



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PROPOSTA DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O
MUNICÍPIO DE RIACHO DE SANTANA/RN**

JOSÉ VALDERISSO ALFREDO DE CARVALHO

POMBAL – PB

2022

JOSÉ VALDERISSO ALFREDO DE CARVALHO

PROPOSTA DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O
MUNICÍPIO DE RIACHO DE SANTANA/RN

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Unidade Acadêmica de Ciências e Tecnologia Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador(a): Prof.(a) Rosinete Batista dos Santos Ribeiro

C331p Carvalho, José Valderisso Alfredo de.

Proposta de sistema de esgotamento sanitário para o município de Riacho de Santana/RN / José Valderisso Alfredo de Carvalho. – Pombal, 2022.

129 f. il. color

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar, 2022.

“Orientação: Profa. Dra. Rosinete Batista dos Santos Ribeiro.”.
Referências.

1. Saneamento básico. 2. Rede coletora de esgoto. 3. Tratamento de esgoto. I. Ribeiro, Rosinete Batista dos Santos. II. Título.

CDU 628(043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AGROALIMENTAR
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PARECER DA COMISSÃO EXAMINADORA DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO.

JOSÉ VALDERISSO ALFREDO DE CARVALHO

PROPOSTA DE SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O MUNICÍPIO DE RIACHO DE SANTANA/RN

Trabalho de Conclusão de Curso do discente JOSÉ VALDERISSO ALFREDO DE CARVALHO **APROVADO** em 19 de agosto de 2022 pela comissão examinadora composta pelos membros abaixo relacionados como requisito para obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL pela Universidade Federal de Campina Grande.

Registre-se e publique-se.



Prof^a. Dr^a. Rosinete Batista dos Santos Ribeiro
(Orientadora – UACTA/CCTA/UFCG)



Prof. Dr. Manoel Moisés Ferreira de Queiroz
(Membro Interno – UACTA/CCTA/UFCG)



Eng^a. Vitória Silva Martins de Oliveira
(Membro Externo – Mestranda da UFPB)

Aos meus pais: Luiz Alfredo de Carvalho e Aulesina Maria da Conceição, por tudo que fizeram por mim ao longo da minha vida. Sem o apoio deles essa conquista não seria possível.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por todos os dias da minha vida, pela saúde e força concebida, pela proteção, sabedoria e todas as conquistas alcançadas.

Aos meus pais, Luiz e Aulesina, exemplos de vida, a quem jamais poderei ser suficientemente grato. Agradeço profundamente pelo grande motivo de terem me feito existir, por todo amor e carinho, por terem me proporcionado educação e apreço pelos estudos, e, apesar das inúmeras dificuldades, por sempre me estimularem a continuar.

Aos meus irmãos, por todo carinho e sempre estarem ao meu lado, acreditarem e ajudarem na realização dos meus sonhos.

À minha turma, Engenharia Civil 2017.1, que ficará em minha memória e em meu coração. Em especial aos meus amigos: Camila Fragoso, Gabrielly Silva, Hosana Lima, Ialy Diniz, Izabele Oliveira, Jaciara Isabelle, José Pedro, Lucas Pinheiro, Paulo Roberto, Raquel Patriota, Virgínia Brito e Vitória Vieira. Obrigado pelos momentos especiais vividos em suas companhias, pela colaboração e apoio nos momentos difíceis e construção deste trabalho. Aos demais aqui não nomeados, tendo em vista o grande número, mas que de alguma forma contribuíram para tornar essa jornada mais fácil, muito obrigado!

Aos meus amigos de longa data: Bruno Ferreira, Glória Louine e Thays Ruth, que desde o ensino médio estiveram próximos e me motivaram a continuar.

Aos novos amigos que a universidade proporcionou, em especial: Artur Vinicius, Carlos Alexandre, Filipe Fernandes, Genésio Neto, Gustavo Silva, Mel Gibson, Myllena Ferreira, Renan Leite e Rudson Brito, que sempre torceram por mim e me apoiaram.

