



Universidade Federal
do Rio de Janeiro
Escola Politécnica

ESTUDO DE ALTERNATIVAS PARA ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO HANGAR DA UFRJ

Beatriz Oliveira de Araújo

Débora da Silva Fanzeres

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Ambiental da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadora: Monica Maria Pena

Coorientadora: Heloisa Teixeira Firmo

Rio de Janeiro

Março de 2019

ESTUDO DE ALTERNATIVAS PARA ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO
HANGAR DA UFRJ

Beatriz Oliveira de Araújo

Débora da Silva Fanzeres

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO AMBIENTAL.

Examinado por:

Prof.^a Monica Maria Pena, D. Sc.

Prof.^a Heloisa Teixeira Firmo, D. Sc.

Prof. Isaac Volschan Junior, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO de 2019

De Araújo, Beatriz Oliveira
Fanzeres, Débora da Silva

Estudo de Alternativas para Esgotamento Sanitário do Hangar da UFRJ/ Beatriz Oliveira de Araújo, Débora da Silva Fanzeres. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2019.

XI, 123 p.il.; Il.; 29,7 cm

Orientadora: Monica Maria Pena
Coorientadora: Heloisa Teixeira Firmo

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/
Curso de Engenharia Ambiental, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 113-118

1.Sistema de esgotamento sanitário. 2.Sistemas individuais de tratamento de esgoto. 3.Sistemas prediais de esgoto. 4.Hangar da UFRJ.

I. Pena, Monica Maria. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Ambiental. III. Estudo de Alternativas para Esgotamento Sanitário do Hangar da UFRJ.

Agradecimentos

Aos nossos pais e familiares que sempre nos apoiaram.

À professora e orientadora Monica Pena que nos orientou e auxiliou nos momentos de dificuldades e de dúvidas.

À professora e coorientadora Heloísa Firmo por nos possibilitar a realização desse estudo.

Ao professor Isaac Volschan por aceitar fazer parte da banca da nossa defesa.

À professora Elaine Vasquez pela disponibilidade em nos ajudar em momentos de dúvida.

Aos funcionários do Hangar da UFRJ Amarildo e Ocione, pelo auxílio fornecido.

À engenheira Leila Sales, funcionária da Prefeitura Universitária, pela ajuda e material fornecido.

À engenheira Marilda Duboc, funcionária do NIDES, por ter nos apresentado a possibilidade de desenvolver este projeto.

A todos os nossos amigos.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Ambiental.

ESTUDO DE ALTERNATIVAS PARA ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO HANGAR DA UFRJ

Beatriz Oliveira de Araújo

Débora da Silva Fanzeres

Março/2019

Orientadora: Monica Maria Pena

Coorientadora: Heloisa Teixeira Firmo

Curso: Engenharia Ambiental

Em virtude da falta de solução de esgotamento sanitário da área do Hangar da UFRJ, destaca-se a necessidade de um estudo para a definição do sistema de coleta, transporte e tratamento adequado do efluente sanitário gerado no local. O objetivo deste trabalho foi propor e avaliar três alternativas para a situação sanitária do Hangar da UFRJ: a ligação à rede existente que atende a Cidade Universitária do Fundão e a solução individual de tratamento de esgoto, que inclui duas alternativas: filtro anaeróbio ou wetlands construídos, considerando o pré tratamento em ambas alternativas por um tanque séptico. Para consecução destes estudos realizaram-se visitas in loco à área do trabalho e um levantamento bibliográfico sobre estudos publicados e legislação a respeito das três alternativas escolhidas, possibilitando o dimensionamento das mesmas, além da proposta e do dimensionamento de um novo sistema de instalações prediais de esgoto, de forma a coletar todas as fontes geradoras de efluentes sanitários, devido a precariedade das instalações existentes e inexistentes. A avaliação técnico-econômica e ambiental foi feita baseada na literatura existente e no dimensionamento realizado, demonstrando que as duas alternativas de tratamento localizado atendem aos critérios ambientais com eficiência de tratamento e enquadramento dos padrões para lançamento de efluentes sanitários, sendo a solução mais prática e viável em relação à interligação à rede existente.

Palavras-chave: sistema individual de tratamento de esgoto, instalações prediais de esgoto, wetlands construídos, conjunto tanque séptico e filtro anaeróbio, interligação de rede.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

STUDY OF ALTERNATIVES FOR THE SANITARY DISPOSAL OF THE HANGAR DA
UFRJ

Beatriz Oliveira de Araújo

Débora da Silva Fanzeres

March/2019

Advisor: Monica Maria Pena

Co-Advisor: Heloisa Teixeira Firmo

Course: Environmental Engineering

Due to the lack of a sanitary sewage treatment in the area of Hangar da UFRJ, it is worth noting that a study is necessary to carry out the adequate treatment of the effluent generated at the site. The objective of this work was to propose and evaluate three alternatives for the sanitary situation of Hangar da UFRJ: the connection to the existing sewerage system that serves the university city of Fundão and the individual solution of sewage treatment, which includes two alternatives, the septic tank set with anaerobic filter or wetlands constructed with the pretreatment also performed by a septic tank. In order to achieve these objectives, on-site visits to the work area were carried out alongside with a bibliographical research on published studies and legislation on the three chosen alternatives, making possible the sizing of all, besides the proposal and the design of a new building sewage system, due to the precariousness of existing facilities, damaging the future treatment of sewage generated. The technical-economic and environmental evaluation was based on the existing literature and on the dimensioning carried out, demonstrating that the two individual treatment alternatives meet the environmental criteria such as the treatment efficiency and standards for sanitary effluent discharge, being a more practical and preferable solution than the connection to the existing sewerage system.

Key words: sewage systems in building, individual solution of sewage treatment, septic tank set with anaerobic filter, wetlands, connection to the existing sewerage system

Sumário

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	2
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
3.1. SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - DEFINIÇÕES	3
3.1.1. Esgoto Sanitário	3
3.1.2. Componentes do Sistema de Esgotamento Sanitário	9
3.1.3. Concepção de Sistema de Esgotamento Sanitário	13
3.1.4. Critérios de Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário	14
3.1.5. Sistemas Prediais de Esgoto Sanitário	19
3.2. SOLUÇÕES LOCALIZADAS DE TRATAMENTO DE ESGOTO	33
3.2.1. Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio	33
3.2.2. Wetlands Construídos	42
3.2.3. Disposição Final do Esgoto Tratado	54
4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO: HANGAR DA UFRJ	57
4.1. LOCALIZAÇÃO E HISTÓRIA	57
4.2. SITUAÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE DE ESGOTAMENTO	60
5. METODOLOGIA	64
5.1. DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE PROJETO	65
5.2. VISITA EM CAMPO	65
5.3. SISTEMAS PREDIAIS DE ESGOTO	66
5.3.1. Instalações Sanitárias	66
5.3.2. Dimensionamento	67
5.4. ALTERNATIVA 1: Interligação à rede existente	77
5.4.1. Dimensionamento da Estação Elevatória e Emissário de Recalque	77
5.5. ALTERNATIVAS 2 E 3: Solução Localizada	88
5.5.1. Alternativa 2: Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio	89
5.5.3. Disposição Final do Esgoto	99
5.6. Atendimento à Casa dos Seguranças	100
5.6.1. Tanque Séptico	100
5.6.2. Filtro Anaeróbio	102
5.6.3. Disposição Final: Sumidouro	105
6. AVALIAÇÃO TÉCNICO-ECONÔMICA E AMBIENTAL: ESTUDO COMPARATIVO	108
7. CONCLUSÕES	112
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	113
ANEXO	119

Lista de Figuras

Figura 1: Partes constituintes do sistema predial de esgoto.	21
Figura 2: Detalhes e dimensões de um tanque séptico – recomendações da norma. Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).	38
Figura 3: Filtro anaeróbio tipo circular com entrada única de esgoto. Fonte: NBR 13969 (ABNT, 1997).	41
Figura 4: Representação gráfica de uma wetland construída de fluxo superficial. Fonte: Sanchez (2007).	46
Figura 5: Representação gráfica de uma wetland construída de fluxo subsuperficial. Fonte: Sanchez (2007).	46
Figura 6: Representação gráfica de uma wetland construída de fluxo subsuperficial horizontal. Fonte: Acervo GESAD.	47
Figura 7: Representação gráfica de uma wetland construída de fluxo subsuperficial vertical. Fonte: Acervo GESAD.	48
Figura 8: Cidade Universitária - Ilha do Fundão. Fonte: Google Maps.	58
Figura 9: Localização hangar Ilha do Fundão e alojamento universitário. Fonte: Google Maps.	59
Figura 10: Área interna do Hangar. Fonte: Autores.	59
Figura 11: Fotos das caixas de inspeção e retentora de gordura existentes. Fonte: Autores. .	61
Figura 12: Fotos das caixas existentes. Fonte: Autores.	61
Figura 13: Fotos da destinação final do esgoto do Hangar. Fonte: Autores.	62
Figura 14: Fotos das instalações do banheiro externo. Fonte: Autores.	62
Figura 15: Fotos das instalações da casa dos seguranças. Fonte: Autores.	63
Figura 16: Metodologia proposta para o projeto. Fonte: Elaboração própria.	64
Figura 17: Delimitação da área de estudo. Fonte: Elaboração própria.	65
Figura 18: Simbologia utilizada para dimensionamento das instalações prediais. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999)	68
Figura 19: Esquema de instalações prediais do banheiro feminino e cozinha – pavimento térreo. Fonte: Elaboração própria.	70
Figura 20: Esquema de instalações prediais do laboratório – pavimento térreo. Fonte: Elaboração própria.	71
Figura 21: Esquema de instalações prediais do banheiro masculino – pavimento térreo. Fonte: Elaboração própria.	71
Figura 22: Esquema de instalações prediais do banheiro externo. Fonte: Elaboração própria.	72
Figura 23: Esquema de instalações prediais da casa dos seguranças. Fonte: Elaboração própria.	73
Figura 24: Dimensões do poço de sucção. Fonte: Elaboração própria.	80
Figura 25: Esquema poço de sucção (corte vista superior).	80

Figura 26: Curvas características e ponto de operação da bomba. Fonte: Elaboração própria (Excel).	86
Figura 27: Dimensões do Tanque Séptico. Fonte: Elaboração própria.	90
Figura 28: Dimensões do filtro anaeróbico. Fonte: Elaboração própria.....	93
Figura 29: Conjunto fossa-filtro. Fonte: Elaboração própria.	94
Figura 30: Macrófita escolhida para o projeto de wetland - <i>Typha spp.</i> Fonte: Google.	95
Figura 31: Dimensões do wetland. Fonte: Elaboração própria.	97
Figura 32: Conjunto Tanque Séptico-Wetland. Fonte: Elaboração própria.	98
Figura 33: Dimensões da caixa hidráulica. Fonte: Elaboração própria.	99
Figura 34: Dimensões tanque sépticos – casa dos seguranças. Fonte: Elaboração própria..	102
Figura 35: Dimensões filtro anaeróbio – casa dos seguranças. Fonte: Elaboração própria ...	104
Figura 36: Configuração sistema tanque-filtro – casa dos seguranças. Fonte: Elaboração própria.	105
Figura 37: Esquema e configuração do sumidouro. Fonte: NBR 13969 (ABNT, 1997)	106

Lista de Tabelas

Tabela 1: Unidades de Hunter de contribuição dos aparelhos sanitários e diâmetro nominal mínimo (em mm) dos ramais de descarga. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).	25
Tabela 2: Unidades de Hunter de contribuição para aparelhos não relacionados na tabela 1. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).....	26
Tabela 3: Dimensionamento de ramais de esgoto. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).....	26
Tabela 4: Dimensionamento de tubos de queda. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).....	27
Tabela 5: Dimensionamento de subcoletores e coletor predial. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).	28
Tabela 6: Dimensionamento de ramais de ventilação. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).	31
Tabela 7: Distância máxima de um desconector ao tubo ventilador. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).	31
Tabela 8: Dimensionamento de colunas e barriletes de ventilação. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).	32
Tabela 9: Unidade de tratamento e eficiência de remoção da DBO. Fonte: Jordão (2011).	34
Tabela 10: Contribuição diária de esgoto (C) e de lodo fresco (Lf) por tipo de prédio e de ocupante. Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).....	35
Tabela 11: Período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária. Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).	36
Tabela 12: Taxa de acumulação total de lodo (K), em dias, por intervalo entre limpezas e temperatura do mês mais frio. Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).	36
Tabela 13: Profundidade útil mínima e máxima, por faixa de volume útil. Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).....	37
Tabela 14: Contribuição diária de despejos e de carga orgânica por tipo de prédio e de ocupantes. Fonte: NBR 13969 (ABNT, 1997).....	40
Tabela 15: Tempo de detenção hidráulica de esgotos (T), por faixa de vazão e temperatura do esgoto (em dias). Fonte: NBR 13969 (ABNT, 1997).....	40
Tabela 16: Processos de remoção de poluentes nos WC. Fonte: Medeiros (2017), adaptado de Hoffman e Platzer.....	42
Tabela 17: Wetlands - Estudos, materiais utilizados, tipos de tratamento e sua eficiência. Fonte: Da Silva (2007).	43
Tabela 18: Faixa granulométrica dos principais materiais-suporte utilizados em wetlands construídas. Fonte: Adaptada de Benassi et al. (2018).	45
Tabela 19: Classificações de wetlands de fluxo subsuperficial. Fonte: Da Silva (2007).	49
Tabela 20: Eficiência de remoção de poluentes em sistemas de wetlands para diferentes tipos de fluxo. Fonte: Adaptado de Machado (2007).....	49
Tabela 21: Faixa de valores extremos da relação área per capita em wetlands construídos de fluxo horizontal reportados na literatura brasileira, considerando-se como limite o ano de 2011. Fonte: SEZERINO et al., 2015.	52

Tabela 22: Eficiência de remoção para dimensionamento da unidade de tratamento. Fonte: DZ-215 (INEA, 2007).....	55
Tabela 23: Dimensionamento ramal de descarga e de esgoto – pavimento térreo. Fonte: Elaboração própria.....	70
Tabela 24: Dimensionamento ramal de descarga e de esgoto – banheiro externo. Fonte: Elaboração própria.....	72
Tabela 25: Dimensionamento ramal de descarga e de esgoto. Fonte: Elaboração própria.....	73
Tabela 26: Distância entre caixas de inspeção, profundidades e diâmetros dos subcoletores que as conectam. Fonte: Elaboração própria.....	76
Tabela 27: Profundidade da caixa de inspeção – casa dos seguranças. Fonte: Elaboração própria.....	76
Tabela 28: Coeficientes de Hazen-Williams. Fonte: KSB (2001).....	83
Tabela 29: Coeficiente de perda localizada. Fonte: KSB (2001).	84
Tabela 30: Singularidades identificadas para cálculo da perda de carga localizada. Fonte: Elaboração própria.....	84
Tabela 31: Dados de Vazão x Altura Manométrica do sistema e da bomba. Fonte: Elaboração própria.....	85
Tabela 32: Dados da bomba selecionada. Fonte: Catálogo de bombas modelo ABS UNI.....	87
Tabela 33: Profundidades – tanque, filtro e caixa hidráulica. Fonte: Elaboração própria.....	94
Tabela 34: Profundidades das tubulações do conjunto tanque-wetland. Fonte: Elaboração própria.....	98
Tabela 35: Profundidades da caixa hidráulica final considerando as duas alternativas de tratamento. Fonte: Elaboração própria.....	100
Tabela 36: Profundidade tanque e filtro – casa dos seguranças. Fonte: Elaboração própria.	105
Tabela 37: Principais vantagens do uso de sistemas descentralizados de tratamento de esgotos Fonte: Tonetti et al. (2018).	109
Tabela 38: Comparação de alguns parâmetros entre as duas alternativas. Fonte: Elaboração própria.....	111

1. INTRODUÇÃO

O saneamento básico é definido pela lei nº 11.445 de 2007 como o conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais em quatro áreas: abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos, e drenagem e manejo das águas pluviais (BRASIL, 2007). Além de trazer definições importantes, a lei também estabelece diretrizes nacionais e princípios fundamentais para a universalização do acesso ao saneamento, proposta esta que passa, necessariamente, pelo equacionamento da situação das comunidades isoladas.

O termo comunidades isoladas foi cunhado pela Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental (ABES-SP) para designar núcleos habitacionais que não estão conectados aos serviços públicos de saneamento básico. Esse isolamento pode ocorrer por conta de inviabilidade técnica, econômica e/ou política, sendo fruto de diversos fatores, tais como: grande distância em relação à sede do município, difícil acesso, baixa densidade populacional, grande dispersão entre os domicílios ou situação de irregularidade fundiária. Nessas localidades, as redes de distribuição de água e de coleta de esgoto não existem ou são insuficientes, levando à adoção de soluções locais, unifamiliares ou semicoletivas (TONETTI et al., 2018).

Apesar de ser um serviço de saneamento básico essencial para a promoção da saúde da população e para a proteção ambiental, estima-se que cerca de 2,4 bilhões de pessoas no mundo ainda vivam sem acesso a práticas adequadas de esgotamento sanitário, o que representa cerca de 32% da população global (WHO/UNICEF, 2015).

Segundo o Diagnóstico dos Serviços de Águas e Esgotos pelo Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), baseado em dados de 2015, 17,7% da população brasileira ainda não é atendida por rede de abastecimento de água. Em relação à coleta de esgoto a situação ainda é mais crítica, apenas 50,3% é atendida (BRASIL, 2017).

Considerando-se toda esta conjectura, fica perceptível a necessidade de estudos na área de saneamento básico, principalmente no que diz respeito a esgotamento sanitário, incluindo situações de abrangência local e áreas isoladas.

O presente trabalho irá abordar essas questões, com a finalidade de realizar um estudo local para o problema da falta de saneamento adequado no Hangar da ilha do Fundão. Devido ao fato do esgoto ser lançado diretamente na Baía de Guanabara sem qualquer tipo de tratamento prévio, faz-se necessário um estudo de possíveis soluções para o esgotamento.

2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral propor três soluções para o esgotamento sanitário do Hangar da Ilha do Fundão e estudar a viabilidade técnica e econômica de cada uma, para possibilitar a escolha da melhor alternativa.

Foi realizada a concepção e o dimensionamento do Sistema Predial de Esgoto Sanitário (pois as instalações encontravam-se inadequadas), e propostas três alternativas para estudo, dimensionamento e análise:

- Alternativa 1: Interligação ao Sistema de Esgotamento (rede existente) da Ilha do Fundão através da instalação de uma estação elevatória de esgoto e emissário de recalque;
- Solução localizada de tratamento, proposta mais provável por ser uma área relativamente isolada, tendo sido sugeridas duas possibilidades:
 - Alternativa 2: Tanque Séptico e Filtro Anaeróbio;
 - Alternativa 3: Tanque Séptico e Wetlands Construídos.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - DEFINIÇÕES

3.1.1. Esgoto Sanitário

Segundo definição da norma brasileira a respeito do estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário - NBR 9648, da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1986), esgoto sanitário é o “despejo líquido constituído de esgotos doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária”.

De acordo com a mesma norma, esgoto doméstico é o “despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas”; esgoto industrial é o “despejo líquido resultante dos processos industriais, respeitados os padrões de lançamento estabelecidos”; água de infiltração é “toda água proveniente do subsolo, indesejável ao sistema separador e que penetra nas canalizações”; contribuição pluvial parasitária é a “parcela do deflúvio superficial inevitavelmente absorvida pela rede de esgoto sanitário”.

As águas pluviais parasitárias encontram caminho para o sistema coletor de esgoto por meio de (ARAÚJO, 2003): ligações de canalizações pluviais prediais à rede de esgoto; interligações de galerias de águas pluviais à rede de esgoto; tampões de poços de visita e outras aberturas e ligações abandonadas.

Para Von Sperling (1996), a composição do esgoto sanitário é de aproximadamente 99,9% de água e o restante, 0,1%, é a fração que inclui sólidos orgânicos e inorgânicos, suspensos e dissolvidos, bem como os microrganismos.

Segundo Jordão e Pessoa (2011), os esgotos sanitários são constituídos essencialmente de despejos domésticos, uma parcela de águas pluviais, águas de infiltração, e eventualmente uma parcela não significativa de despejos industriais, tendo características bem definidas.

Esgotos domésticos (compostos essencialmente da água do banho, urina, fezes, papel, resto de comida, sabão, detergentes e águas de lavagem) são despejos líquidos provenientes principalmente de residências, edificações comerciais, instituições ou qualquer edificação que contém instalações de banhos, lavanderias, cozinhas, ou outro dispositivo de utilização de água para fim doméstico.

Já os esgotos industriais possuem constituição extremamente diversa pois são despejos líquidos provenientes de qualquer utilização da água para fins industriais,

que ocorrem em pontos específicos da rede coletora e adquirem características próprias de acordo com o processo industrial que os gerou. Sendo assim, cada indústria deverá ser considerada separadamente, uma vez que seus efluentes diferem até mesmo em processos industriais similares (JORDÃO E PESSÔA, 2011).

As águas de infiltração são as que penetram na rede coletora de esgoto através de juntas defeituosas das tubulações, paredes de poços de visita, etc. A taxa de infiltração depende muito das juntas das tubulações, do tipo de elementos de inspeção, do tipo de solo e da posição do lençol freático (VON SPERLING, 1996).

3.1.1.1. Materiais das tubulações de esgoto

Atualmente no Brasil, o PVC (policloreto de vinila) e seus derivados são os tipos de material mais utilizados nas obras de sistemas de coleta e transporte de esgoto. Para linhas de recalque, os tubos em ferro fundido são mais utilizados. Os tubos de PVC DEFoFo, apenas para condutos forçados, são fabricados com diâmetro externo equivalente ao dos tubos de ferro fundido e destinados à aplicação em sistemas fixos enterrados. Sua gama de diâmetros é a mesma dos tubos PVC convencionais (RECESA, 2008).

É necessário se atentar a diversos fatores para a correta escolha do tipo de material a ser utilizado na rede de esgotos. Dentre eles se destacam: as características dos esgotos, as condições locais, os métodos utilizados na construção (RECESA, 2008).

De acordo com Tsutiya e Sobrinho (2011) na escolha do material deve-se observar as seguintes características: resistência a cargas externas; resistência à abrasão e ao ataque químico; facilidade de transporte; disponibilidade de diâmetros necessários; custo do material; custo de transporte; custo de assentamento.

3.1.1.2. Vazões de dimensionamento

As vazões de dimensionamento devem ser calculadas a partir das contribuições de vazão de esgoto doméstico, vazão concentrada (normalmente esgoto industrial) e água de infiltração (NETTO; FERNÁNDEZ, 2015).

A vazão concentrada refere-se à contribuição pontual de esgoto normalmente superior àquela na rede coletora ao longo do seu percurso, e o seu alto valor altera consideravelmente a vazão do trecho à jusante na rede. Geralmente as vazões provenientes de grandes escolas, clubes, hospitais, estações rodoviárias, shoppings,

estabelecimentos industriais são consideradas contribuições concentradas (TSUTIYA; SOBRINHO, 2011).

Para a determinação da vazão de esgotos devem ser consideradas a população da área de projeto, contribuição *per capita*, coeficiente de retorno, coeficientes de variação de vazão, águas de infiltração e lançamentos pontuais de esgotos industriais na rede coletora (TSUTIYA; SOBRINHO, 2011).

- **Consumo de água per capita efetivo (q_e)**

Segundo o manual de saneamento da FUNASA (BRASIL, 2015), a contribuição per capita de uma comunidade é obtido dividindo-se o total de seu consumo de água por dia pelo número total da população servida. A quantidade de água consumida por uma população varia conforme a existência ou não de abastecimento público, a proximidade de água do domicílio, o clima, os hábitos da população. Havendo abastecimento público, varia, ainda, segundo a existência de indústria e de comércio, a qualidade da água e o seu custo.

Segundo Tsutiya e Sobrinho (2011), no Brasil utiliza-se o consumo *per capita* usado para projetos de sistemas de abastecimento de água, para se projetar sistemas de esgotamento sanitário. Vale ressaltar que, para o projeto de sistemas de abastecimento de água, adota-se o consumo *per capita* para satisfazer ao consumo doméstico, ao consumo comercial, ao consumo das indústrias que não utilizam água em seus processos, ao consumo público e às perdas. Entretanto, para o dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário deve-se utilizar o consumo de água efetivo *per capita* efetivo, não incluindo as perdas de água.

De acordo com manual de saneamento da FUNASA (BRASIL, 2015), o valor do consumo de água *per capita* adotado varia de acordo com a natureza da cidade e o tamanho da população.

- **Coeficiente de Retorno (C)**

Segundo Brasil (2005) e Tsutiya e Sobrinho (2011), o coeficiente de retorno é a relação entre o volume de esgotos recebido na rede coletora e o volume de água efetivamente consumido. Do total de água consumida, apenas uma parcela retorna ao esgoto, sendo que o restante é utilizado nas atividades de lavagem de carro, de calçadas, das ruas, de rega de jardins, de lavagens de terraços, e outros usos. A norma brasileira ABNT NBR 9649/1986 (ABNT,1986b) sugere o valor de 0,8 para o coeficiente de retorno (C), na ausência de dados específicos do local. Em cidades de

pequeno porte este valor tende a ser menor porque ocorre com frequência o reaproveitamento de águas cinzas nos quintais.

- **Coeficientes de variação de consumo (K)**

Segundo Tsutiya e Sobrinho (2011), uma vez conhecida a população, o consumo de água *per capita* e o coeficiente de retorno, é possível calcular a vazão média de esgotos domésticos. Entretanto, a vazão do esgoto doméstico varia durante as horas do dia, com os dias, meses e estações do ano, dependendo de muitos fatores, entre os quais, a temperatura e a precipitação atmosférica.

Para o projeto dos sistemas de esgotamento sanitário são usados os seguintes coeficientes:

- Coeficiente de máxima vazão diária (K_1) = relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média diária anual;
- Coeficiente de máxima vazão horária (K_2) = relação entre a maior vazão observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia;
- Coeficiente de mínima vazão horária (K_3) = relação entre a vazão mínima e a vazão média.

Na falta de valores obtidos através de medições na localidade a norma brasileira ABNT NBR 9649/1986 (ABNT,1986b) sugere o valor de $K_1 = 1,2$, $K_2=1,5$ e $K_3 = 0,5$. No entanto, deve-se destacar que é comum uma maior amplitude de variações horárias em comunidades de pequeno porte, com valores de K_2 superiores e K_3 inferiores a estes (BRASIL, 2015).

- **Infiltrações**

A vazão que é transportada pelas tubulações de esgoto não se origina somente nos pontos onde houver consumo de água. Há contribuições indevidas nas redes de esgoto, genericamente designadas como infiltrações, que podem ser provenientes do subsolo ou do encaminhamento acidental ou clandestino de águas pluviais (RECESA, 2008).

Tsutiya e Sobrinho (2011) citam que as águas do subsolo podem infiltrar através das juntas das tubulações, pelas paredes das tubulações e através das estruturas dos poços de visita, tubos de inspeção e limpeza, terminal de limpeza, caixas de passagem, estações elevatórias e demais acessórios de rede. Desta maneira, para

coletores novos situados acima do lençol freático, deve ocorrer pouca ou nenhuma infiltração.

Além do mais, a qualidade dos materiais e acessórios utilizados, bem como o nível de estanqueidade com que as juntas são executadas, são fatores que podem minimizar significativamente as vazões de infiltração. Isso pode ser verificado com os novos tubos de PVC com junta elástica integrada (JEI), que dispensam a instalação dos anéis de vedação (RECESA, 2008).

A NBR 9649/1986 (ABNT,1986b) recomenda a adoção de taxa de contribuição de infiltração de 0,05 a 1,0 L/s.km sendo justificada de acordo com condições locais como: nível de água do lençol freático, natureza do subsolo, qualidade da execução da rede, material da tubulação e tipo de junta utilizada.

Uma vez conhecidos os coeficientes apresentados, é possível calcular as vazões de início e final de plano para dimensionamento da rede coletora.

A vazão máxima de final de plano define a capacidade que deve atender o coletor. Por outro lado, a vazão máxima horária de um dia qualquer (não inclui K_1 , pois não se refere ao dia de maior consumo) do início de plano é utilizada para verificar se as condições de autolimpeza do coletor são satisfeitas (TSUTIYA; SOBRINHO, 2011).

a. Vazão de início de plano

A vazão de início de plano é calculada pela equação (1) abaixo:

$$Q_i = Q_{d,i} + Q_{inf,i} + Q_{c,i} \quad (1)$$

Onde:

Q_i = Vazão de esgoto sanitário inicial (L/s);

$Q_{d,i}$ = Vazão doméstica de início de plano (L/s);

$Q_{c,i}$ = Vazão concentrada de início de plano (L/s).

$Q_{inf,i}$ = Vazão de infiltração de início de plano (L/s);

Em que a vazão doméstica de início de plano ($Q_{d,i}$), em L/s, é dada por:

$$Q_{d,i} = \frac{P_i \times q_{e,i} \times C \times K_2}{86400} \quad (2)$$

Onde:

P_i = População inicial (hab.);

$q_{e,i}$ = Consumo de água *per capita* efetivo inicial (L/hab./d);

C = Coeficiente de retorno água/esgoto;

K_2 = Coeficiente de máxima vazão horária;

b. Vazão de final de plano

A vazão de final de plano é calculada pela equação (3) abaixo:

$$Q_f = Q_{d,f} + Q_{inf,f} + Q_{c,f} \quad (3)$$

Onde:

Q_f = Vazão de esgoto sanitário inicial (L/s);

$Q_{d,f}$ = Vazão doméstica de final de plano (L/s);

$Q_{inf,f}$ = Vazão de infiltração de final de plano (L/s);

$Q_{c,f}$ = Vazão concentrada de final de plano (L/s).

Em que a vazão doméstica de final de plano ($Q_{d,f}$), em L/s, é dada por:

$$Q_{d,f} = \frac{P_f \times q_{e,f} \times C \times K_1 \times K_2}{86400} \quad (4)$$

Onde:

P_f = População final (hab.);

$q_{e,f}$ = Consumo de água *per capita* efetivo final (L/hab./d);

C = Coeficiente de retorno água/esgoto;

K_1 = Coeficiente de máxima vazão diária;

K_2 = Coeficiente de máxima vazão horária.

3.1.2. Componentes do Sistema de Esgotamento Sanitário

De acordo com a NBR 9648 (ABNT, 1986), Sistema de Esgotamento Sanitário “é o conjunto de condutos, instalações e equipamentos destinados a coletar, transportar, condicionar e encaminhar somente o esgoto sanitário a uma disposição final conveniente, de modo contínuo e higienicamente seguro”.

O sistema de esgotamento sanitário é composto por diversas partes. Tsutiya e Sobrinho (2011) o dividem em: rede coletora, interceptor, sifão invertido, estação elevatória, emissário, corpo de água receptor e estação de tratamento.

3.1.2.1. Rede Coletora

A rede coletora de esgoto pode ser entendida como o conjunto de canalizações destinadas a receber e conduzir os esgotos dos setores comerciais, públicos e edifícios.

Ainda segundo os mesmos autores, a rede coletora é composta pelas seguintes partes, definidas pela norma brasileira a respeito de projeto de redes coletoras de esgoto sanitário - NBR 9649 (ABNT, 1986) como:

- Ligação predial: “trecho do coletor predial compreendido entre o limite do terreno e o coletor de esgoto”.
- Coletor de esgoto ou coletor secundário: “tubulação da rede coletora que recebe contribuição de esgoto dos coletores prediais em qualquer ponto ao longo de seu comprimento”.
- Coletor principal: “coletor de esgoto de maior extensão dentro de uma mesma bacia” e que, segundo Tsutiya e Sobrinho (2011), recebe contribuição dos coletores secundários e encaminham os dejetos para um emissário ou interceptor.
- Coletor tronco: “tubulação da rede coletora que recebe apenas contribuição de esgoto de outros coletores”.
- Órgãos acessórios de rede: “dispositivos fixos desprovidos de equipamentos mecânicos”. De acordo com Tsutiya e Sobrinho (2011), são dispositivos que evitam ou minimizam entupimentos nos pontos de singularidade das tubulações, como curvas, pontos de afluência de tubulações, possibilitando o acesso de pessoas ou equipamentos nesses pontos. Segundo a NBR 9649 (ABNT, 1986) estes acessórios são definidos como:

- Poço de visita (PV): “dispositivo fixo, provido de câmara visitável através de abertura existente em sua parte superior, destinada à execução de trabalhos de manutenção”.
- Tubo de inspeção e limpeza (TIL): “dispositivo não visitável que permite inspeção e introdução de equipamentos de desobstrução e limpeza dos coletores”.
- Terminal de limpeza (TL): “dispositivo que permite introdução de equipamentos de limpeza, localizado na cabeceira de qualquer coletor”.
- Caixa de passagem (CP): “câmara sem acesso localizada em pontos singulares por necessidade construtiva”, que permite a passagem de equipamento de limpeza do trecho a jusante.
- Tubo de Queda: “dispositivo instalado no PV, ligando um coletor afluente ao fundo do poço”. Utilizado quando o coletor chega ao PV com diferença de cota não inferior a 0,60 m para que além de evitar o remanso hidráulico, evite também que o trabalho no poço não seja prejudicado por respingos de esgoto (TSUTIYA; SOBRINHO, 2011).

