aplica a equação 65.

$$Q_r = R Q \quad (65)$$

Onde:

Q_r = Vazão de retorno (m^3/s)

R = Coeficiente de recirculação de lodo, conforme a NBR 12209 (unitário);

Q = Vazão média de dimensionamento para fim de plano (m^3/s);

Portando a vazão de retorno de lado para o tanque de aeração corresponderá aproximadamente:

$$Q_r = 0,6 \cdot 4779,20$$

$$Q_r = 2.867,53 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_r = 0,03318 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{ou } 33,18 \text{ L/s}$$

4.8.1.10 Vazão de descarte de lodo

Para se determinar o volume de descarte de lodo, tem-se a necessidade de estipular a biomassa seca ou o lodo biológico produzido em excesso. Para Carvalho (2017) a cada 1,0 kg de $DBO_{5,20}$ produzida, gera-se 0,65 kg de sólidos suspensos - SS (biomassa), assim a massa de SS seca é obtida pela relação (Equação 66).

$$\frac{1 \text{ kg.DBO}_{5,20} - 0,65 \text{ kg.SS}}{CO_a - B_s} \quad (66)$$

Onde:

CO_a = Carga orgânica afluyente (kg.DBO_{5,20}/d);

B_s = Biomassa seca (kg.SS).

Teremos a seguinte biomassa seca presente na vazão de descarte:

$$\frac{1 \text{ kg.DBO}_{5,20} - 0,65 \text{ kg.SS}}{735,99 - B_s}$$

$$B_s = 478,39 \text{ kg.SS}$$

O valor acima encontrado corresponde a massa seca, assim há necessidade de se calcular a massa de lodo fresco, aplicando-se o seu teor de sólidos na equação 67.

$$\text{kg (lodo fresco)} = \frac{B_s}{\text{Teor de sólidos}} \quad (67)$$

Onde o B_s é a biomassa seca, e teor de sólidos corresponde ao valor dos sólidos suspensos voláteis adotado como parâmetro de projeto.

$$8.000 \text{ mg/L} = 0,8\% = 0,008$$

Portanto a massa de lodo fresca de descarte, corresponderá aproximadamente:

$$\text{kg (lodo fresco)} = \frac{478,39}{0,008}$$

$$\text{kg (lodo fresco)} = 59.799,18 \text{ kg/dia}$$

Para se estipular a vazão de lodo a ser descartada, utilizaremos a equação da massa específica (Equação 68) definindo a vazão diária. Vale lembrar que o valor médio da massa específica (μ) para lodos secundários e de 1.010 kg/m^3 (CARVALHO, 2017).

$$V = \frac{m}{\mu} \quad (68)$$

Onde:

V = Volume de descarte (m^3/d);

m = Biomassa úmida ou lodo fresco (kg);

μ = Massa específica do lodo (kg/m^3).

Portanto:

$$V = \frac{59.799,18}{1.010}$$

$$V = 59,21 \text{ m}^3/\text{dia}$$

4.8.1.11 Idade do lodo ou tempo de retenção celular

De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 1992) recomenda-se entre 4 a 15 dias a idade do lodo, isso para sistema convencional. Para se obter o tempo de retenção celular, aplica-se a equação 69 (CARVALHO, 2017).

$$\text{TRC} = \frac{V \text{ DBO}_{5,20}}{B_s} \quad (69)$$

Onde:

TRC = Tempo de retenção celular (dias);

V = Volume do tanque de aeração (m³);

DBO_{5,20} = Demanda bioquímica de oxigênio aplicada (kg/m³);

B_s = Biomassa seca (kg).

O tempo de retenção celular será de:

$$\text{TRC} = \frac{900 \cdot 3}{478,39}$$

$$\text{TRC} = 5,64 \text{ dias}$$

Ou seja, o tempo de retenção celular atende as faixas estabelecidas pela NBR 12209 (ABNT, 1992).

4.8.2 Decantador secundário

Para o dimensionamento do decantador secundário, o parâmetro mais importante é a área superficial. Para a determinação do mesmo é necessário a carga de sólidos afluente ao decantador, ou seja, da carga de sólidos do efluente do tanque de aeração.

4.8.2.1 Área superficial do decantador

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011), a taxa de escoamento superficial deve ser igual ou inferior a:

- $\text{TES} \leq 28 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ ($\text{SS}_{\text{TA}} < 3.000 \text{ mg/L}$);
- $\text{TES} \leq 20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ ($3.000 \leq \text{SS}_{\text{TA}} < 4.500 \text{ mg/L}$);
- $\text{TES} \leq 16 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ ($\text{SS}_{\text{TA}} \geq 4.500 \text{ mg/L}$).

Para a determinação da área do decantador, de acordo com a SS_{TA} do afluente, fazemos uma verificação a partir da TES, pela equação 26. Assim encontramos:

$$\text{TES} = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_s}$$

$$20 = \frac{4777,92}{A_s}$$

$$A_s = 238,89 \text{ m}^2$$

Conforme a NBR 12209 (ABNT, 2011), quanto a taxa de aplicação de sólidos, a norma recomenda que o mesmo seja:

- $TAS \leq 144,0 \text{ kg/m}^2.\text{dia}$ (idade do lodo inferior a 18 dias);
- $TAS \leq 120,0 \text{ kg/m}^2.\text{dia}$ (idade do lodo é superior a 18 dias).

Uma vez que a vazão afluyente ao decantador secundário corresponde ao somatório da vazão de esgoto, com a vazão do lodo recirculado, para o cálculo da área do decantador, temos a seguinte equação 70 (CARVALHO, 2017):

$$A = \frac{(Q + Q_r) SS_{TA}}{TAS} \quad (70)$$

Onde:

A = Área superficial do decantador (m^2);

Q = Vazão de esgoto média de final de plano (m^3/dia);

Q_r = Vazão de recirculação de lodo (m^3/dia);

SS_{TA} = Concentração de sólidos suspensos totais afluentes (kg/m^3);

TAS = Taxa de aplicação de sólidos ($\text{kg/m}^2.\text{dia}$).

Assim, afim de determinar a TAS, inserimos o valor de vazão média de final de plano como recomendado pela norma, lembrando que foram adotados 2 decantadores, por isso a vazão pela metade, buscamos o valor de recirculação do lodo calculado no tópico do sistema de aeração, adotamos 3 kg/m^3 para a SS_{TA} conforme a NBR 12209 (ABNT, 2011) e assim junto com o valor da área recentemente calculado, temos:

$$TAS = \frac{(4777,92 + 2867,53) 3}{238,89}$$

$$TAS = 96,21 \leq 144 \text{ kg/m}^2.\text{dia}$$

4.8.2.2 Diâmetro do decantador

Assim, após a determinação da área de decantação, define-se a quantidade de decantadores e calcula-se o diâmetro do mesmo pela equação 30. Ressalta-se que para a determinação do diâmetro do tanque, as medidas devem ser compatibilizadas com as dimensões dos raspadores de lodo. Logo, o diâmetro dos decantadores calculados será:

$$D = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 238,89}{\pi}}$$

$$D = 17,44 \text{ m}^2$$

4.8.2.3 Volume útil

É recomendado que a profundidade útil seja maior ou igual a 3,5 metros, e que também seja adotado uma borda livre de 0,5 metro.

Para o cálculo do volume, adota-se a profundidade igual a 3,5 metros, e assim junto com a área determinada recentemente, por meio da equação 32, determinamos o valor volume:

$$P = \frac{V}{A}$$

$$V = 238,89 \cdot 3,5$$

$$V = 836,115 \text{ m}^3$$

4.8.2.4 Tempo de detenção hidráulica

Conforme a NBR 12209 (ABNT, 2011), o tempo de detenção hidráulica relativa à vazão média, deve ser maior o igual a 1,5 hora. Assim de posse do valor definitivo do volume dos decantadores, calcula-se o TDH pela equação 31. Portanto o TDH dos decantadores serão:

$$V = \left(\frac{Q_{\text{méd}}}{2}\right) \text{TDH}$$

$$836,115 = \left(\frac{9.555,84}{2} \right) \cdot \text{TDH}$$

$$\text{TDH} = 0,175 \text{ dia}$$

$$\text{TDH} = 4,2 \text{ horas}$$

4.8.2.5 Taxa de escoamento através do vertedor

Após a obtenção das dimensões do decantador, é feito o dimensionamento do sistema de coleta. No entanto, diferentemente da unidade primária, a taxa de escoamento através dos vertedores de saída do decantador secundário, deve ser igual ou inferior a 290 m³/m.dia, segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011).