À minha orientadora Rosinete Batista, que com paciência, sabedoria e profissionalismo, me ajudou dando opiniões e sugestões assertivas, contribuindo para o crescimento significativo deste trabalho.

A todos os professores que tive a oportunidade de conhecer ao longo da minha vida acadêmica, em especial ao corpo docente do CCTA, do curso de engenharia civil. Obrigado por todo conhecimento repassado, empenho e incentivo. Com certeza os levarei como exemplos para o resto da vida.

A todos os residentes universitários do CCTA que me acolheram e à assistência estudantil da UFCG que contribuiu grandemente com a realização deste sonho. Sem o apoio deles teria sido muito difícil.

À Pórtico Engenharia Júnior, empresa júnior de engenharia civil do CCTA, na qual tive o prazer de ser assessor de projetos durante dois anos. Obrigado por contribuir com o meu crescimento profissional e pessoal, me fazer superar meus medos, mostrar minhas potencialidades e me presentear com pessoas maravilhosas como Lara Mylena, Kawanna Sousa e Franklin César, que tanto me ensinaram e incentivaram.

Aos amigos e funcionários públicos do município de Riacho de Santana: Edson Alves e Daniel Alves. Agradeço por toda ajuda e contribuição no desenvolvimento deste trabalho.

Enfim, agradeço a todos que estiveram presente na minha vida, pela cumplicidade e afeto compartilhados nesses anos de estudo e dedicação.

Muito obrigado!

“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão uma gota de água no mar. Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota.”

(Santa Teresa de Calcutá).

CARVALHO, J. V. A. **Proposta de sistema de esgotamento sanitário para o município de Riacho de Santana/RN**. 2022. 129 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Pombal – PB. 2022.

RESUMO

Apesar de ser assegurado por lei, o saneamento básico no Brasil ainda é muito precário, principalmente quando trata-se de esgotamento sanitário. Muitas cidades não possuem um Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) capaz de coletar, tratar e destinar de forma adequada os efluentes domésticos, caso observado em Riacho de Santana/RN, que por ausência de um SES acaba utilizando soluções ineficientes, como fossas rudimentares, ou lançando os efluentes em áreas inadequadas e sem nenhum tratamento. Diante deste quadro, o presente trabalho teve como objetivo propor uma alternativa de SES para o município de Riacho de Santana/RN, composto por todos os elementos necessários para realização da coleta, transporte, tratamento e destinação final dos efluentes. Inicialmente realizou-se a caracterização do atual serviço de esgotamento do município, através de visitas *in loco* e coleta de dados nas secretarias de Obras e Serviços Urbano e Agricultura e Meio Ambiente. Para o desenvolvimento do projeto, primeiro foi feito o estudo populacional, considerando uma vida útil de 20 anos, e topográfico da zona urbana de Riacho de Santana/RN, seguido do dimensionamento da rede coletora e da estação de tratamento de efluentes – ETE (gradeamento, desarenador, calha Parshall, reator UASB, leito de secagem e lagoas de polimento). Por fim, definiu-se o melhor local para implantação da ETE e o corpo receptor do efluente tratado. A rede coletora foi projetada para atender toda a zona urbana através de escoamento por gravidade, sendo composta por três bacias de esgotamento que juntas somaram um comprimento de 11630,48 m. O sistema de tratamento apresentou excelentes estimativas de eficiência. O reator UASB atingiu boa capacidade de remoção de DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio) e DQO (Demanda Química de Oxigênio), alcançando o padrão exigido pela legislação ambiental. Além disso, as lagoas de polimento garantiram estimativa elevada na remoção de Coliformes Fecais e ovos helmintos, possibilitando o despejo do efluente tratado em corpos d'água de classe 2. O local indicado para a implantação da ETE apresenta condições favoráveis à sua execução, operacionalização e manutenção ao longo dos anos, além disso, fica próximo do rio Santana, definido como corpo receptor.