As profundidades máximas e mínimas são importantes fatores para o traçado de uma rede. Para ter conhecimento a respeito da presença de rochas, solos de baixa resistência, nível do lençol freático e demais fatores de análise do subsolo devem ser feitos planos de sondagens, sendo assim possível estabelecer as profundidades máximas e mínimas (RECESA, 2008), assim como estabelecer os serviços para execução e orçamento da obra.

A norma brasileira ABNT NBR 9649/1986 (ABNT,1986b) recomenda um recobrimento não inferior a 90 cm para coletor assentado no leito da via do tráfego, ou a 65 cm para coletor assentado no passeio. Caso haja um recobrimento menor a este deve-se justificar.

A profundidade máxima relaciona-se com a economia do sistema em relação às condições de execução e manutenção da rede pública e das ligações prediais. Utiliza-se 4,5 metros como valor de referência, porém em alguns casos pode-se adotar profundidades maiores, estas devem ser justificadas (NETTO; FERNÁNDEZ, 2015).

3.1.2.2. *Interceptor*

Segundo a NBR 12207 (ABNT, 1992) interceptor de esgoto sanitário é a canalização cuja função principal é receber e transportar o esgoto sanitário coletado, sendo caracterizado pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas. Este não recebe ligações prediais diretas e localiza-se em partes mais baixas da bacia, normalmente margeando cursos d'água ou canais.

3.1.2.3. *Sifão Invertido*

Segundo a NBR 9649 (ABNT, 1986), sifão invertido é o “trecho rebaixado com escoamento sob pressão, cuja finalidade é transpor obstáculos, depressões do terreno ou cursos d'água”.

Trecho rebaixado de coletor com escoamento sob pressão que provoca a interrupção do fluxo da mistura de ar e gases que ocorre na lâmina livre do tubo concomitantemente com a interrupção do curso do escoamento livre do esgoto (NUVOLARI, 2003).

3.1.2.4. *Estação Elevatória de Esgoto (EEE)*

Segundo a NBR 12208 (ABNT, 1992), estação elevatória de esgoto sanitário é a instalação destinada ao transporte do esgoto do nível do poço de sucção das bombas ao nível de descarga da saída do recalque, esta deve ser dimensionada de forma que tenha a capacidade de acompanhar, aproximadamente, as variações de vazão afluente.

Como as canalizações da rede coletora de esgoto funcionam como condutos livres, elas devem ser projetadas com certa declividade para que seja garantida a manutenção de velocidade de escoamento no interior dos condutos por gravidade. Esta declividade, porém, implica em um acréscimo contínuo no decaimento ao longo de cada trecho de canalização, de montante para jusante, causando o aumento das profundidades a jusante, muitas vezes impraticáveis. Nestes casos, faz-se necessária a instalação de estações elevatórias, objetivando a transferência dos esgotos a partir de um ponto para outro de cota normalmente mais elevada (NUVOLARI, 2011).

Segundo Tsutiya e Sobrinho (2011) nem sempre é possível que o escoamento dos esgotos, sob o ponto de vista técnico e econômico, seja feito pela ação da gravidade, portanto, é necessário o uso destas instalações que transmitam ao líquido energia suficiente para permitir tal escoamento (conduto forçado).

Segundo os mesmos autores, em princípio, é necessário o uso de estações elevatórias nos seguintes casos:

- Em terrenos planos e extensos, para evitar que as tubulações atinjam grandes profundidades;
- Em esgotamento de regiões novas localizadas em cotas inferiores àquelas já executadas;
- Em reversão de esgotos de uma bacia para outra;
- Para descarga em interceptores, emissários, ETEs ou em corpos receptores, quando for impossível o escoamento pela ação da gravidade.

Tsutiya e Sobrinho (2011) atentam que a localização das elevatórias de esgoto depende do traçado do sistema de coleta. Geralmente, as estações ficam situadas nos pontos mais baixos de uma bacia ou nas proximidades dos rios, córregos ou represas.

A mesma fonte ainda cita que, para a escolha do local adequado à construção de uma estação elevatória, devem ser considerados alguns aspectos importantes, entre eles: baixo custo e facilidade de desapropriação do terreno; facilidade de extravasão do esgoto caso seja necessário; as dimensões do terreno devem satisfazer não só necessidades atuais, mas também futuras; disponibilidade de energia elétrica; topografia da área; sondagens do terreno; estabilidade contra erosão; menor desnível geométrico; mínimo remanejamento de interferências; menor movimentação de terra; facilidades de acesso; trajeto mais curto da tubulação de recalque; baixo impacto ambiental; harmonização da obra com o ambiente circunvizinho, entre outros fatores.

3.1.2.5. *Emissário*

De acordo com a NBR 9648 (ABNT, 1986), emissário é a tubulação que recebe esgoto exclusivamente na extremidade de montante, isto é, tem a função de destinar os esgotos ao destino de interesse (estação de tratamento e/ou corpo receptor) sem receber contribuições durante seu percurso, apenas na sua extremidade a montante. Para Tsutiya e Sobrinho (2011), pode ser classificado em emissário de recalque, quando é a tubulação de descarga de uma estação elevatória ou emissário de gravidade, quando é a simples interligação de dois pontos de concentração de efluentes dos coletores de esgoto ou interceptores. Pode ser, ainda, a tubulação de descarga do efluente de uma estação de tratamento.

3.1.2.6. Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)

A NBR 12209 (ABNT, 1992) define estação de tratamento de esgoto como “conjunto de unidades de tratamento, equipamentos, órgãos auxiliares, acessórios e sistemas de utilidades cuja finalidade é a redução das cargas poluidoras do esgoto sanitário e condicionamento da matéria residual resultante do tratamento”.

É definido por Tsutiya e Sobrinho (2011) como “conjunto de instalações destinadas à depuração dos esgotos, antes de seu lançamento”.

3.1.3. Concepção de Sistema de Esgotamento Sanitário

De acordo com a NBR 9.648 (ABNT, 1986a), estudo de concepção é o estudo de arranjos das diferentes partes de um sistema, organizadas de modo a formarem um todo integrado e que devem ser qualitativa e quantitativamente comparáveis entre si para a escolha do melhor arranjo, sob o ponto de vista técnico, econômico, financeiro e social.

A concepção, segundo Tsutiya e Sobrinho (2011), é elaborada na fase inicial de projeto e tem como objetivos:

- Identificação e quantificação de todos os fatores que influenciam os sistemas de esgoto;
- Diagnóstico do sistema existente, considerando a situação atual e futura;
- Definição de todos parâmetros básicos de projeto;
- Pré-dimensionamento das unidades dos sistemas, para nortear a seleção da melhor alternativa;
- Comparação técnica, econômica e ambiental, entre as alternativas, para escolha da alternativa adequada;
- Definição das diretrizes gerais de projeto e estimativa das quantidades de serviços que devem ser executados na fase de projeto.

Segundo ReCESA (2008), nas concepções dos sistemas de esgotamento sanitário, é preciso estabelecer um correto plano de escoamento. Portanto é necessário averiguar se algumas características estão sendo atendidas, entre elas:

- Verificação das profundidades mínimas e máximas de acordo com as diretrizes do projeto;

- Nível de atendimento ao maior número de residências possível;
- Constatar se os diâmetros dos trechos condizem com o diâmetro mínimo ou máximo do material, ou seja, se não ultrapassou o limite da gama de diâmetros disponível pelos fabricantes;
- Não apresentar trechos em aclave;
- Averiguar se as vazões estão corretas, comparando-se as do trecho final da rede com as estipuladas no início do projeto.

3.1.4. Critérios de Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário

As seguintes definições e condições/critérios de projeto são definidos de acordo com a NBR 12208 (ABNT, 1992), que fixa as condições exigíveis para a elaboração de projeto hidráulico sanitário de estações elevatórias de esgoto sanitário com emprego de bombas centrífugas.

3.1.4.1. Definições

- Volume útil do poço de sucção:** Volume compreendido entre os níveis máximo e mínimo de operação das bombas.
- Volume efetivo do poço de sucção:** Volume compreendido entre o fundo do poço e o nível médio de operação das bombas.
- Tempo de detenção média:** Relação entre o volume efetivo e a vazão média de início de plano afluente ao poço de sucção.
- Vazão média de início de plano:** Vazão afluente inicial, avaliada conforme critério da NBR 9649 (ABNT, 1986) ou NBR 12207 (ABNT, 1992), desprezada a variabilidade horária de fluxo (k_2). Determina as dimensões máximas do poço de sucção e é obtida através da equação (2) apresentada no item 3.1.1.2(a).
- Vazão máxima de fim de plano:** Fixa a capacidade/seleção de recalque das bombas e, a partir da capacidade máxima dos conjuntos motor-bomba, determinar as dimensões mínimas do poço de sucção de maneira que o intervalo das partidas não afete os motores. Dada pela equação (4) apresentada no item 3.1.1.2(b).

- f. **Faixa de operação do poço de sucção:** Distância vertical entre os níveis máximo e mínimo de operação das bombas.
- g. **Curva característica:** Lugar geométrico dos pontos de correspondência biunívoca entre altura manométrica e vazão.
- h. **Ponto de operação:** Intersecção das curvas características da bomba e do sistema.
- i. **Altura manométrica:** Diferença de pressão do líquido entre a entrada e a saída da bomba.
- j. **Perda de carga:** Termo utilizado para caracterizar a dissipação de energia por unidade de peso de um fluido quando este escoar. De acordo com Azevedo Netto et al. (1998), a perda de carga imprime uma resistência ao escoamento e deve-se principalmente à viscosidade do fluido e à inércia das partículas. É variável de acordo com o tamanho das rugosidades da parede do tubo e com a velocidade da água. Estes fatores provocam vários graus de perda de carga, distinguindo-se o fluxo em regimes. As equações utilizadas para estimar a perda de carga são as seguintes:
 - Perda de carga contínua: Refere-se à perda de carga ao longo da extensão da tubulação.
 - Perda de carga localizada: Para Caixeta (1991), sempre que ocorrer variação da velocidade devido a uma peça intercalada na tubulação haverá perda de carga, considerada singular, acidental ou localizada, pois o elemento causador da perturbação ocupa um pequeno comprimento em relação ao da tubulação. Segundo Azevedo Netto, as perdas de carga localizadas são função do quadrado da velocidade e do coeficiente "K". O valor deste coeficiente diz respeito aos tipos de singularidades existentes nas tubulações do barrilete e na própria linha de recalque.

3.1.4.2. *Condições Gerais*

a. **Requisitos**

É necessário apresentar relatório do estudo de concepção, elaborado conforme a NBR 9648 (ABNT, 1986), onde devem constar explicitamente: localização da estação elevatória; níveis de enchente no local da elevatória; diretriz do conduto de recalque, quando houver; e localização do ponto de descarga do recalque.

Características do conduto afluente: forma e dimensões da seção transversal; especificação do material; cota da soleira na entrada da elevatória; e alturas das lâminas relativas às vazões afluentes.

As tubulações de sucção devem ser previstas de modo a se ter uma para cada bomba e possuir diâmetro nominal uniforme e nunca inferior ao das tubulações de recalque.

As tubulações de recalque (que, de acordo com a norma, devem ter diâmetro nominal mínimo de 40 mm) devem atingir um nível superior ao do logradouro, de maneira que impossibilite o refluxo do esgoto, devendo ser providas de dispositivos para este fim.

b. Dimensionamento do poço de sucção (bombas de rotação constante)

Volume útil: Deve ser calculado, considerando a vazão da maior bomba a instalar (quando operada isoladamente) e o menor intervalo de tempo entre partidas consecutivas do seu motor de acionamento, conforme recomendado pelo fabricante.

Dimensões e forma do poço de sucção: Devem ser determinadas, a partir do volume útil calculado, respeitados os seguintes critérios:

- não permitir a formação de vórtice;
- não permitir descarga livre na entrada nem velocidade de aproximação superior a 0,60 m/s;
- não permitir circulação que favoreça a tomada por uma ou mais bombas em prejuízo de outras;
- não permitir depósitos no fundo ou nos cantos, adotando-se paramentos inclinados no sentido das tomadas das bombas;
- facilitar a instalação de tubulações e conjuntos elevatórios, bem como as condições de operação, conforme recomendado pelo fabricante;
- profundidade mínima do poço de sucção: 0,90 m.

Tempo de detenção média: Deve ser o menor possível e, portanto, eventuais folgas nas dimensões do poço de sucção devem ser eliminadas. O maior valor recomendado é de 30 min.

Dimensionamento dos condutos: São recomendados os seguintes limites de velocidade:

- na sucção: entre 0,60 e 1,50 m/s;

- no recalque: entre 0,60 e 3,00 m/s.

c. Seleção dos conjuntos motor-bomba

Devem ser previstos pelo menos dois conjuntos motor-bomba, cada um com capacidade para recalcar a vazão máxima, sendo um deles reserva; no caso de mais de dois conjuntos, o reserva instalado deve ter capacidade igual à do conjunto de maior vazão; quando são adotadas bombas de rotação constante, recomenda-se que os conjuntos motor-bomba sejam iguais.

São determinantes as seguintes características hidráulicas:

Vazão de recalque: A seleção das bombas deve considerar as variações da vazão afluyente, combinando-as adequadamente com o esquema de entrada em operação das bombas. Recomenda-se que a capacidade da bomba seja considerada como sendo, no mínimo, igual a duas vezes a vazão afluyente de esgoto sanitário.

Altura manométrica: O cálculo da altura manométrica deve levar em consideração:

- o envelhecimento dos tubos ao longo do alcance do projeto;
- a variação combinada dos níveis no poço de sucção e na saída do recalque;
- a aderência de material às paredes dos tubos (tubulação suja), quando houver chaminé de equilíbrio no conduto de recalque.

NPSH disponível: É a pressão absoluta exercida pelo sistema na entrada da bomba e deve superar o NPSH requerido (pressão mínima exigida na entrada da bomba para evitar a cavitação, que é a formação e o colapso repentino de bolhas de ar cheias de vapor) pelas bombas em todos os pontos de operação, nas diversas situações possíveis.

3.1.4.3. Condições Específicas

a. Características operacionais dos conjuntos motor-bomba

Rotação: O limite superior recomendado é de 1.800 rpm.

Curvas características: As bombas selecionadas devem dispor de curvas características estáveis, cuja composição com as curvas características extremas do sistema resulte em funcionamento adequado em todos os pontos de operação, conforme a associação de bombas adotada. As curvas características extremas do sistema são as determinadas pelas alturas geométricas máxima e mínima.

Potência: A potência do motor de acionamento deve ser calculada de modo a atender, com folga, a qualquer ponto de operação da bomba respectiva.

b. Canal afluente

Pode ser previsto, à montante do poço de sucção, para as seguintes finalidades: reunião de contribuições; regularização do fluxo; instalação de extravasor ou canal de desvio (“bypass”); instalação de comportas; instalação de equipamentos para remoção de sólidos grosseiros; instalação de dispositivos para medição; inspeção e manutenção.

Dimensionamento: Deve ser dimensionado, considerando a velocidade mínima de 0,40 m/s para vazão afluente inicial.

c. Remoção de sólidos grosseiros

A seleção e dimensionamento dos dispositivos ou equipamentos dependem das características das bombas ou equipamentos que devem ser protegidos, das características e quantidade prevista do material a ser retido, bem como das dificuldades e necessidades operacionais da instalação. São admitidos os seguintes: grade de barras, de limpeza manual ou mecânica; cesto; triturador; peneira.

d. Extravasão

As condições a observar são: vazão máxima igual à vazão afluente final de esgoto com o acréscimo da contribuição pluvial parasitária, quando for o caso; cota da soleira pelo menos 0,15 m acima do nível máximo de operação das bombas; quando o nível máximo de extravasão não evita remanso no conduto afluente, deve ser verificada a sua influência à montante; nível máximo de extravasão tal que não permita inundação de esgoto no local da elevatória.

3.1.4.4. Diâmetro da tubulação de recalque de estações elevatórias

O diâmetro econômico da tubulação de recalque da estação elevatória pode ser determinado através da fórmula de Bresse, apresentada na equação (5) abaixo:

$$D = K \sqrt{Q} \quad (5)$$

Onde:

D = Diâmetro econômico (m);

K = Coeficiente de Bresse;

Q = Vazão de bombeamento (m^3/s)

O parâmetro “velocidade” é objeto de análise criteriosa, podendo ser obtido através da Equação da Continuidade, equação (6) abaixo:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (6)$$

Onde:

v = Velocidade de escoamento do fluido (m/s);

Q = Vazão de escoamento do fluido (m^3/s);

A = Área da seção de escoamento (m^2)

Sendo que o estudo do diâmetro econômico deve ser realizado comparando no mínimo três diâmetros diferentes.

3.1.5. Sistemas Prediais de Esgoto Sanitário

Regidas pela norma NBR 8160 (ABNT, 1999), as instalações de esgotos sanitários têm a finalidade de coletar e afastar da edificação todos os despejos provenientes do uso da água para fins higiênicos, encaminhando-os para um destino adequado. Deve ser do tipo separador absoluto em relação ao sistema predial de águas pluviais, ou seja, não deve existir nenhuma ligação entre os dois sistemas.

De acordo com a mesma norma, o sistema predial de esgoto sanitário deve ser projetado de modo a:

- Evitar a contaminação da água, de forma a garantir a sua qualidade de consumo, tanto no interior dos sistemas de suprimento e de equipamentos sanitários, como nos ambientes receptores;
- Permitir o rápido escoamento da água utilizada e dos despejos introduzidos, evitando a ocorrência de vazamentos e a formação de depósitos no interior das tubulações. A necessidade de viabilizar o rápido e seguro escoamento do esgoto sanitário deve ser considerada desde a concepção do sistema predial

de esgoto sanitário. A velocidade de escoamento nos trechos horizontais está associada à eficiência no transporte dos materiais sólidos, evitando que estes venham a se depositar no fundo das tubulações;

- Impedir que os gases provenientes do interior do sistema predial de esgoto sanitário atinjam áreas de utilização. A manutenção dos fechos hídricos deve ser considerada desde a concepção do sistema, para evitar odores e contaminações dentro do ambiente sanitário;
- Impossibilitar o acesso de corpos estranhos ao interior do sistema;
- Permitir que os seus componentes sejam facilmente inspecionáveis;
- Impossibilitar o acesso de esgoto ao subsistema de ventilação;
- Permitir a fixação dos aparelhos sanitários somente por dispositivos que facilitem a sua remoção para eventuais manutenções.

O Sistema Predial de Esgoto Sanitário consiste em um conjunto de tubulações, interligadas a todos os aparelhos sanitários da edificação, e de acessórios destinados a coletar e conduzir as águas servidas e dejetos do esgoto sanitário a uma rede pública de coleta - ou sistema particular de tratamento. É constituído pela rede de transporte de esgoto e pela rede de ventilação (GONÇALVES et al., 2000).

A disposição final do efluente do coletor predial de um sistema de esgoto sanitário deve ser feita em rede pública de coleta de esgoto sanitário, quando ela existir; ou em sistema particular de tratamento, quando não houver rede pública de coleta de esgoto sanitário (ABNT, 1999).

3.1.5.1. Partes constituintes da instalação predial

Na **Figura 1** está esquematizada a instalação predial de esgoto, com suas partes constituintes, definidas a seguir de acordo com a NBR 8160 (ABNT, 1999).

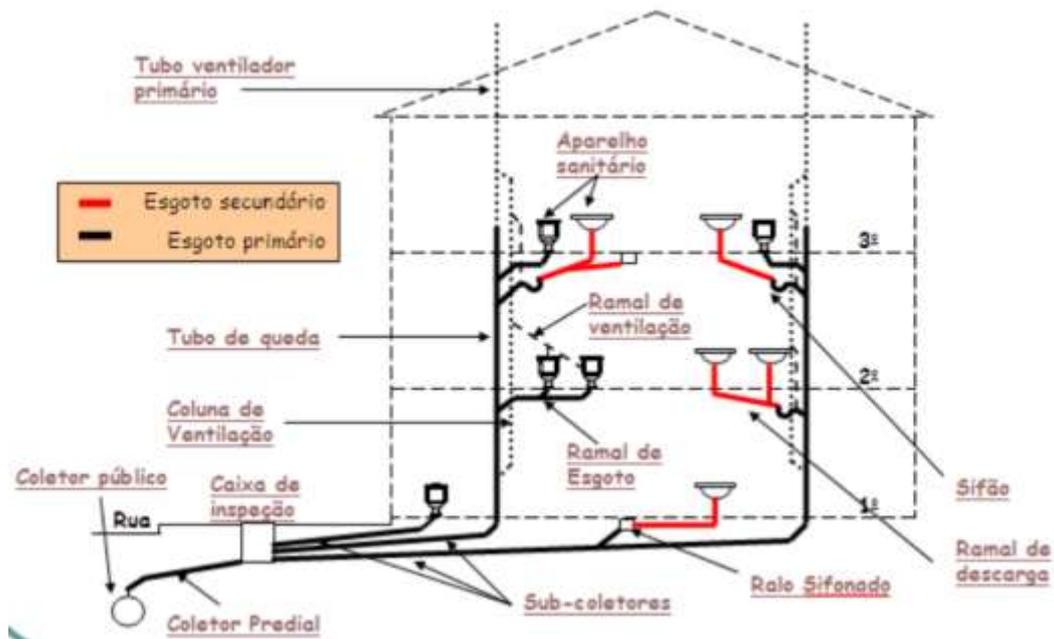


Figura 1: Partes constituintes do sistema predial de esgoto.

- a. **Aparelho Sanitário:** Aparelho ligado à instalação predial e destinado ao uso de água para fins higiênicos ou a receber dejetos ou águas servidas.
- b. **Desconector:** Dispositivo provido de fecho hídrico, destinado a vedar a passagem de gases no sentido oposto ao deslocamento do esgoto. Todos os aparelhos sanitários devem ser protegidos por desconectores, que podem atender a um conjunto de aparelhos de uma mesma unidade autônoma.
- c. **Fecho Hídrico:** Camada líquida, de nível constante, que em um desconector veda a passagem dos gases.
- d. **Sifão:** Desconector destinado a receber efluentes do sistema predial de esgoto sanitário.
- e. **Caixa Sifonada (CS):** Caixa provida de desconector, com a finalidade de receber os efluentes de conjuntos de aparelhos sanitários (instalação secundária de esgoto), tais como lavatórios, bidês, banheiras e chuveiros de uma mesma unidade autônoma, assim como as águas provenientes de lavagem de pisos, devendo ser provida de grelha na parte superior. As caixas sifonadas que coletam despejos dos mictórios devem ter tampas cegas e não podem receber contribuições de outros aparelhos sanitários.
- f. **Ralo Seco (RS):** Recipiente dotado de grelha na parte superior, destinado a receber águas de lavagem de piso ou de chuveiro. Não possuem sifão de proteção interna (sem proteção hídrica), o que possibilita o rápido escoamento

pois não existe acúmulo de água em seu interior. É adequado nos chuveiros, terraços, varandas e áreas de serviço.

- g. Ramal de Descarga (RD):** Tubulação que recebe diretamente os efluentes de aparelhos sanitários.
- h. Ramal de Esgoto (RE):** Tubulação primária que recebe os efluentes dos ramais de descarga diretamente ou a partir de um desconector.
- i. Tubo de Queda (TQ):** Tubulação vertical que recebe efluentes de subcoletores, ramais de esgoto e ramais de descarga.
- j. Ventilação Primária (VP):** Ventilação proporcionada pelo ar que escoar pelo núcleo do tubo de queda, o qual é prolongado até a atmosfera, constituindo a tubulação de ventilação primária.
- k. Ventilação Secundária (VS):** Ventilação proporcionada pelo ar que escoar pelo interior de colunas, ramais ou barriletes de ventilação, constituindo a tubulação de ventilação secundária.
- l. Ramal de Ventilação (RV):** Tubo ventilador que interliga o desconector, ou ramal de descarga, ou ramal de esgoto de um ou mais aparelhos sanitários a uma coluna de ventilação ou a um tubo ventilador primário.
- m. Coluna de Ventilação (CV):** Tubo ventilador vertical que se prolonga através de um ou mais andares e cuja extremidade superior é aberta à atmosfera, ou ligada a tubo ventilador primário ou a barrilete de ventilação.
- n. Instalação Primária de Esgoto (EP):** Conjunto de tubulações e dispositivos onde têm acesso gases provenientes do coletor público ou dos dispositivos de tratamento.
- o. Instalação Secundária de Esgoto (ES):** Conjunto de tubulações e dispositivos onde não têm acesso os gases provenientes do coletor público ou dos dispositivos de tratamento.
- p. Caixa de Gordura (CG):** Caixa destinada a reter, na sua parte superior, as gorduras, graxas e óleos contidos no esgoto, formando camadas que devem ser removidas periodicamente, evitando que estes componentes escoem livremente pela rede, obstruindo a mesma.
- q. Caixa de Inspeção (CI):** Caixa destinada a permitir a inspeção, limpeza, desobstrução, junção, mudanças de declividade e/ou direção das tubulações.

- r. **Subcoletor:** Tubulação que recebe efluentes de um ou mais tubos de queda ou ramais de esgoto.
- s. **Coletor Predial:** Trecho de tubulação compreendido entre a última inserção de subcoletor, ramal de esgoto ou de descarga, ou caixa de inspeção geral e o coletor público ou sistema particular.
- t. **Coletor Público:** Tubulação da rede coletora que recebe contribuição de esgoto dos coletores prediais em qualquer ponto ao longo do seu comprimento.

3.1.5.2. *Concepção*

É a parte mais importante do projeto, em que ocorre a maioria das análises e decisões do projetista. Nesta etapa, deve-se:

- Identificar os pontos geradores de águas servidas (aquelas que foram usadas para fins higiênicos e que não contêm dejetos); águas negras (aquelas que contêm dejetos provenientes de vasos sanitários) e águas com gordura (aquelas provenientes de pias de cozinha, pias de despejo, e que contêm gorduras);
- Definir e posicionar os desconectores: Sifões, caixas sifonadas e ralos sifonados; caixas retentoras de gordura;
- Definir o sistema de ventilação, composto pelos ramais de ventilação e pela coluna de ventilação. Sua finalidade é proteger os fechos hídricos dos desconectores de se romperem por aspiração (vácuo) ou compressão (pressão) e encaminhar os gases emanados da fossa ou coletor público para a atmosfera;
- Posicionar os tubos de queda: do esgoto primário e de gordura;
- Definir o acesso à tubulação: caixas de inspeção, poços de visita e caixas de gordura. Todo trecho de tubulação de esgoto deve ter, no mínimo, um ponto de acesso, para fins de inspeção e desobstrução;
- Definir o destino do esgoto: Coletor público ou tratamento e destino particular.

3.1.5.3. *Dimensionamento dos componentes do sistema*

Consiste na determinação dos diâmetros capazes de proporcionar a vazão necessária ao escoamento do esgoto. As tubulações desse sistema podem ser dimensionadas pelo método das unidades de Hunter de contribuição (UHC), apresentado nos itens (b), (c) e (d) a seguir, devendo, em qualquer um dos casos, ser respeitados os diâmetros nominais mínimos dos ramais de descarga indicados na **Tabela 1**.

Segundo a NBR 8160 (ABNT, 1999), UHC é o fator numérico que representa a contribuição considerada em função da utilização habitual de cada tipo de aparelho sanitário (1 UHC = vazão de 28L/min). Todos os itens abaixo seguem as definições e recomendações da mesma norma.

a. Desconectores

Todo desconector deve satisfazer às seguintes condições:

- Ter fecho hídrico com altura mínima de 0,05 m;
- Apresentar orifício de saída com diâmetro igual ou superior ao do ramal de descarga a ele conectado.

As caixas sifonadas devem ter as seguintes características mínimas:

- Ser de DN 100 mm, quando receberem efluentes de aparelhos sanitários até o limite de 6 UHC;
- Ser de DN 125 mm, quando receberem efluentes de aparelhos sanitários até o limite de 10 UHC;
- Ser de DN 150 mm, quando receberem efluentes de aparelhos sanitários até o limite de 15 UHC.

O ramal de esgoto da caixa sifonada deve ser dimensionado conforme indicado na **Tabela 2**.

As caixas sifonadas especiais devem ter as seguintes características mínimas:

- Fecho hídrico com altura de 0,20 m;
- Quando cilíndricas, devem ter o diâmetro interno de 0,30 m e, quando prismáticas de base poligonal, devem permitir na base a inscrição de um círculo de diâmetro de 0,30 m;
- Devem ser fechadas hermeticamente com tampa facilmente removível;
- Devem ter orifício de saída com o diâmetro nominal DN 75.

b. Ramais de Descarga e de Esgoto

Todos os trechos horizontais previstos no sistema de coleta e transporte de esgoto sanitário devem possibilitar o escoamento dos efluentes por gravidade, devendo, para isso, apresentar uma declividade constante. Recomendam-se as seguintes declividades mínimas:

- 2% para tubulações com diâmetro nominal igual ou inferior a 75 mm;
- 1% para tubulações com diâmetro nominal igual ou superior a 100 mm.

Para os ramais de descarga, devem ser adotados no mínimo os diâmetros apresentados na **Tabela 1**.

Para os aparelhos não relacionados na **Tabela 1**, devem ser estimadas as UHC correspondentes e o dimensionamento deve ser feito com os valores indicados na **Tabela 2**. Para os ramais de esgoto, deve ser utilizada a **Tabela 3**.

Aparelho Sanitário		Número de unidades de Hunter de contribuição	Diâmetro nominal mínimo do ramal de descarga <i>DN</i>
Bacia sanitária		6	100
Banheira de residência		2	40
Bebedouro		0,5	40
Bidê		1	40
Chuveiro	De residência	2	40
	Coletivo	4	40
Lavatório	De residência	1	40
	De uso geral	2	40
Mictório	Válvula de descarga	6	75
	Caixa de descarga	5	50
	Descarga automática	2	40
	De calha	2	50
Pia de cozinha residencial		3	50
Pia de cozinha industrial	Preparação	3	50
	Lavagem de panelas	4	50
Tanque de lavar roupas		3	40
Máquina de lavar louças		2	50
Máquina de lavar roupas		3	50

Tabela 1: Unidades de Hunter de contribuição dos aparelhos sanitários e diâmetro nominal mínimo (em mm) dos ramais de descarga. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).

Diâmetro nominal mínimo do ramal de descarga <i>DN</i>	Número de unidades de Hunter de contribuição UHC
40	2
50	3
75	5
100	6

Tabela 2: Unidades de Hunter de contribuição para aparelhos não relacionados na tabela 1. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).

Diâmetro nominal mínimo do tubo <i>DN</i>	Número de unidades de Hunter de contribuição UHC
40	3
50	6
75	20
100	160

Tabela 3: Dimensionamento de ramais de esgoto. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).

c. Tubos de Queda

Os tubos de queda podem ser dimensionados pela somatória das UHC, conforme valores indicados na **Tabela 4**.

Quando apresentarem desvios da vertical, os tubos de queda devem ser dimensionados da seguinte forma:

- Quando o desvio formar ângulo igual ou inferior a 45° com a vertical, o tubo de queda é dimensionado com os valores indicados na **Tabela 4**;
- Quando o desvio formar ângulo superior a 45° com a vertical, deve-se dimensionar:
 - A parte do tubo de queda acima do desvio como um tubo de queda independente, com base no número de unidades de Hunter de contribuição dos aparelhos acima do desvio, de acordo com os valores da **Tabela 4**;
 - A parte horizontal do desvio de acordo com os valores da **Tabela 5**;

- A parte do tubo de queda abaixo do desvio, com base no número de unidades de Hunter de contribuição de todos os aparelhos que descarregam neste tubo de queda, de acordo com os valores da **Tabela 4**, não podendo o diâmetro nominal adotado, neste caso, ser menor do que o da parte horizontal.