Sabendo que o número de vertedores resultado pelo sistema foi de 274, assim para a verificação da taxa de escoamento através do vertedor, utilizamos a equação 37:

$$\text{TEVS} = \left(\frac{1}{0,2} \right) \cdot 0,000202 \cdot 86400$$

$$\text{TEVS} = 87,26 \text{ m}^3/\text{m.dia} \leq 290 \text{ m}^3/\text{m.dia}$$

4.8.2.6 Determinação das demais unidades e características do decandador secundário

Assim como calculado ou adotado no decantador primário, no decantador secundário as demais características ou unidades, tiveram os mesmos parâmetros e mesmo roteiro de cálculo, seguindo a NBR 12209 (ABNT, 2011) e Carvalho (2017). Portanto para simplificar, optamos por apenas apresentar seus respectivos resultados e no próximo capítulo (resultados).

5 RESULTADOS

Após o memorial de cálculo juntamente com os dados presentes na literatura e normas vigentes, obtivemos todos os resultados perante o escopo do projeto, isso envolve as prováveis vazões de esgoto sanitário a geometria dos sistemas juntamente com parâmetros utilizados na correta operação destes. Todos os parâmetros devem atender a bibliográfica e normas regulamentadoras, com isto a probabilidade de funcionamento de forma ideal dos sistemas e alta (correto tratamento do efluente sanitário), porém ressalta-se lembrar que a operação da ETE auxiliar possui papel de suma importância na eficiência dos sistemas dimensionados.

- As vazões de esgoto sanitário tendem ao aumento positivo, isso em virtude do crescimento populacional do município e o aumento da renda per-capita da população Anapolina (maior consumo de água), assim como uma maior abrangência dos sistemas de saneamento básico ofertadas pelo município (Tabela 31).

Tabela 31 - Vazões de esgoto sanitário

Vazão de esgoto sanitário	Início de plano (2020)		Fim de plano (2040)	
	m ³ /dia	L/s	m ³ /dia	L/s
Q _{es} Mínima	4.565,31	52,84	5.600,98	64,83
Média	7.486,82	90,82	9.558,40	110,63
Máxima	12.161,25	140,76	15.890,09	183,91

Fonte: Autores (2017)

- O medidor Parshall ideal escolhido, possuirá garganta de 9 polegadas ou 22,9 cm que atende a faixa de vazões entre 2,5 - 272 L/s, ou seja, atende perfeitamente a vazão mínima de projeto (início de plano) de 52,84 L/s e a máxima de 183,91 L/s (fim de plano), tabela 32.

Tabela 32 - Medidor Parshall

Característica	Símbolo	Valor
Estrangulamento (garganta)	w	9 pol / 22,9 cm
Nível mínimo de efluente aumentado pelo medidor	H _{mín}	0,22 cm
Nível máximo de efluente aumentado pelo medidor	H _{máx}	0,5 cm
Rebaixamento do medidor	z	11,0 cm

Fonte: Autores (2017)

- O sistema de grades proporcionará uma eficiência na remoção de sólidos grosseiros e corpos flutuantes de 76,92%, possuirá inclinação de 45°, limpeza mecanizada, é composto por barras de 9 mm espaçadas entre si 30 mm, totalizando 17 barras com comprimento útil de 1,40 m, assim a largura do canal de acesso será de 2,30 m, por 0,65 m de largura e altura de 1 m, assim como as velocidade de escoamento entre as barras para as situações com as grades limpas e obstruídas (suja) atende aos parâmetro da NBR 12209 (ABNT, 2011), vide tabela 33.

Tabela 33 - Gradeamento

Característica	Símbolo	Valor
Número de unidades	-	1 sistema
Espaçamento entre barras	a	30 mm
Espessura de barra	t	9,5 mm
Eficiência da grade	E	76,92 %
Número de barras	n	17
Limpeza	-	Mecanizada
Área útil	A_u	0,184 m ²
Área total	A_t	0,239 m ²
Largura do canal	B	0,65 m
Comprimento do canal de acesso à grade	L	2,30 m
Perda de carga (50% de obstrução)	h_f (suja)	0,103 m
Altura do canal da grade	H_v	0,99 m
Comprimento da grade	C	1,40 m
Inclinação da grade	I_{nc}	45°
Área necessária em planta	-	2,0 m ²

Fonte: Autores (2017)

- O sistema de desarenação ou caixa de areia, possuirá sistema em paralelo (duas unidades) com limpeza mecanizada, eficiência de 95% na remoção de partículas com diâmetro superior a 0,2 mm e densidade de 2,65 g/cm³, geração de lodo de aproximadamente 2,22 m³ a cada 7 dias, comprimento de 9,0 m, largura de 1,6 m e rebaixamento do leito do canal de 0,2 m, a velocidade máxima de escoamento superficial será 0,3 m/s, e a TES de 1.100,34 m³/m².dia, atendendo as especificações da NBR 12209 (ABNT, 1992) e NBR 12209 (ABNT, 2011), tabela 34.

Tabela 34 - Desarenador

Característica	Símbolo	Valor
Número de unidades	-	1 com 2 canais
Velocidade de escoamento	v	0,3 m/s
Largura do canal	B	1,6 m
Comprimento do canal	L	9,0 m
Rebaixamento	z'	0,2 m
Volume de lodo gerado a cada 7 dias	V _{lodo}	2,2 m ³ /7 dias
Periodicidade de limpeza (remoção do lodo)	-	7 dias
Taxa de aplicação superficial	TAS	1.100,34 m ³ /m ² .dia
Nível mínimo de efluente no desarenador	h _{mín}	0,11 m
Nível máximo de efluente no desarenador	h _{máx}	0,39 m
Área necessária em planta	-	37,44 m ²

Fonte: Autores (2017)

- O tratamento primário (decantador primário) possuirá sistema duplo em paralelo, a sua eficiência na remoção de carga orgânica (DBO_{2,50}) será de aproximadamente 30% e de 50% na remoção de sólidos suspensos (SS), possuirá limpeza mecanizada, com dispositivos de remoção de lodo composto por dois braços, caixa de captação e armazenamento de espuma de 0,112 m³, perante a geração de massa umidade de lodo no decantador, tal valor será de 26.278,50 kg/dia e de gordura na faixa de 0,035 m³/dia, já os parâmetros da TES, TDH, profundidade útil e TEVS estão de acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011), tabela 35.

Tabela 35 - Decantador primário

(continua)

Característica	Símbolo	Valor
Número de unidades	-	2
Taxa de escoamento superficial	TES	90 m ³ /m ² /dia
Área em planta	A	88,2 m ²
Volume	V	364,12 m ³
Diâmetro	D	11,0 m
Profundidade útil	P	4,20 m
Número de vertedores	V _d	167
Vazão unitária por vertedor	Q _d	0,000551 m ³ /s
Nível de esgoto medido a partir do vértice do triangulo	H	0,0434 m

Tabela 35 - Decantador primário

		(conclusão)
Taxa de escoamento através do vertedor de saída	TEVS	283,03 m ³ /dia
Área do canal de coleta do esgoto decantado	A	0,23 m ²
Altura do canal de coleta do esgoto decantado	h	0,35 m
Largura do canal de coleta do esgoto decantado	L	0,7 m
Diâmetro da saia defletora	D _s	2,15 m
Altura da saia defletora	H _s	2,10 m
Dispositivo de remoção de lodo	-	2 unidades
Altura do anteparo para a espuma	-	0,3 m
Volume de gordura	V _g	0,035 m ³ /dia
Massa seca de lodo gerada	M _s	525,57 kg/dia
Massa úmida do lodo de lodo gerada	M _u	26.278,50 kg/dia
Volume de lodo bruto sedimentado	V _{lodo}	1,078 m ³ /h
Volume do fosso	V _f	2,35 m ³ a cada 2,18 horas
Área necessária em planta	-	229,32 m ²

Fonte: Autores (2017)

- O tanque aeração possuirá duas unidades em paralelo, composto por sistema de ar difuso, a carga orgânica afluyente será de 735,99 kg.DBO_{5,20}/dia (total de 1.021,42 kg.DBO_{5,20}/dia, porém o decantador primário remove 30% desta carga), a geometria do tanque possuirá a largura de 7,5 m, comprimento de 30 m, profundidade de 4 m e volume útil de 900 m³, a NEC_{ox} do tanque de aeração será de 1.103,98 kg.O₂/dia, os difusores serão da marca “Sanitaire” (864 difusores cerâmicos), com a SOTE de 26% e taxa de transferência de oxigênio para as condições de campo de 0,169 kg.O₂/kW.h, o volume de ar necessário horário será de 1.061,67 m³/ar.h, propiciando um grau de mistura de 1,84 m³/ar.h/m³/r atendendo a NBR 12209 (ABNT, 2011). A vazão de recirculação do lodo será de 2.867,53 m³/dia, geração de lodo fresco na faixa de 59.779,18 kg/dia e volume de descarte de 59,21 m³/dia. Perante TRC este será de 4,52 horas, parâmetro que esta de acordo com Carvalho (2017), já o TDH, este estará situado em 4,52 horas, faixa ideal de acordo com a NBR 12209 (ABNT, 1992), já relação A/M será de 2,282 kg.DBO_{5,20}/dia/ kg.SST_{TT}/dia e a taxa de utilização de substrato ou concentração de sólidos em suspensão no interior do tanque de aeração

(SSV_{TA}) de 3kg/m^3 , atendendo aos parâmetros da NBR 12209 (ABNT, 2011), tabela 36.