Palavras-chave: Saneamento. Rede coletora de esgoto. Tratamento de esgoto.

CARVALHO, J. V. A. **Proposal of a sanitary sewage system for the municipality of Riacho de Santana/RN**. 2022. 129 f. Final Paper (Bachelor in Civil Engineering) – Universidade Federal de Campina Grande, Pombal – PB. 2022.

ABSTRACT

Despite being ensured by law, basic sanitation in Brazil is still very precarious, especially when it comes to sanitary sewage. Many cities do not have a Sanitary Sewage System (SSS) capable of collecting, treating and adequately disposing of domestic effluents, a case observed in Riacho de Santana/RN, which due to the absence of a SSS ends up using inefficient solutions, such as rudimentary cesspits, or discharging effluents in inadequate areas without any treatment. Given this situation, the present work aimed to propose an SSS for the city of Riacho de Santana/RN, composed of all the elements necessary for the collection, transport, treatment and final disposal of effluents. Initially, the current sewage service of the municipality was characterized, through on-site visits and data collection from the Secretaries of Works and Urban Services and Agriculture and Environment. For the project development, first a population study was done, considering a 20 year useful life, and topography of the urban area of Riacho de Santana/RN, followed by the dimensioning of the collecting system and the Effluent Treatment Station – ETS (grating, desander, Parshall flume, UASB reactor, drying bed and polishing ponds). Finally, the best site for the implementation of the ETS and the body to receive the treated effluent were defined. The collecting system was designed to serve the entire urban area through gravity flow, consisting of three drainage basins that together add up to a length of 11630,48 m. The treatment system showed excellent estimates of efficiency. The UASB reactor achieved good BOD (Biochemical Oxygen Demand) and COD (Chemical Oxygen Demand) removal capacity, reaching the standard required by environmental legislation. Moreover, the polishing ponds ensured high estimates in the removal of fecal coliforms and helminth eggs, allowing the disposal of treated effluent into class 2 water bodies. The site indicated for the implementation of the ETS presents favorable conditions for its execution, operation and maintenance over the years, besides being close to the Santana river, defined as the receiving body.

Keywords: Sanitation. Sewage collection system. Sewage treatment.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Tipos de traçados de redes coletoras, (a) perpendicular, (b) leque e (c) distrital ou radial	27
Figura 02 - Localização da tubulação na via pública	28
Figura 03 - Sistema de lagoas de estabilização	33
Figura 04 - Representação esquemática de um reator UASB	34
Figura 05 - Sistema de reator UASB seguido de lagoas de polimento	35
Figura 06 - Mapa de localização da área de estudo	39
Figura 07 – Bacias de contribuição de esgotamento	44
Figura 08 - Formas de esgotamento sanitário da zona urbana de Riacho de Santana/RN em 2010	71
Figura 09 - Esgotos lançados a céu aberto na rua Primo Cajé	73
Figura 10 - Pontos de despejo de esgoto sem tratamento	74
Figura 11 - Localização do lixão	75
Figura 12 - Lagoa de despejo de efluentes em período chuvoso	76
Figura 13 - Lagoa de despejo de efluentes em período seco	76
Figura 14 - Localização das Estações Elevatórias de Esgoto (EEE's)	83
Figura 15 - Áreas de influência dos tubos de distribuição	90
Figura 16 - Sistema de decantação do reator UASB	91
Figura 17 - Localização das alternativas de implantação da ETE	96
Figura 18 - Localização do corpo receptor	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Municípios com rede coletora de esgotos, por Regiões - 1989/2017	24
Tabela 02 - Percentuais de esgoto gerado, coletado e tratado em 2017	25
Tabela 03 - Valores do coeficiente n de Manning	29
Tabela 04 - População urbana de Riacho de Santana/RN	41
Tabela 05 - Dimensões adotadas para o gradeamento	51
Tabela 06 - Formas de esgotamento sanitário em Riacho de Santana/RN	71
Tabela 07 - Resumo da projeção populacional por todos os métodos estudados	77
Tabela 08 - População de início e fim de plano de projeto	78
Tabela 09 - Vazões de dimensionamento	78
Tabela 10 - Comprimento e número de trechos da rede coletora	79
Tabela 11 - Quantitativo de elementos da rede coletora de esgotos	83
Tabela 12 - Vazões de dimensionamento das unidades de tratamento	84
Tabela 13 - Dimensões para calha Parshall padrão nº 1	84
Tabela 14 - Alturas de lâminas líquida e rebaixo da calha Parshall	85
Tabela 15 - Resultado do dimensionamento do gradeamento	86
Tabela 16 - Resultado do dimensionamento do desarenador	86
Tabela 17 - Resultado do dimensionamento do reator	87
Tabela 18 - Verificação de cargas aplicadas e velocidades superficiais	88
Tabela 19 - Estimativa de eficiência do reator UASB	88
Tabela 20 - Estimativa da produção de biogás	89
Tabela 21 - Verificação de parâmetros do decantador	92
Tabela 22 - Resultado do dimensionamento dos coletores de gás	93
Tabela 23 - Resultado do dimensionamento do leito de secagem	93
Tabela 24 - Resultado do dimensionamento das lagoas de polimento	94
Tabela 25 - Estimativa da eficiência das lagoas de polimento	94