Diâmetro nominal do tubo <i>DN</i>	Número máximo de unidades de Hunter de contribuição	
	Prédio de até três pavimentos	Prédio com mais de três pavimentos
40	4	8
50	10	24
75	30	70
100	240	500
150	960	1.900
200	2.200	3.600
250	3.800	5.600
300	6.000	8.400

Tabela 4: Dimensionamento de tubos de queda. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).

d. Coletor Predial e Subcoletores

O coletor predial e os subcoletores podem ser dimensionados pela somatória das UHC conforme os valores da **Tabela 5**.

Nestas tubulações deve-se adotar as declividades referidas nesta mesma tabela, respeitando-se os valores mínimos previstos:

- 2% para tubulações com diâmetro nominal igual ou inferior a 75 mm;
- 1% para tubulações com diâmetro nominal igual ou superior a 100 mm.

O coletor predial deve ter diâmetro nominal mínimo DN 100. A partir das declividades dos subcoletores e das distâncias entre as caixas é possível determinar suas profundidades de forma algébrica e simples.

No dimensionamento do coletor predial e dos subcoletores em prédios residenciais, deve ser considerado apenas o aparelho de maior descarga de cada banheiro para a somatória do número de unidades de Hunter de contribuição.

Nos demais casos, devem ser considerados todos os aparelhos contribuintes para o cálculo do número de UHC.

Diâmetro nominal do tubo <i>DN</i>	Número máximo de unidades de Hunter de contribuição em função das declividades mínimas %			
	0,5	1	2	4
100	-	180	216	250
150	-	700	840	1.000
200	1.400	1.600	1.920	2.300
250	2.500	2.900	3.500	4.200
300	3.900	4.600	5.600	6.700
400	7.000	8.300	10.000	12.000

Tabela 5: Dimensionamento de subcoletores e coletor predial. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).

e. Dispositivos Complementares

Caixas de gordura: Devem ser dimensionadas levando-se em conta o que segue:

- Para a coleta de apenas uma cozinha, pode ser usada a caixa de gordura pequena ou a caixa de gordura simples;
- Para a coleta de duas cozinhas, pode ser usada a caixa de gordura simples ou a caixa de gordura dupla;
- Para a coleta de três até 12 cozinhas, deve ser usada a caixa de gordura dupla;
- Para a coleta de mais de 12 cozinhas, ou ainda, para cozinhas de restaurantes, escolas, hospitais, quartéis, etc., devem ser previstas caixas de gordura especiais.

As caixas de gordura devem ser divididas em duas câmaras, uma receptora e outra vertedoura, separadas por um septo não removível.

As caixas de gordura podem ser dos seguintes tipos:

- Pequena (CGP), cilíndrica, com as seguintes dimensões mínimas:
 - Diâmetro interno: 0,30 m
 - Parte submersa do septo: 0,20 m
 - Capacidade de retenção: 18 L
 - Diâmetro nominal da tubulação de saída: DN 75
- Simples (CGS), cilíndrica, com as seguintes dimensões mínimas:

- Diâmetro interno: 0,40 m
- Parte submersa do septo: 0,20 m
- Capacidade de retenção: 31 L
- Diâmetro nominal da tubulação de saída: DN 75
- Dupla (CGD), cilíndrica, com as seguintes dimensões mínimas:
 - Diâmetro interno: 0,60 m
 - Parte submersa do septo: 0,35 m
 - Capacidade de retenção: 120 L
 - Diâmetro nominal da tubulação de saída: DN 100
- Especial (CGE), prismática de base retangular, com as seguintes características:
 - Distância mínima entre o septo e a saída: 0,20 m;
 - Volume da câmara de retenção de gordura obtido pela fórmula:

$$V = 2 N + 20$$

Onde:

N é o número de pessoas servidas pelas cozinhas que contribuem para a caixa de gordura no turno em que existe maior afluxo;

V é o volume, em litros.
 - Altura molhada: 0,60 m
 - Parte submersa do septo: 0,40 m
 - Diâmetro nominal mínimo da tubulação de saída: DN 100

Caixas de passagem: Devem ter as seguintes características:

- Quando cilíndricas, ter diâmetro mínimo igual a 0,15 m e, quando prismáticas de base poligonal, permitir na base a inscrição de um círculo de diâmetro mínimo igual a 0,15 m;
- Ser providas de tampa cega, quando previstas em instalações de esgoto primário;

- Ter altura mínima igual a 0,10 m; d) ter tubulação de saída dimensionada pela tabela de dimensionamento de ramais de esgoto, sendo o diâmetro mínimo igual a DN 50.

Dispositivos de inspeção

As **caixas de inspeção** devem ter:

- Profundidade máxima de 1,00 m;
- Forma prismática, de base quadrada ou retangular, de lado interno mínimo de 0,60 m, ou cilíndrica com diâmetro mínimo igual a 0,60 m;
- Tampa facilmente removível, permitindo perfeita vedação;
- Fundo construído de modo a assegurar rápido escoamento e evitar formação de depósitos.

Os **poços de visita** devem ter:

- Profundidade maior que 1,00 m;
- Forma prismática de base quadrada ou retangular, com dimensão mínima de 1,10 m, ou cilíndrica com um diâmetro interno mínimo de 1,10 m;
- Degraus que permitam o acesso ao seu interior;
- Tampa removível que garanta perfeita vedação;
- Fundo constituído de modo a assegurar rápido escoamento e evitar formação de sedimentos;
- Duas partes, quando a profundidade total for igual ou inferior a 1,80 m, sendo a parte inferior formada pela câmara de trabalho (balão) de altura mínima de 1,50 m, e a parte superior formada pela câmara de acesso, ou chaminé de acesso, com diâmetro interno mínimo de 0,60 m.

f. Ventilação Primária

No sistema de ventilação primária não existe um dimensionamento específico, bastando prolongar a tubulação com o mesmo diâmetro do respectivo tubo de queda, tubo de gordura ou tubo secundário. Sendo que o diâmetro mínimo é de 75 mm.

O tubo ventilador primário e a coluna de ventilação devem ser verticais com diâmetro uniforme e, sempre que possível, instalados em uma única prumada; quando

necessárias, as mudanças de direção devem ser feitas mediante curvas de ângulo central não superior a 90° e com um aclave mínimo de 1%.

g. Ventilação Secundária

O sistema de ventilação secundária apresenta um procedimento de dimensionamento, composto pelo ramal de ventilação e pela coluna de ventilação.

h. Ramal de Ventilação

O diâmetro nominal não pode ser inferior aos limites determinados na **Tabela 6**.

Para que o ramal de ventilação atenda às condições do sistema, existe uma distância máxima do fecho hídrico a ser protegido até a tomada do ramal, indicada na **Tabela 7**.

Grupo de aparelhos sem bacias sanitárias		Grupo de aparelhos com bacias sanitárias	
Número de unidades de Hunter de contribuição	Diâmetro nominal do ramal de ventilação	Número de unidades de Hunter de contribuição	Diâmetro nominal do ramal de ventilação
Até 12	40	Até 17	50
13 a 18	50	18 a 60	75
19 a 36	75	-	-

Tabela 6: Dimensionamento de ramais de ventilação. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).

Diâmetro nominal do ramal de descarga <i>DN</i>	Distância máxima m
40	1,00
50	1,20
75	1,80
100	2,40

Tabela 7: Distância máxima de um desconector ao tubo ventilador. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).

i. Coluna de Ventilação (CV)

O diâmetro nominal deve estar de acordo com as indicações da **Tabela 8**, em função do diâmetro nominal do tubo de queda ou ramal de esgoto, do número de UHC e do comprimento da coluna de ventilação.

Diâmetro nominal do tubo de queda ou do ramal de esgoto <i>DN</i>	Número de unidades de Hunter de contribuição	Diâmetro nominal mínimo do tubo de ventilação							
		40	50	75	100	150	200	250	300
		Comprimento permitido m							
40	8	46	-	-	-	-	-	-	-
40	10	30	-	-	-	-	-	-	-
50	12	23	61	-	-	-	-	-	-
50	20	15	46	-	-	-	-	-	-
75	10	13	46	317	-	-	-	-	-
75	21	10	33	247	-	-	-	-	-
75	53	8	29	207	-	-	-	-	-
75	102	8	26	189	-	-	-	-	-
100	43	-	11	76	299	-	-	-	-
100	140	-	8	61	229	-	-	-	-
100	320	-	7	52	195	-	-	-	-
100	530	-	6	46	177	-	-	-	-
150	500	-	-	10	40	305	-	-	-
150	1.100	-	-	8	31	238	-	-	-
150	2.000	-	-	7	26	201	-	-	-
150	2.900	-	-	6	23	183	-	-	-
200	1.800	-	-	-	10	73	286	-	-
200	3.400	-	-	-	7	57	219	-	-
200	5.600	-	-	-	6	49	186	-	-
200	7.600	-	-	-	5	43	171	-	-
250	4.000	-	-	-	-	24	94	293	-
250	7.200	-	-	-	-	18	73	225	-
250	11.000	-	-	-	-	16	60	192	-
250	15.000	-	-	-	-	14	55	174	-
300	7.300	-	-	-	-	9	37	116	287
300	13.000	-	-	-	-	7	29	90	219
300	20.000	-	-	-	-	6	24	76	186
300	26.000	-	-	-	-	5	22	70	152

Tabela 8: Dimensionamento de colunas e barriletes de ventilação. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999).

j. Pavimento Térreo

No pavimento térreo, todo e qualquer aparelho ou dispositivo fixo esgota direto para a respectiva caixa (inspeção, gordura, sifonada). No caso do vaso sanitário e do ralo sifonado, esgotam direto para a caixa de inspeção e consideram-se devidamente ventilados os desconectores quando se verificarem as seguintes condições:

- Número de UHC for menor ou igual a 15;
- A distância entre o desconector e a ligação do respectivo ramal de descarga a uma tubulação não exceder os limites da **Tabela 7**.

3.1.5.4. *Acessibilidade do sistema*

Ainda de acordo com a NBR 8160 (ABNT, 1999), para garantir a acessibilidade, manutenção e reparos aos elementos do sistema, devem ser respeitadas no mínimo as seguintes condições:

- A distância entre dois dispositivos de inspeção não deve ser superior a 25 m;
- A distância entre a ligação do coletor predial com o público e o dispositivo de inspeção mais próximo não deve ser superior a 15 m;
- Os comprimentos dos trechos dos ramais de descarga e de esgotos de bacias sanitárias, caixas de gordura e caixas sifonadas, medidos entre os mesmos e os dispositivos de inspeção, não devem ser superiores a 10 m;
- Os desvios, as mudanças de declividade e a junção das tubulações enterradas devem ser feitos mediante o emprego de caixas de inspeção;
- Em prédios com mais de dois pavimentos, as caixas de inspeção não devem ser instaladas a menos de 2 m de distância dos tubos de queda que contribuem para elas.

3.2. SOLUÇÕES LOCALIZADAS DE TRATAMENTO DE ESGOTO

3.2.1. Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio

O sistema composto por tanque séptico e filtro anaeróbio é amplamente utilizado em comunidades que geram pequenas vazões e em áreas desprovidas de sistema público de esgotamento sanitário, por ser uma solução de funcionamento simples, utilizando processos menos mecanizados e reatores mais fáceis de serem construídos e operados, além da relação custo/benefício ser vantajosa. (ÁVILA, 2015). Nesse sistema, a maior parte dos sólidos em suspensão sedimentam e sofrem o processo de digestão anaeróbia no fundo do tanque séptico, e então a matéria orgânica efluente se dirige ao filtro anaeróbio para ser removida (VON SPERLING, 1996).

A combinação do tanque séptico e filtro anaeróbio permite uma eficiência global de remoção da DBO de 70 a 85% (JORDÃO, 2011), mostrada na **Tabela 9**.

Unidade de Tratamento	Eficiência %
Fossa séptica de câmara única ou de câmaras sobrepostas	30 a 50 %
Fossa séptica de câmaras em série	35 a 65 %
Vala de filtração	75 a 95%
Filtro anaeróbio	70 a 85%

Tabela 9: Unidade de tratamento e eficiência de remoção da DBO. Fonte: Jordão (2011).

3.2.1.1. *Tanque Séptico*

a. Funcionamento

O tanque séptico, também conhecido como fossa séptica, é uma forma de tratamento a nível primário, onde ocorre a decantação e remoção dos sólidos sedimentáveis em condições anaeróbias (Von Sperling, 1996).

Jordão (2011) define o tanque séptico como uma "câmara convenientemente construída para reter os esgotos sanitários por um período de tempo criteriosamente estabelecido" e explica o funcionamento dos tanques sépticos em quatro fases: Retenção do esgoto, por um período que varia de 12 a 24 horas; Decantação do esgoto, que ocorre simultaneamente à retenção de esgoto, sedimentando de 60 a 70 % dos sólidos em suspensão, formando o lodo; Digestão anaeróbia do lodo e da espuma, que são degradados por bactérias anaeróbias; e redução de volume do lodo, devido a digestão da fase anterior.

b. Critérios de Dimensionamento

A norma NBR 7229 (ABNT, 1993) dispõe dos critérios para a implantação e o dimensionamento do tanque séptico, definindo assim a equação (7) para a definição do volume útil do tanque.

$$V = 1000 + N * (C * T + K * Lf) \quad (7)$$

Onde:

V = volume útil, em litros

N = número de pessoas ou unidades de contribuição

C = contribuição de despejos, em litro/pessoa*dia ou em litro/unidade*dia (ver **Tabela 10**)

T = período de detenção, em dias (ver **Tabela 11**)

K = taxa de acumulação de lodo digerido em dias, equivalente ao tempo de acumulação de lodo fresco (ver **Tabela 12**)

Lf = contribuição de lodo fresco, em litro/pessoa*dia ou em litro/unidade*dia (ver **Tabela 10**)

Prédio	Unidade	Unid.: L	
		Contribuição de esgotos (C) e lodo fresco (Lf)	
1. Ocupantes permanentes			
- Residência			
Padrão alto	Pessoa	160	1
Padrão médio	Pessoa	130	1
Padrão baixo	Pessoa	100	1
- Hotel (exceto lavanderia e cozinha)	Pessoa	100	1
- Alojamento provisório	Pessoa	80	1
2. Ocupantes temporários			
- Fábrica em geral	Pessoa	70	0,30
- Escritório	Pessoa	50	0,20
- Edifícios públicos ou comerciais	Pessoa	50	0,20
- Escolas (externatos) e locais de longa permanência	Pessoa	50	0,20
- Bares	Pessoa	6	0,10
- Restaurantes e similares	Refeição	25	0,10
- Cinemas, teatros e locais de curta permanência	Lugar	2	0,02
- Sanitários públicos	Bacia sanitária	480	4,0

Tabela 10: Contribuição diária de esgoto (C) e de lodo fresco (Lf) por tipo de prédio e de ocupante.

Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

Contribuição diária (L)	Tempo de detenção	
	Dias	Horas
Até 1500	1,00	21
De 1501 a 3000	0,92	22
De 3001 a 4500	0,83	20
De 4501 a 6000	0,75	18
De 6001 a 7500	0,67	16
De 7501 a 9000	0,58	14
Mais que 9000	0,50	12

Tabela 11: Período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária. Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

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

Tabela 12: Taxa de acumulação total de lodo (K), em dias, por intervalo entre limpezas e temperatura do mês mais frio. Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

Para a geometria dos tanques sépticos a NBR 7229 (ABNT, 1993) orienta que seja utilizada a forma cilíndrica quando se pretende minimizar a área útil favorecendo a profundidade e a forma prismática retangular quando se deseja minimizar a profundidade e favorecer uma maior área horizontal, e estabelece medidas internas mínimas:

- Profundidade Mínima: Varia entre os valores recomendados na **Tabela 13**, de acordo com o volume útil obtido.

Volume útil (m³)	Profundidade útil mínima (m)	Profundidade útil máxima (m)
Até 6,0	1,20	2,20
De 6,0 a 10,0	1,50	2,50
Mais que 10,0	1,80	2,80

Tabela 13: Profundidade útil mínima e máxima, por faixa de volume útil. Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

- Diâmetro e largura interna mínima: 1,10 e 0,8 m, respectivamente.
- Relação comprimento/largura (para tanques prismáticos retangulares): mínimo 2:1; máximo 4:1.

Sobre os dispositivos de entrada e saída, a NBR 7229 (ABNT, 1993) indica que devem ter as seguintes medidas, demonstradas na **Figura 2**:

- Dispositivo de entrada: parte emersa, pelo menos 5 cm acima da geratriz superior do tubo de entrada, e parte imersa aprofundada até 5 cm acima do nível correspondente à extremidade inferior do dispositivo de saída;
- Dispositivo de saída: parte emersa nivelada, pela extremidade superior, ao dispositivo de entrada, e parte imersa medindo um terço da altura útil do tanque a partir da geratriz inferior do tubo de saída;
- Geratrizes inferiores dos tubos de entrada e saída: devem ser desniveladas em 5 cm;
- Entre a extremidade superior dos dispositivos de entrada e saída e o plano inferior da laje de cobertura do tanque: deve ser preservada uma distância mínima de 5 cm.

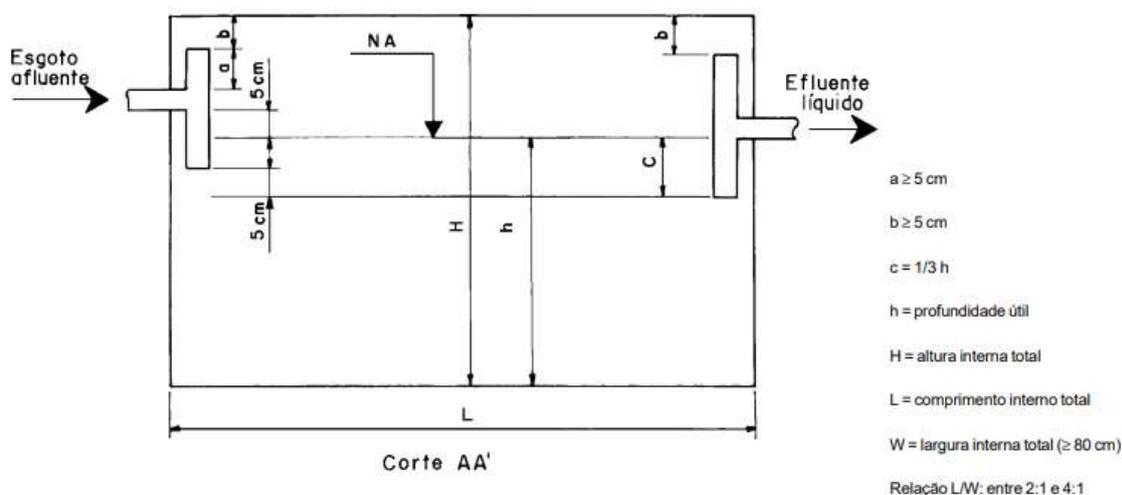


Figura 2: Detalhes e dimensões de um tanque séptico – recomendações da norma. Fonte: NBR 7229 (ABNT, 1993).

Segundo a NBR 7229 (ABNT, 1993), todo tanque deve ter pelo menos uma abertura com a dimensão mínima de 0,60 m, permitindo o acesso direto ao dispositivo de entrada, tendo as demais aberturas uma dimensão mínima de 0,20 m. O máximo raio de abrangência horizontal, para efeito de limpeza, é de 1,50 m, a partir do qual uma nova abertura deve ser necessária. No caso dos tanques prismáticos retangulares de câmaras múltiplas, deve-se ter pelo menos uma abertura por câmara, enquanto para tanques cilíndricos, é necessário apenas uma única abertura, independentemente do número de câmaras, obedecendo às dimensões mínimas e uma distância entre o nível do líquido e a face inferior do tampão de fechamento igual ou superior a 0,50 m.

Sobre a manutenção do tanque séptico, a NBR 7229 (ABNT, 1993) ordena que o lodo e a espuma acumulados no tanque devem ser removidos a intervalos equivalentes ao período de limpeza no projeto, conforme a **Tabela 12**, sendo obrigatório deixar 10% do volume do lodo digerido no interior do tanque.

A disposição final do lodo e espuma removidos não pode, em hipótese alguma, ser feita em corpos hídricos ou galerias de águas pluviais, podendo ser enviado a estações de tratamento de esgotos ou a determinados pontos da rede coletora de esgotos, mediante aprovação prévia por parte do órgão responsável pelo esgotamento sanitário da área, ou podendo passar por um processo de secagem e ser enviado a um aterro sanitário, usina de compostagem ou campo agrícola (NBR 7229 - ABNT, 1993).

3.2.1.2. *Filtro Anaeróbio*

a. Funcionamento

A NBR 13969 (ABNT, 1997) diz que o filtro anaeróbio "consiste em um reator biológico onde o esgoto é depurado por meio de microorganismos não aeróbios, dispersos tanto no espaço vazio do reator quanto nas superfícies do meio filtrante".

As unidades de filtro anaeróbio são tanques preenchidos por um material inerte, geralmente brita, através do qual o afluente líquido percola, com fluxo ascendente, depois de ser distribuído por um fundo falso vazado para a camada suporte, entrando em contato com microorganismos anaeróbios aderidos neste, realizando a atividade biológica (JORDÃO, 2011).

b. Critérios de Dimensionamento

A NBR 13969 (ABNT, 1997) dispõe dos critérios de projeto, construção e operação de unidades de tratamento complementar aos tanques sépticos, entre elas, o filtro anaeróbio, que tem o seu volume útil obtido pela equação (8):

$$V_u = 1,6 * N * C * T \quad (8)$$

Onde:

N = número de contribuintes;

C = contribuição de despejos, em litros/habitante*dia (conforme a **Tabela 14**);

T = tempo de detenção hidráulica, em dias (conforme a **Tabela 15**).

Prédio	Unidade	Contribuição de esgoto L/d	Contribuição de carga orgânica gDBO/d
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
2. Ocupantes temporários			
Fábrica em geral			
Escritório	Pessoa	50	25
Edifício público ou comercial	Pessoa	50	25
Escolas (externatos) e locais de longa permanência	Pessoa	50	20
Bares	Pessoa	6	6
Restaurantes e similares	Pessoa	25	25
Cinemas, teatros e locais de curta permanência	Lugar	2	1
Sanitários públicos	Bacia sanitária	480	120

Tabela 14: Contribuição diária de despejos e de carga orgânica por tipo de prédio e de ocupantes. Fonte: NBR 13969 (ABNT, 1997).

Vazão L/dia	Temperatura média do mês mais frio		
	Abaixo de 15 °C	Entre 15 °C e 25 °C	Maior que 25 °C
Até 1.500	1,17	1,00	0,92
De 1.501 a 3.000	1,08	0,92	0,83
De 3.001 a 4.500	1,00	0,83	0,75
De 4.501 a 6.000	0,92	0,75	0,67
De 6.001 a 7.500	0,83	0,67	0,58
De 7.501 a 9.000	0,75	0,58	0,50
Acima de 9.000	0,75	0,50	0,50

Tabela 15: Tempo de detenção hidráulica de esgotos (T), por faixa de vazão e temperatura do esgoto (em dias). Fonte: NBR 13969 (ABNT, 1997).

A norma estabelece um volume útil mínimo do leito filtrante de 1000 L e um limite para a altura do leito filtrante de 1,20 m, já incluindo a altura do fundo falso, que deve ser no máximo 0,60 m.

Em casos de difícil construção do fundo falso, todo o volume do leito poderá ser preenchido por meio filtrante, ocorrendo nesse caso a distribuição do esgoto afluente sobre todo o fundo através de tubos perfurados.

A altura total do filtro anaeróbico, em metros, é obtida pela equação (9):

$$H = h + h_1 + h_2 \quad (9)$$

Onde:

H = altura total interna do filtro anaeróbico;

h = altura total do leito filtrante;

h1 = altura da calha coletora;

h2 = altura sobressalente (variável).

A NBR 13969 (ABNT, 1997) prevê uma perda de carga hidráulica de 0,10 m entre o nível mínimo do tanque séptico e o nível máximo do filtro anaeróbico. A distribuição de esgoto afluente no fundo do filtro anaeróbico deve ser feita através de tubos verticais com bocais perpendiculares ao fundo plano, com uma distância de 0,30 m entre eles e uma área abrangida máxima de 3,0 m² por bocal e de tubos perfurados instalados sobre o fundo inclinado do filtro. Além disso, prevê um tubo guia para limpeza e manutenção. O dimensionamento deverá ser feito de acordo com a **Figura 3**.

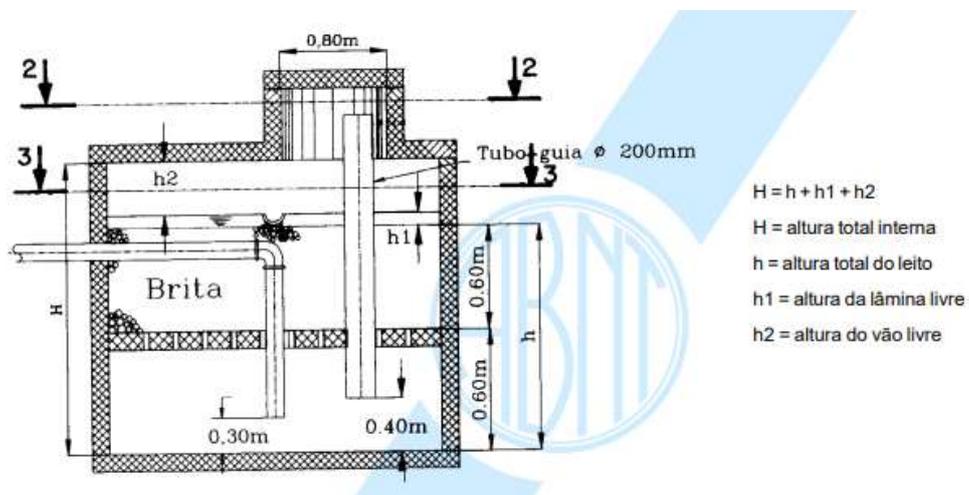


Figura 3: Filtro anaeróbico tipo circular com entrada única de esgoto. Fonte: NBR 13969 (ABNT, 1997).

3.2.2. Wetlands Construídos

Para Kladec, et al. (1987), os wetlands construídos (WC), também conhecidos como alagados construídos, são sistemas que utilizam processos naturais para promover o tratamento de águas residuais, podendo ser considerado uma ecotecnologia capaz de transformar a matéria orgânica e promover a ciclagem de nutrientes, assim como ocorre naturalmente em áreas alagadas, porém, ao contrário dos ambientes naturais, os WC são projetados, sendo então flexível quanto à localização, dimensionamento e controle hidráulico.

Nesses sistemas, há o contato do esgoto com as raízes das plantas, que têm capacidade de permitir o movimento eficiente de oxigênio atmosférico até o sistema radicular, permitindo grandes quantidades de bactérias aeróbias em torno da área da raiz, que reduzem a carga orgânica do efluente, o tratando (DA SILVA, 2007). Os processos de remoção de poluentes nos WC são detalhados na **Tabela 16**.

Poluentes	Processos
Matéria Orgânica Particulada	Sedimentação e filtração, convertido a DBO solúvel
Matéria Orgânica Solúvel	Fixação pelo biofilme bacteriano, posteriormente degradado geralmente em meio aeróbio
Sólidos Suspensos	Filtração; Decomposição por bactérias durante longo tempo de retenção
Fósforo	Adsorção no material filtrante; Assimilação pelas macrófitas; Precipitação química
Patógenos	Filtração; Predação; Absorção
Metais pesados	Adsorção; Assimilação pelas macrófitas
Compostos orgânicos	Adsorção pelo biofilme e material filtrante; Decomposição por bactérias devido ao longo tempo de retenção

Tabela 16: Processos de remoção de poluentes nos WC. Fonte: Medeiros (2017), adaptado de Hoffman e Platzer.

O wetland construído é uma unidade de tratamento para águas cinzas ou esgoto doméstico previamente tratado, sendo uma unidade complementar de tratamento no segundo caso. Os tratamentos prévios mais recomendados para o wetland construído são: tanque séptico, biodigestor ou reator anaeróbio (TONETTI et al., 2018). A **Tabela 17** resume diferentes estudos, os materiais utilizados, o tipo de tratamento e sua eficiência.

Referência Bibliográfica e tipo de efluente	Meio suporte - Fluxo	Vegetação	Parâmetros e eficiência de remoção
Roston e Mansor (1999) – efluente de lagoa de estabilização	Britas com diferentes dimensões - FH	Taboa (<i>Thypha dominguensis</i> Persd. X <i>Thypha latifolia</i> L) e <i>Eleocharis fistulosa</i>	NTK: > 70% em todos os leitos chegando a 92%
Meira (2004) – Rio urbano poluído	Brita	Taboa (<i>Thypha</i>)	DBO (83,3%); P total (87%); N amon (100%); coliformes termotolerantes (99,97%)
	Brita e Areia - FH	Taboa (<i>Thypha</i>)	P total (87%); N amon (97%); DBO (95%); e turb (97%); C.E. (102%); alcal (75%); bicarb (124%); Na (248%); dur (96%); Ca (132%); Mg (120%) e Cl (233%)
	Brita e Areia - FH	Arroz	Coliformes termotolerantes (99,86%)
Marques <i>et al.</i> (1997) – efluente de drenagem ácida	Areia grossa - FH	<i>Thypha sabulata</i>	Aumentou do pH e 4 para valores entre 5,3 e 6,7. Cromo (81%), chumbo (96%), zinco (60%) e níquel (92%)
Sousa <i>et al.</i> (2000) – efluentes domésticos de um reator UASB	Areia grossa lavada - FH	Junco (<i>Juncus</i> sp)	MOC (79% a 84%); N (76% a 87%) e P (78% a 100%)
Sezerino e Philippi (1998) – efluente primário de esgoto doméstico	Areia grossa, brita nº 1 e casca de arroz - FH	Junco (<i>Zizania Bonariensis</i>)	DBO (86%), SSe (91%) e ST (76%), N amon aumentou em 20%
Guimarães <i>et al.</i> (2000) – efluente primário de esgoto doméstico	Pedra nº 1 e solo misturado com casca de arroz - FH	Capim arroz (<i>Echinochloa Crus Pavones</i>)	P (63%); S (71%); Cu e Zn (100%). Houve aumento nas concentrações de N (45%); Ca (43%); Mg (42%); Fe (23%) e Mn (73%)
		Junco (<i>Juncus Sellovianus</i>)	P (44%); S (60%); Cu e Zn (100%). Houve aumento nas concentrações de N (40%); Ca (43%); Mg (41%); Fe (21%) e Mn (72%)
Leopoldo <i>et al.</i> (2000) – efluente primário de esgoto doméstico	Pedra nº 1 e solo misturado com casca de arroz - FH	Capim arroz (<i>Echinochloa Crus Pavones</i>)	Turb (59%); SS (57%); e ST (10%)
		Junco (<i>Juncus Sellovianus</i>)	Turb (58%); SS (45%); e ST (17%)
Queiroz (2001) – efluentes de lagoa de estabilização	Brita nº 1 - FH	Taboa (<i>Thypha</i> sp)	SS (91%); DQO (51%); DBO (86%); P total (13%); NTK (2%). Houve aumento nas concentrações de Alc (76%); C.E. (75%); NOx (41%)
Mazzola (2003) – efluente secundário de esgoto doméstico	Brita - FV	Taboa (<i>Thypha</i>)	SST (60%); N amon (15%); DQO (80%); P (30%); NO ₃ (8,06%)
		<i>Eleocharis</i> sp	P (11,42%); NO ₃ (11,11%); N amon (10%)
Roston e Collaço (2003) – efluente doméstico tratado, de uma ETE, com alto teor de sólidos	Pneu - FV	Taboa (<i>Thypha</i> sp)	DQO (76,7%) e N amon (34%); SS (73,3%)
	Brita - FV		DQO (72,4%) e N amon (36%); SS (36,2%)

Tabela 17: Wetlands - Estudos, materiais utilizados, tipos de tratamento e sua eficiência. Fonte: Da Silva (2007).