Tabela 36 - Tanque de aeração

Característica	Símbolo	Valor
Número de unidades	***	2
Carga orgânica afluyente	CO_a	735,99 kg.DBO _{5,20} /dia
Reação alimento/microrganismo	A/M	0,272 kg.DBO _{5,20} /dia/ kg.SST _{TT} /dia
Taxa de utilização de substrato	SSV_{TA}	3 kg/m ³
Profundidade do tanque	P	4,0 m
Largura do tanque	B	7,5 m
Comprimento do tanque	L	30,0 m
Volume útil do tanque	V_u	900 m ³
Necessidade de oxigênio	NEC_{ox}	1.103,98 kg.O ₂ /dia
Necessidade de oxigênio horaria	NEC_{ox}/h	45,99 kg.O ₂ /h
Eficiência de transferência de oxigênio padrão	SOTE	26 %
Número de difusores	N_d	864
Taxa de transferência de oxigênio para campo	T_{tc}	0,169 kg.O ₂ /kW.h
Massa de oxigênio necessária horaria	O_2/N_e	272,13 kg.O ₂ /h
Massa de ar necessária horaria	M_{ar}	1.295,24 kg.ar/h
Volume de ar necessário horário	V_{ar}	1.061,67 m ³ /ar.h
Grau de mistura do tanque de aeração	G_m	1,84 m ³ /ar.h/m ³ /r
Tempo de detenção hidráulico	TDH	4,52 horas
Vazão de recirculação de lodo	Q_r	2.867,53 m ³ /dia
Biomassa seca	B_s	478,39 kg.SS
Massa de lodo fresca	-	59.799,18 kg/dia
Vazão de lodo para descarte	V	59,21 m ³ /dia
Tempo de retenção celular	TRC	5,64 dias
Área necessária em planta	-	585,0 m ²

Fonte: Autores (2017)

- O decantador secundário possuirá sistema duplo em paralelo, possuirá limpeza mecanizada, com dispositivos de remoção de lodo composto por dois braços, caixa de captação e armazenamento de espuma de 0,112 m³, profundidade útil de 3,5 m, diâmetro de 17,5 m e volume útil 841,85 m³. Perante a geração de massa seca de lodo

no decantador, tal valor será de 262,86 kg/dia, e volume de lodo bruto sedimentado de 12,95 m³/dia, e a gordura na faixa de 0,021 m³/dia, já os parâmetros da TES, TAS, TDH, TEVS estão de acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011), tabela 37.

Tabela 37 - Decantador secundário

Característica	Símbolo	Valor
Número de unidades	***	2
Taxa de escoamento superficial	TES	20 m ³ /m ² /dia
Taxa de aplicação dos sólidos	TAS	96,21 kg/m ² .dia
Área em planta	A	238,89 m ²
Diâmetro	D	17,5 m
Volume	V	841,85 m ³
Tempo de detenção hidráulico	TDH	4,2 horas
Profundidade útil	P	3,5 m
Vertedores	V _d	274 vertedores
Vazão	Q _d	0,000202 m ³ /s
Nível de esgoto medido a partir do vértice do triângulo	H	0,0291 m
Taxa de escoamento através do vertedor de saída	TEVS	87,26 m ³ /dia
Área do canal de coleta do esgoto decantado	A	0,138 m ²
Altura do canal de coleta do esgoto decantado	h	0,30 m
Largura do canal de coleta do esgoto decantado	L	0,55 m
Diâmetro da saia defletora	D _s	3,50 m
Altura da saia defletora	H _s	1,80 m
Dispositivo de remoção de lodo	-	2 unidades
Anteparo para a espuma	-	0,3 m
Volume de gordura	V _g	0,021 m ³ /dia
Massa seca de lodo gerada	M _s	262,86 kg/dia
Volume de lodo bruto sedimentado	V _l	12,95 m ³ /dia
Volume do fosso	V _f	1,08 m ³ a cada 2 horas
Área necessária em planta	-	621,14 m ²

Fonte: Autores (2017)

Ao analisar e compatibilizar os dados do dimensionamento dos sistema, aplicando-se 30% a mais, em cima da área em planta obtida no memorial de cálculo, valor que visa garantir as áreas não estimadas (circulação, alvenaria etc), a ETE auxiliar proposta, composta por Lodos Ativados Convencional, irá necessitar de proximamente 1.475 m² de área para sua instalação,

ou seja, a área atual escolhida para a locação dos sistema dispõe de 51.929,18 m², sendo assim, há a compatibilização entre a área em planta demandada pela ETE e a área disponível para instalação.

Perante o atendimento a leis vigentes, temos alguns critérios a serem analisados, a Legislação Federal, no caso específico as Resoluções do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA, nº 357 de 17 de março de 2005 e nº 430 de 13 de maio de 2011, classifica todos os corpos hídricos do estado de Goiás como classe II (águas que podem ser destinadas ao abastecimento para consumo humano, após tratamento convencional; à proteção das comunidades aquáticas; à recreação de contato primário, tais como natação, esqui aquático e mergulho, à irrigação de hortaliças, plantas frutíferas e de parques, jardins, campos de esporte e lazer, com os quais o público possa vir a ter contato direto; e aquicultura e à atividade de pesca) assim como determina os padrões de lançamento de efluentes de sistema de tratamentos de esgoto sanitário nos seguintes níveis:

- Demanda bioquímica de oxigênio - $DBO_{5,20} \leq 120,0$ mg/L;
- Eficiência total de remoção da $DBO_{5,20}$ pelo conjunto dos sistemas ≥ 60 %.

Já a Legislação Estadual, sob o Decreto Estadual nº 1.745 de 06 de dezembro de 1979, estipula outros valores e padrões para o lançamento de efluentes nos corpos hídricos do Estado de Goiás:

- Demanda bioquímica de oxigênio - $DBO_{5,20} \leq 60,0$ mg/L;
- Eficiência total de remoção da $DBO_{5,20}$ pelo conjunto dos sistemas ≥ 80 %.

Em suma, a Legislação do Estado de Goiás é mais rígida e dura perante o lançamento de efluentes, isso em virtude da classificação dos corpos hídricos goianos (Classe II), sendo assim os sistemas acima dimensionados deve atender aos parâmetros de lançamento do estado de Goiás.

Partindo deste princípio, se durante a instalação da ETE, todo o escopo do projeto for seguido à risca, assim como durante a operação da ETE, esta for realizada de modo correto, a eficiência total estimada na remoção de carga orgânica, no cenário mais desfavorável possível será de aproximadamente 85%.

Sendo assim, a demanda bioquímica de oxigênio - $DBO_{5,20}$ de 220 mg/L adotada no dimensionamento da ETE (carga orgânica total presente no efluente), deverá atender o Decreto Estadual nº 1.745 (GOIÁS, 1979), portando se a eficiência global do sistema de lodos ativados convencional remove 85% da $DBO_{5,20}$ presente, teremos aproximadamente 33,0 mg/L de $DBO_{5,20}$ efluente.

Salientamos lembrar que as futuras eficiências desempenhadas estão sujeitas a sofrer variações, isto diante da possível implantação de indústrias que irão utilizar a rede coletora municipal para lançar seus efluentes industriais, ou até mesmo em função da composição físico-química do efluente do município, uma vez que o dimensionado do sistema, foram utilizados dados presentes na literatura, desta maneira, a metodologia correta seria a utilização dos resultados de ensaios realizados em laboratório, provenientes de amostras do efluente sanitário do próprio município de Anápolis.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir do estudo realizado, quanto a proposta de implantação da ETE auxiliar que visa o correto tratamento e disposição final do esgoto sanitário proveniente da região sudoeste da cidade de Anápolis, cujo o sistema de tratamento aplicado seja o Lodos Ativados Convencional, pode-se se tirar algumas conclusões quanto as vantagens que a tecnologia possui e possíveis mudanças que a proposta oferece.