LISTA DE QUADROS

Quadro 01 - Métodos matemáticos de projeção populacional	42
Quadro 02 - Parâmetros de projeto	45
Quadro 03 - Equações das vazões de dimensionamento da rede coletora	46
Quadro 04 - Equações de declividades	47
Quadro 05 - Equações de vazões de dimensionamento das unidades de tratamento	50
Quadro 06 - Degraus e tubos de queda	81
Quadro 07 - Análise das alternativas de localização da ETE	97

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AI – Área de Influência
ANA – Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
CF – Coliformes Fecais
CHV – Carga Hidráulica Volumétrica
CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente
COV – Carga Orgânica Volumétrica
CP – Caixa de Passagem
DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO – Demanda Química de Oxigênio
EEE – Estação Elevatória de Esgoto
ETE – Estação de Tratamento de Efluentes
FUNASA – Fundação Nacional de Saúde
IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
MDE – Modelo Digital de Elevação
NBR – Norma Brasileira
PAC – Programa de Aceleração de Crescimento
PLANASA – Plano Nacional de Saneamento
PLANSAB – Plano Nacional de Saneamento Básico
PNSB – Pesquisa Nacional de Saneamento Básico
PV – Poço de Visita
PVC – Policloreto de Vinila
RN – Rio Grande do Norte
SES – Sistema de Esgotamento Sanitário
SST – Sólidos Suspensos Totais
SUS – Sistema Único de Saúde
TDH – Tempo de Detenção Hidráulica
TIL – Tubo de Inspeção e Limpeza
TL – Terminal de Limpeza
UASB – *Upflow Anaerobic Sludge Blanket*

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	18
1.1.	Justificativa	20
1.2.	Objetivos	21
1.2.1.	Objetivo Geral	21
1.2.2.	Objetivos Específicos	21
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	22
2.1.	Esgotamento Sanitário – conceitos importantes	22
2.2.	Sistema de Esgotamento Sanitário no Brasil	22
2.3.	Tipos de Sistemas de Esgotamento Sanitário	25
2.4.	Componentes do Sistema de Esgotamento Sanitário	26
2.4.1.	Coleta e transportes dos efluentes	26
2.4.1.1.	Traçado da rede coletora	26
2.4.1.2.	Materiais das tubulações	28
2.4.1.3.	Elementos da rede de coleta e transporte de efluentes	29
2.4.2.	Tratamento dos efluentes	30
2.4.2.1.	Níveis de tratamento	31
2.4.2.2.	Sistemas de tratamento de esgoto	32
2.4.2.3.	Localização da ETE	36
2.4.3.	Corpo receptor	36
2.5.	Legislação e Normas	37
3.	METODOLOGIA	39
3.1.	Área de estudo	39
3.2.	Caracterização do SES do município de Riacho de Santana/RN	40
3.3.	Dimensionamento do sistema de coleta e transporte de efluentes ...	41
3.3.1.	Projeção populacional	41
3.3.2.	Estudo topográfico	43
3.3.3.	Definição das bacias de contribuição	43
3.3.4.	Traçado da rede coletora	44
3.3.5.	Parâmetros de projeto	44
3.3.6.	Vazões de dimensionamento	46
3.3.7.	Taxa de contribuição linear	46