3.2.2.1. *Histórico*

A tecnologia conhecida como sistemas wetlands construídos surgiu na Alemanha nos anos 50, com o objetivo de remover fenol e reduzir a carga orgânica de efluente de laticínio (KADLEC & KNIGHT, 1996). No início dos anos 80 foram feitas as primeiras experiências com a utilização de wetlands na melhoria da qualidade de águas residuárias no Brasil, pelos pesquisadores Salati e Rodrigues (SALATI JR.; SALATI; SALATO, 1999). Segundo Vymazal (2009), nas últimas três décadas os sistemas de wetlands construídos vêm se desenvolvendo rapidamente e tem sido empregado no tratamento dos mais variados tipos de águas residuárias, tendo destaque a aplicação no tratamento de efluentes domésticos, industriais e agrícolas.

3.2.2.2. *Principais elementos*

Seus principais elementos são o meio filtrante, microorganismos e macrófitas, que proporcionam a remoção de poluentes, atuando em conjunto para realizar a depuração das águas residuárias a serem tratadas nos WC.

- Meio Filtrante/Meio Suporte

O meio filtrante serve de suporte para o desenvolvimento das macrófitas e do biofilme, além de manter as condições hidráulicas, sendo então o local onde ocorrem todas as reações bioquímicas para que se realize o tratamento do efluente. Para que tenha uma boa eficiência de tratamento, o material do meio filtrante deve ter uma boa condutividade elétrica e promover a adsorção de íons de fósforo e amônio (PHILIPPI e SEZERINO, 2004).

Para Brix e Arias, et al. (2005), as propriedades físicas e químicas do material filtrante, como tamanho da partícula, área superficial, porosidade, condutividade hidráulica, pH e teor de matéria orgânica, são determinantes para os processos mediados por microorganismos. Cada material possui características próprias, como granulometria, que influencia a dinâmica de escoamento do sistema, sendo indicado variar a granulometria do material, minimizando as chances de ocorrer colmatação no sistema. A **Tabela 18** mostra a faixa de granulometria dos principais materiais suporte.

Material Suporte	Granulometria (mm)
Areia	0,06 a 2
Brita tipo 1	9,5 a 19
Brita tipo 2	19 a 25
Cascalho	2 a 60

Tabela 18: Faixa granulométrica dos principais materiais-suporte utilizados em wetlands construídas. Fonte: Adaptada de Benassi et al. (2018).

- **Macrófitas**

Para Giz (2011), as macrófitas emergentes devem ser plantadas diretamente no material filtrante e suportar condições adversas como pouca umidade, presença de compostos poluentes e baixa concentração de oxigênio. Estudos feitos por Brix (1997) indicam que as macrófitas promovem boas condições para o processo físico de filtração, estabilização da superfície do leito, aeração da rizosfera, aderência de microrganismos nas raízes, retirada de nutrientes pelas plantas e embelezamento paisagístico. As espécies mais utilizadas são *Phragmites australis* (espécie não nativa do Brasil), *Typha* spp e *Juncus* spp, entretanto, no Brasil vários trabalhos vêm sendo desenvolvido com diferentes espécies como *Pennisetum purpureum* schum, *Cynodon*, *Eleocharis* spp, *Brachiaria* spp, *Mentha aquatica* entre outras (MEDEIROS, 2017 apud MATOS et al., 2010; 2009; 2008).

- **Microrganismos**

A remoção da maioria dos poluentes nos wetlands construídos ocorre via atividade microbiana, sendo indicador do estado do solo, tendo em vista que as mesmas podem ser altamente variáveis dependendo da disponibilidade de substrato, teor de umidade e temperatura (TRUU et al., 2008). As bactérias são as principais responsáveis pelo tratamento biológico de efluentes por promover a oxidação da matéria carbonácea, a nitrificação e a desnitrificação (PHILIPPI; SEZERINO, 2004).

3.2.2.3. *Classificação*

A classificação dos wetlands construídos pode ser feita baseada em macrófitas aquáticas, podendo ser flutuantes, submersas ou emergentes. As emergentes, que são enraizadas no sedimento com suas folhas crescendo para fora da água, são as mais utilizadas, podendo ser divididas em subcategorias, de acordo com o seu fluxo. (DA SILVA, 2007).

- Wetlands Construídas de Fluxo Superficial (WCFS):

Nesse tipo de sistema, que opera com alimentação contínua, o meio suporte permanece saturado e o aflente tratado é distribuído homogêneo na superfície do leito, escoando horizontal e superficialmente, com profundidade da água em torno de 0,5 m e baixa velocidade de escoamento, como mostrado na **Figura 4**. O efluente tratado é coletado por tubulações de drenagem situadas na parte inferior do material suporte. As WCFS são recomendadas, principalmente, para o tratamento terciário de efluentes com foco na remoção de nutrientes, em especial o fósforo, sendo então necessária uma etapa prévia de tratamento secundário com foco na remoção de matéria orgânica e sólidos suspensos (BENASSI et al., 2018). São utilizados também para solos com baixa permeabilidade e terrenos com declividade reduzida, segundo Da Silva (2007).

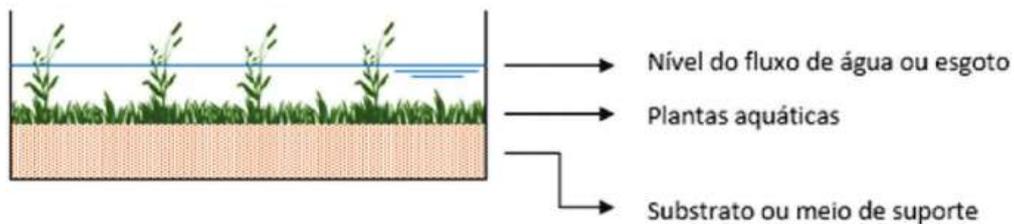


Figura 4: Representação gráfica de uma wetland construída de fluxo superficial. Fonte: Sanchez (2007).

- Wetlands Construídas de Fluxo Subsuperficial (WCFSS):

Segundo Da Silva (2007), este é o tipo de wetland construído mais utilizado no mundo. A maior parte do fluxo ocorre através de um meio filtrante poroso composto, em geral, por areia e brita, mostrado na **Figura 5**. Os WC de escoamento subsuperficial possuem uma subclassificação quanto ao sentido do escoamento hidráulico, podendo ser horizontal ou vertical com ciclos de enchimento e drenagem, vertical ascendente e descendente (FONDER et al., 2013). Nesses sistemas são utilizadas as macrófitas aquáticas enraizadas ao material suporte, ou seja, macrófitas emergentes. Além dessas configurações, os WC podem também ser híbridos.

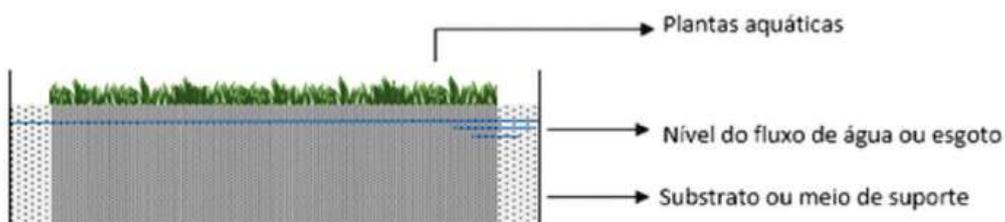


Figura 5: Representação gráfica de uma wetland construída de fluxo subsuperficial. Fonte: Sanchez (2007).

- Wetlands Construídas de Fluxo Subsuperficial Horizontal (WCFH):

Neste sistema a água residuária é mantida abaixo da superfície do leito e percola vagarosamente, na horizontal, de uma extremidade a outra até atingir a zona de saída. Na saída o nível de esgoto é controlado por meio de um controlador de nível (VYMAZAL, 2009), como ilustrado na **Figura 6**. Durante a percolação do afluente no WCFH, o esgoto entrará em contato com regiões aeróbias, ao redor das raízes macrófitas onde ocorre uma significativa convecção e difusão de oxigênio atmosférico, anóxicas e anaeróbias. Quando da passagem do efluente na rizosfera, ocorre uma depuração através de processos físicos e químicos e, mais efetivamente, devido à degradação microbológica (COOPER et al., 1996; BRIX, 1997). A alimentação contínua e o emprego do controlador de nível acarretam em pouca oxigenação do sistema, o que proporciona uma remoção insatisfatória dos nutrientes, com baixa taxa de conversão do nitrogênio amoniacal a nitrato. Com isso, predominam nesses sistemas as condições anaeróbias. As WCFH são recomendadas principalmente para o tratamento secundário de esgoto sanitário, com foco na remoção de matéria orgânica e sólidos suspensos (BENASSI et al., 2018).

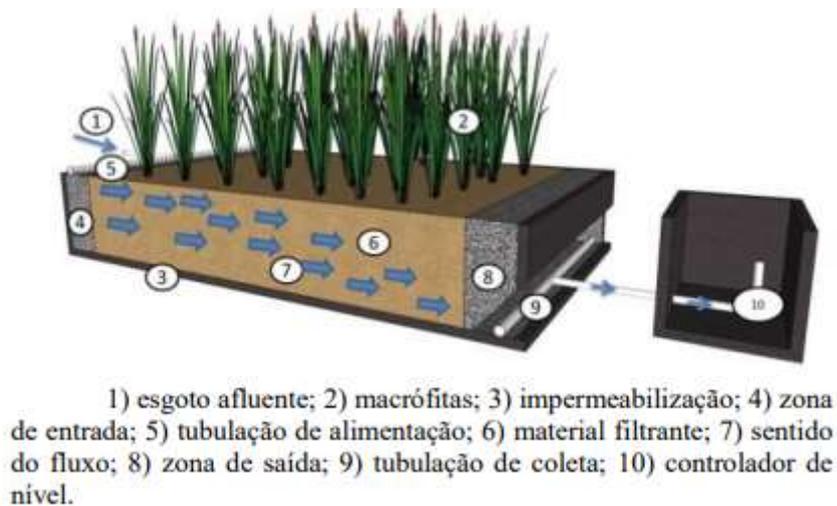


Figura 6: Representação gráfica de uma wetland construída de fluxo subsuperficial horizontal.

Fonte: Acervo GESAD.

- Wetlands Construídas de Fluxo Subsuperficial Vertical (WCFV):

Os WCFV são módulos escavados ou construídos no solo, impermeabilizados, com material filtrante e macrófitas do tipo emergentes. Nestes sistemas a alimentação é intermitente e espalhada pela superfície do meio filtrante, através de bombeamento (KADLEC e WALLACE, 2009). O fluido escoar homogênea e verticalmente entre os vazios do material suporte até atingir a parte mais inferior do leito, onde é coletado

através de tubulações de coleta que levam ao controlador de nível. Segundo Philippi e Sezerino (2004), os WCFV retêm sólidos, removem matéria orgânica e promovem a conversão do nitrogênio amoniacal a nitrato. Por isso, é recomendado para tratamento terciário de efluentes, necessitando então de um tratamento prévio com remoção de matéria orgânica e sólidos suspensos. Em geral, a principal vantagem dos WCFV em relação aos WCFH é a maior taxa de transferência de oxigênio da atmosfera para o sistema, devido ao tempo de pausa, favorecendo a nitrificação, potencializando a remoção de nitrogênio neste tipo de WC.

Na **Figura 7** demonstra-se um esquema clássico de um módulo vertical descendente com alimentação intermitente, o qual é amplamente empregado nos países da Europa e no Brasil.

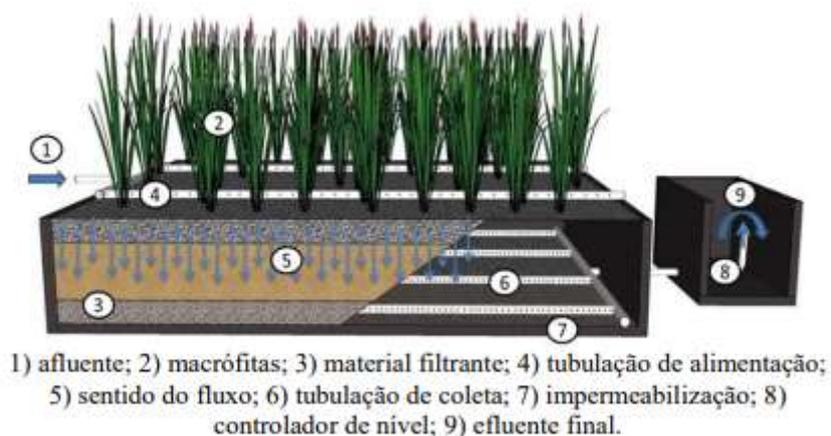


Figura 7: Representação gráfica de uma wetland construída de fluxo subsuperficial vertical. Fonte: Acervo GESAD.

3.2.2.4. Escolha do tipo de WC

Para a escolha do tipo de wetland a ser utilizada, Da Silva (2007) fez um resumo das diferenças entre as classificações de wetland construídos de fluxo subsuperficial, mostrado na **Tabela 19**. A eficiência média de remoção para nitrogênio (N), fósforo (P), demanda bioquímica de oxigênio (DBO) e demanda química de oxigênio (DQO) em sistemas de wetlands para diferentes tipos de fluxo d'água está representada na **Tabela 20**.

Característica	Sistemas sub-superficiais		
	Fluxo Horizontal (FH)	Fluxo Vertical (FV)	Híbridos ou mistos (FH+FV)
Remoção de DBO	Satisfatório até uma determinada capacidade de transferência de O_2	Satisfatório	Satisfatório
Remoção de SST	Satisfatório	Pouco satisfatório	Satisfatório
Remoção de bactérias	Satisfatório	Pode remover bactérias	Satisfatório
Remoção de nutrientes	30% a 50% (ou 60%)	-	-
Capacidade de transferência de O_2	Baixa	Elevada	Satisfatória
Nitrificação no Tratamento secundário	Pobre	Satisfatório	Completa
Desnitrificação	Satisfatório	Parcial	Parcial
Requerimento de área para o Tratamento secundário	5-10m ² /hab	1-2m ² /hab	-

Obs: - Não há informação.

Tabela 19: Classificações de wetlands de fluxo subsuperficial. Fonte: Da Silva (2007).

Tipo de WC	Poluente	Remoção Média (%)
WCFS	P	85,0
	N	< 10,0
	DBO	31,0
	DQO	< 20,0
WCFH	P	51,5
	N	30,0
	DBO	81,5
	DQO	76,5
WCFV	P	60,0
	N	45,0
	DBO	59,0
	DQO	63,5

Tabela 20: Eficiência de remoção de poluentes em sistemas de wetlands para diferentes tipos de fluxo. Fonte: Adaptado de Machado (2007).

3.2.2.5. Critérios de Dimensionamento

- Wetlands Construídas de Fluxo Subsuperficial Horizontal (WCFH):

Para o dimensionamento de WCH a literatura propõe três diferentes formas para WCH, conforme segue (MEDEIROS, apud SEZERINO et al., 2015):

(i) modelo oriundo da cinética de primeira ordem aplicada a reatores pistão;

- Área superficial requerida:

$$A = \frac{Q \times (\ln C_o - \ln C_e)}{(K_t \times p \times n)} \quad (10)$$

Onde:

A = área superficial requerida (m^2)

Q = vazão afluente ($m^3 \cdot d^{-1}$)

C_o = concentração afluente em termos de DBO5 ($mg \cdot L^{-1} = g \cdot m^{-3}$)

C_e = concentração efluente em termos de DBO5 ($mg \cdot L^{-1} = g \cdot m^{-3}$)

K_t = constante de reação da cinética de primeira ordem, dependente da temperatura T, obtida pela Equação (11) (d^{-1})

n = porosidade do material filtrante ($m_{vazios}^3 \cdot m_{material}^3$)

p = profundidade média do filtro (m)

Sendo K_t encontrado a partir da equação (11):

$$K_t = K_{20} * (1,06)^{(T-20)} \quad (11)$$

Onde:

K_{20} = constante de reação a 20 °C (d^{-1})

T = temperatura crítica (°C)

- Vazão de efluente a ser tratado:

Aplica-se para pequenas vazões, inferiores a 10.000 L.d^{-1} , cujo equivalente populacional se refere a cerca de 66 pessoas, quando considerado um per capita de 150 L.d^{-1} .

- Tempo de retenção hidráulico (t):

Nos estudos brasileiros, esse tempo é teórico e obtido pela relação entre o volume da unidade, a vazão afluyente e a porosidade do material filtrante, sendo o máximo 12 dias de retenção, e não há na literatura um tempo de retenção mínimo.

- Constante de reação ou constante de degradação biológica:

Valores para K_{20} variam de 0,36 a $1,08 \text{ d}^{-1}$.

- Material filtrante:

Devido à necessidade de utilização de materiais com elevada condutividade hidráulica, mais de 64% dos trabalhos brasileiros pesquisados utilizam brita na composição dos WCH.

- Área superficial do filtro:

Apresenta-se e discute-se na comunidade acadêmica brasileira como ponto de partida para a obtenção da área do superficial, o emprego do modelo oriundo da cinética de primeira ordem aplicada a reatores pistão, considerando-se uma eficiência mínima de remoção de DBO5 como sendo 80%.

- Profundidade e geometria:

Valores máximo de profundidade de 1,5 m e uma geometria retangular, com comprimento bem superior à largura, para promover uma tendência de escoamento de fluxo pistão.

- Macrófitas:

As macrófitas aquáticas mais utilizadas, no Brasil, em WCFH são as espécies *Typha* sp. (Taboa) e *Eleocharis* sp. (Junco), por se adaptarem em solos ricos de matéria orgânica e possuírem grande capacidade de acumulação de material orgânico. Além disso, são boas assimiladoras de grandes quantidades de nutrientes, tais como nitrogênio e fósforo, e alguns metais pesados. O plantio propriamente dito não segue

uma regra geral, porém, recomenda-se a troca constante de indivíduos que não vingaram após o processo de transplante do ambiente natural para o wetland construído. Quando se trata da retirada das macrófitas dos ambientes naturais e o replantio para o wetland, recomenda-se que seja feita escavação manual, separando-se rizomas que contenham no mínimo dois nódulos não danificados (PHILIPPI & SEZERINO, 2004).

(ii) relação área per capita

A relação de m² por pessoa é empregada muitas vezes no dimensionamento das WCFH, principalmente para unidades residenciais unifamiliares com afluentes com características de esgoto doméstico e/ou sanitário. Geralmente o valor se encontra entre 1 e 5 m² por pessoa. A **Tabela 21** abaixo apresenta diferentes faixas de valores da relação área per capita, considerando diferentes águas residuais afluentes (SEZERINO et al., 2015).

Afluente	Relação área per capita (m ² /pessoa)	Vazão (L/d)	Área WCFH (m ²)	Autores
Esgoto doméstico ou sanitário	Mínimo: 0,14	6.480,00	6,00	Avelar <i>et al.</i> (2009a,b)
	Máximo: 8,00	450,00	24,00	Borges <i>et al.</i> (2008)
Águas superficiais	Mínimo: 3,92	7,80	0,41	Meira <i>et al.</i> (2001)
	Máximo: 7,88	15,70	0,41	Meira <i>et al.</i> (2001)
Águas residuárias (laticínios)	Mínimo: 5,48	60,00	2,14	Matos <i>et al.</i> (2010a)
	Máximo: 5,62	60,00	2,25	Matos <i>et al.</i> (2010b)
Águas residuárias (suinocultura)	Mínimo: 1,10	576,00	4,24	Hussar (2001)
	Máximo: 4,95	800,00	26,4	Matos <i>et al.</i> (2010c,d)
Águas cinzas	Mínimo: 2,66	450,00	8,00	Magri <i>et al.</i> (2011)
	Máximo: 3,60	30,00	7,20	Monteiro <i>et al.</i> (2009)
Esgoto universitário**	Mínimo: 0,50	1.200,00	4,00	Valentim (2003)
	Máximo: 3,00	200,00	4,00	Valentim (2003)
Lixiviado de aterro sanitário	Mínimo: 15,00	50.000,00	5.000,00	Bidone (2007)
	Máximo: 42,00	18.000,00	5.000,00	Bidone (2007)

*Os cálculos foram realizados tomando-se como base o valor de contribuição *per capita* de 150 L/d; WCFH: *wetlands* construídos de fluxo horizontal; **corresponde ao efluente gerado em instituição de ensino

Tabela 21: Faixa de valores extremos da relação área per capita em wetlands construídos de fluxo horizontal reportados na literatura brasileira, considerando-se como limite o ano de 2011. Fonte: SEZERINO et al., 2015.

(iii) carregamento orgânico superficial e taxa hidráulica

Sezerino et al. (2015) especifica outro critério de dimensionamento utilizado para os WCFH: o carregamento orgânico superficial e as taxas hidráulicas afluentes. A maior parte dos valores de carregamento orgânico encontrados na literatura reportam em termos de DBO e DQO, variando de 2,08 gDBO.m-2.d-1 (CALIJURI et al., 2009) a 66 gDBO.m-2.d-1 (OLIJNYK et al., 2007) e de 5 gDQO.m-2.d-1 (OLIJNYK, 2008) a 909,2 gDQO.m-2.d-1 (FIA et al., 2008), podendo ser expresso também em termos de sólidos em suspensão (SS), variando entre 1,9 gSS.m-2.d-1 (OLIJNYK, 2008) a 41 gSS.m-2.d-1 (OLIJNYK et al., 2007). Em termos de taxa hidráulica superficial, a faixa de aplicação varia entre 19 L.m-2.d-1 (MEIRA et al., 2001) a 720 L.m-2.d-1 (CASSINI et al., 2010).

- Wetlands Construídos de Fluxo Subsuperficial Vertical (WCFV):

Para o dimensionamento dos WCFV a literatura é mais escassa, devido a maior complexidade do modelo, portanto, menos utilizado. Entretanto, alguns estudos estabeleceram critérios a serem seguidos de carregamento orgânico e taxa hidráulica, além de recomendações de macrófitas aquáticas para o caso dos WCFV.

- Macrófitas:

De acordo com Benassi et al. (2018), vários tipos de macrófitas podem ser empregadas nas WCFV, como por exemplo *Typha* spp. (Taboa) e algas. As mais utilizadas em regiões de clima subtropical são *Phragmites australis* (Caniço-de-água), *Typha* spp. (Taboa), *Juncus* spp. (Junco) e *Cyperus papyrus* spp. (Papiro-Brasileiro).

- Taxa Hidráulica:

Em climas frios, os valores recomendados para taxa hidráulica, variam de 100 a 120 $mm.d^{-1}$, enquanto para regiões de clima quente os valores tem o limite de até 250 $mm.d^{-1}$ (PLATZER, 1999).

- Carga Orgânica:

Em climas frios o carregamento orgânico tem um limite de valor máximo de 30 g DQO/m².d e cerca de 40 a 70 g DQO/m².d em climas quentes, o que para efluentes domésticos corresponde a aproximadamente 20 a 35 g DBO/m².d (PLATZER et al., 2007; HOFFMAN et al., 2011).

Severino (2006) destaca para clima subtropical, valores de 230 mm/d, 41 g DQO/m² e 15 g SS/m².d para que a remoção de matéria orgânica seja superior a 80% e a nitrificação do nitrogênio amoniacal seja efetiva.

3.2.3. Disposição Final do Esgoto Tratado

3.2.3.1. *Disposição final em corpos hídricos*

Para que o esgoto tratado possa ser disposto em corpos hídricos, deve ter uma certa qualidade, a fim de não causar impacto ambiental e nem oferecer risco de contaminação das águas a serem utilizadas pela população (TONETTI et al., 2018)

No Brasil, existem normas principais que determinam a qualidade mínima que o esgoto tratado deve ter para que possa ser disposto nos corpos de água, especificando os parâmetros físicos, químicos e biológicos a serem atendidos: na legislação estadual, DZ – 215.R4 (INEA, 2007), que estabelece exigências de controle de carga orgânica biodegradável em efluentes líquidos de origem sanitária, e na legislação federal a Resolução Conama 430/11, que dispõe sobre as condições de lançamento de efluentes, complementando e alterando a resolução 357/05 do CONAMA.

A CONAMA 430/11 define em seu artigo 21 as condições e padrões para efluentes de sistemas de tratamento de esgotos sanitários:

- pH entre 5 e 9;
- Temperatura: inferior a 40°C, sendo que a variação de temperatura do corpo receptor não deverá exceder a 3°C no limite da zona de mistura;
- Materiais sedimentáveis: até 1 mL/L em teste de 1 hora em cone Imhoff. Para o lançamento em lagos e lagoas, cuja velocidade de circulação seja praticamente nula, os materiais sedimentáveis deverão estar virtualmente ausentes;
- Demanda Bioquímica de Oxigênio-DBO 5 dias, 20°C: máximo de 120 mg/L, sendo que este limite somente poderá ser ultrapassado no caso de efluente de sistema de tratamento com eficiência de remoção mínima de 60% de DBO, ou mediante estudo de autodepuração do corpo hídrico que comprove atendimento às metas do enquadramento do corpo receptor;
- Substâncias solúveis em hexano (óleos e graxas) até 100 mg/L;

- Ausência de materiais flutuantes.

Já a legislação estadual, a DZ-215.R4 utiliza a **Tabela 22** para definir a eficiência mínima de remoção de DBO das unidades de tratamento, de acordo com a contribuição unitária de carga orgânica (kg DBO/dia).

Carga orgânica bruta (C) (kgDBO/dia)	Eficiência mínima de remoção de DBO (%)
$C \leq 5$	30
$5 < C \leq 25$	65
$25 < C \leq 80$	80
$C > 80$	85

Tabela 22: Eficiência de remoção para dimensionamento da unidade de tratamento. Fonte: DZ-215 (INEA, 2007).

Entre as tecnologias elencadas nesta publicação, algumas conseguem produzir um esgoto tratado com qualidade suficiente para atender aos padrões legais, tais como a combinação Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio (ex: GOMES, 2015; CRUZ, 2013; BUENO, 2017) e Tanque Séptico + Wetlands Construídos (ex: LIMA COASACA, 2016; DOTRO, 2017). Ainda assim, esses sistemas devem passar por manutenção adequada e na frequência necessária, para que funcionem conforme o planejado e possam produzir um esgoto tratado de boa qualidade.

3.2.3.2. *Disposição final no solo*

A disposição de esgoto tratado no solo é uma alternativa para a reciclagem de água e de nutrientes. Além disso, o solo atua como um complemento ao tratamento, principalmente no que se refere à remoção de patógenos e nutrientes. Quando o esgoto tratado é distribuído no solo, ele se infiltra através de pequenos espaços que estão nas camadas mais secas e sem água (camadas insaturadas). Durante esse percurso, o esgoto recebe um complemento ao tratamento através de processos de natureza física, química e biológica (TONETTI et al., 2018).

Entre as opções de disposição final, a disposição no solo se mostra a mais adequada para comunidades isoladas. A resolução Conama nº 396 de 2008 (CONAMA, 2008) dispõe sobre águas subterrâneas e ressalva que, dependendo do enquadramento e da qualidade das águas subterrâneas em determinado local, não serão permitidas a aplicação e a disposição no solo de esgotos.

Existem duas principais alternativas para a disposição de esgotos tratados no solo: Vala de infiltração ou Sumidouro, que são abordadas na NBR 13969 (ABNT, 1997).

Segundo a NBR 13969 (ABNT, 1997), o sumidouro é um poço escavado no solo, de formato cilíndrico ou prismático, que tem como objetivo a depuração e disposição final do efluente de tanque séptico verticalizado em relação à vala de infiltração. Devido a esta característica, seu uso é favorável nas áreas onde o aquífero é profundo, em que possa garantir a distância mínima de 1,50 m entre o seu fundo e o nível aquífero máximo.

De acordo com a mesma norma, caso haja necessidade de reduzir a altura útil do sumidouro, devido à proximidade do nível aquífero, pode-se reduzir tanto o diâmetro quanto a altura do mesmo, aumentando, porém, o número de unidades. A distância mínima entre as paredes dos poços múltiplos deve ser de 1,50 m e o menor diâmetro interno do sumidouro deve ser de 0,30 m.

Segundo Tonetti et al. (2018), as paredes do sumidouro devem ser revestidas por anéis de concreto furados, tijolos intercalados, pedras ou outros materiais dispostos de modo a permitir a fácil infiltração do líquido no solo. O sumidouro deve ter uma tampa de material resistente e uma tubulação de inspeção e limpeza (PVC DN100 mm).

De acordo com o Manual de Saneamento da FUNASA (2015), as dimensões dos sumidouros são determinadas em função da área de infiltração necessária (m²), que depende da capacidade de absorção do terreno. Para isso é necessário que seja realizado o teste de percolação do solo, sugerido pela norma NBR 13.969 (ABNT, 1997), para que se possa ter uma referência mais exata da capacidade do solo de receber e infiltrar o esgoto tratado.

A NBR 13.969 (ABNT, 1997) sugere a construção de pelo menos dois sumidouros, para que seu uso seja alternado.

4. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO: HANGAR DA UFRJ

4.1. LOCALIZAÇÃO E HISTÓRIA

A área de estudo deste trabalho é o Hangar da Universidade Federal do Rio de Janeiro, localizado nas coordenadas (-22.8405656; -43.2261971), dentro da Cidade Universitária da UFRJ - Ilha do Fundão, bairro que ocupa uma área superior a 5 milhões de metros quadrados, situado na região administrativa da Ilha do Governador, na Zona Norte do município do Rio de Janeiro.

A Universidade Federal do Rio de Janeiro foi criada na década de 1920. Em 1935 iniciaram-se os estudos para a escolha de um local que permitisse a construção de todo o complexo universitário da Universidade do Brasil. Somente em 1948 foi definido o local que sediará a Cidade Universitária - uma ilha criada artificialmente na Baía de Guanabara, situada no Estuário de Manguinhos, Enseada de Inhaúma, formada pelos rios Jacaré, Farias e Timbó, e, em seguida, entre 1949 e 1952, oito ilhas: Fundão, Baiacu, Cabras, Pindaí do Ferreira, Pindaí do França, Catalão, Bom Jesus e Sapucaia, foram aterradas e interligadas.

Após o aterramento da Ilha do Fundão procedeu-se a construção das diversas unidades que iriam abrigar a Universidade do Brasil. O projeto original de ocupação foi bastante alterado, não tendo sido construídas diversas estruturas programadas, ocasionando grandes vazios, que aos poucos foram sendo ocupados por outros órgãos federais, tais como o Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello (CENPES) da PETROBRAS, Centro de Pesquisas de Energia Elétrica (CEPEL) da ELETROBRAS, Centro de Tecnologia Mineral e o Instituto de Energia Nuclear (CETEM).

Apesar das transformações realizadas nas últimas seis décadas, a Ilha guarda às margens da Baía de Guanabara belezas naturais e uma série de curiosidades que marcaram a sua história. Uma delas é o hangar de hidroaviões, instalado próximo ao alojamento dos estudantes, na antiga Ilha das Cabras. Construído no final década de 1920 pela empresa italiana Lati, abrigou aeronaves até o fim dos anos 1930. Na década seguinte foi transformado pela aeronáutica em paiol para armazenamento de bombas. A instalação foi retomada em 2005 pela UFRJ e desde então costuma abrigar exposições e eventos voltados para o público, como a Semana Nacional de Ciência e Tecnologia. Próximo ao hangar está conservado o Parque do Catalão, uma reserva de

17 hectares de mata atlântica que está situada na área da antiga Ilha do Catalão e reúne 120 espécies arbóreas diferentes e 180 espécies de aves já foram registradas. A área preserva ecossistemas como manguezais e uma lagoa, que é reabastecida na maré alta.

Hoje, o espaço do Hangar é utilizado pelo NIDES (Núcleo Interdisciplinar para o Desenvolvimento Social - Órgão Suplementar do Centro de Tecnologia da UFRJ), para aulas dos projetos de extensão e pesquisa; pela Escola de Belas Artes para aulas de Design; pela Escola de Educação Física para aulas de barco a vela; ocorrem oficinas do Desafio Solar Brasil e desenvolvimento de projetos do Laboratório de Fontes Alternativas de Energia (LFAFE); desenvolvimento de barcos movidos a energia solar; e possui um laboratório de Biologia, onde são realizadas análises de parâmetros de qualidade da água da Baía de Guanabara.



Figura 8: Cidade Universitária - Ilha do Fundão. Fonte: Google Maps.