Diante do plano de locação do sistema na área onde se localizava o antigo Parque Agropecuário da cidade, à área exigida em projeto/planta e comportada pela área em situação real, isso em virtude da tecnologia exigir pequenas aéreas para sua instalação, outro fator analisado, é que grande parte da sub-bacia em questão encontrar-se já habitada, faça-se necessário a não propagação de mau odor e proliferação de vetores no perímetro entorno da ETE, parâmetro que o sistema adotado atente com êxito, isso em função da biologia aplicada na depuração da matéria orgânica carbonácea.

Perante a legislação vigente, pode-se verificar que após a instalação da ETE no município, este iria atender aos parâmetros de lançamento nos corpos hídricos de classe II, padrões estabelecidos pelas resoluções do CONAMA, nº 357 e 430, e principalmente pelo Decreto Estadual nº 1.745/1979, que estabelece o lançamento de efluentes nos corpos hídricos da DBO_{5,20} inferior à 60 mg/L, assim como a eficiência total do sistema na remoção da DBO_{5,20} seja superior à 80%.

Conclui-se portanto, que a proposta da instalação da ETE auxiliar, na área atual do antigo parque agropecuário de Anápolis, que visa anteder a população dos bairros situados na região sudoeste do município, é viável e necessário, medida que irá melhorar significativamente a qualidade de vida da população Anapolina, assim como irá manter e melhorar a classe dos corpos hídricos que cortam o município, diante de tais medidas estaremos atendendo ao conceito de desenvolvimento sócio econômico de sustentabilidade ambiental do município de Anápolis.

REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7229 - **Projeto, Construção e Operação de sistemas de tanques sépticos**. Rio de Janeiro, 1993.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9648 - **Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9649 - **Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12208 - **Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1992.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12209 - **Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1992.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12209 - **Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários**. Rio de Janeiro, 2011.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13969 - **Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação**. Rio de Janeiro, 1997.
- ANDRADE, J. B. **Sistema de Esgotamento Sanitário**. Goiás. 2006. 70 f. Apostila de Saneamento Básico - Engenharia Civil, Universidade Católica de Goiás.
- AZEVEDO NETTO, J. M. **Curso de tratamento de águas residuárias**. São Paulo, 1975.
- AZEVEDO NETTO, J. M., (et al). **Manual de hidráulica**. 8 ed. São Paulo: Edgar Bucher, 1998.
- BENETTI, A. & BIDONE, F. **O meio ambiente e os recursos hídricos**. In: TUCCI, C. E. M. (Org.) Hidrologia: ciência e aplicação. 2.ed., Porto Alegre: Editora da Universidade: ABRH, 1997. p.849-877. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos; v. 4).
- BEFDIAS. **Sistemas para tratamento de efluentes**. Disponível em:<<https://bfdias.com.br/produtos/sistema-de-aeracao-fixo-circular/>>Acesso em 20 de outubro de 2017.
- BRASIL. Fundação Nacional de Saúde. **Manual de Saneamento**. 3. ed. rev. Ministério da Saúde. Brasília, 2006.
- BRASIL. **Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007**. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico. Brasília, 5 de janeiro de 2007; 186º da Independência e 119º da República. Disponível em<http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/111445.htm> Acesso em 03 maio 2017.
- CAU - CONSELHO DE ARQUITETURA E URBANISMO DE GOIÁS. **Laudo Técnico - Perímetro Urbano de Anápolis - GO**. Disponível em:<<http://caugo.gov.br/wp->

content/uploads/2016/02/Laudo-tecnico-perimetro-urbano_Anapolis_timbrado.pdf>Acesso em 13 de outubro 2017.

CARVALHO, E. H. **Lodo Ativado Convencional**: pós-graduação em tratamento e disposição final de resíduos sólidos e líquidos - UFG, 5 de mai. - 17 de jun. 2017. 14 f. Notas de Aula. Manuscrito e Slide.

CETESB - COMPANHIA ESTADUAL DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO BÁSICO. **Técnica de abastecimento e tratamento de água**. V 1.2. ed São Paulo, 1978.

CETESP - COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DE SÃO PAULO. NTS 025 - **Projeto de redes coletoras de esgoto**. São Paulo, 2006.

COMPARINI, J. B.; SOBRINHO, P.A. **Contribuição ao estudo de vazões de esgoto sanitário em comunidades de pequeno porte**. In: SIMPÓSIO ÍTALO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 1., Rio de Janeiro, 1992. Anais. Rio de Janeiro, 1992.

CONAMA - CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **Resolução nº 357 de 17 de março de 2005**. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamentos de efluentes, e dá outras providências. Brasília, 2005. Disponível em <www.mma.gov.br/port/conama/res/res06/res37506.pdf>. Acesso em 10 maio 2017.

CONAMA - CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **Resolução nº 430 de 13 de maio de 2011**. Dispõe sobre condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA. Disponível em <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=646>>. Acesso em 10 maio 2017.

CONAMA - CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **Resolução nº 20, de 18 de junho de 1986**. Estabelece a classificação das águas, doces, salobras e salinas do Território Nacional. Disponível em <<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res86/res2086.html>>. Acesso em 10 de maio 2017.

CRESPO, P. G. **Sistema de esgotos**. Belo Horizonte: UFMG, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1997.

FEAM - FUNDAÇÃO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE. **Orientações básicas para operação de estações de tratamento de esgoto - ETE's**. Disponível em:<<http://www.unipacvaleadoaco.com.br/ArquivosDiversos/Cartilha%20ETE%20FEAM.pdf>>Acesso em 20 de outubro de 2017.

FINEP - FINANCIADORA DE ESTUDOS E PROJETOS. **Soluções inovadoras de tratamento de reuso de esgoto em comunidades isoladas - aspectos técnicos e institucionais**. Unicamp. São Paulo, 2013.

FERNANDES, Carlos. **Esgotos Sanitários**, Ed. Univ./UFPB, João Pessoa, 1997, 435p. Reimpressão Jan/2000.

FUNASA - FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE. **Manual de Saneamento**. Ministério da Saúde. Brasília, 2004. Disponível em: <http://www.dec.ufcg.edu.br/saneamento/ES00_00.html?submit=%CDndica+de+Esgotos+Sanit%Elrios>. Acesso em 31 de maio de 2017.

GOIÁS. **Decreto nº 1.745, de 06 de Dezembro de 1979**. Dispõe obre a prevenção e o controle da poluição do meio ambiente. Palácio do Governo do Estado de Goiás, Goiânia, 06 de dezembro de 1979. Disponível em< http://www.mp.go.gov.br/nat_sucroalcooleiro/Documentos/legislacao/especifica/03.pdf>Acesso em 10 de maio de 2017.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2008**. Disponível em < <https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv45351.pdf>>Acesso em 07 de fevereiro de 2017.

IBGE - INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Goiás, Anápolis, infográficos**. Disponível em < <https://cidades.ibge.gov.br/painel/painel.php?lang=&codmun=520110&search=goias|anapolis|infograficos:-dados-gerais-do-municipio>>Acesso em 13 de outubro de 2017.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A.; **Tratamento de Esgotos Domésticos**, V. 1: concepções clássicas de tratamento de esgotos, 4º ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental (ABES), 2005.

JÚNIOR, E. M. **Iniciação ao tratamento de esgoto**. Campinas: Curso de Treinamento de esgoto, 2001.

JORDÃO, E. P.; E PESSÔA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. 4º ed. Rio de Janeiro, SEGRAC, 2005.

LEMI, E. J. A. **Manual prático de tratamento de água** residuarias, 1º ed. São Carlos: EdUFSCar. 2010. p. 595.

MELLO, E. J. R. **Tratamento de esgoto sanitário**: Avaliação da estação de tratamento de esgoto do Bairro Novo Horizonte na cidade de Araguari - MG. 2007. 99 f. Monografia (Pós-Graduação lato sensu em Engenharia Sanitária) - União Educacional de Minas Gerais. Uberlândia - MG, 2007.

MENDES, O. F. Anotações de aula: **Disciplina tratamento de resíduos líquidos**. Departamento de Engenharia. Universidade Católica de Goiás, 2003.

METCALF & EDDY. **Wastewater engineering: treatment, disposal, reuse**. 3º ed. New York: Mc Graw Hill, 1991.