3.3.8.	<i>Declividades</i>	47
3.3.9.	<i>Profundidade mínima do coletor</i>	47
3.3.10.	<i>Lâmina líquida</i>	48
3.3.11.	<i>Raio hidráulico</i>	48
3.3.12.	<i>Tensão trativa</i>	49
3.3.13.	<i>Velocidade máxima e velocidade crítica</i>	49
3.3.14.	<i>Localização das Estações Elevatórias de Esgoto (EEE)</i>	49
3.4.	Dimensionamento das unidades de tratamento	50
3.4.1.	<i>Calha Parshall</i>	50
3.4.2.	<i>Gradeamento</i>	51
3.4.3.	<i>Desarenador</i>	55
3.4.4.	<i>Reator UASB</i>	57
3.4.5.	<i>Leito de secagem</i>	62
3.4.6.	<i>Lagoas de polimento</i>	64
3.5.	Escolha do local da estação de tratamento e corpo receptor	69
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	71
4.1.	Caracterização do SES do município de Riacho de Santana/RN	71
4.2.	Dimensionamento da rede coletora de efluentes	77
4.2.1.	<i>Estudo populacional</i>	77
4.2.2.	<i>Vazões de dimensionamento e taxas de contribuição linear</i>	78
4.2.3.	<i>Análise do traçado da rede coletora de esgotos</i>	79
4.2.4.	<i>Análise das profundidades</i>	80
4.2.5.	<i>Análise da tensão trativa</i>	82
4.2.6.	<i>Análise das velocidades</i>	82
4.2.7.	<i>Resumo de quantitativos</i>	82
4.2.8.	<i>Estações Elevatórias de Esgotos (EEE's)</i>	83
4.3.	Dimensionamento das unidades de tratamento	84
4.3.1.	<i>Calha Parshall</i>	84
4.3.2.	<i>Gradeamento</i>	85
4.3.3.	<i>Desarenador</i>	86
4.3.4.	<i>Reator UASB</i>	87
4.3.4.1.	Componentes do reator UASB.....	90
4.3.5.	<i>Leito de secagem</i>	93

4.3.6.	<i>Lagoas de polimento</i>	94
4.4.	Localização da ETE e corpo receptor	95
5.	CONCLUSÕES	99
	REFERÊNCIAS	101
	APÊNDICE A – Planilha de dimensionamento da rede coletora de esgotos. ..	110
	APÊNDICE B – Rede coletora de esgoto completa.	120
	APÊNDICE C – Rede coletora de esgotos da bacia de esgotamento 01.	121
	APÊNDICE D – Rede coletora de esgotos da bacia de esgotamento 02.	122
	APÊNDICE E – Rede coletora de esgotos da bacia de esgotamento 03.	123
	APÊNDICE F – Detalhes dos órgãos acessórios.	124
	APÊNDICE G – Estação de tratamento de efluentes de Riacho de Santana/RN.	125
	ANEXO A – Valores de <i>V10</i> e <i>Q10</i> para diferentes relações Y/D e diâmetro variando de 0,100 m a 0,250 m.	126
	ANEXO B – Valores adimensionais para relações Y/D com n=0,013.	127
	ANEXO C – Características de vazão das calhas Parshall padrão.	128
	ANEXO D – Calha Parshall	129