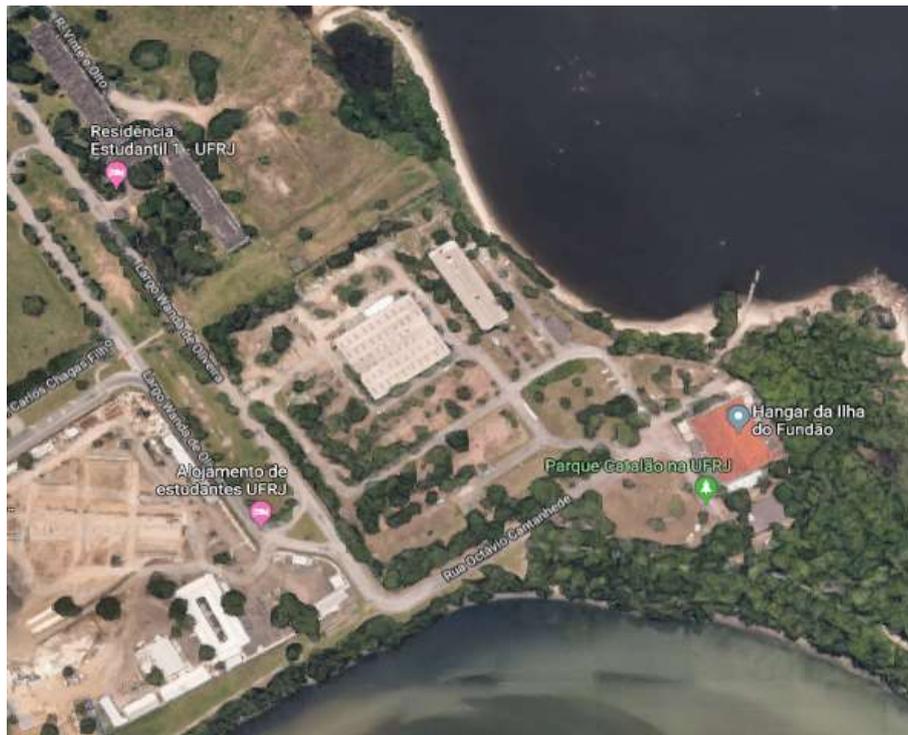


Figura 9: Localização hangar Ilha do Fundão e alojamento universitário. Fonte: Google Maps.

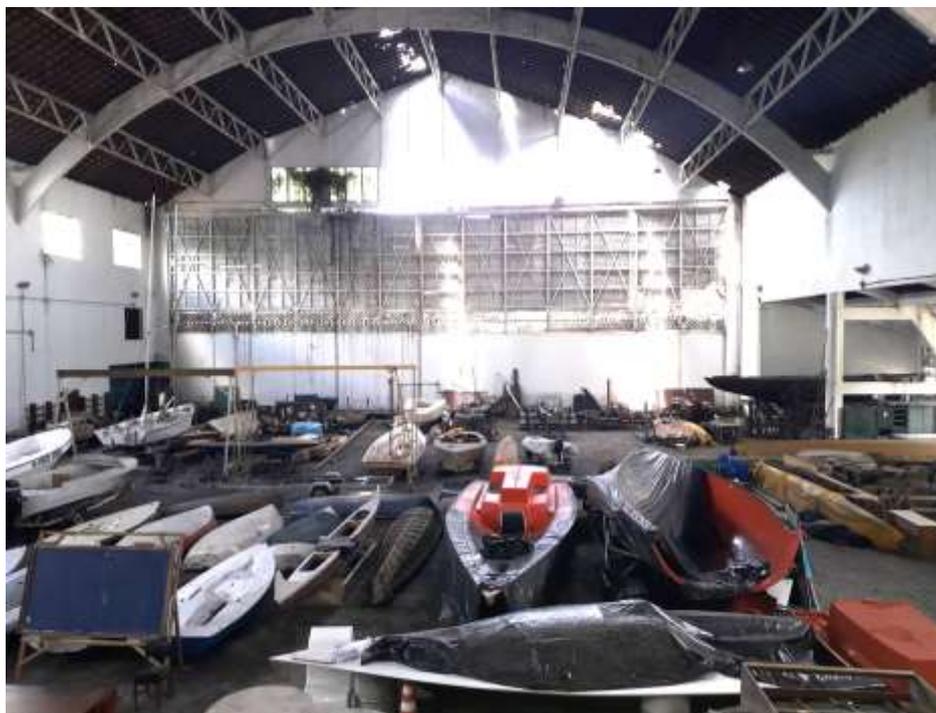


Figura 10: Área interna do Hangar. Fonte: Autores.

4.2. SITUAÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE DE ESGOTAMENTO

O esgotamento sanitário no hangar não se encontra em situação adequada, principalmente porque o esgoto gerado no local é lançado diretamente na Baía de Guanabara, sem nenhum tratamento prévio.

As instalações prediais de esgotamento sanitário não possuem caixas sifonadas para receber os efluentes das instalações secundárias de esgoto, ou seja, as águas cinzas vindas dos ralos secos do chuveiro e dos lavatórios, contrariando as indicações da NBR 8160 (ABNT, 1999).

As águas residuais oriundas dos banheiros e da cozinha do hangar são levadas por tubulações de PVC para duas caixas (**Figura 11**) localizadas em sua área externa, uma caixa de inspeção e uma retentora de gordura, porém, apesar de ter sido projetada para receber os efluentes da cozinha, a caixa retentora de gordura recebe também águas residuais provenientes dos banheiros.





Figura 11: Fotos das caixas de inspeção e retentora de gordura existentes. Fonte: Autores.

Após passar pela caixa de inspeção e pela caixa retentora de gordura, a água residual do hangar ainda passa por duas caixas (**Figura 12**) até ser lançada, em estado bruto, na Baía de Guanabara, ao lado do píer que é utilizado para aulas de barco a vela. A destinação final do esgoto sanitário do hangar está na **Figura 13**.



Figura 12: Fotos das caixas existentes. Fonte: Autores.



Figura 13: Fotos da destinação final do esgoto do Hangar. Fonte: Autores.

A área do Hangar da UFRJ possui também um banheiro externo, na lateral do hangar, entretanto, este não está ativado no momento, pois necessita de reformas, como mostrado na **Figura 14**.



Figura 14: Fotos das instalações do banheiro externo. Fonte: Autores.

Além disso, existem instalações sanitárias na casa dos seguranças em situação totalmente precária e insalubre (**Figura 15**), e como há falta de informação sobre a destinação desse esgoto, este é, provavelmente, lançado para o outro lado do muro que limita a área do Hangar da UFRJ, ou seja, na reserva ecológica do Catalão.



Figura 15: Fotos das instalações da casa dos seguranças. Fonte: Autores.

5. METODOLOGIA

Uma vez levantada e apresentada a situação atual do esgotamento sanitário na área do Hangar da UFRJ, evidencia-se a importância da elaboração de um projeto para a coleta e tratamento adequados do esgoto gerado no local. Com isso, espera-se resolver a questão do esgoto in natura lançado na Baía de Guanabara que, apesar de ser uma pequena quantidade, contribui para a poluição desse corpo hídrico. Além disso, irá maximizar o bem-estar das pessoas que utilizam o Hangar da UFRJ, uma vez que muitos alunos frequentam aulas de barco a vela, realizadas próximo ao atual ponto de lançamento de esgoto na Baía de Guanabara, e resolverá os problemas de insalubridade encontrados em suas instalações sanitárias.

Para a proposta desse projeto, foram realizadas visitas in loco para levantamento de dimensões, coleta de informações e conhecimento do local, sendo possível então a geração de plantas das instalações sanitárias existentes. Diante disso, será proposta também uma nova instalação predial de esgoto, visando resolver os problemas de insalubridade encontrados no local e até mesmo aumentar a eficiência do tratamento.

Neste contexto, três alternativas serão apresentadas para a solução do esgotamento sanitário do Hangar da UFRJ, são elas: interligação à rede já existente, tanque séptico seguido de filtro anaeróbio e tanque séptico seguido de wetland construído. Além disso, será proposta uma solução separada para a casa dos seguranças, por se encontrar muito distante das demais instalações sanitárias. A **Figura 16** mostra a metodologia utilizada nesse estudo.

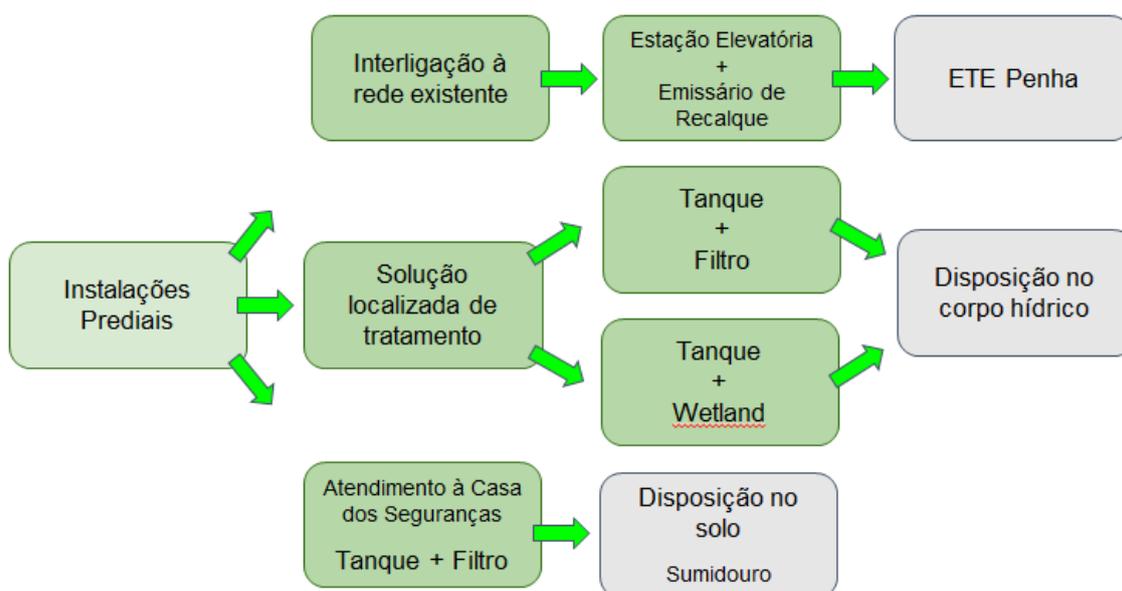


Figura 16: Metodologia proposta para o projeto. Fonte: Elaboração própria.

5.1. DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE PROJETO

Esse estudo abrangeu parcialmente a área do Hangar da UFRJ, incluindo o hangar, o banheiro que fica em sua lateral e a casa dos seguranças. A **Figura 17** ilustra a delimitação da área de estudo.



Figura 17: Delimitação da área de estudo. Fonte: Elaboração própria.

5.2. VISITA EM CAMPO

Foram realizadas três visitas à área de estudo, com o objetivo de conhecer a sua atual situação, realizar um levantamento de dimensões e informações sobre o local e suas utilidades.

1ª visita – 14/08/2018

A primeira visita foi feita com o acompanhamento da engenheira Marilda Duboc, do NIDES, que nos apresentou ao Amarildo, funcionário do Hangar da UFRJ. O objetivo dessa visita foi ter um primeiro contato com a área de estudo, entender a atual situação do esgotamento sanitário e aprender sobre a história e utilização do local.

2ª visita – 24/10/2018

A segunda visita foi feita com o acompanhamento da professora Monica Pena, do Departamento de Recursos Hídricos e Meio Ambiente da Escola Politécnica

(POLI/UFRJ), e do Amarildo, funcionário do Hangar da UFRJ. Nessa visita, foram feitas todas as medidas, registros fotográficos, e levantamento dos compartimentos e equipamentos sanitários, possibilitando a geração de uma planta do local. Também foi definida a delimitação da área do projeto.

3ª visita – 18/02/2019

A última visita foi feita com o acompanhamento da professora Monica Pena, do DRHIMA, e da engenheira civil Leila Sales de Oliveira, da Divisão de Água e Esgoto da Prefeitura Universitária da UFRJ, que nos auxiliou com seus funcionários e equipamentos, abrindo os tampões das caixas de inspeção e de gordura, permitindo novos registros fotográficos. Além disso, o funcionário da COPPE Ocione José Machado também nos acompanhou e auxiliou nas medições que não haviam sido feitas na visita anterior.

Anteriormente à nossa visita, houve uma limpeza na caixa hidráulica que recebe o esgoto da unidade, com o objetivo de facilitar a visualização e a medição da profundidade deste e das demais caixas que, atualmente, recebem o esgoto do local. Além disso, foi identificado o ponto (PV) da rede existente da Cidade Universitária mais próximo ao Hangar da UFRJ. Contamos com o auxílio do funcionário do Hangar da UFRJ, Ocione, para georreferenciar esse ponto de acordo com a planta do Hangar, e nos forneceu essa planta.

5.3. SISTEMAS PREDIAIS DE ESGOTO

As instalações prediais de esgoto existentes na área estudada foram feitas, de acordo com as informações obtidas nas visitas ao local, sem um estudo adequado e de forma arbitrária conforme as necessidades do local. Tendo em vista melhorar a qualidade das instalações e, conseqüentemente, melhorar a eficiência do tratamento, o presente estudo irá propor uma nova concepção dessas instalações existentes, assim como a adoção de novos dispositivos complementares.

5.3.1. Instalações Sanitárias

A área do projeto possui dois banheiros masculinos, dois banheiros femininos, um banheiro externo, um banheiro na casa dos seguranças, uma pia na cozinha e uma pia no laboratório de biologia. A seguir estão apresentadas as instalações sanitárias em cada área.

5.3.1.1. *Hangar – Primeiro Andar*

O primeiro andar do hangar possui dois banheiros, um feminino e um masculino. O banheiro feminino possui três chuveiros, duas bacias sanitárias, dois lavatórios e um ralo seco. O masculino também possui três chuveiros e duas bacias sanitárias, entretanto, possui três lavatórios e um mictório. Há também uma cozinha, com uma pia e um ralo e o laboratório de biologia, que contém uma pia.

5.3.1.2. *Hangar – Segundo Andar*

O segundo andar do hangar possui dois banheiros, um feminino e um masculino. O banheiro masculino possui duas bacias sanitárias, um lavatório, um mictório e um ralo seco, enquanto o banheiro feminino possui apenas uma bacia sanitária, um lavatório e um ralo seco.

5.3.1.3. *Banheiro Externo*

Atualmente não há instalação sanitária de fato no banheiro externo, há apenas marcações e tubulações indicando a localização dos aparelhos, sendo possível então localizar dois lavatórios, dois chuveiros e duas bacias sanitárias.

5.3.1.4. *Casa dos Seguranças*

A casa dos seguranças atualmente possui uma bacia sanitária, um chuveiro e uma pia de cozinha. Será proposta também um lavatório, que ficará na área do banheiro.

5.3.2. Dimensionamento

5.3.2.1. *Ramal de Descarga e Ramal de Esgoto*

Para a realização de uma nova concepção das instalações prediais de esgoto é necessário primeiramente dimensionar os ramais de descarga, tubulações que recebem diretamente os efluentes de aparelhos sanitários, e os ramais de esgoto, que recebem os efluentes dos ramais de descarga diretamente ou a partir de um desconector.

Para o dimensionamento do ramal de descarga utilizou-se o método de Unidade de Hunter de Contribuição (UHC), como previsto na NBR 8160 (ABNT, 1997), adotando um fator numérico para cada aparelho sanitário a partir da **Tabela 1**, e, então,

utilizando a **Tabela 2** para definir o diâmetro do ramal, de acordo com o seu número de UHC. O ramal de descarga esgota do efluente dos aparelhos sanitários até uma caixa sifonada com grelha, no caso de lavatórios, chuveiros e ralos secos, ou até a caixa de inspeção ou tubo de queda, no caso das bacias sanitárias. O ramal de descarga da pia de cozinha esgota diretamente para a caixa de gordura. No caso do mictório necessita-se a instalação de uma caixa sifonada de tampa cega que não receba contribuições de outros aparelhos sanitários. Para o dimensionamento do ramal de esgoto é dimensionado se aplica a **Tabela 3**, e, nesse projeto irá ligar a caixa sifonada ao ramal de descarga da bacia sanitária.

As instalações sanitárias localizadas no segundo andar não necessitam de novo dimensionamento, por se encontrarem em bom estado. Foi feita apenas a identificação do tubo de queda, de 100 mm de diâmetro, para realizar a ligação entre este e a caixa de inspeção no pavimento térreo.

A localização da caixa sifonada, em todos os casos, foi definida de acordo com a posição dos aparelhos sanitários, visando a melhor disposição dos ramais, atendendo uma saída fixa da caixa de 15 x 15, ou seja, 75 mm.

A seguir, o detalhamento das instalações prediais para cada área atendida pelo projeto, de acordo com a legenda da **Figura 18**.



Figura 18: Simbologia utilizada para dimensionamento das instalações prediais. Fonte: NBR 8160 (ABNT, 1999)

a. Hangar – Pavimento Térreo

No térreo do hangar foi realizada a proposta para os dois banheiros, feminino e masculino, para a cozinha e para o laboratório de biologia. O dimensionamento e a disposição dos ramais estão representados na **Tabela 23**, tendo em vista que o diâmetro utilizado é o valor que está em negrito, e nas **Figuras 19, 20 e 21**.

			Aparelho Sanitário	Número de unidades de Hunter de contribuição UHC (Tabela 1)	Diâmetro Nominal Mínimo (Tabelas 2 e 3) DN (mm)	Bitola Mínima (mm)
1º Andar	Banheiro Feminino	Ramal de Descarga	Lavatório 1	2	40	40
			Lavatório 2	2	40	40
			Ralo Seco	2	40	40
			Chuveiro 1	4	75	40
			Chuveiro 2	4	75	40
			Chuveiro 3	4	75	40
			Ralo Seco (Cozinha)	2	40	40
			Bacia Sanitária 1	6	100	100
			Bacia Sanitária 2	6	100	100
		Ramal de Esgoto	CS - BS/CI	20	75	75
	Banheiro Masculino	Ramal de Descarga	Lavatório 1	2	40	40
			Lavatório 2	2	40	40
			Lavatório 3	2	40	40
			Lavatório 1 + 2	4	75	40
			Lavatório 1 + 2 + 3	6	100	40
			Ralo Seco	2	40	40
			Chuveiro 1	4	75	40
			Chuveiro 2	4	75	40
			Chuveiro 3	4	75	40
			Bacia Sanitária 1	6	100	75
			Bacia Sanitária 2	6	100	75
			Mictório (de calha)	2	40	50
			Ramal de Esgoto	CS2 - BS2/CI	2	40
	CS1 - BS1/CI	20		75	75	

	Cozinha	Ramal de Descarga	Pia de Cozinha	3	50	40
	Laboratório de Biologia	Ramal de Descarga	Pia de Laboratório	3	50	40

Tabela 23: Dimensionamento ramal de descarga e de esgoto – pavimento térreo. Fonte: Elaboração própria.

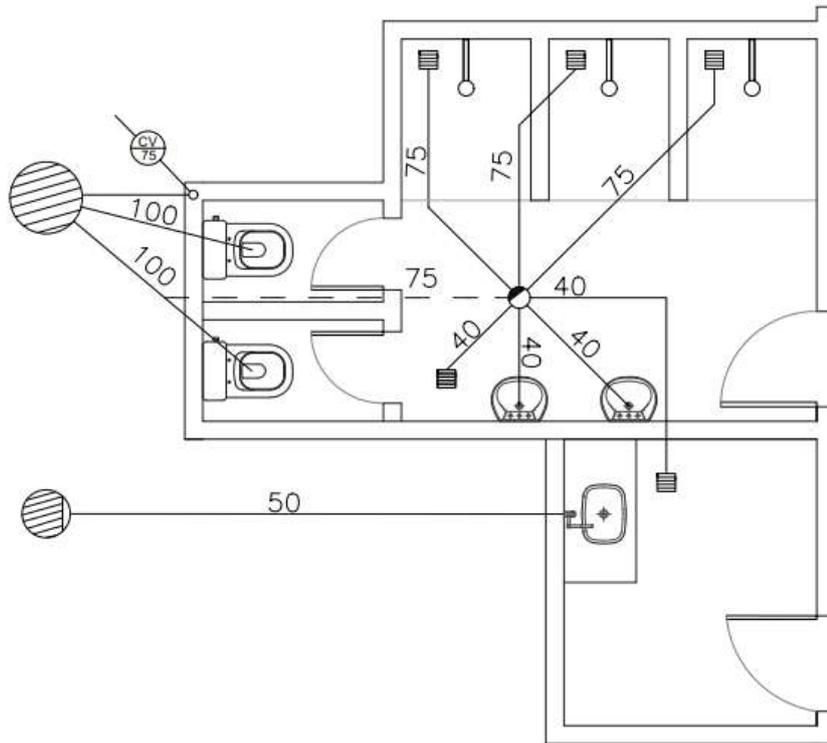


Figura 19: Esquema de instalações prediais do banheiro feminino e cozinha – pavimento térreo. Fonte: Elaboração própria.

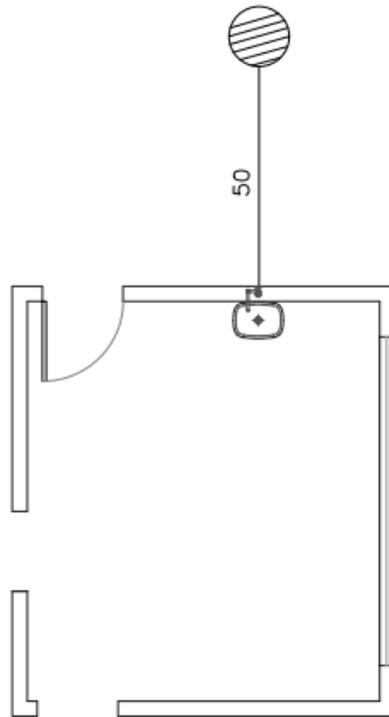


Figura 20: Esquema de instalações prediais do laboratório – pavimento térreo. Fonte: Elaboração própria.

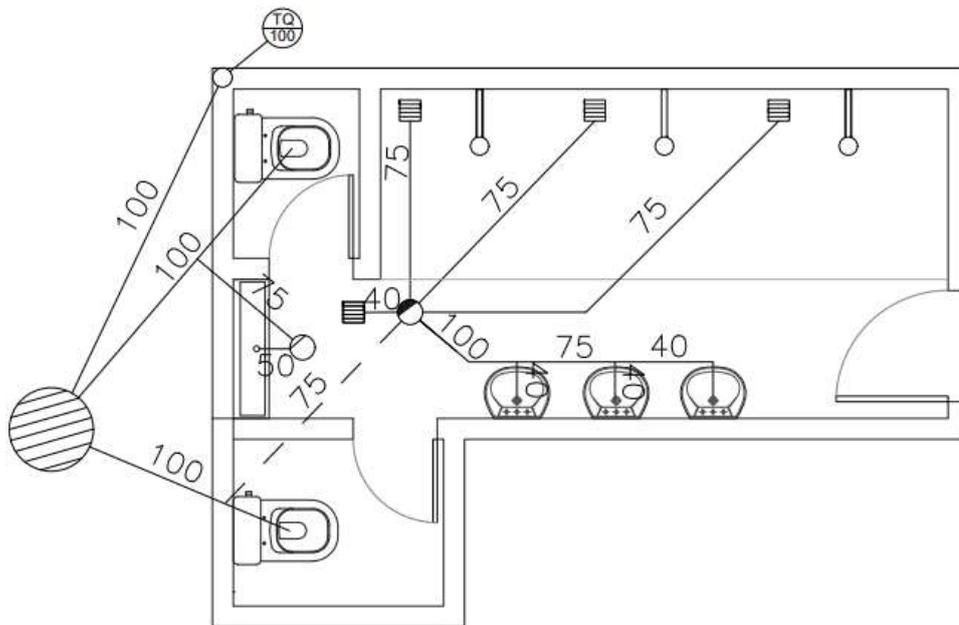


Figura 21: Esquema de instalações prediais do banheiro masculino – pavimento térreo. Fonte: Elaboração própria.

b. Banheiro Externo

No banheiro externo foi realizada a proposta de ramal de esgoto e de descarga para os aparelhos sanitários que deverão ser instalados no local. O dimensionamento e a disposição dos ramos estão representados na **Tabela 24**, tendo em vista que o diâmetro utilizado é o valor que está em negrito, e na **Figura 22**.

		Aparelho Sanitário	Número de unidades de Hunter de contribuição UHC (Tabela 1)	Diâmetro Nominal Mínimo (Tabelas 2 e 3) DN (mm)	Bitola Mínima (mm)
Banheiro Externo	Ramal de Descarga	Chuveiro 1	4	75	75
		Chuveiro 2	4	75	75
		Lavatório 1	2	100	100
		Lavatório 2	2	100	100
		Bacia Sanitária 1	6	40	40
		Bacia Sanitária 2	6	40	40
	Ramal de Esgoto	CS1 - BS1/CI	6	50	75
		CS2 - BS2/CI	6	50	75

Tabela 24: Dimensionamento ramal de descarga e de esgoto – banheiro externo. Fonte: Elaboração própria.

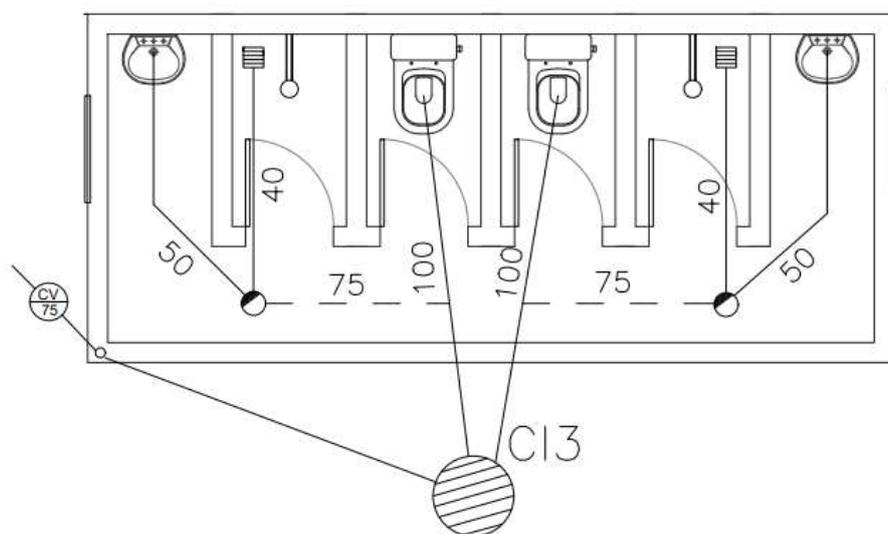


Figura 22: Esquema de instalações prediais do banheiro externo. Fonte: Elaboração própria.

5.3.2.2. *Ventilação*

Para o sistema de ventilação das instalações encontradas no pavimento térreo não há necessidade de ramal de ventilação, sendo necessário apenas que a caixa de inspeção esteja ligada a um tubo de queda que esteja conectado a uma coluna de ventilação. Nos casos em que a caixa de inspeção não recebe tubo de queda, cria-se uma coluna de ventilação para esta. Em todos os casos, o diâmetro adotado na coluna de ventilação foi de 75 mm, de acordo com os parâmetros da **Tabela 8**.

5.3.2.3. *Caixa de Gordura*

Atualmente a área do Hangar da UFRJ possui uma caixa retentora de gordura, entretanto, esta não é utilizada adequadamente. Assim sendo, esse estudo propõe a construção de uma nova caixa de gordura e a transformação da caixa existente em uma caixa de inspeção. Além disso, é necessária a construção de uma caixa de gordura na casa dos seguranças.

Tendo em vista que cada caixa de gordura recebe apenas uma pia de cozinha, foi escolhida a caixa de gordura pequena, como indica a NBR 8160 (ABNT, 1999), com as seguintes dimensões, para ambas as caixas:

- Diâmetro interno: 0,30 m;
- Parte submersa do septo: 0,20 m;
- Capacidade de retenção: 18 L;
- Diâmetro nominal da tubulação de saída: DN 75;

5.3.2.4. *Caixa de Inspeção*

A caixa de inspeção recebe o esgoto diretamente das bacias sanitárias e das caixas sifonadas, no caso do pavimento térreo, e dos tubos de queda, no caso do segundo andar. Além disso, é destinada a permitir a inspeção, limpeza e mudança de direção das tubulações.

O Hangar da UFRJ possui três caixas de inspeção:

- Uma destinada a receber o efluente do banheiro externo, que está inativa;
- Uma destinada a receber o efluente dos sanitários do hangar, juntamente com a caixa de gordura existente;

- Uma que funciona como caixa de reunião, recebendo o efluente da caixa de inspeção do hangar.

Esse estudo irá propor a permanência de duas das três caixas de inspeção existentes, não utilizando a caixa destinada a receber o efluente do banheiro externo e realizando uma reforma e limpeza nas outras duas caixas de inspeção. Além dessas duas caixas existentes, o estudo propõe também que a caixa de gordura seja transformada em uma caixa de inspeção e a construção de mais 6 caixas, sendo uma localizada na casa dos seguranças, tendo então um total de 9 caixas de inspeção na área do hangar, seguindo a NBR 8160 (ABNT, 1999):

- Distância máxima entre as caixas de inspeção de 25 m;
- Profundidade máxima de 1 m;
- Declividade de 1% para diâmetros nominal igual ou superior a 100 mm;
- Diâmetro mínimo de 0,6 m.

Para o dimensionamento das caixas de inspeção, divide-se em dois grupos: a área próxima ao Hangar, que inclui os efluentes oriundos do pavimento térreo, do segundo andar do hangar e do banheiro externo; e a casa dos seguranças.

Para o primeiro grupo, adotou-se uma profundidade inicial de 0,30 m na primeira caixa de inspeção (CI1), que recebe o efluente do laboratório de biologia. Para as demais caixas de inspeção, utilizou-se a equação (12) a seguir:

$$h_f = D * i \pm h_o \quad (12)$$

Sendo:

h_f = Profundidade da caixa de inspeção que está recebendo o efluente (m).

D = Diâmetro do subcoletor (m).

i = Declividade da tubulação (m).

h_o = Profundidade da caixa de inspeção anterior (m).

Tendo em vista que a CI6 é a última caixa de inspeção antes do esgoto ser destinado a algum tratamento, a **Tabela 26** indica as profundidades e diâmetros dos subcoletores que conectam as caixas de inspeção, tendo então a profundidade de 0,851 m a última caixa de inspeção antes do tratamento do esgoto.

Trecho	Distância (m)	i(%)	UHC	DN (mm)	Ho (m)	Hf (m)
CI1 - CI2	25	0,01	2	100	0,3	0,55
CI2 - CI3	14	0,01	2	100	0,55	0,69
CI3 - CI4	10,31	0,01	26	100	0,69	0,7931
CI4 - CI5	5,83	0,01	26	100	0,7931	0,8514
CG1 - CI6	2,15	0,01	3	100	0,3	0,3215
CI6 - CI7	0,8	0,01	33	100	0,3215	0,3295
CI7 - CI8	8,87	0,01	95	100	0,3295	0,4182
CI8 - CI5	0,8	0,01	121	100	0,4182	0,8514

Tabela 26: Distância entre caixas de inspeção, profundidades e diâmetros dos subcoletores que as conectam. Fonte: Elaboração própria.

Vale ressaltar que os subcoletores que ligam os trechos CI6-CI7 e CI7-CI8 já existem, porém devem ser reformados por se encontrarem em situação precária.

Para o segundo grupo, ou seja, a Casa do Segurança, também foi adotada uma profundidade inicial de 0,30 na caixa de gordura que afluí para a caixa de inspeção presente no local. Utilizando a Equação 12, chegamos à profundidade da CI, como mostrado na **Tabela 27**.

Trecho	Distância (m)	i(%)	UHC	DN (mm)	Ho (m)	Hf (m)
CG - CI	0,8	0,01	15	100	0,300	0,308

Tabela 27: Profundidade da caixa de inspeção – casa dos seguranças. Fonte: Elaboração própria.

5.4. ALTERNATIVA 1: Interligação à rede existente

Após concepção e dimensionamento das instalações prediais de esgoto, a primeira alternativa proposta é interligar a rede nova (projetada) à rede existente do sistema de esgotamento da Ilha do Fundão, com poços de visita identificados através de planta cadastral da CEDAE, em que foi possível sobrepor à planta do hangar para obtenção das distâncias e do correto posicionamento. Os PV's mais próximos identificados encontram-se na área próxima ao alojamento universitário e estão indicados na planta do anexo B.