NUNES, J. A. **Tratamento físico-químico de águas residuárias industriais**. 3 ed. Aracaju: Gráfica e Editora Triunfo Ltda, 2001.

NUVOLARI, A. **Esgoto Sanitário: coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola** - 2º ed. Edgard Blucher: São Paulo, 2011.

PRZYBYSZ, L. C. B.; GUIDI, E. F. **Uso Adequado dos Sistemas de Coleta e Tratamento de Esgotos Domésticos** - Enfoque Ambiental. In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 19, 1997, Foz do Iguaçu. Anais... Foz do Iguaçu: ABES, 1997.

REVISTA TAE - **Especializada em tratamento de água e efluentes**. Disponível em:< <http://www.revistatae.com.br/6661-noticias>>Acesso em 10 de outubro 2017.

SIGMA - TRATAMENTO DE ÁGUAS. **Home; produtos; aeradores**. Disponível em:< <http://sigma.ind.br/produto/aeradores>>Acesso em 20 de outubro de 2017.

SOBRADO CONSTRUÇÕES LTDA. **Mapa Iluminado Sub-bacia Antas** - Ampliação do SES de Anápolis. Anápolis, 2015.

SOUZA F. S. **Caracterização e Eficiência da Estação de Tratamento de Esgoto: ETE São Francisco no Município de Rio Branco – AC**. 2011. 94 f. Trabalho de Conclusão do Curso (Graduação Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Acre. Rio Branco-Acre, 2011.

TECPA - CURSOS DE TRATAMIENTOS DE AGUAS. **Decantacion primaria em uma EDAR**. Disponível em:< <http://www.tecpa.es/decantacion-primaria-en-una-edar>>Acesso em 20 de outubro de 2017.

UFPR, 2017 - **Composição do ar seco**. Universidade Federal do Paraná. Disponível em<<http://fisica.ufpr.br/grimm/aposmeteo/cap1/cap1-2.html>>Acesso em 24 de outubro de 2017.

UFU, 2017 - Artigo técnico. **O compressor de ar é medido em volume ou massa ?**. Disponível em< ftp://mecanica.ufu.br/LIVRE/SCHP/arquivos/compressor_ar_medido_ed57.pdf>Acesso em 18 de outubro de 2017.

PPSTMA. Pós-Graduação em Sociedade, Tecnologia e Meio Ambiente. **Elaboração de Mapas Temáticos**. Unievangélica, 2017.

USP, 2011 - **Manual Tratamento Preliminar de Esgotos, Gradeamento e Caixa de Areia**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Disponível em <200.144.189.36/phd/LeArq.aspx?id_arq=489>. Acesso em 10 de março 2017.

USP, 2017 - **Propriedades dos fluidos**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Disponível em < <http://www2.eesc.usp.br/netef/Oscar/Aula2.pdf>>. Acesso em 24 de outubro 2017.

VON SPERLING, M. **Princípios básicos do tratamento de esgotos** - Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Belo Horizonte, UFMG. v.2. 1996. 59 p.

VON SPERLING, M. **Princípio do Tratamento Biológico de Águas Residuárias**. Vol. 1: Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. 3 ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG, 2005. 452 p.

VON SPERLING, M. **Lodos ativados** - Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Belo Horizonte, UFMG. v.4. 2012.

VON SPERLING, M. **Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos** (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias; vol. 1). Belo Horizonte: UFMG, 2014.