1. INTRODUÇÃO

O saneamento básico é fundamental para a garantia da dignidade humana e da qualidade de vida. No Brasil, este é assegurado pela Constituição Federal, sendo definido pela Lei nº 11.445:2007 (que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico), como o conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de tratamento e distribuição de água, coleta e tratamento de esgoto sanitário, controle de águas pluviais, além da coleta e destinação de resíduos sólidos (BRASIL, 2007).

É dever do poder público prover a prestação dos serviços acima citados, porém, o Brasil tem um histórico marcado por desigualdades sociais e, infelizmente, possui um déficit muito elevado em relação ao acesso ao saneamento básico (LEONETI; PRADO; OLIVEIRA, 2011). Em 2017, segundo a última Pesquisa Nacional de Saneamento Básico – PNSB (IBGE, 2020), 99,6% dos municípios brasileiros possuíam serviço de abastecimento de água por rede geral de distribuição, entretanto, apenas 57,6% deles apresentavam serviço de esgotamento sanitário por rede coletora e deste total somente 62,8% recebia algum tipo de tratamento.

Os dados da PNSB demonstram que o esgotamento sanitário é um serviço de saneamento que necessita muita atenção, tendo em vista a grande discrepância entre os números do abastecimento de água e esgotamento sanitário. Contudo, de acordo com a Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (2017), essa é uma questão histórica do Brasil, pois por muito tempo o poder público prestou serviço de abastecimento, enquanto o esgotamento sanitário era negligenciado, acarretando a adoção de soluções alternativas e individuais pela população, muitas vezes precárias.

A inexistência ou ineficiência do sistema de esgotamento sanitário é um sério problema evidenciado em todo o território brasileiro. Na Região Sudeste, 95,9% dos municípios possuem esgotamento sanitário, no entanto, nas Regiões Nordeste, Sul, Centro-oeste e Norte, menos de 50% dos municípios são atendidos por este serviço (IBGE, 2020).

O descaso no atendimento ao serviço de saneamento básico à população, tem como consequência problemas de saúde pública e danos ao meio ambiente, pois grande parcela dos despejos domésticos é lançado sem nenhum tratamento nos corpos hídricos, contaminando rios, lagos e solos; compromete o desenvolvimento da

fauna e flora local, bem como a proliferação de doenças de veiculação hídrica (CARNEIRO, 2020). Segundo o Instituto Trata Brasil (2021), a ausência da coleta e tratamento de esgoto favorece o desenvolvimento de inúmeras doenças graves, como diarreias, dengue, malária, leptospirose, esquistossomose, entre outras.

A prevalência dessas doenças e os danos ambientais em vários corpos hídricos demonstram a fragilidade do sistema público de saneamento básico, ratificando a necessidade e importância da existência e funcionamento adequado do Sistema de Esgotamento Sanitário (SES), que de acordo com a Lei nº 14.026:2020 (que institui o novo marco legal do saneamento básico) é caracterizado pela coleta, transporte, tratamento e disposição final dos efluentes (BRASIL, 2020).

Os elementos que constituem um SES podem variar conforme as características do local de implantação, mas no geral, de acordo com Tsutiya e Alem Sobrinho (1999), é composto por: rede coletora, interceptor, emissário, sifão invertido, estação elevatória, estação de tratamento e corpo receptor. No Brasil, o sistema adotado é o separador absoluto, em que os efluentes e águas pluviais são coletados e transportados por tubulações distintas. As principais vantagens do seu emprego estão na redução de custos e flexibilidade de execução, não necessitando da pavimentação das vias públicas (HOMRICH, 2020).