Para tal interligação é necessária a instalação de uma estação elevatória de esgoto (EEE) e seu emissário de recalque, para conduzir o esgoto até o PV mais próximo (localização da elevatória e traçado do emissário de recalque também estão indicados na mesma planta), para seguir para a ETE Penha, futuramente ETE Alegria (disposição final).

5.4.1. Dimensionamento da Estação Elevatória e Emissário de Recalque

Conhecendo-se a vazão de projeto, deve-se calcular o volume útil e efetivo do poço de sucção, determinar o tempo de detenção do esgoto, o diâmetro econômico do emissário de recalque, calcular as perdas de carga contínuas e localizadas, determinar a altura manométrica da bomba para selecionar a bomba mais adequada de acordo com esta altura e a vazão de projeto, apresentar a curva característica do sistema e da bomba em função da vazão para verificar o ponto de operação da bomba e calcular a potência dos motores.

5.4.1.1. Vazões de Projeto

Para realização do dimensionamento das tubulações de recalque e da estação elevatória é necessário, primeiramente, obter as vazões afluentes, e para isso consideram-se os seguintes dados:

- Taxa de consumo efetivo per capita (q_e): 50 L/hab.dia, conforme **Tabela 10**
- Coeficientes de variação de consumo: $K_1 = 1,2$ e $K_2 = 1,5$
- Coeficiente de retorno (c): 0,80

Há diversas maneiras de se realizar o estudo demográfico da região de projeto, mas o presente trabalho não as abordou, pois foi considerada uma população fixa de 50 pessoas, a ser atendida ao longo do tempo.

a. Vazão média de início de plano

A partir da equação (2), apresentada no item 3.1.4.8(a), e desprezando o coeficiente k_2), temos:

$$Q_{média,i} = \frac{P_i \times q_{e,i} \times C}{86400}$$

$$Q_{média\ inicial} = 0,023\ L/S$$

Entretanto será adotada uma vazão de **1,5 L/S**, recomendada segundo a NBR 9649 (ABNT, 1986) como o menor valor de vazão a ser considerado em qualquer trecho.

b. Vazão máxima de fim de plano

De acordo com a equação (4), apresentada no item 3.3.4.8(b), temos:

$$Q_{d,f} = \frac{P_f \times q_{e,f} \times C \times K_1 \times K_2}{86400}$$

$$Q_{máxima\ final} = 0,042\ L/S$$

Sendo também adotada uma vazão de **1,5 L/S = 5,4 m³/h**.

5.4.1.2. Dados de Projeto

Serão considerados os seguintes dados:

- Cota da rede coletora afluenta à EE: - 0,90 m
- Cota de descarga no emissário de recalque: 0,00 m
- Cota do terreno na EE: 0,00 m
- Extensão do emissário de recalque (L): 254 m

A profundidade (H_f) da rede coletora afluenta à estação elevatória foi obtida considerando a declividade (i) adotada de 1%, a distância até a caixa de inspeção ($d = 4$ m) e a profundidade desta última ($H_o = 0,8514$ m).

$$H_f = H_o + (d * i) = 0,8514 + (4 * 0,01) = 0,8914\ m = \mathbf{0,90\ m}$$

5.4.1.3. Dimensionamento do poço de sucção

Como tratamento preliminar será acoplado na entrada do poço de sucção dispositivo de remoção de sólidos grosseiros, que será por meio de grade de barras de limpeza manual e inclinação de 60° em relação a horizontal.

Para determinar as dimensões do poço, foram adotados os seguintes valores, considerando poço circular:

- Diâmetro do poço (D): 2,00 m
- Espaçamento geratriz inferior do coletor e NA máx: 0,10 m
- Faixa adotada operacional das bombas (h): 0,40 m
- Submersão do conjunto motor-bomba: 0,50 m

Com essas informações, é possível determinar:

- Área (A) = $\pi * (D^2/4) = 3,14 \text{ m}^2$
- Cota do fundo do poço = -1,90 m
- Cota do NA mín = -1,40 m
- Cota do NA máx = - 1,00 m
- Altura geométrica máxima (Hg) = cota de descarga - cota do NA mín = 1,40 m

Na **Figura 24** estão esquematizadas essas informações.

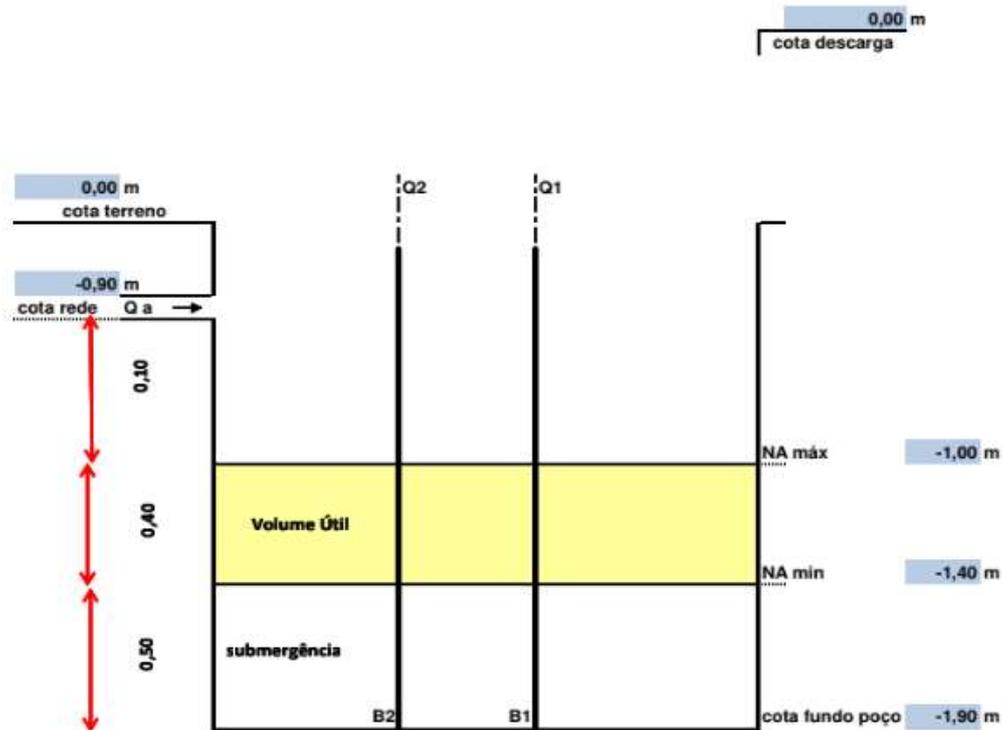


Figura 24: Dimensões do poço de sucção. Fonte: Elaboração própria.

Na **Figura 25** está esquematizada a vista superior do poço de sucção, para melhor visualização da entrada da tubulação, localização do gradeamento para remoção de materiais sólidos, arranjo 1+1 do barrilete (contendo as válvulas de retenção e de gaveta) e saída da tubulação de recalque.

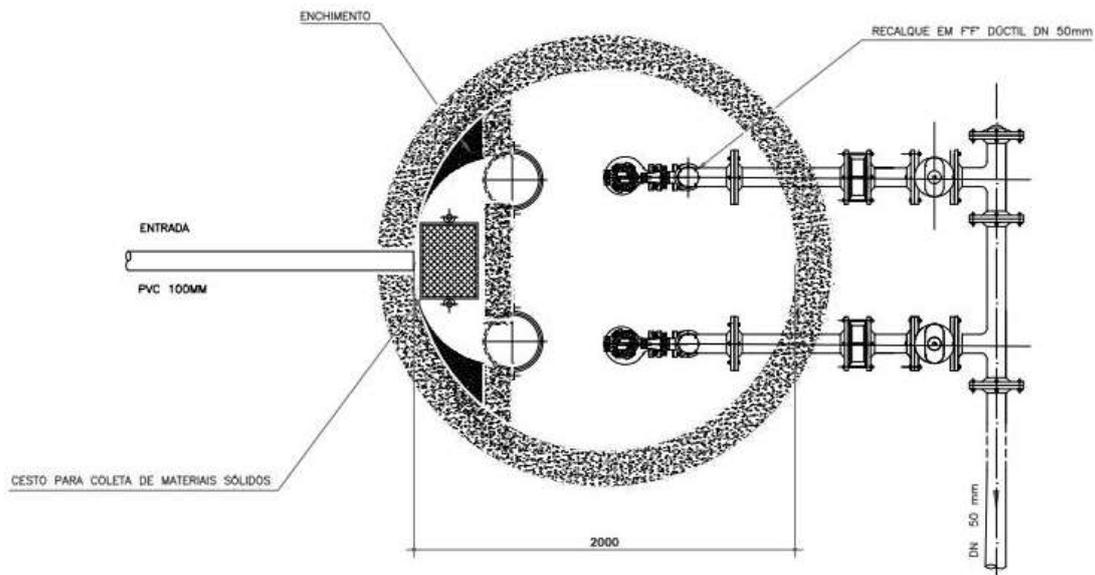


Figura 25: Esquema poço de sucção (corte vista superior).

Para continuação do dimensionamento do poço úmido, é necessário calcular o volume útil mínimo e total, volume efetivo e tempo de detenção do esgoto, considerando um conjunto motor-bomba (1 bomba mais uma reserva) e adotando os seguintes dados:

- Vazão unitária da bomba (Q_b): $2,5 \text{ L/s} = 9 \text{ m}^3/\text{h} = 0,15 \text{ m}^3/\text{min}$;
- Tempo de ciclo (T): $600 \text{ s} = 10 \text{ min} = 6 \text{ partidas/h}$

a. Volume Útil mínimo

$$V_{u \text{ mín}} = Q_b * (T/4) = 0,15 * (10/4) = 0,375 \text{ m}^3$$

b. Volume Útil total

$$V_u = \pi * (D/2)^2 * h = 1,26 \text{ m}^3$$

c. Volume Efetivo

Para o cálculo do volume efetivo é necessário determinar o seguinte:

- Cota média de operação = (cota do NA máx + cota do NA mín)/2 = -1,20 m
- Lâmina média de operação = cota média de operação - cota fundo = 0,70 m

$$V_e = A * \text{lâmina média de operação} = 2,20 \text{ m}^3$$

d. Tempo de detenção

$T_d = \text{volume efetivo} / Q_{med \text{ inicial}} = 24,4 \text{ minutos}$ (menor que o máximo de 30 minutos estabelecido na norma).

5.4.1.4. Dimensionamento do recalque e emissário

Consiste em determinar o diâmetro do emissário de recalque, calcular a velocidade do fluxo no trecho e as perdas de carga do sistema (hidráulica dos condutos forçados). A tubulação será em ferro fundido, com extensão de 254 metros.

a. Determinação do diâmetro

O cálculo do diâmetro econômico é obtido pela fórmula de Bresse, $D = K \sqrt{Q}$, equação (5) apresentada no item 3.1.4.4, adotando $K=1,2$ e considerando a vazão de 1,5 L/s. Com isso, temos:

D_R calculado = 0,046 m

D_R comercial adotado = 0,05 m = **50 mm**

b. Velocidade no trecho

Para o cálculo da velocidade do fluxo na tubulação usou-se a equação (6), também mostrada no item 3.1.4.4:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Desta equação, obtemos: $v = 0,76 \text{ m/s}$ (maior que o mínimo de 0,6m/s estabelecido na norma).

5.4.1.5. Cálculo das perdas de carga

a. Perda de carga contínua (h_c)

Pela fórmula de HAZEN-WILLIAMS, obtém-se a perda de carga contínua na tubulação, conforme equação (13) a seguir:

$$h_c = \frac{10,643 * Q^{1,85} * L}{C^{1,85} * D^{4,87}} \quad (13)$$

Onde:

h_c = perda de carga contínua/linear (m/m)

Q = vazão no trecho (m³/s)

D = diâmetro da tubulação (m)

L = comprimento da tubulação (m)

c = coeficiente de Hazen-Williams (adotado o valor de 130, para tubos novos de ferro fundido, conforme mostra a **Tabela 28** abaixo)

Assim, obtemos: $h_c = 4,2943 \text{ m}$

$$h_c = 719.645,5693 * Q^{1,85} \quad (14)$$

Material	C
Aço corrugado (chapa ondulada)	060
Aço com juntas "Look-Bar" novas	130
Aço galvanizado novo e em uso	125
Aço rebitado novo	110
Aço rebitado em uso	085
Aço soldado novo	120
Aço soldado em uso	090
Aço soldado com revestimento esp. novo e em uso	130
Chumbo	130
Cimento amianto	140
Cobre	130
Concreto bem acabado	130
Concreto acabamento comum	120
Ferro fundido novo	130
Ferro fundido em uso	090
Ferro fundido revestimento de cimento	130
Grés cerâmico vidrado (Manilha)	110
Latão	130
Madeira em aduelas	120
Tijolos condutos bem executados	100
Vidro	140
Plástico	140

Tabela 28: Coeficientes de Hazen-Williams. Fonte: KSB (2001).

b. Perda de carga localizada (h_L)

A perda de carga localizada é dada pela Equação (15) a seguir:

$$h_L = k \frac{v^2}{2g} = 0,0826 * k / (D^4) * Q^2 \quad (15)$$

Onde:

h_L = perda de carga localizada (m)

k = Coeficiente relacionado às singularidades na linha de recalque

v = velocidade do fluxo na linha de recalque (m/s)

g = aceleração da gravidade (m/s²)

Na **Tabela 29** a seguir são apresentados os valores de k para cada acessório:

Acessórios	K	Acessórios	K
Ampliação gradual	0,30	Junção	0,40
Bocais	2,75	Medidor Venturi	2,50
Comporta aberta	2,50	Redução gradual	0,15
Controlador de vazão	2,50	Registro de ângulo aberto	5,00
Cotovelo de 90°	0,90	Registro de gaveta aberto	0,20
Cotovelo de 45°	0,75	Registro de globo aberto	10,0
Crivo	0,40	Tê, passagem direta	0,60
Curva de 90°	0,40	Tê, passagem de lado	1,30
Curva de 45°	0,20	Tê, saída de lado	1,30
Curva de 22,5°	0,10	Tê, saída bilateral	1,80
Entrada normal em canalização	0,50	Válvula de pé	1,75
Entrada de borda	1,00	Válvula de retenção	2,50
Pequena derivação	0,03	Velocidade	1,00

Tabela 29: Coeficiente de perda localizada. Fonte: KSB (2001).

Na tubulação de recalque deste projeto estão presentes os seguintes acessórios:

- Diâmetro recalque/barrilete: 50 mm / 40 mm

Singularidade	K	Quantidade	Total (50mm)	Total (40mm)
Válvula de retenção	2,5	1	2,5	
Válvula de gaveta	0,2	1	0,2	
Curva de 90°	0,4	2	0,8	
Curva de 45°	0,2	7	1,4	
Curva de 22,5°	0,1	4	0,4	
T passagem lateral	1,3	1	1,3	
T passagem direta	0,6	1	0,6	
Ampliação	0,3	1	-	0,3
Total			7,2	0,3

Tabela 30: Singularidades identificadas para cálculo da perda de carga localizada. Fonte: Elaboração própria.

Assim, obtemos a perda de carga localizada: $h_L = 0,2230 \text{ m}$

$$h_{L(50)} = 95.155,2000 * Q^2 ; h_{L(40)} = 9.679,6875 * Q^2 \quad (16)$$

5.4.1.6. Altura manométrica total (H_{man})

Para o cálculo da altura manométrica total da bomba, somou-se ao desnível geométrico o valor da perda de carga distribuída ao longo da tubulação de recalque e a perda de carga localizada total. É dada pela equação (17) a seguir:

$$H_{man} = H_g + h_c + h_L \quad (17)$$

Com isso, obtemos: $H_{man} = 5,9173 \text{ m}$

$$H_{man} = 1,40 + 719.645,5693 * Q^{1,85} + 95.155,2 * Q^2 + 9.679,6875 * Q^2 \quad (18)$$

(Em função da vazão para ser possível plotar a curva do sistema).

5.4.1.7. Seleção da bomba

Para a escolha da bomba é preciso elaborar a curva do sistema, e para isso é utilizada a fórmula da altura manométrica variando a vazão. Utilizando os valores de vazão final de projeto e H_{man} de projeto, obtemos a **Tabela 31**. Analisando os catálogos para bombas submersíveis, concluiu-se que a melhor opção é a **Bomba ABS UNI 500T**.

Curva do Sistema		Curva da bomba	
Vazão (m³/h)	Hman (m)	Vazão (m³/h)	Hman (m)
0	1,4	0	15
1	1,598	2	14
2	2,116	5,9	12
3	2,920	10,3	10
4	3,994	14	8
5	5,327	16,7	6
6	6,909	18,8	4
7	8,737	20,6	2
8	10,803		
9	13,104		
10	15,635		

Tabela 31: Dados de Vazão x Altura Manométrica do sistema e da bomba. Fonte: Elaboração própria.

Com isso é feito o cruzamento das curvas características do sistema (através da fórmula da altura manométrica) com a curva da bomba escolhida (utilizando os dados do fabricante), e assim, obtém-se o ponto de operação da bomba, demonstrado na **Figura 26**.

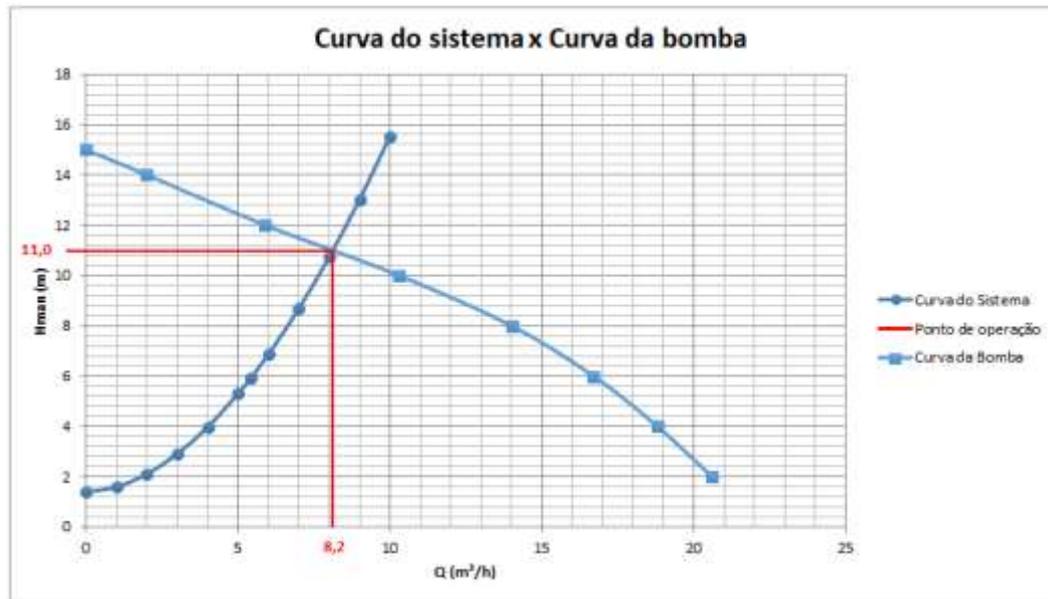


Figura 26: Curvas características e ponto de operação da bomba. Fonte: Elaboração própria (Excel).

$$Q_{\text{operação}} = 8,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_{\text{man,operação}} = 11,0 \text{ m}$$

A **Tabela 32** apresenta todas as informações da bomba selecionada.

UNI

Utilizada em construção civil, escoamento de águas pluviais, garagens subterrâneas, drenagem de porões de elevadores, rupturas de tubulação de canais, estações de tratamento de água, dutos de cabos elétricos e telefônicos e áreas inundadas em geral.

abs

UNI	Motor em 60 Hz		Hidráulica		Recalque																		
	Potencia nominal do motor	RPM	Tensão de operação	Recalque	Passagem de sólidos	Altura manométrica em m.c.a e Vazões em m³/h																	
	Cv / kW		V	Pol/rosca	mm	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28				
100 M	0,33 / 0,25	3450	110	2" BSP	7	9,3	8,2	6,8	5,1	1,5	---	---	---	---	---	---	---	---	---				
100 M			220			16,5	14,5	11,8	8,3	4,0	0,7	---	---	---	---	---	---	---	---	---			
300 M	0,5 / 0,37	3450	110 ou 220			3" BSP	7	20,6	18,8	16,7	14,0	10,3	5,9	2,0	---	---	---	---	---	---	---		
300 T			220/380 ou 440					37,2	34,0	32,0	28,0	25,0	22,0	16,5	13,0	7,0	2,0	---	---	---	---	---	
500 M	1,0 / 0,75	3450	110 ou 220					3" BSP	7	48,0	45,0	43,5	40,0	37,0	34,0	31,0	26,5	21,5	17,0	10,4	5,0	---	---
500 T			220/380 ou 440							60,0	58,0	56,3	54,0	52,0	49,7	47,0	43,6	40,3	36,2	30,3	23,6	14,0	5,0
550 T	1,5 / 1,1	3450	220/380/440	3" BSP	7					---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
700 T	2,0 / 1,5									---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
1000 T	4,0/3,0	---	---			---	---			---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		



M = Monofásico / T = Trifásica
 Comprimento Padrão de cabo elétrico 5 metros
 Propulsor tipo Vortex modelos 300M/T e 500 M/T
 Propulsor tipo Semi-aberto 550 T, 700 T e 1000 T
 Grau de proteção, IP 68.

UNI	100M	300M/T	500M/T	550T	700T	1000T
Altura X Largura (mm)	340x180	312x247	337x247	365x280	395x280	453x280
Peso (kg) com cabo elétrico	10,1	14,0	16,5	26,0	31,0	38,0

- Vazão máxima: 60 m³/h
- Altura máxima: 28 m
- Potência: de 0,5 a 4,0 cv

Tabela 32: Dados da bomba selecionada. Fonte: Catálogo de bombas modelo ABS UNI

5.4.1.8. Potência dos motores

No manual da bomba escolhida está indicado o rendimento de 60% para a bomba em questão. Com isso, é possível calcular a potência mecânica consumida do motor, utilizando-se a equação (19) a seguir:

$$P = \frac{W * Q_{\text{operação}} * H_{\text{man,operação}}}{\eta * 75} \quad (19)$$

Onde:

P = Potência consumida para cada conjunto motor-bomba da estação elevatória

W = Peso específico do líquido a ser recalcado = 1000 Kg/m³

η = Rendimento do conjunto motor-bomba

Com isso, obtemos: **P = 0,56 cv**. Como 1 cv equivale a 0,75 kW, obtemos **P = 0,4 kW**.

5.5. ALTERNATIVAS 2 E 3: Solução Localizada

A segunda metodologia adotada neste estudo é a solução localizada, uma vez que a área do projeto se encontra afastada da rede coletora de esgoto da Cidade Universitária. Para que seja possível, é necessário primeiramente verificar se as soluções escolhidas estão de acordo com os parâmetros de lançamento permitidos pela legislação, tendo em vista que o efluente tratado será lançado na Baía de Guanabara por uma saída já existente no local. Esses parâmetros são definidos na legislação estadual, DZ – 215.R4 (INEA, 2007) e na legislação federal, no art. 21 da Resolução Conama 430/11, que alterou o art. 34 da Resolução Conama 357/05 (CONAMA, 2011).

Para o lançamento do efluente tratado estar de acordo com a DZ-215.R4, no caso desse estudo, ele deve ter uma eficiência mínima de remoção de DBO de 30%, de acordo com a **Tabela 22**, uma vez que a sua carga orgânica bruta é menor que 5 kgDBO/dia, ou seja, um valor máximo de 180 mgDBO/l, tendo em vista que o esgoto doméstico bruto possui 300 mgDBO/l (JORDÃO, 2011).

Os tratamentos propostos são Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio e Tanque Séptico + Wetlands Construídos, e possuem eficiência de remoção de DBO estimada em torno de 75 e 80%, respectivamente. Portanto, ambas as alternativas atendem à uma eficiência muito acima da necessária de acordo com o padrão de lançamento definido

tanto pela lei estadual, DZ-215R.4, quanto pela lei federal, Conama 430/11, que define um valor máximo permitido de DBO de 120 mg/L. Apesar disso, decidiu-se manter as alternativas propostas, mesmo sendo mais do que o necessário de acordo com a legislação.

5.5.1. Alternativa 2: Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio

Nessa alternativa utilizamos o sistema de tratamento composto por um tanque séptico e filtro anaeróbio, por ser um sistema muito utilizado em locais que exigem solução individual de esgotamento, devido a sua simples operação e manutenção, além do baixo custo e uma área necessária reduzida.

5.5.1.1. *Tanque Séptico*

Para o tratamento primário do esgoto coletado, foi escolhido o tanque séptico, devido a sua simplicidade construtiva, baixo custo e facilidade de manutenção.

Todo esgoto coletado do hangar e do banheiro externo converge para a CI5 e de lá é levado ao tanque séptico, por uma tubulação de PVC com diâmetro de 100 mm e comprimento de 0,80 m. Como a profundidade da CI5 é de 0,851 (**Tabela 30**), a entrada do tanque fica a uma profundidade de 0,859 m. Para o dimensionamento do Tanque Séptico, primeiramente é necessário determinar o seu volume útil, utilizando a Equação (7), apresentada no item 3.2.1.1-b, conforme a NBR 7229 (ABNT, 1997):

$$V = 1000 + N * (C * T + K * Lf)$$

Para isso, adotou-se os seguintes valores:

- N - 50 pessoas, como estimado.
- C e Lf - 50 e 0,20 Litros/pessoa/dia, respectivamente, de acordo com a **Tabela 10**, considerando a área atendida por ocupantes temporários, como escolas.
- T - 0,92 dias, já que a contribuição diária é de 2.500 L, pois C = 50 e N = 50.
- K - 137 dias, de acordo com a **Tabela 12**, considerando-se uma temperatura média acima de 20 °C no mês mais frio e um intervalo de limpeza de 3 anos, por uma questão de segurança, uma vez que a proposta é que a limpeza seja viabilizada pela CEDAE, que, provavelmente, não terá disponibilidade para realiza-la tão frequentemente.

Com isso, calculamos um Volume Útil de 4,7 m³.

Escolhemos para o projeto o tanque séptico prismático retangular de câmara única, com uma profundidade útil de 1,50 m, que se encontra no intervalo de profundidade útil exigido pela NBR 7229 (ABNT, 1997) para tanques com volume útil até 6,0 m³, evitando a profundidade máxima devido à característica do terreno onde o tanque será implantado, que possui uma restrição de profundidade devido ao retorno de maré.

Com um volume útil de 4,7 m³ e uma profundidade de 1,5 m, temos uma área superficial de 3,2 m², podendo definir então a largura e o comprimento do tanque séptico. Adotando uma largura de 1,2 m, temos um comprimento de 2,7 m, representando uma relação comprimento/largura de 2,22:1, estando entre 2:1 e 4:1, como definido pela NBR 7229 (ABNT, 1997). O volume útil do tanque séptico será então de 4,86 m³.

Para o cálculo da profundidade total, utilizamos as recomendações da NBR 7229/93 indicadas na **Figura 2**, adotando para a e b o valor mínimo de 5 cm. A profundidade restante até chegar ao terreno é preenchida com a abertura do tanque séptico, que tem um diâmetro de 0,80 m e altura de 0,66 m, devido a profundidade do dispositivo de entrada de 0,86 m. Com isso, o tanque séptico terá a configuração da **Figura 27**.

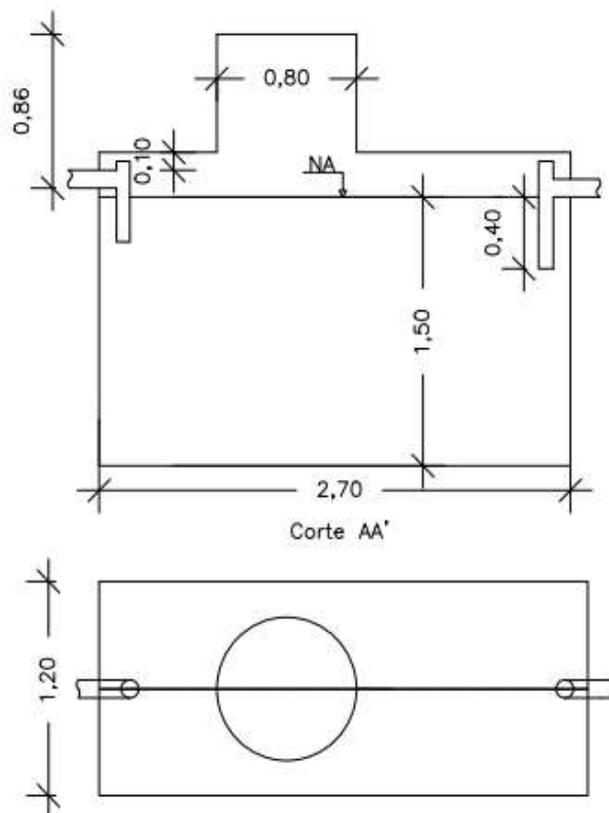


Figura 27: Dimensões do Tanque Séptico. Fonte: Elaboração própria.

A NBR 7229 (ABNT 1997) sugere para material de construção do tanque séptico alvenaria de tijolo inteiro ou concreto armado. Esse projeto sugere a utilização de concreto armado para a construção do tanque séptico.

O lodo e a espuma acumulados no tanque sépticos devem ser removidos no tempo de 3 anos, como definido no momento do dimensionamento do mesmo. Esse estudo propõe que a Companhia Estadual de Águas e Esgotos (CEDAE/RIO) faça essa remoção, porém, até o momento presente, não houve uma confirmação por parte da companhia.

5.5.1.2. *Filtro Anaeróbio*

Apesar do tanque séptico funcionar como tratamento primário e secundário, por ter papel de remover os sólidos sedimentáveis e iniciar a degradação biológica da matéria orgânica particulada do esgoto, é necessário um tratamento complementar para uma boa eficiência. O tratamento proposto nessa alternativa é o filtro anaeróbio

Para o projeto escolhemos utilizar um sistema de dois filtros anaeróbios paralelos, visando facilitar possíveis manutenções e limpezas, do tipo circular com entrada única. O efluente do tanque séptico, será conduzido por uma tubulação de PVC de 0,80 m de extensão até uma caixa de inspeção com duas saídas, exemplificado na **Figura 27**, conduzindo o efluente do tanque séptico para os dois filtros anaeróbios, simultaneamente, através, novamente, de tubulações de PVC de 0,80 m de extensão, chegando no filtro a uma profundidade de 0,93 m.

Para o dimensionamento do Filtro Anaeróbio, primeiramente é necessário determinar o seu volume útil, utilizando a Equação (8), apresentada no item 3.2.1.2-b:

$$V_u = 1,6 * N * C * T$$

Para isso, adotou-se os seguintes valores:

- N - 50 pessoas, como estimado.
- C - 50 Litros/pessoa/dia, de acordo com a **Tabela 14**, considerando a área atendida por ocupantes temporários, como escolas.
- T - 0,92 dias, já que a contribuição diária é de 2.500 L, pois C = 50 e N = 50.

Com isso, calculamos que o Volume Útil é de 3,70 m³.

Utilizando as recomendações da NBR 13.969/97, indicadas na **Figura 3**, será adotado o modelo mais convencional de filtro anaeróbio, o de fluxo ascendente, permitindo que

o esgoto passe pelo fundo falso e em seguida pelo leito filtrante, que deve ser composto por brita nº 4 (50 a 76 mm). O dispositivo de saída se encontra na parte superior do filtro e é constituído de um vertedor tipo calha, com 0,10 m de largura e comprimento igual ao diâmetro do filtro, passando pelo centro da seção (JORDÃO, 2011). O filtro anaeróbio possui também um tubo de limpeza, de 200 mm de diâmetro, que permite a extração periódica do excesso de lodo. Foram adotadas então, para cada filtro:

- altura do fundo falso = 0,60 m
- altura do leito filtrante = 0,60 m
- altura total do leito = $h = 1,20$ m
- altura do nível d'água sobre a calha = $h_1 = 0,10$ m
- borda livre interna = $h_2 = 0,20$ m
- altura total = $H = 1,50$ m
- fundo falso com aberturas de 0,025 m, espaçadas de 0,15 m entre si
- perda de carga hidráulica em relação ao tanque séptico = 0,10 m

Como o sistema possui dois filtros anaeróbios, o volume útil de cada um é de 1,85 m³. A profundidade útil utilizada para o dimensionamento do filtro é a altura do leito filtrante, que é de 0,60 m. Assim, tem-se que a área superficial é de 3,10 m². Para atender essa área, o diâmetro adotado será de 2,0 m. Portanto, o volume útil real será de 1,88 m³ para cada filtro.