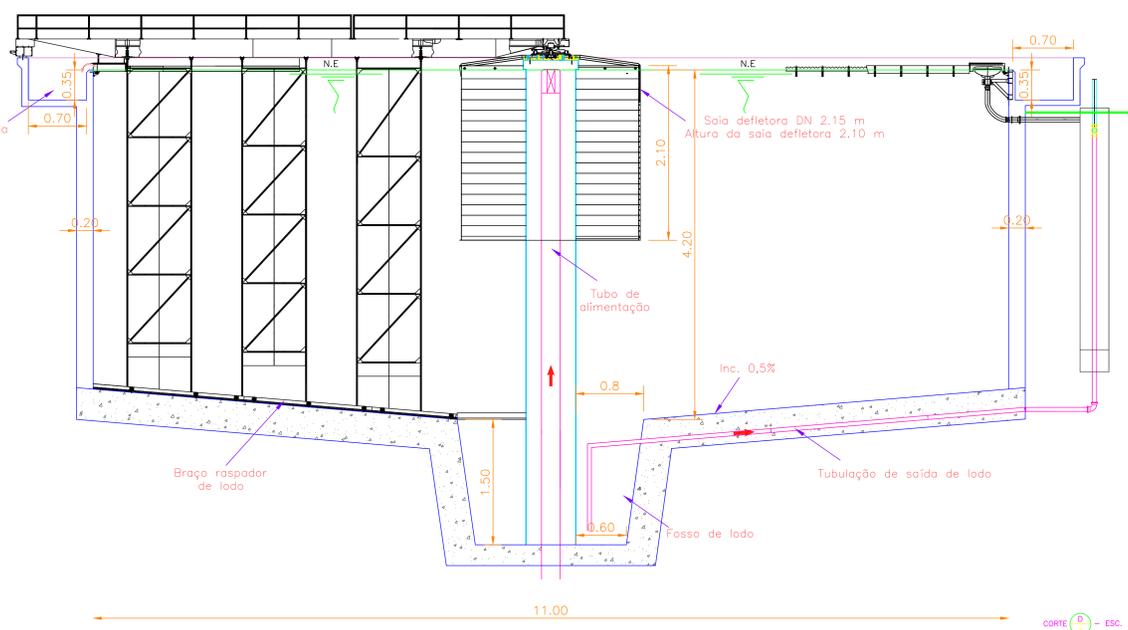
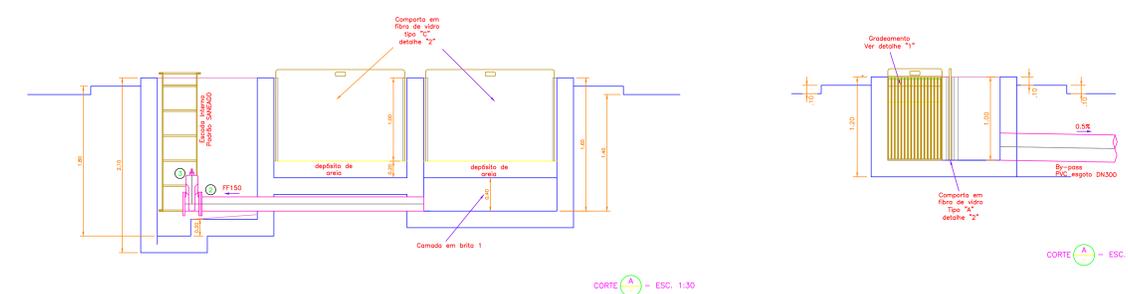
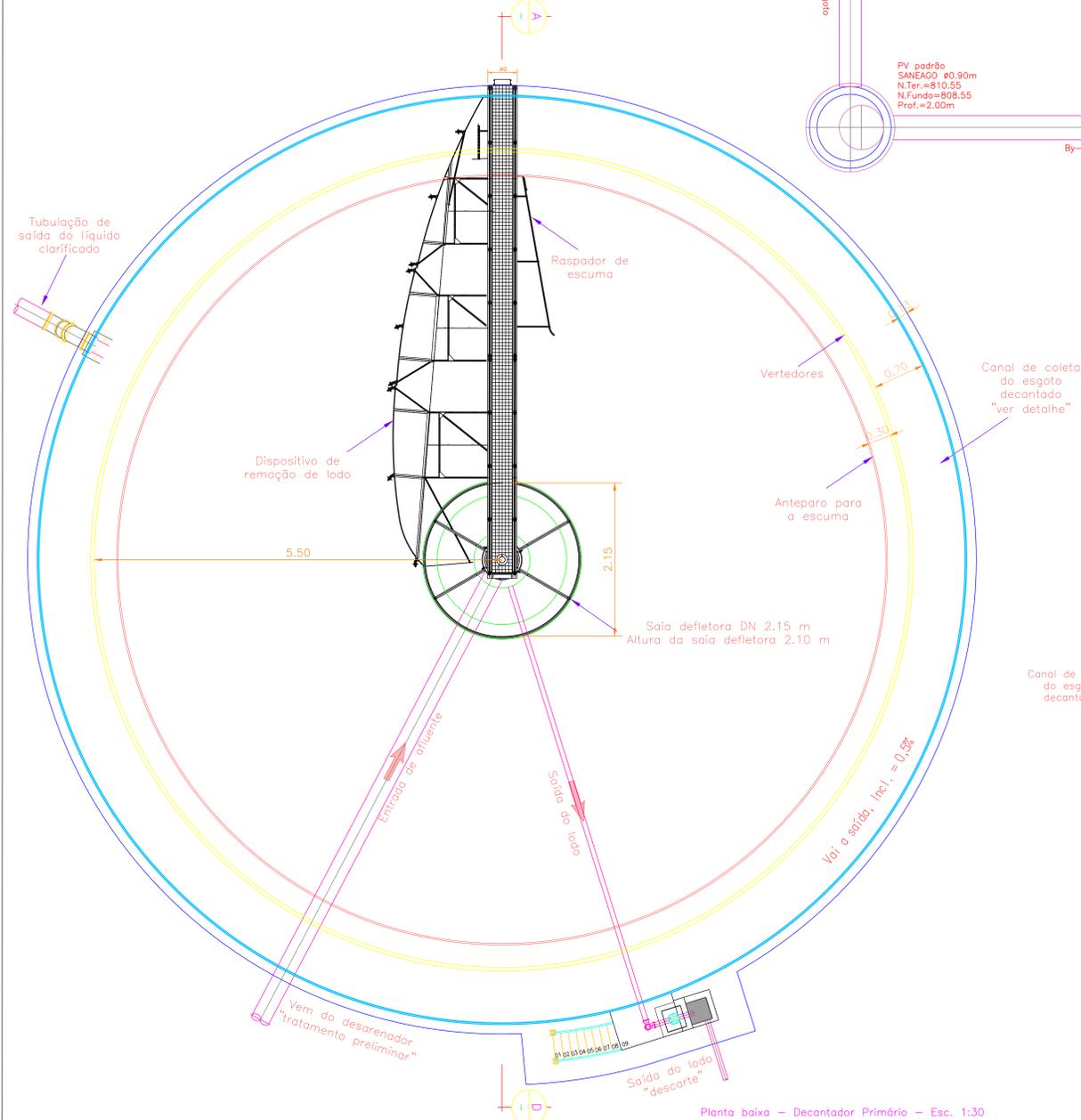
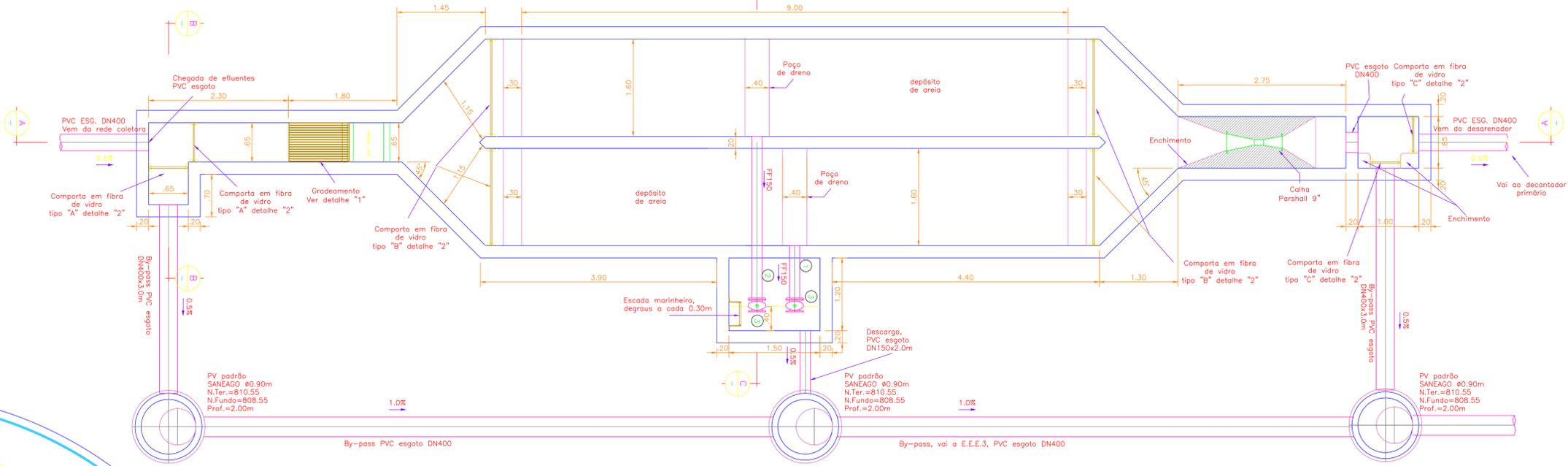
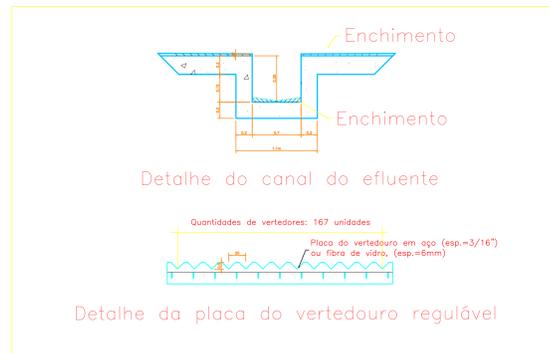
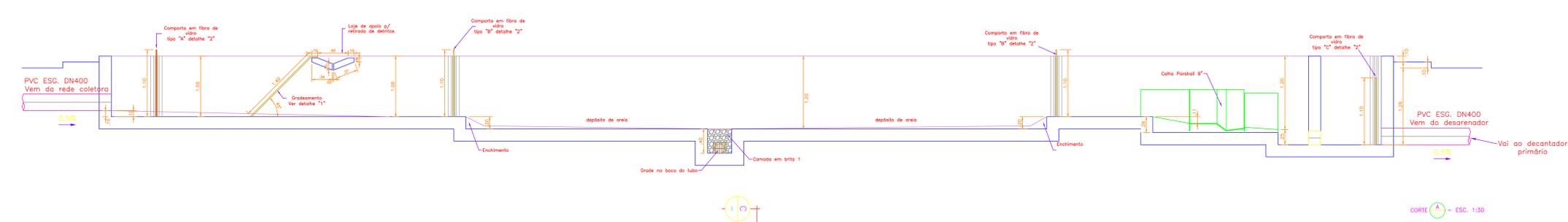
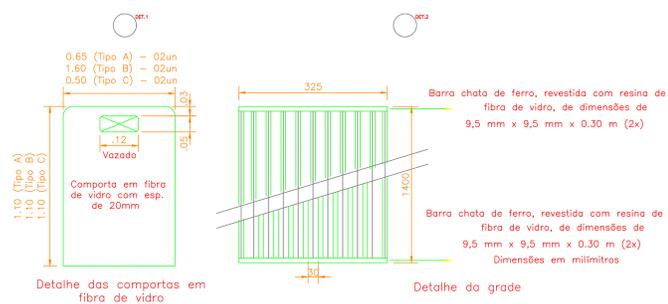
XYLEM - Produtos de aeração para tratamento biológico com eficiência energética.
Disponível em:< <http://www.xylemwatersolutions.com/scs/brasil/pt-br/Documents/DOC%209.pdf>> Acesso em 20 de outubro de 2017.

ANEXO A

- Mapa iluminado - sub-bacia antas.

APÊNDICE A

- Plantas baixas e cortes do sistema de tratamento de efluentes (ETE auxiliar).