Uma etapa de extrema importância nesse sistema é o tratamento dos efluentes, realizado na Estação de Tratamento de Efluentes (ETE). Atualmente, existem vários sistemas de tratamento de esgotos e um que vem se destacando nas últimas décadas pela elevada eficiência e menor custo de implantação é a combinação Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente e Manta de Lodo (UASB – *Upflow Anaerobic Sludge Blanket*) mais as lagoas de polimento. Os reatores UASB + lagoas de polimento garantem elevada eficiência na remoção de matéria orgânica, nutrientes e patógenos (HAANDEL; SANTOS; PAIVA, 2021).

A cidade de Riacho de Santana, Localizada na mesorregião do Oeste Potiguar, no Estado do Rio Grande do Norte, como muitas cidades do Brasil, ainda enfrenta o desafio da ausência de um Sistema de Esgotamento Sanitário. O esgoto doméstico é lançado em fossas localizadas nos quintais das residências ou a céu aberto, sem receber nenhum tratamento. Nesse contexto, este trabalho tem o intuito de propor um Sistema de Esgotamento Sanitário para a zona urbana do município, constituído por todos os elementos necessários para efetiva coleta, transporte, tratamento e

disposição final dos efluentes, de modo a proporcionar melhores condições de vida à população.

1.1. Justificativa

O saneamento afeta de forma direta diversos setores da sociedade, como saúde, educação e economia. A carência de serviços como o de esgotamento sanitário pode contribuir para o aumento de infecções, redução da produtividade dos trabalhadores, atraso escolar (crianças e jovens deixam de ir à escola devido internações decorrentes de doenças de veiculação hídrica, diminuindo o rendimento acadêmico), desvalorização de imóveis e perda de potencial turístico (INSTITUTO TRATA BRASIL, 2018).

De acordo com a Prefeitura Municipal de Riacho de Santana (2018), baseado em dados do sistema de informações hospitalares do Sistema Único de Saúde (SUS), doenças infecciosas e parasitárias relacionadas ao saneamento básico inadequado estão entre as principais causas de internações no município. No período de 2009 a 2011, essas doenças ocupavam o terceiro lugar no *ranking* de causas de internações, correspondendo a um total de 13,45% dos casos.

Além disso, há os danos causados ao meio ambiente. A falta de sistema de coleta e tratamento adequado de esgotos domésticos em Riacho de Santana impõe o seu lançamento em terrenos baldios, contaminando de forma severa o solo, e até mesmo em vias pavimentadas, comprometendo o sistema de drenagem e tornando a paisagem urbana desarmoniosa.

Dessa forma, tendo em vista as necessidades de saúde pública e também ambientais, é de grande relevância social que toda cidade possua serviço adequado de esgotamento sanitário. Sendo assim, esse estudo tem o intuito de propor um Sistema de Esgotamento Sanitário para cidade de Riacho de Santana/RN, de modo a proporcionar melhores condições de vida à população.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo Geral

Propor um Sistema de Esgotamento Sanitário para o município de Riacho de Santana/RN, composto por todos os elementos necessários para realização da coleta, transporte, tratamento e destinação final dos efluentes.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar a caracterização do atual serviço de esgotamento sanitário da cidade de Riacho de Santana/RN;
- Dimensionar o sistema de coleta e transporte de esgotamento sanitário;
- Dimensionar uma Estação de Tratamento de Efluentes (ETE);
- Definir o local ideal para a implantação da Estação de Tratamento de Efluentes (ETE);
- Indicar o corpo receptor para o efluente tratado.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Esgotamento Sanitário – conceitos importantes

A compreensão da importância do sistema de esgotamento sanitário parte de um contexto mais abrangente: o saneamento básico, elemento assegurado por Lei no Brasil e primordial para o bem estar físico, mental e social dos cidadãos. De acordo a Lei 11.445:2007 (que estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico), saneamento básico pode ser definido como o conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de: abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos, drenagem e manejo de águas pluviais.