Como a altura total do filtro é de 1,5 m, a profundidade restante até chegar ao terreno é preenchida com a sua abertura, que tem um diâmetro de 0,80 m e altura de 0,78 m, devido a profundidade do dispositivo de entrada de 0,93 m. Com isso, cada filtro anaeróbio terá a configuração da **Figura 28**.

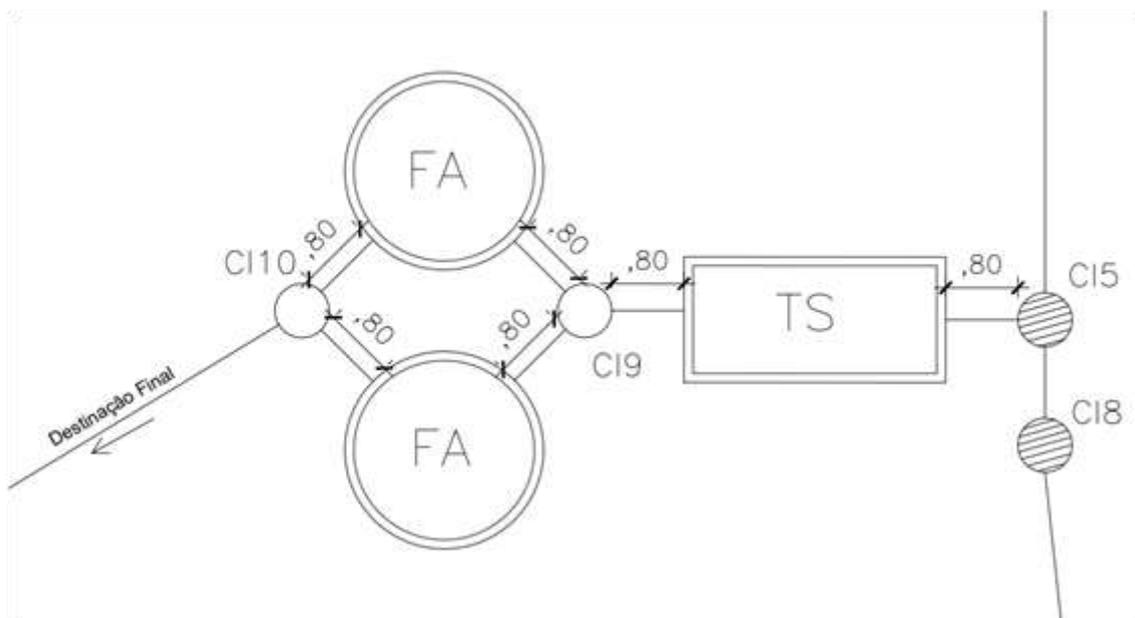


Figura 29: Conjunto fossa-filtro. Fonte: Elaboração própria.

Trecho	Distância (m)	i(%)	DN (mm)	Ho (m)	Hf (m)
CI5 - Tanque	0,8	0,01	100	0,8514	0,859
Tanque – CI9	0,8	0,01	100	0,909	0,917
CI9 – Filtro	0,8	0,01	100	0,917	0,925
Filtro – CI10	0,8	0,01	100	1,025	1,033

Tabela 33: Profundidades – tanque, filtro e caixa hidráulica. Fonte: Elaboração própria.

5.5.2. Alternativa 3: Tanque Séptico + Wetlands Construídos

Para a Alternativa 3, utilizaremos o tanque séptico seguido de wetlands construídos. O dimensionamento do tanque séptico já foi feito no item 5.5.1.1.

Para o dimensionamento do Wetland Construído é necessário, primeiramente, definir qual o tipo de WC mais indicado para o tratamento desejado. O esgoto a ser tratado é doméstico, ou seja, majoritariamente de efluente sanitário. Tendo em vista que, segundo Da Silva (2007), os sistemas de fluxo superficial tendem a ser mais caros e para uma grande população, o wetland construído de fluxo subsuperficial será o escolhido.

O modelo utilizado será o de fluxo subsuperficial horizontal, por se tratar de um modelo mais simples em relação ao vertical, já que o último necessita de alimentação intermitente e está associado a maiores custos e difícil adaptação.

5.5.2.1. *Material Filtrante*

Segundo Sezerino et al. (2015) a brita é o material filtrante mais utilizado. Escolhemos então para o projeto a brita nº 1, seguindo também a recomendação de utilizar brita nº 3 na zona de entrada e de saída do wetland, para evitar entupimentos (TONETTI, 2018).

5.5.2.2. *Macrófitas*

A macrófita escolhida para o projeto será a mais utilizada no Brasil, a *Typha spp*, conhecida popularmente por Taboa, por ter sido a planta mais testada, portanto, com uma boa confiabilidade e possuir um belo aspecto paisagístico. A planta está demonstrada na **Figura 30**.



Figura 30: Macrófita escolhida para o projeto de wetland - *Typha spp*. Fonte: Google.

5.5.2.3. *Geometria*

Para o dimensionamento de wetlands construídos de fluxo horizontal, será utilizado o método de cinética de primeira ordem, utilizando a Equação (10), apresentada no item 3.2.2-e, para determinar a área superficial requerida.

$$A = \frac{Q \times (\ln C_o - \ln C_e)}{(K_t \times p \times n)}$$

Considerando:

- Q é a vazão afluyente em m³/dia, que, para esse estudo, será de 2,5 L/dia, tendo em vista que ele engloba 50 pessoas, com um per capita de 50 L/pessoas.dia, por se tratar de uma área de ocupantes temporários.
- Co é a concentração afluyente em termos de DBO5 em mg/L, e considerando que a DBO5 do efluente doméstico é de 300 mg/L e considerando uma eficiência de 40% do Tanque Séptico (JORDÃO, 2011), a concentração afluyente ao WC será de 180 mg/L.
- Ce é a concentração efluente em termos de DBO5 em mg/L, e considerando a eficiência mínima de 80% do WC (Sezerino et al., 2015), a concentração efluente em termos de DBO5 será de 36 mg/L.
- Kt é a constante de reação da cinética de primeira ordem, dependendo da equação (11), apresentada no item 3.2.2-e, adotando K₂₀ = 0,80 d-1 e temperatura do sistema de 25 °C.

$$K_t = K_{20} * (1,06)^{(T-20)}$$

Kt então será de 0,6 d-1

- n = 0,5 mm, pois é a porosidade do meio filtrante utilizando brita nº 1.
- p é a profundidade média do filtro e será adotada uma profundidade de 0,6, uma vez que é recomendado que a profundidade seja de 0,6 a 1,0 m e as condições da área de estudo inviabilizam uma grande profundidade.

Com isso, a área superficial encontrada foi de 12,53 m².

Tendo em vista que a relação comprimento/largura deve ser alta, a fim de permitir o modelo fluxo de pistão (SEZERINO et al., 2015) e levando em consideração a área disponível, foi adotado um comprimento de 8,4 m e largura de 1,5 m. Com essas medidas, a área superficial real será de 12,6 m².

O efluente do tanque séptico ainda passa por duas caixas hidráulicas até chegar no wetland, fazendo com que a profundidade de chegada neste seja de 0,96 m. O sistema de drenagem é composto por tubos de PVC perfurados, de 100 mm de diâmetro, tanto na entrada quanto na saída do sistema. Na entrada, a tubulação será posicionada a 0,1 m de profundidade, em relação a superfície do wetland, enquanto a tubulação de saída será posicionada no fundo da vala do WC. O efluente ainda passa

por uma caixa de controle de nível, de dimensão 1,0 x 1,4 m, antes de ir para a disposição final. A **Figura 31** representa a configuração escolhida para o WC.

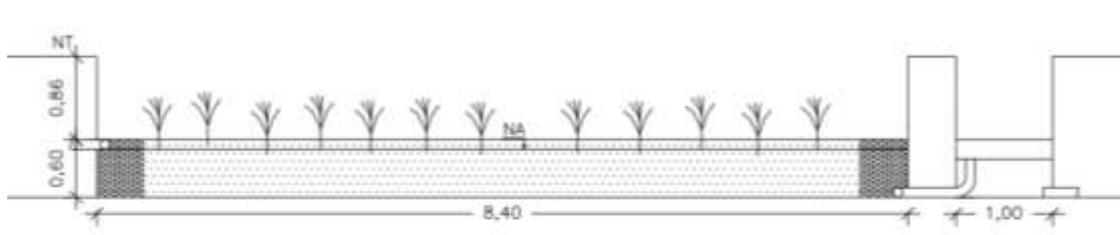


Figura 31: Dimensões do wetland. Fonte: Elaboração própria.

A recomendação é de que o Tempo de Detenção Hidráulica esteja entre 1 e 3 dias, e pode ser calculado pela equação (20).

$$TDH = \frac{l * c * h * p}{Q} \quad (20)$$

Encontrando um tempo de detenção hidráulica de 1,51 dias, estando dentro do padrão.

5.5.2.4. Construção e operação

A wetland deve ser construída a partir do escavação do solo, manualmente ou com a ajuda de máquinas, podendo utilizar alvenaria ou manta sintética como parede e fundo, a fim de impermeabilizá-la. Uma vez impermeabilizado, deve-se preencher o meio com o material filtrante, lembrando que próximo à zona de entrada e de saída será utilizada brita nº 3 enquanto para o resto do wetland, é utilizada brita nº1. Deve ser construído posteriormente a wetland, um sistema para controle de nível d'água, para que o nível se mantenha sempre abaixo da superfície do meio suporte e para evitar a formação de poças, que podem criar larvas.

É recomendado que as macrófitas sejam plantadas em local próximo a wetland, para estarem mais adaptadas ao clima do local, e evitar que a transplantação seja feita em dias secos, para minimizar condições de estresse hídrico para as plantas. O transporte e plantio das macrófitas aquáticas deve ser feita com 20 ou 30 dias de antecedência do início do tratamento, para que as plantas possam se adaptar. Além disso, recomenda-se o plantio de macrófitas jovens, uma vez que a maior eficiência ocorre quando está em período de crescimento.

Ao começar o tratamento, deve-se fazer uma alimentação gradativa, diluir a primeira leva de esgoto e aumentando aos poucos a concentração. Uma vez funcionando, o

sistema necessita de manutenção das macrófitas, variando entre 20 e 30 dias o período de podação, lembrando que as plantas não devem ocupar mais de 50% da wetland.

5.5.2.5. Conjunto Tanque Séptico + Wetland

Para chegar no wetland, o efluente do tanque séptico passa por duas caixas hidráulicas, com o objetivo de atingir uma posição favorável a implantação do wetland. Depois de realizado o tratamento, o efluente passa pela caixa controladora de nível, e depois é levado para a disposição final. A configuração do conjunto Tanque Séptico - Wetland está representada na **Figura 32**. A profundidade em cada ponto está representada na **Tabela 34**.

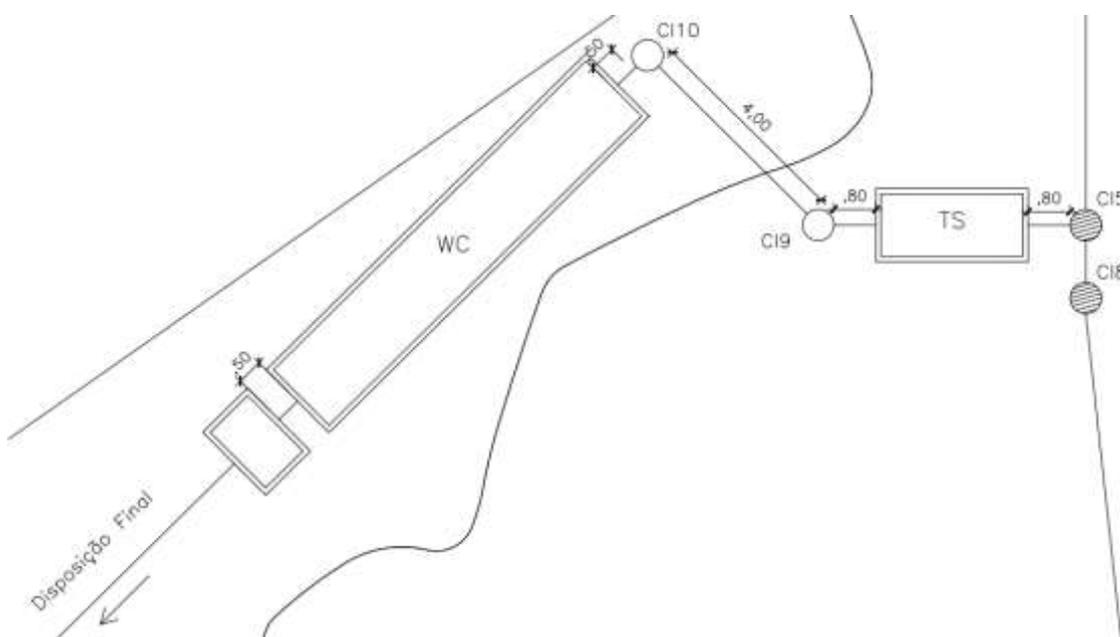


Figura 32: Conjunto Tanque Séptico-Wetland. Fonte: Elaboração própria.

Trecho	Distância (m)	i(%)	DN (mm)	Ho (m)	Hf (m)
CI5 - Tanque	0,8	0,01	100	0,8514	0,859
Tanque - CI9	0,8	0,01	100	0,909	0,917
CI9 - CI10	4,0	0,01	100	0,917	0,957
CI10 - WC	0,5	0,01	100	0,957	0,962

Tabela 34: Profundidades das tubulações do conjunto tanque-wetland. Fonte: Elaboração própria.

5.5.3. Disposição Final do Esgoto

A destinação final do esgoto tratado será a mesma, independente da alternativa. O efluente tratado será lançado na Baía de Guanabara por uma saída já existente no local. Por ser uma destinação final que envolve o lançamento do esgoto tratado em um curso d'água, as características do efluente tratado devem estar de acordo com os parâmetros de lançamento permitidos pela legislação. Como visto anteriormente, no item 5.5, ambas as alternativas atendem à legislação.

A saída existente no local de estudo, onde atualmente é lançado o esgoto in natura, possui um problema de retorno de maré, devido a profundidade que a tubulação chega no local. Para resolver esse problema, está sendo proposta a instalação de uma caixa hidráulica por onde o esgoto tratado deve passar antes de ser lançado na Baía de Guanabara. Essa caixa deve conter uma válvula flap, que abre apenas no sentido do fluxo do esgoto tratado, impedindo a ocorrência do refluxo de maré.

O desenho do modelo da caixa hidráulica está na **Figura 33**. A altura da caixa deverá ser definida na execução da obra de forma a atender minimamente a extravasão, evitando a ocorrência do refluxo de maré.

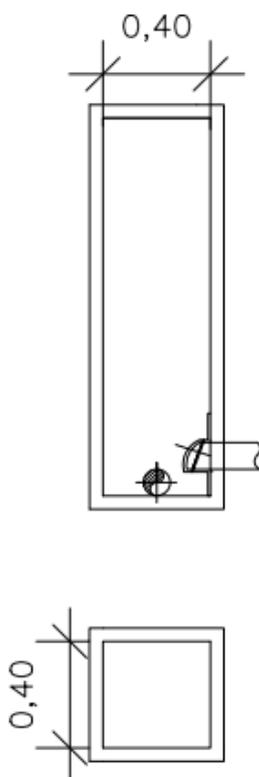


Figura 33: Dimensões da caixa hidráulica. Fonte: Elaboração própria.

Considerando uma tubulação de PVC de 100 mm com declividade de 1%, a **Tabela 35** mostra a profundidade (Hf) com que a tubulação chega na caixa hidráulica proposta, para ambas as alternativas de tratamento estudadas. As plantas referentes às alternativas de tratamento propostas nesta metodologia, desde sua concepção até a sua disposição final, estão nos Anexos C e D.

Alternativa	Trecho	Distância (m)	i(%)	DN (mm)	Ho (m)	Hf (m)
TS + FA	CI10 - Caixa Final	23,67	0,01	100	1,033	1,270
TS + WC	WC - Caixa Final	14,2	0,01	100	0,962	1,104

Tabela 35: Profundidades da caixa hidráulica final considerando as duas alternativas de tratamento. Fonte: Elaboração própria.

5.6. Atendimento à Casa dos Seguranças

A casa dos seguranças se encontra a uma distância considerável das demais instalações sanitárias, tornando inviável a sua ligação ao sistema do hangar, devido à profundidade que chegaria na disposição final. Portanto, para essa localidade, será proposta outra solução localizada. Foi escolhido o conjunto tanque séptico e filtro anaeróbio para o tratamento do esgoto gerado na casa dos seguranças, devido a sua simplicidade e pequena área. A disposição final será no solo, através do dimensionamento de um sumidouro.

5.6.1. Tanque Séptico

O esgoto gerado na casa dos seguranças converge para a caixa de inspeção e, a partir dela, flui para o tanque séptico, através de uma tubulação de PVC de 100 mm e 4,0 m de comprimento. Como a profundidade da CI é de 0,31, a entrada do tanque ficará a uma profundidade de 0,35.

Para o dimensionamento do Tanque Séptico, primeiramente é necessário determinar o seu volume útil, utilizando novamente a equação (7) do item 3.2.1.1-b, conforme a NBR 7229 (ABNT, 1997):

$$V = 1000 + N*(C*T+K*Lf)$$

Para isso, adotou-se os seguintes valores:

- N – 4 pessoas, que são os seguranças que utilizam o local.

- C e Lf – 50 e 0,20 Litros/pessoa/dia, respectivamente, de acordo com a tabela 10, considerando a área atendida por ocupantes temporários, como escolas.
- T – 1 dia, já que a contribuição diária é de 200 L, pois $C = 50$ e $N = 4$.
- K – 137 dias, de acordo com a **Tabela 12**, considerando-se uma temperatura média acima de 20 °C no mês mais frio e um intervalo de limpeza de 3 anos, por ser recomendado um intervalo mínimo de dois anos, para que haja uma digestão mais completa do lodo.

Com isso, calculamos um Volume Útil de 1,31 m³.

Escolhemos para o projeto o tanque séptico prismático retangular de câmara única, adotando a mínima profundidade útil exigida pela NBR 7229 (ABNT, 1997) para tanques com volume útil até 6,0 m³, devido ao pequeno volume necessário.

Com um volume útil de 1,31 m³ e uma profundidade de 1,2 m, temos uma área superficial de 1,1 m², podendo definir então a largura e o comprimento do tanque séptico. Adotando a largura mínima de 0,8 m, temos um comprimento de 1,6 m, respeitando a relação comprimento/largura de 2:1, como definido pela NBR 7229 (ABNT, 1997). O volume útil do tanque séptico será então de 1,54 m³.

Para o cálculo da profundidade total, utilizamos as recomendações da NBR 7229/93 indicadas na **Figura 2**, adotando para a e b o valor mínimo de 5 cm. A profundidade restante até chegar ao terreno é preenchida com a abertura do tanque séptico, que tem um diâmetro de 0,60 m, o mínimo exigido pela norma, e altura de 0,15 m, devido à profundidade do dispositivo de entrada de 0,35 m. Com isso, o tanque séptico terá a configuração da **Figura 34**.

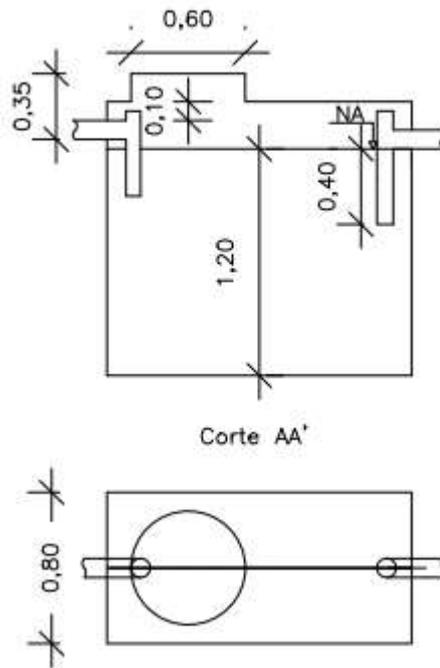


Figura 34: Dimensões tanque sépticos – casa dos seguranças. Fonte: Elaboração própria.

O tanque séptico pode ser construído com concreto ou alvenaria, garantindo a impermeabilização das paredes e do fundo.

O lodo e a espuma acumulados no tanque sépticos devem ser removidos no tempo de 3 anos, como definido no momento do dimensionamento do mesmo. Esse estudo propõe que a Companhia Estadual de Águas e Esgotos (CEDAE/RIO) faça essa remoção, porém, até o momento presente, não houve uma confirmação por parte da companhia.

5.6.2. Filtro Anaeróbio

O efluente do tanque séptico será conduzido por uma tubulação de PVC de 0,80 m a entrada do filtro anaeróbio. Para o dimensionamento do Filtro Anaeróbio, primeiramente é necessário determinar o seu volume útil, utilizando a equação (8) do item 3.2.1.2-b:

$$Vu = 1,6 \cdot N \cdot C \cdot T$$

Para isso, adotou-se os seguintes valores:

- N - 4 pessoas, como estimado.

- C - 50 Litros/pessoa/dia, de acordo com a **Tabela 14**, considerando a área atendida por ocupantes temporários, como escolas.
- T - 1 dia, já que a contribuição diária é de 200 L, pois $C = 50$ e $N = 4$.

Com isso, calculamos que o Volume Útil é de $0,32 \text{ m}^3$.

Escolhemos para o projeto o filtro anaeróbio circular com entrada única de esgoto, utilizando as recomendações da NBR 13.969/97, indicadas na **Figura 3**. A profundidade útil utilizada para o dimensionamento do filtro é a altura do leito filtrante, que é de $0,60 \text{ m}$. Assim, tem-se que a área superficial é de $0,54 \text{ m}^2$. Para atender essa área, o diâmetro adotado será de $0,90 \text{ m}$. Portanto, o volume útil real do filtro anaeróbio será de $0,38 \text{ m}^3$.

Será adotado o modelo mais convencional de filtro anaeróbio, o de fluxo ascendente, permitindo que o esgoto passe pelo fundo falso e em seguida pelo leito filtrante, que deve ser composto por brita nº 4 (50 a 76 mm). O dispositivo de saída se encontra na parte superior do filtro e é constituído de um vertedor tipo calha, com $0,10 \text{ m}$ de largura e comprimento igual ao diâmetro do filtro, passando pelo centro da seção (JORDÃO, 2011). O filtro anaeróbio possui também um tubo de limpeza, de 200 mm de diâmetro, que permite a extração periódica do excesso de lodo, adotando então:

- altura do fundo falso = $0,60 \text{ m}$
- altura do leito filtrante = $0,60 \text{ m}$
- altura total do leito = $h = 1,20 \text{ m}$
- altura do nível d'água sobre a calha = $h_1 = 0,10 \text{ m}$
- borda livre interna = $h_2 = 0,20 \text{ m}$
- altura total = $H = 1,50 \text{ m}$
- fundo falso com aberturas de $0,025 \text{ m}$, espaçadas de $0,15 \text{ m}$ entre si
- perda de carga hidráulica em relação ao tanque séptico = $0,10 \text{ m}$

A profundidade restante até chegar ao terreno é preenchida com a abertura do filtro, que tem um diâmetro de $0,60 \text{ m}$, o mínimo exigido pela norma, e altura de $0,20 \text{ m}$, devido a profundidade do dispositivo de entrada de $0,35 \text{ m}$. A configuração do filtro anaeróbio está demonstrada na **Figura 35**.

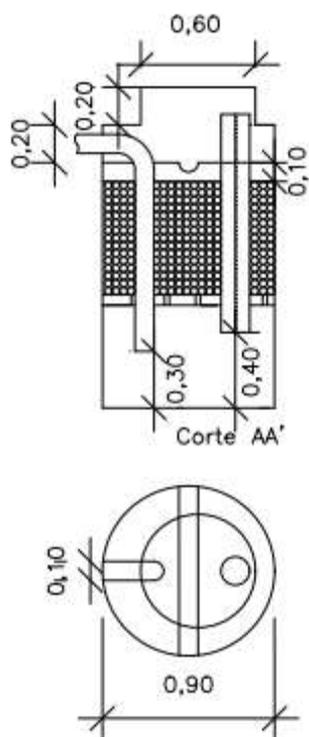


Figura 35: Dimensões filtro anaeróbio – casa dos seguranças. Fonte: Elaboração própria

O material utilizado para a construção do filtro anaeróbio será concreto ou alvenaria, garantindo a impermeabilização da parede e dos fundos. A limpeza, feita através do tubo guia, possibilitará a remoção do excesso de lodo, sempre que observado o entupimento do material filtrante e, assim como no caso do tanque séptico, pretende-se que essa limpeza seja feita pela Companhia Estadual de Águas e Esgoto (CEDAE/RJ).

A configuração do conjunto Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio está representada na **Figura 36** e a profundidade em cada ponto está representada na **Tabela 36**.

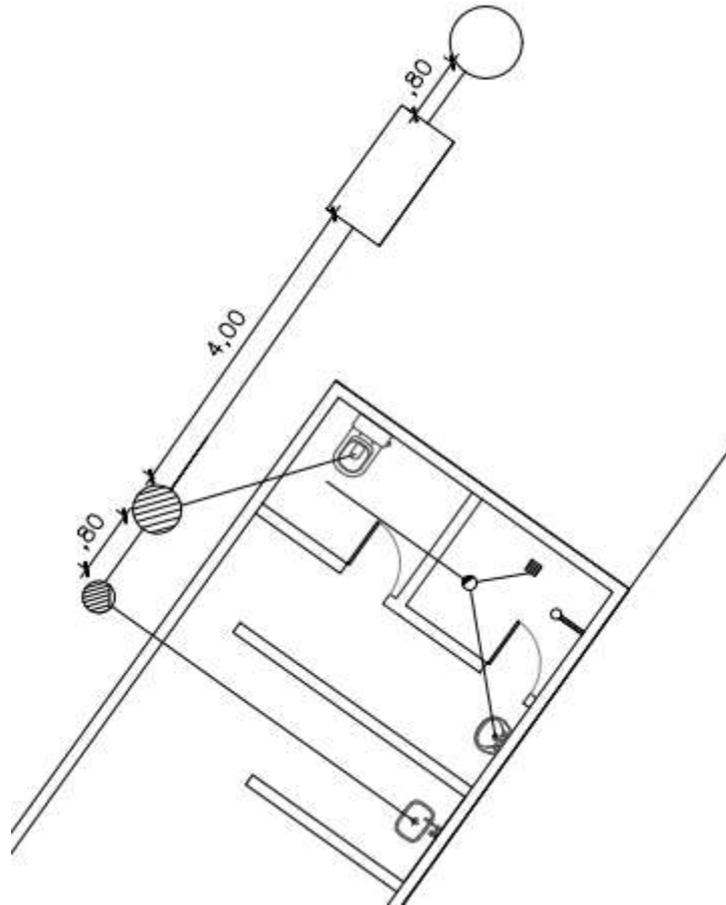


Figura 36: Configuração sistema tanque-filtro – casa dos seguros. Fonte: Elaboração própria.

Trecho	Distância (m)	i(%)	DN (mm)	Ho (m)	Hf (m)
CG - CI	0,8	0,01	100	0,300	0,308
CI - Tanque	4	0,01	100	0,308	0,348
Tanque - Filtro	0,8	0,01	100	0,398	0,398

Tabela 36: Profundidade tanque e filtro – casa dos seguros. Fonte: Elaboração própria.

5.6.3. Disposição Final: Sumidouro

Para dimensionamento do sumidouro, é necessário adotar alguns parâmetros estabelecidos pela norma, considerando-se a mesma vazão admitida para o cálculo do tanque séptico e sendo recomendado adotar como volume útil mínimo do sumidouro, o volume útil do tanque séptico contribuinte.

A construção desta unidade não é adequada em solos arenosos/ muito permeáveis. Neste caso, deve ser acrescentada uma camada filtrante ao redor do sumidouro, com solo pouco permeável, com espessura de no mínimo 0,30 m, conforme indicado na **Figura 37**.

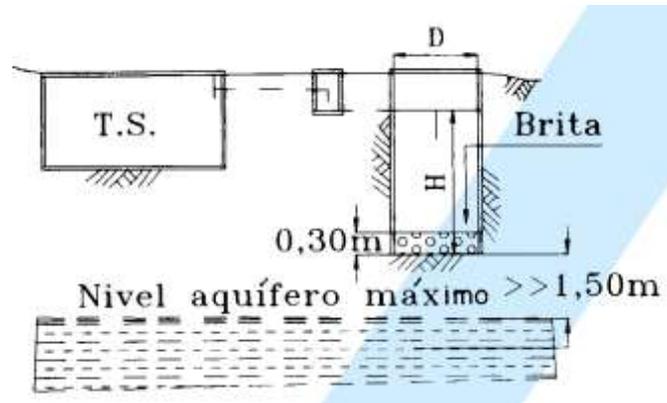


Figura 37: Esquema e configuração do sumidouro. Fonte: NBR 13969 (ABNT, 1997)

Dados de projeto:

- Área de Infiltração: considerar a área vertical (abaixo da tubulação de entrada), acrescida da superfície do fundo.
- Diâmetro interno mínimo = 0,30 m.
- Distância mínima do fundo do sumidouro e o nível máximo do lençol freático: 1,50 m.
- Distância mínima do sumidouro aos poços de água: 20 m.

O coeficiente de infiltração representa o número de litros que 1 m² de área de infiltração do solo é capaz de absorver em um dia, sendo fornecido pela seguinte fórmula:

$$Ci = \frac{490}{t + 2,5}$$

Onde:

t = tempo gasto, em minutos, para o abaixamento de 1 cm no nível de água durante o teste de percolação.

Considerando Ci = 40L/m².dia (condição esperada em solos com argila arenosa e/ou siltosa), podemos calcular o tempo de percolação:

$$Ci = \frac{490}{40} - 2,5 = 9,75 \text{ minutos/cm} = 975 \text{ minutos/m}$$

As dimensões do sumidouro são determinadas em função da área de infiltração necessária (m²), que depende da capacidade de absorção do terreno e é calculada pela fórmula:

$$A = \frac{Q}{C_i}$$

Onde:

A = área de infiltração em m² (superfície lateral). Como segurança, a área do fundo não deverá ser considerada, pois logo se colmata;

Q = volume de contribuição diária de esgotos em litros/dia, que resulta da multiplicação do número de contribuintes (N) pela contribuição unitária de esgotos (C);

C_i = coeficiente de infiltração ou percolação (litros/m² x dia).

Considerando os valores abaixo, obtemos a área:

- C_i = 0,040 m³/m².dia = **40 L/m².dia**
- Q = 200 L/dia

$$A = \frac{200}{40} = \mathbf{5 \text{ m}^2}$$

Conhecida a área necessária, calcula-se a profundidade do sumidouro cilíndrico através da fórmula:

$$h = \frac{A}{\pi \cdot D}$$

Onde:

h = profundidade necessária (m);

A = área necessária (m²)

D = diâmetro adotado (m) = 1,5 m

$$\mathbf{h = \frac{A}{\pi \cdot D} = 1,1 \text{ m} + 0,3 \text{ m (camada filtrante) = 1,4 m}$$

Caso haja necessidade de reduzir a altura útil do sumidouro devido à proximidade do nível do aquífero, pode-se reduzir tanto o diâmetro quanto a altura do mesmo, aumentando, porém, o número de unidades.

6. AVALIAÇÃO TÉCNICO-ECONÔMICA E AMBIENTAL: ESTUDO COMPARATIVO

O Hangar da UFRJ, por se encontrar relativamente distante das outras dependências da Cidade Universitária, não é atendido pela rede de esgotamento existente. Nessas localidades isoladas, as redes de distribuição de água e de coleta de esgoto não existem ou são insuficientes, levando à adoção de soluções locais, unifamiliares ou semicoletivas. Ainda assim, no presente trabalho foi considerada a possibilidade de realizar a interligação ao sistema de esgotamento existente mais próximo, através da instalação de uma estação elevatória e emissário de recalque.

Todavia, o bombeamento demandaria necessidade de manutenção eletromecânica, sendo que o quadro limitado de operadores da Prefeitura Universitária indefere esta alternativa, concluindo-se então que a solução localizada de tratamento seria de fato a melhor alternativa.