RELAÇÃO DE MATERIAL CASA DE AREIA

ITEM	DISCRIMINAÇÃO	UNID.	QUANT.
CONDICIONIS DE FERRO DOCTIL			
01	TUBO PONTA E FLANGE Fcfo PN10 DN 150 x 900	un	1
02	TUBO PONTA E FLANGE Fcfo PN10 DN 150 x 2000	un	1
VALVULAS/REGISTROS			
03	REGISTRO DE GAVETA CHATO C/FLANGES E CABECOTE Fcfo PN10 DN 150	un	2

Os direitos autorais deste projeto pertencem aos engenheiros abaixo citados.
É proibida a sua reprodução, modificação e/ou alteração conforme LEI nº 5.968 ART. 25

APROVAÇÃO:

ETE AUXILIAR
1 UNIDADE
AV. PEDRO LUDOVICO, ANTIGO PARQUE AGROPECUÁRIO
ANÁPOLIS - GO

PROPRIETÁRIO: _____
MUNICÍPIO DE ANÁPOLIS
CNPJ: 01.967.479/0001-46

AUTORES: _____
ANATAÍZ FERNADES DE F. JUNIOR
ENGENHEIRO CIVIL CREA: ****/****

RT E EXECUÇÃO: _____
ANATAÍZ FERNADES DE F. JUNIOR
ENGENHEIRO CIVIL CREA: ****/****

CHARLES PIETRO SOUZA GARCIA
ENGENHEIRO CIVIL CREA: ****/****

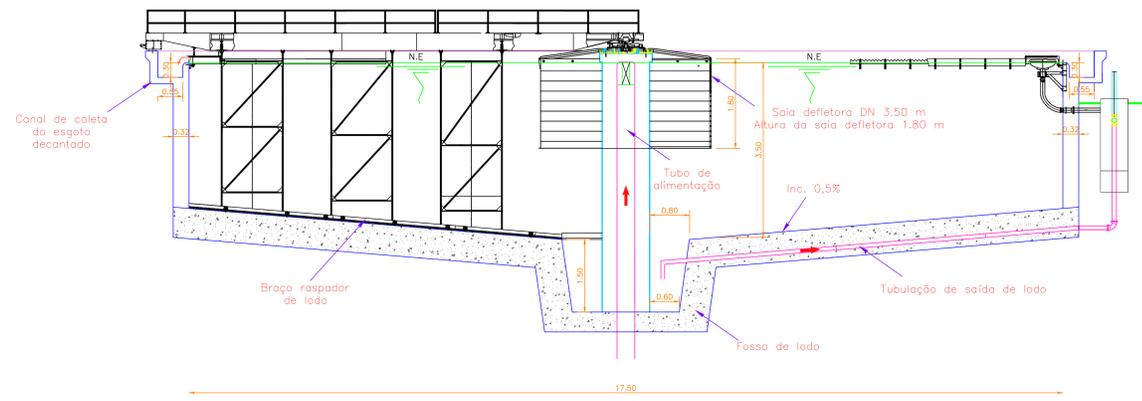
FRANCHA
1/2
DESENHO: CHARLES PIETRO
ANATAÍZ FERNADES
ESCALAS: INDICADA

CHARLES P. S. GARCIA / ANATAÍZ F. F. JUNIOR FONE: 62 99117-4530 / 62 99252-6946

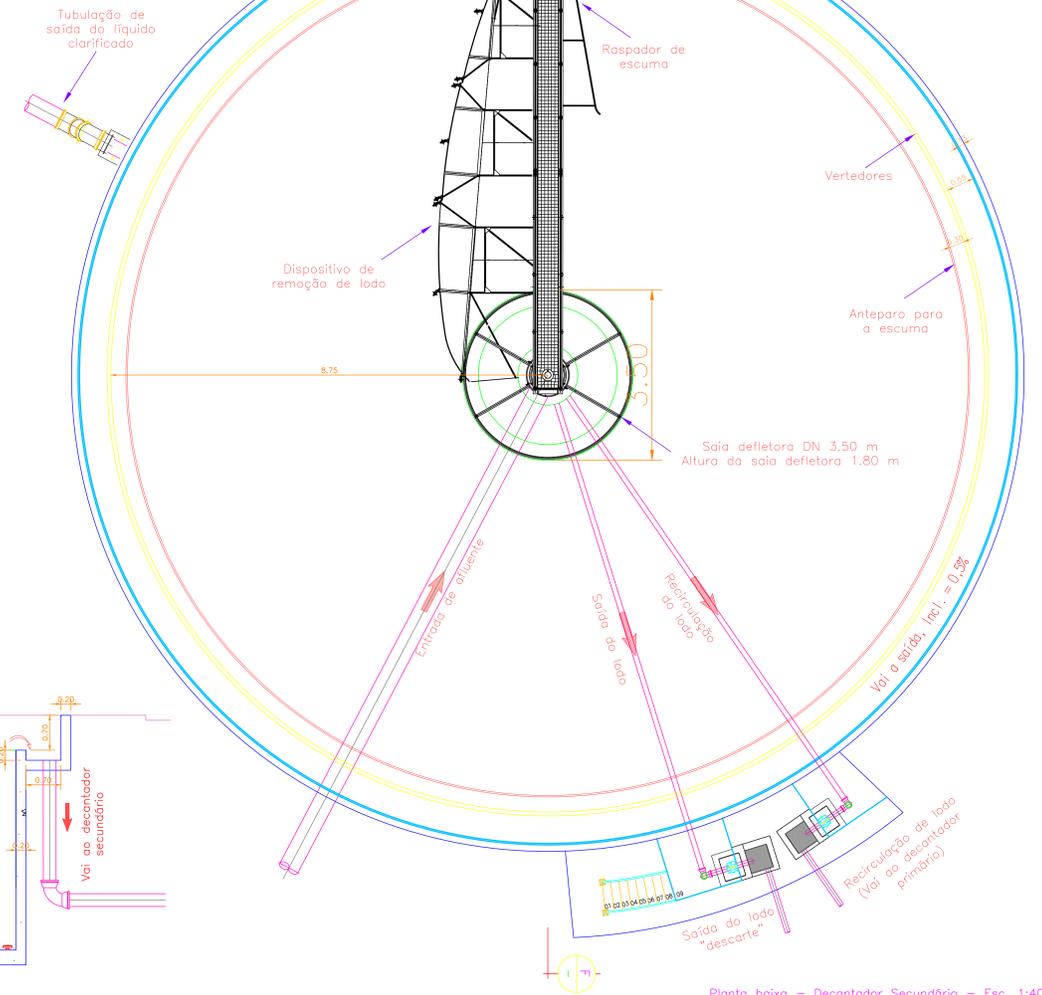
CONTEÚDO:
GRADEAMENTO
DESARENADOR
MEDIDOR PARSHALL
DECANTADOR PRIMÁRIO

DATA 12/10/2017

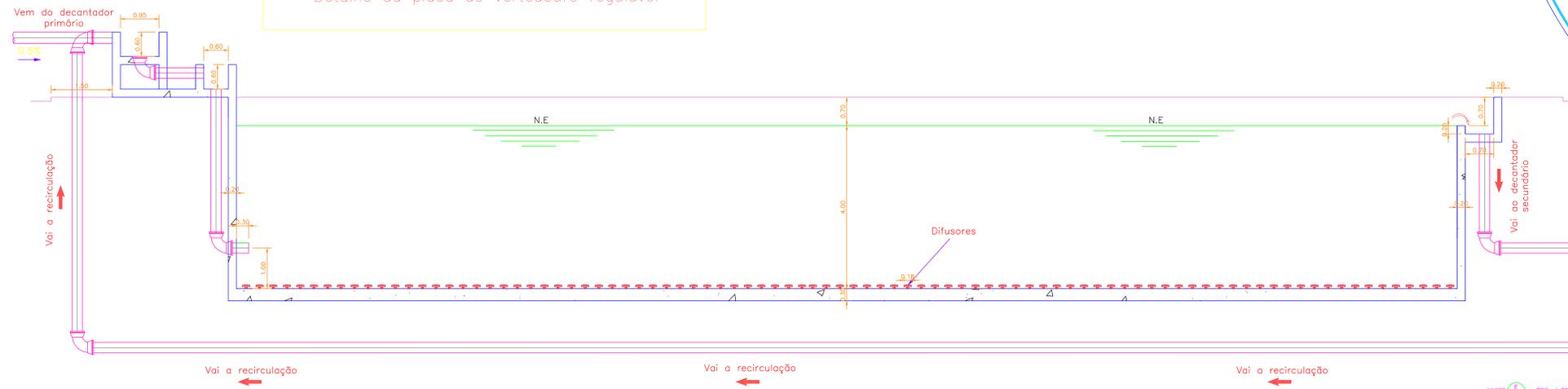
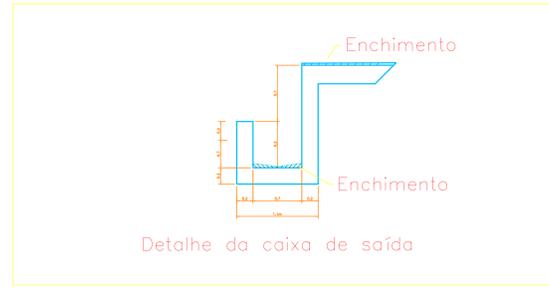
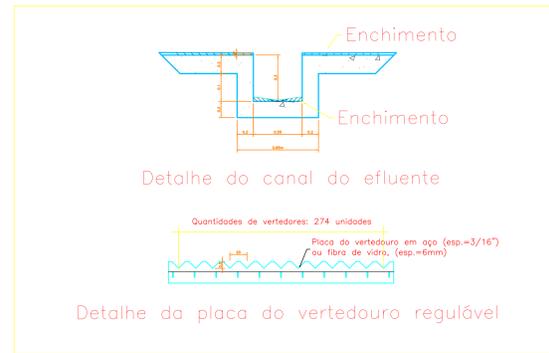
TRATAMENTO DE EFLUENTES



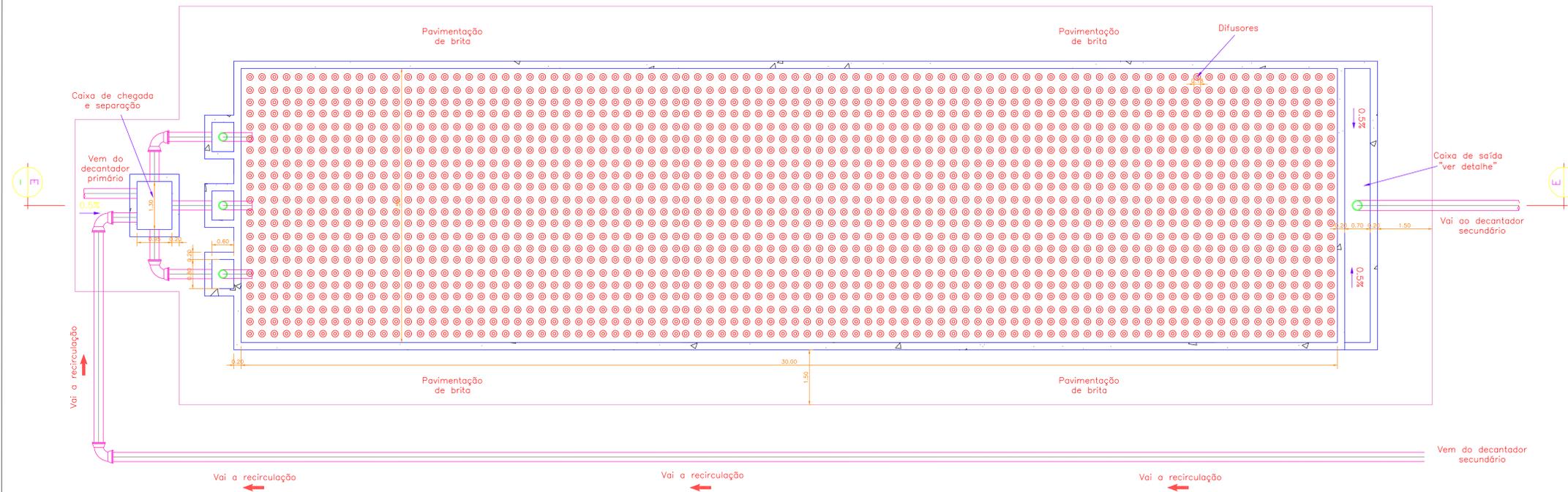
CORTE - ESC. 1:30



Planta baixa - Decantador Secundário - Esc. 1:40



CORTE - ESC. 1:30



Planta baixa - Tanque de Aeração - Esc. 1:50

Os direitos autorais deste projeto pertencem aos engenheiros abaixo citados.
É proibida a sua reprodução, modificação e/ou alteração conforme LEI n° 5.968 ART. 25

APROVAÇÃO:

ETE AUXILIAR
1 UNIDADE
AV. PEDRO LUDOVICO, ANTIGO PARQUE AGROPECUÁRIO
ANÁPOLIS - GO

PROPRIETÁRIO: _____
MUNICÍPIO DE ANÁPOLIS
CNPJ: 01.967.479/0001.46

AUTORES: _____
ANATAIR FERNADES DE F. JÚNIOR
ENGENHEIRO CIVIL CREA: *****/**/...

RT E EXECUÇÃO: _____
ANATAIR FERNADES DE F. JÚNIOR
ENGENHEIRO CIVIL CREA: *****/**/...

CHARLES PIETRO SOUZA GARCIA
ENGENHEIRO CIVIL CREA: *****/**/...

CHARLES P. S. GARCIA / ANATAIR F. F. JUNIOR FONE: 62 99117-4530 / 62 99252-6946

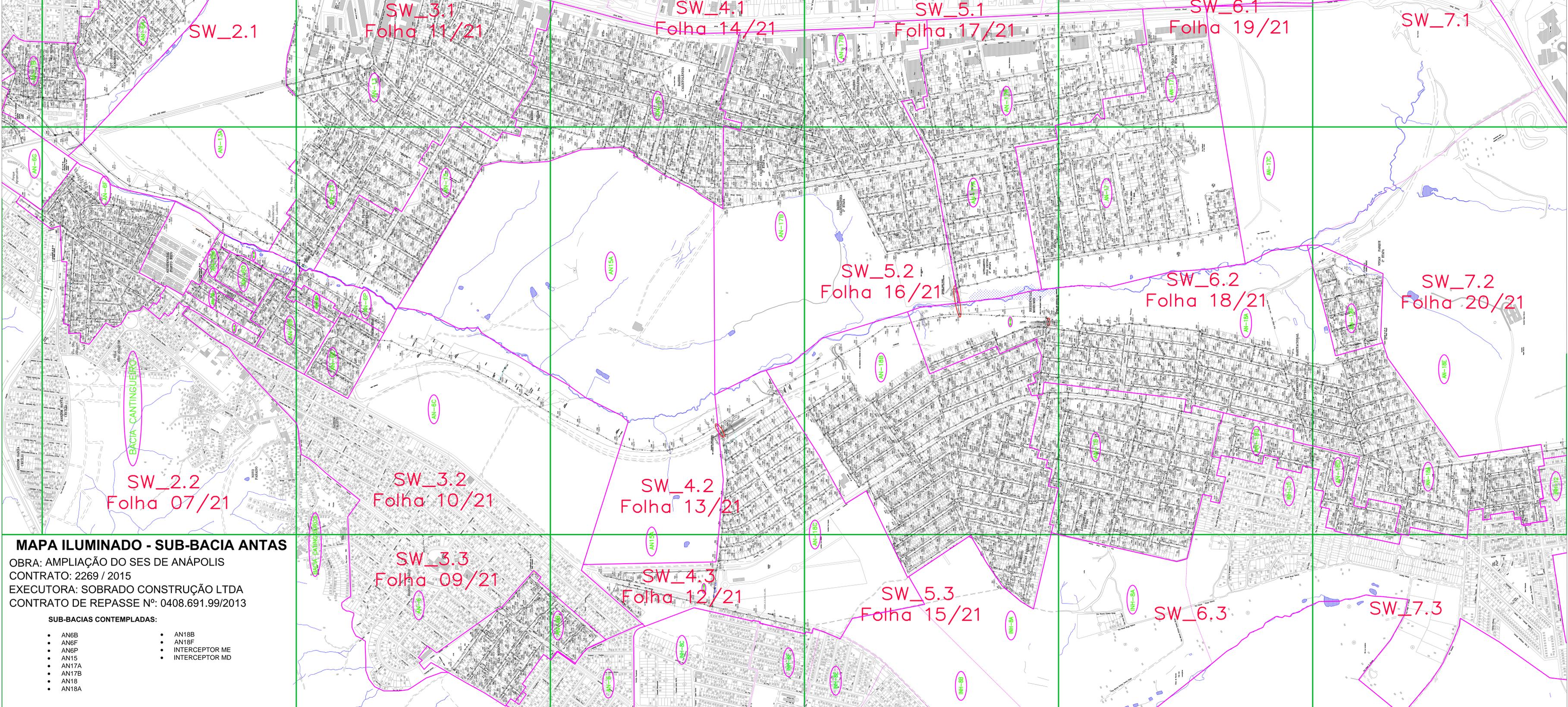
CONTEÚDO:
TANQUE DE AERAÇÃO
DECANTADOR SECUNDÁRIO

FRANCHA
2/2

DESENHO: CHARLES PIETRO
ANATAIR FERNADES
ESCALAS: INDICADA

DATA 12/10/2017

TREATAMENTO DE EFLUENTES



MAPA ILUMINADO - SUB-BACIA ANTAS

OBRA: AMPLIAÇÃO DO SES DE ANÁPOLIS
 CONTRATO: 2269 / 2015
 EXECUTORA: SOBRADO CONSTRUÇÃO LTDA
 CONTRATO DE REPASSE Nº: 0408.691.99/2013

- SUB-BACIAS CONTEMPLADAS:**
- AN6B
 - AN6F
 - AN6P
 - AN15
 - AN17A
 - AN17B
 - AN18
 - AN18A
 - AN18B
 - AN18F
 - INTERCEPTOR ME
 - INTERCEPTOR MD