Vale ressaltar que os sistemas descentralizados vêm ganhando cada vez mais atenção por apresentarem vários benefícios amplamente discutidos na literatura, tais como a demanda por menos recursos financeiros na implementação, a contribuição com a sustentabilidade local (METCALF & EDDY, 2003) e a oportunidade de reúso de água e nutrientes localmente (GIKAS; TCHOUBANOUGLOUS, 2008). Outras vantagens que esse tipo de sistema pode apresentar são sintetizadas na **Tabela 37**, a seguir.

Esses sistemas são muitas vezes tidos como sinônimos de precariedade e subdesenvolvimento, sendo considerados inferiores a outras soluções disponíveis para os grandes centros urbanos, mas essa percepção não leva em consideração os entraves sociais e técnicos existentes em determinados contextos, que impedem a adoção de alternativas mais convencionais, consideradas mais eficientes e modernas pela maioria da população (SERAFIM; DIAS, 2013). Dessa forma, a estratégia de descentralização se mostra cada vez mais complementar e não oposta à de centralização do tratamento de esgotos na busca pela universalização dos serviços de esgotamento sanitário (LIBRALATO; GHIRARDINI; AVEZZÙ, 2011).

Área	Vantagens
Social	<ul style="list-style-type: none"> - Contribuem para a melhoria da saúde da população local - Podem gerar trabalho e renda - Podem ajudar a produzir alimentos, contribuindo com a segurança alimentar - São adaptáveis aos costumes e à cultura - Normalmente são bem aceitos pela população e entidades fiscalizadoras - Podem ajudar a compor o paisagismo local
Econômico	<ul style="list-style-type: none"> - Os sistemas mais simples têm baixo custo de instalação - Consomem pouca energia e insumos externos - Alguns subprodutos do sistema têm valor comercial e podem gerar renda (alimentos, biogás, plantas ornamentais) - Há economia em adubos quando se utiliza o esgoto tratado na agricultura
Ambiental	<ul style="list-style-type: none"> - Sistemas unifamiliares podem ser compactos - Usam poucos insumos e energia na construção e operação - Reduzem a poluição do solo e corpos hídricos locais - Podem melhorar as condições ecológicas locais - Promovem o reuso de água e de nutrientes localmente
Operacional	<ul style="list-style-type: none"> - Dispensam a construção de rede coletora local e estações elevatórias - Têm boa flexibilidade operacional - Podem ser ampliados ao longo do tempo - Têm baixo consumo de materiais e energia - Em boa parte dos casos, não se cobra pelo tratamento - Não requerem mão-de-obra especializada - Podem tratar águas cinzas e de vaso sanitário separadamente - São pouco influenciados por desastres naturais

Tabela 37: Principais vantagens do uso de sistemas descentralizados de tratamento de esgotos

Fonte: Tonetti et al. (2018).

Portanto, ficou claro que a proposta escolhida seria algum tratamento localizado, e a seguir apresenta-se a análise para decisão da melhor alternativa.

Para solução localizada foram analisadas duas alternativas: Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio e Tanque Séptico + Wetlands Construídos. Ambas as alternativas possuem ótimo nível de remoção de DBO, quando operados em boas condições, e são suficientes para o atendimento das normas de lançamento de efluente em corpo hídrico, para a área do Hangar da UFRJ.

Avaliando a eficiência das duas alternativas, percebe-se que teoricamente o wetland construído tem uma remoção mais completa, como mostra a literatura e diversos estudos, uma vez que foi dimensionado para remover 80% de DBO, atendendo com segurança a norma de lançamento de efluente tratado. Entretanto, por ser uma tecnologia que está crescendo agora no Brasil, os seus modelos e critérios de concepção ainda estão sendo estudados e testados e, com isso, não há ainda uma norma para padronizar o seu dimensionamento. Alguns parâmetros, como a relação

comprimento/largura adotada, têm grande influência na eficiência final do tratamento, porém, nos estudos já realizados, essa relação varia muito, gerando uma incerteza quanto ao valor certo a adotar para que o wetland funcione atendendo a sua eficiência máxima.

A configuração proposta nesse estudo de filtros anaeróbios em paralelo, possibilita que seja feita a manutenção em um dos filtros sem que haja a necessidade de interromper o tratamento, por sempre ter pelo menos um em estado operante, dando uma confiabilidade a mais para o sistema, ao contrário do wetland.

No quesito manutenção, ambas devem realizar limpezas periódicas para evitar entupimento do seu material filtrante, e, apesar da manutenção dos wetlands ser mais simples, exigem mais atenção, pois, além da poda e do manejo que devem ser feitos mais ou menos uma vez ao mês, por ser uma estrutura aberta deve-se tomar cuidado para não entupir com folhas secas que caem das árvores, retirando sempre que estiver cheio.

O wetland é uma técnica de simples engenharia, com maior simplicidade de implantação e operação que o filtro anaeróbio, trazendo também beleza estética e harmonia paisagística ao local, sem gerar odor e lodo, ao contrário do filtro anaeróbio. A biomassa gerada no wetland construído ainda pode ser utilizada para fazer compostagem, em muitos casos, até mesmo das macrófitas aquáticas utilizadas para o tratamento.

De acordo com o dimensionamento realizado nesse estudo, o wetland construído ocuparia uma área maior que os dois filtros anaeróbios, gerando um maior transtorno com as obras necessárias, tornando a sua instalação mais cara, apesar do custo de implantação das duas alternativas ser parecido. Infelizmente, não foi possível a realização do orçamento para este estudo, porém será feito para futuras análises e implantação. Vale ressaltar que o wetland sempre ocupa uma grande área, mas ainda assim é uma alternativa barata quando comparada a tratamentos convencionais, sendo muito utilizada para populações maiores do que a população que utiliza o Hangar da UFRJ, como em comunidades ou condomínios, por garantir a eficiência com um baixo custo. A **Tabela 38** resume as principais diferenças entre as alternativas estudadas.

	ALTERNATIVA 1: Filtro Anaeróbio	ALTERNATIVA 2: Wetland Construído
Área Superficial Requerida (m ²)	9,52	15,84
Remoção de DBO (%)	> 80	70 a 85
Frequência de manutenção	1 vez por ano	2 a 4 vezes por ano
Necessidade de remoção de lodo	Sim	Não
Odor	Sim	Não
Custo ¹	Médio	Alto

Tabela 38: Comparação de alguns parâmetros entre as duas alternativas. Fonte: Elaboração própria.

Assim, a alternativa sugerida por esse estudo é a implantação do conjunto Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio, porque, apesar da maior eficiência de remoção dos wetlands construídos, percebe-se que a implantação de wetlands se torna mais viável em casos de comunidades maiores, com grande vazão de esgoto a ser tratada, não compensando o maior transtorno e custo no caso do Hangar da UFRJ, devido à pequena carga orgânica gerada no local, que não exige uma eficiência de remoção tão rígida, de acordo com a DZ-215.R-4 (INEA, 2007).

¹ TONETTI, Adriano Luiz *et al.* **Tratamento de esgotos domésticos em comunidades isoladas**: Referencial para a escolha de soluções. Campinas: Unicamp, 2018.

7. CONCLUSÕES

O sistema de esgotamento sanitário do Hangar da UFRJ se encontra hoje em condições inadequadas, gerando não apenas poluição, mas também um ambiente de insalubridade para os frequentadores do local. A proposta de uma nova instalação sanitária feita nesse estudo é fortemente recomendada, tendo em vista as condições das instalações existentes, que dificultaria a eficiência do tratamento proposto, independente de qual foi escolhido. Além disso, foi recomendado também no trabalho a manutenção e ativação de um banheiro externo, que, acreditamos, irá atender melhor às necessidades dos alunos, professores e funcionários do hangar.

A primeira alternativa pensada foi a de interligação à rede existente da Cidade Universitária do Fundão, que esgota todo seu efluente sanitário para a ETE Penha. Entretanto, após o dimensionamento da interligação, que deveria ser realizada por uma elevatória de esgoto e emissário de recalque, percebeu-se que, face ao quadro limitado de operadores da Prefeitura Universitária, a manutenção dos aparelhos eletromecânicos seria prejudicada. Assim, a alternativa individual de tratamento de esgoto seria mais adequada ao caso.

Dentre as alternativas localizadas de tratamento de esgoto, o estudo mostrou que tanto o conjunto tanque séptico com filtro anaeróbio quanto com a wetland construída são eficientes e adequados para a solução do local. Portanto, esse estudo sugere a implantação da alternativa do conjunto tanque e filtro, devido, principalmente, a seu menor custo e área requerida. O estudo propôs também uma solução para o problema de refluxo de maré na tubulação que lança o esgoto na Baía de Guanabara, a partir de uma caixa hidráulica com a implantação de uma válvula flap para evitar este refluxo.

Assim, acredita-se que com as alterações nas instalações prediais de esgoto, a implantação do tratamento localizado escolhido e a utilização da caixa hidráulica proposta, a área do Hangar da UFRJ estará sendo devidamente atendida por um sistema de esgotamento sanitário adequado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986a). **NBR 9649:** Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9814:** Execução de rede coletora de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1987.

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12207:** Projeto de interceptores de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1992.

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 7229:** Projeto, construção e operação de sistemas de tanque sépticos. Rio de Janeiro, 1993.

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13133:** Execução de levantamento topográfico. Rio de Janeiro, 1994.

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.

ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8160:** Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução. Rio de Janeiro, 1999.

ARAÚJO, Roberto. **O Esgoto Sanitário.** In: NUVOLARI, Ariovaldo. (coord.). Esgoto Sanitário, Coleta Transporte, Tratamento e Reúso Agrícola. São Paulo: FATEC-SP CEETEPS, 2003, 520p.

ÁVILA, Renata O. **Avaliação do desempenho de sistemas tanque séptico-filtroanaeróbio com diferentes tipos de meio suporte.** Rio de Janeiro, 2005.

AZEVEDO NETTO, J.M. *et al.* **Manual de hidráulica.** 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998. 670 p.

BENASSI, Roseli Frederigi *et al.* **Manual de sistemas de wetlands construídas para o tratamento de esgotos sanitários: implantação, operação e manutenção.** 1. ed. Universidade Federal do ABC, 2018.

BRASIL. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **Plano Nacional de Saneamento Básico: PLANSAB.** Brasília, 2013. Disponível em:

BRASIL. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos - 2015.** Brasília, 2017.

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde. **Manual de Saneamento.** 4. ed. Brasília, 2015.

BRASIL. **Lei nº 11.445, de 05 de janeiro de 2007.** Estabelece Diretrizes Nacionais Para O Saneamento Básico; Altera As Leis nos 6.766, de 19 de Dezembro de 1979, 8.036, de 11 de Maio de 1990, 8.666, de 21 de Junho de 1993, 8.987, de 13 de Fevereiro de 1995; Revoga A Lei no 6.528, de 11 de Maio de 1978; e Dá Outras Providências. Brasília, DF, 2007.

BRIX, H. **Do macrophytes play a role in constructed treatment wetlands?** Water Science and Techlogogy, 1997.

CAIXETA, A.V. **Perda de carga em tubos e conexões de PVC utilizados em sistemas portáteis de irrigação por aspersão.** 1991. 115 p. Dissertação (Mestrado em Irrigação e Drenagem) - Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz", Universidade de São Paulo, Piracicaba, 1991.

CALIJURI, M.L. *et al.* **Tratamento de esgotos sanitários em sistemas reatores UASB/wetlands construídas de fluxo horizontal:** eficiência e estabilidade de remoção de matéria orgânica, sólidos, nutrientes e coliformes. Engenharia Sanitária e Ambiental, 2009.

CASSINI, S.T. *et al.* **Evaluation of steel slag as filter bed of constructed wetland in post treatment of Anaerobic Baffled Reactor treating wastewater.** Venice: IWA, 2010.

COOPER, P.F. *et al.* **Reed Beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment.** Swindon: WRc plc, 1997.

CORNELLI, Renata *et al.* Métodos de tratamento de esgotos domésticos: Uma revisão sistemática. **Revista de estudos ambientais**, Blumenau, v. 16, n. 2, p. 20-36, jul/dez 2014.

DA SILVA, Selma Cristina. **Wetlands construídos de fluxo vertical com meio suporte de solo natural modificado no tratamento de esgotos domésticos**. Brasília: UnB, 2007.

DIAS, Alexandre Pessoa; ROSSO, Thereza Christina de Almeida. Análise dos Elementos Atípicos do Sistema de Esgoto – Separador Absoluto – na Cidade do Rio de Janeiro. **Engevista**, Rio de Janeiro, v. 13, n. 3, p.177-192, dez. 2011.

FIA, R. *et al.* **Uso de sistemas alagados construídos no tratamento das águas residuárias do processamento dos frutos do cafeeiro**. Santiago: AIDIS, 2008.

FUNDO ESTADUAL DE RECURSOS HÍDRICOS. Roteiros Básicos para elaboração de Termo de Referência para o FEHIDRO: Sistema de tratamento de esgoto. São Paulo, 2011. 11 p.

GIKAS, Petros; TCHOBANOGLIOUS, George. **The role of satellite and decentralized strategies in water resources management**. Journal Of Environmental Management, 2009.

GOMES, Bianca G.L.A. **Tratamento de esgoto de pequena comunidade utilizando tanque séptico, filtro anaeróbio e filtro de areia**. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2015.

GONÇALVES, Orestes Marraccini; *et al.* **Execução e manutenção de sistemas hidráulicos prediais**. São Paulo: Pini, 2000. 192p.

JORDÃO, Eduardo Pacheco; PESSOA, Constantino Arruda. **Tratamento de esgotos domésticos**, 6. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011.

KADLEC, R.H. & KNIGHT, R.L. **Treatment Wetlands**. Florida: Lewis Publishers. 893 p, 1996.

KADLEC, R.H.; WALLACE, S. **Treatment wetlands**. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2009.

KSB. **Manual de Treinamento – Seleção e aplicação de bombas centrífugas**. 4. ed. 2001.

LIBRALATO, Giovanni *et al.* **To centralise or to decentralise: An overview of the most recent trends in wastewater treatment management.** Journal Of Environmental Management, 2012.

LIMA COASACA, Raúl. **Remoção biológica de nitrogênio em sistemas alagados construídos enriquecidos com bactérias Anammox.** 2016. 57 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Área de Saneamento e Ambiente, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2016.

MARTINETTI, Thaís Helena; SHIMBO, Ioshiaqui; TEIXEIRA, Bernardo. Análise de alternativas mais sustentáveis para tratamento local de efluentes sanitários residenciais. *In: IV ENCONTRO NACIONAL E II ENCONTRO LATINO-AMERICANO SOBRE EDIFICAÇÕES E COMUNIDADES SUSTENTÁVEIS*, 2007, São Carlos, p. 996-1005.

MEDEIROS, Daniel Martins. **Estudo sobre a aplicação de wetlands construídos para o tratamento de esgoto em loteamentos, condomínios e comunidades isoladas.** Florianópolis: UFSC, 2017.

MEIRA, C.M.B.S *et al.* **Wetlands vegetados no polimento de águas superficiais poluídas - primeiros resultados.** João Pessoa: ABES, 2001.

METCALF & EDDY. Inc. **Wastewater Engineering treatment Disposal Reuse.** 4. ed. New York, McGraw - Hill Book, 1815p. 2003.

NETTO, Azevedo; FERNÁNDEZ, Miguel Fernández y. **Manual de Hidráulica.** 9. ed. São Paulo: Blucher, 2015.

NUVOLARI, Ariovaldo. **Esgoto Sanitário, Coleta Transporte, Tratamento e Reuso Agrícola.** São Paulo: FATEC-SP CEETEPS, 2003.

NUVOLARI, Ariovaldo. **Esgoto Sanitário, Coleta Transporte, Tratamento e Reuso Agrícola.** Editora Edgard Blücher, São Paulo, Brasil, 2ª edição, 2011.

OLIJNYK, D.P. **Avaliação da nitrificação e desnitrificação de esgoto doméstico empregando filtros plantados com macrófitas (Wetlands) de fluxos vertical e horizontal - sistemas híbridos.** Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

OLIJNYK, D.P. *et al.* **Sistemas de tratamento de esgoto por zona de raízes: análise comparativa de sistemas instalados no estado de Santa Catarina.** Belo Horizonte: ABES, 2007.

PAES, Wellington Marchi; CRISPIM, Maria Cristina; FURTADO, Gil Dutra. Uso de tecnologias ecológicas de saneamento básico para solução de conflitos socioambientais. **Gaia Scientia**, Paraíba, v. 8, n. 1, p. 226-247, 2014. Disponível em: <<http://periodicos.ufpb.br/ojs2/index.php/gaia/index>>. Acesso em: 15 fev. 2019.

PHILIPPI, L.S. & SEZERINO, P.H. **Aplicação de sistemas tipo wetlands no tratamento de águas residuárias: utilização de filtros plantados com macrófitas**. Florianópolis: Ed do Autor, 2004.

PLATZER, C. **Design recommendations for subsurface flow constructed wetlands for nitrification and denitrification**. Water Science Technology, v. 40, n. 3, p. 257-263, 1999.

ReCESA. **Esgotamento sanitário: Projetos e construção de sistemas de esgotamento sanitário: guia do profissional em treinamento: nível 2**. Salvador, 2008.

ROSA, Cássio Dalla. **Projeto e dimensionamento de um sistema wetlands construído em residência unifamiliar no município de chapecó - SC**. Universidade Federal da Fronteira Sul, 2014.

SALATI, Eneas *et al.* **Utilização de sistemas de wetlands construídas para tratamento de águas**. Piracicaba/SP, 2009.

SERAFIM, M.; DIAS, R. **Agricultura urbana: análise do Programa Horta Comunitária do Município de Maringá (PR)**. Brasília: Fundação Banco do Brasil, 2013.

SEZERINO, Pablo Heleno *et al.* Experiências brasileiras com wetlands construídos aplicados ao tratamento de águas residuárias: parâmetros de projeto para sistemas horizontais. **Revista Engenharia Sanitária e Ambiental**, Santa Catarina, v. 20, n. 1, p. 151-158, jan/mar 2015..

SEZERINO, Pablo Heleno *et al.* Wetlands construídos horizontais aplicados no tratamento descentralizado de esgotos. **Revista Engenharia e Construção Civil**, Curitiba, v. 2, n. 2, p. 1-10, jul/dez 2015.

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

TRUU, M. **Impact of land use on microbial communities in Estonian soils**. University of Tartu, 2008.

TSUTIYA, Milton Tomoyuki; SOBRINHO, Pedro Além. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. 3. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011.

VON SPERLING, Marcos. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias**. 2. ed. Belo Horizonte: UFMG/DESA, 1996.

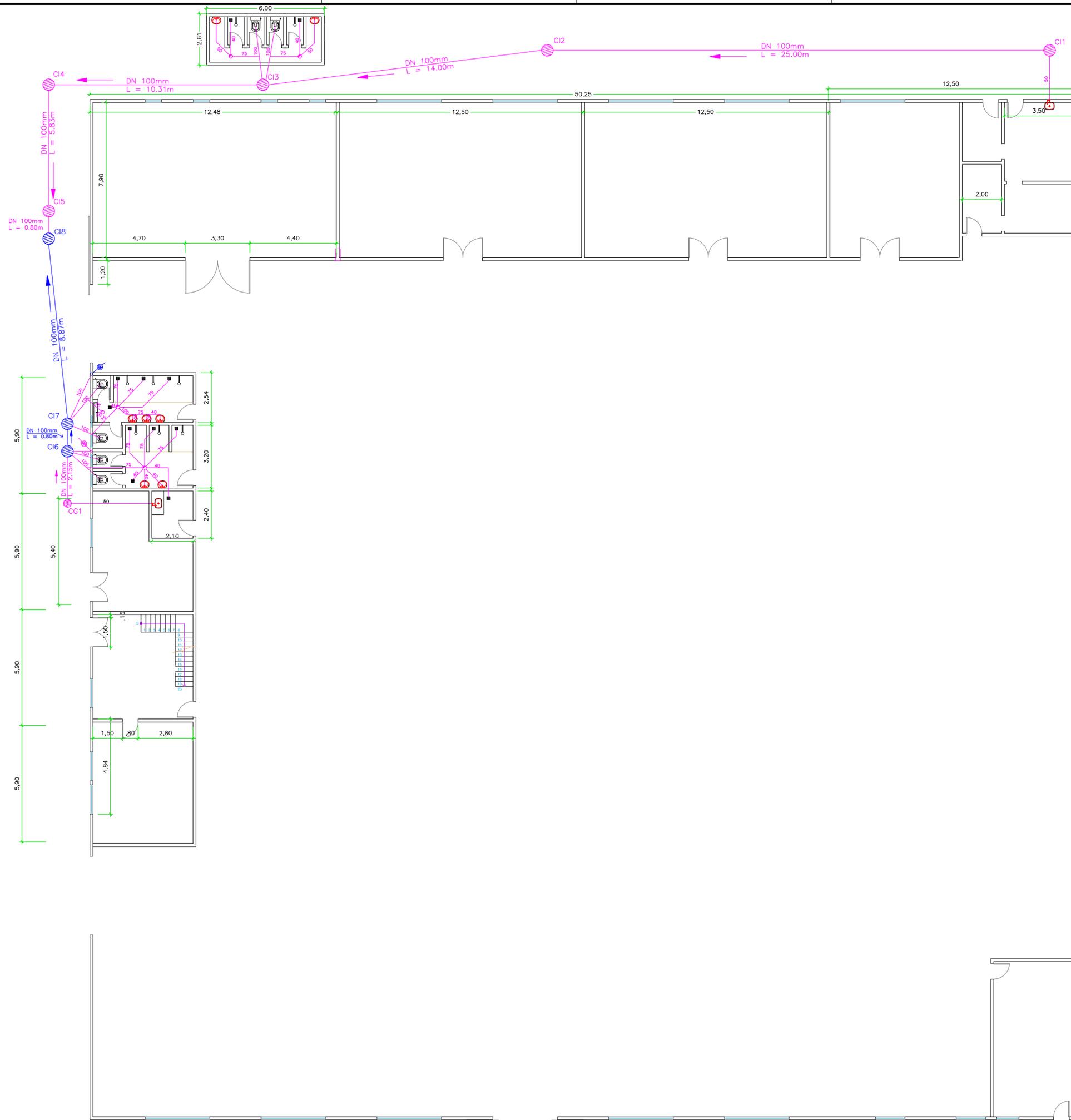
VON SPERLING, M. **Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Vol. 1. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 3. ed. Belo Horizonte: UFMG/DESA, 2005.

VYMAZAL, J. & KROEPFELOVÁ, L. **Wastewater Treatment in Constructed Wetlands with Horizontal Sub-Surface Flow**. Environmental pollution, v. 14. Praga: Springer, 2009.

<<http://www.coppe50anos.coppe.ufrj.br/vivailha/pt/a-ilha/historia>> Acesso em: 30 jan. 2019.

<http://www.cecol.fsp.usp.br/dcms/uploads/arquivos/1446465969_Brasil-PlanoNacionalDeSaneamentoBásico-2013.pdf>. Acesso em: 4 mar. 2019.

ANEXO



LEGENDA



NOTA: CONSIDERAR DECLIVIDADE (I) = 0,01 m/m

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

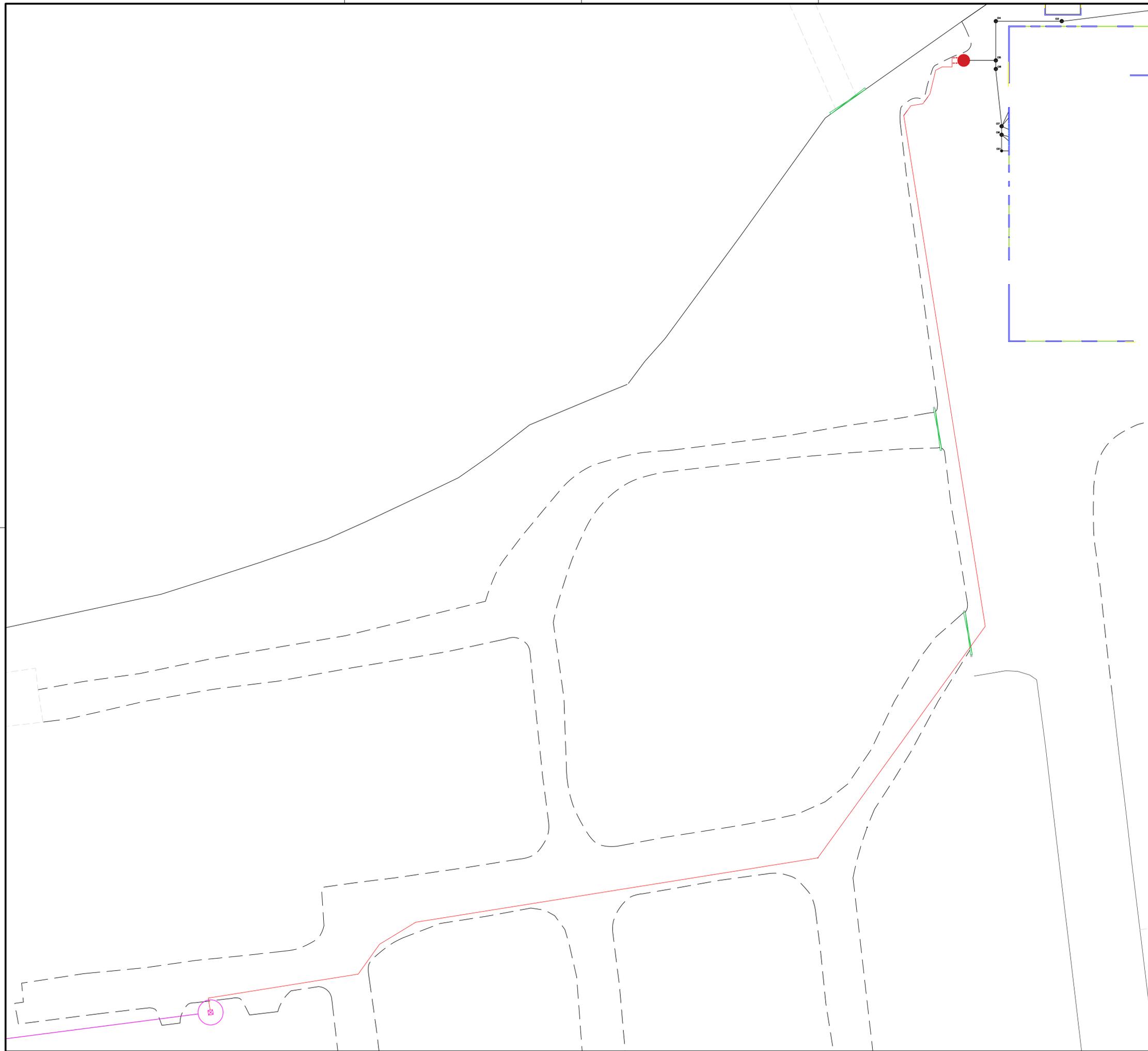
ESTUDO DE ALTERNATIVAS PARA O ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO HANGAR DA UFRJ

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ESCOLA POLITÉCNICA

DATA 11 / 03 / 2019 FORMATO: A1 ESCALA: 1:100

TÍTULO: SISTEMA PREDIAL DE ESGOTO SANITÁRIO DO HANGAR DA UFRJ



LEGENDA

	Rede Existente CEDAE
	Emissário de Recalque
	Poço de Visita (PV)
	Estação Elevatória de Esgoto - EEE
	Registro de Gaveta
	Válvula de Retenção
	Calçada
	Portão
	Caixa de Inspeção
	Caixa de Gordura

NOTA 1: CONSIDERAR PARA O TUBO À MONTANTE DA EEE DECLIVIDADE (I) = 0,01 m/m
 NOTA 2: DIÂMETRO DO EMISSÁRIO DE RECALQUE = 50 MM
 NOTA 3: EXTENSÃO DO EMISSÁRIO DE RECALQUE = 254 M
 NOTA 4: RECOBRIMENTO MÍNIMO DE 0,90 M

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ESTUDO DE ALTERNATIVAS PARA O ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO HANGAR DA UFRJ

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ESCOLA POLITÉCNICA

DATA 11 / 03 / 2019 FORMATO: A1 ESCALA: 1:300

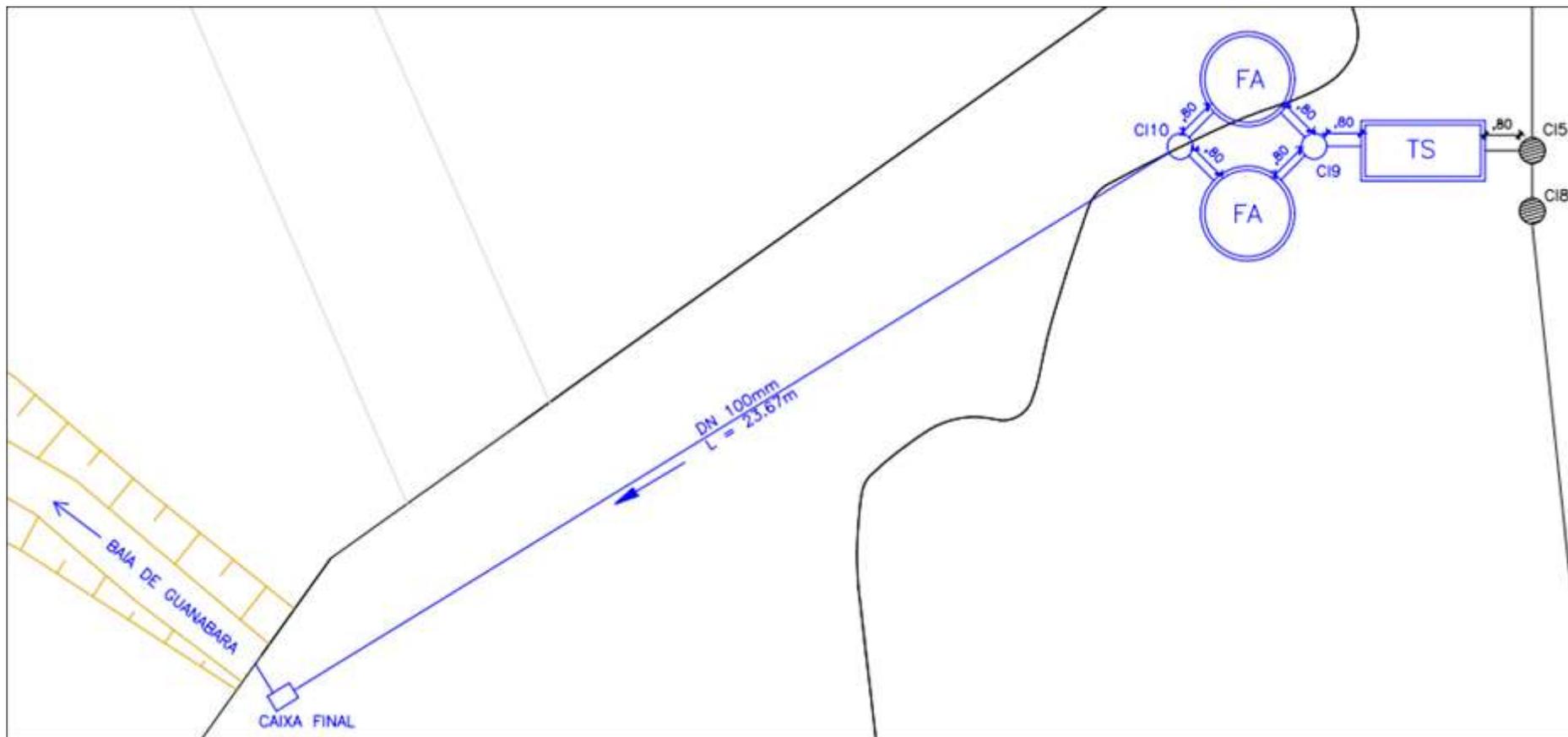
TÍTULO: INTERLIGAÇÃO À REDE EXISTENTE - EMISSÁRIO DE RECALQUE E ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

DÉBORA DA SILVA FANZERES
 BEATRIZ OLIVEIRA DE ARÁUJO

ANEXO B

FOLHA
 01 / 01

ANEXO C – Esquema sistema tanque séptico+filtros anaeróbios e disposição final



ANEXO D – Esquema sistema tanque séptico+wetland e disposição final