O esgotamento sanitário é um dos degraus na busca pela universalização do saneamento básico. A sua implantação baseia-se em aspectos higiênicos, sociais, econômicos e ambientais, que contribuem para a erradicação de doenças, melhoramento da qualidade de vida, aumento da produtividade humana e prevenção dos sistemas ambientais (GODEIRO, 2021).

O sistema de esgotamento abrange todas as atividades, infraestruturas e instalações necessárias para a coleta, transporte, tratamento e disposição final do esgoto sanitário (BRASIL, 2007). O esgoto sanitário, também chamado de água residuária, é definido pela NBR 9648:1986 (estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário) como “o despejo líquido constituído de esgotos doméstico e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária”.

O esgoto sanitário é composto normalmente por 99% de água e apenas 1% de sólidos. A maior parte do seu volume é proveniente de esgoto doméstico, formado por material fecal e águas servidas de diversas instalações hidrossanitárias de estabelecimentos residenciais e comerciais. Devido à elevada carga orgânica, ele é altamente poluidor, sendo imprescindível a sua coleta, tratamento e destinação final adequada (TELLES, 2014).

2.2. Sistema de Esgotamento Sanitário no Brasil

O Brasil foi o segundo país do mundo a possuir uma capital com sistema completo de esgotamento sanitário. Em 1857, ainda no período de império, Dom

Pedro II assinou um contrato para execução e administração de uma rede de esgotamento sanitário para a capital, Rio de Janeiro. O crescimento acelerado da cidade propiciou o desenvolvimento de péssimas condições sanitárias e o sistema de esgotamento foi a única solução para eliminar a precariedade das ruas, tornando-se a segunda capital do mundo a dispor de um SES, atrás apenas de Londres (BRITTO, 2015).

No século XX, foram tomadas algumas iniciativas no setor de saneamento do Brasil, como a criação do Código de Águas, em 1934, e o Plano Nacional de Saneamento (PLANASA), em 1971. Mas foi apenas no século XXI que esse setor, principalmente abastecimento de água e esgotamento sanitário, passou a receber maior investimento financeiro, proporcionado pela criação da Lei do Saneamento (11.445:2007) e do programa de Aceleração do Crescimento (PAC) em 2007, que trazia investimentos para os ramos de infraestrutura (FGV CERI, 2016).

No ano de 2013, foi aprovado o Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB), planejado e coordenado pelo Ministério das Cidades. O PLANSAB foi desenvolvido a partir de muito estudo e consultas públicas, com o objetivo principal de promover a universalização e o alcance de níveis crescentes dos serviços de saneamento básico em todo o Brasil. Para que esse objetivo seja alcançado, o Plano é constituído por metas (curto, médio e longo prazo), diretrizes e orientações. Com relação ao esgotamento sanitário, a principal meta é que em 2033 seja garantido que pelo menos 87% dos esgotos gerados sejam adequadamente dispostos e que deste total haja um índice de tratamento de 93% (BRASIL, 2013).

Apesar de ocorrer de forma descontínua, é inegável que ao longo dos anos existiram marcos importantes de investimento e avanços consideráveis no setor de saneamento no Brasil, inclusive no que se refere ao esgotamento sanitário. No entanto, alcançar o objetivo do PLANSAB está sendo um grande desafio, principalmente se tratando da universalização do acesso e da integridade dos serviços de saneamento básico, tendo em vista que, de acordo com a última Pesquisa Nacional de Saneamento Básico de 2017 (IBGE, 2020), o serviço de esgotamento sanitário é muito desigual entre as regiões do país. Enquanto na região Sudeste, em 2017, mais de 90% dos municípios possuíam rede coletora de esgotos, nas demais regiões esse índice era inferior a 50%, com destaque para a região Norte, em que apenas 16,2% dos municípios eram atendidos por rede coletora.

Na Tabela 01, tem-se a evolução ao longo dos anos do uso de rede coletora de esgotos pelos municípios de cada Grande Região do Brasil, bem como a porcentagem correspondente desses municípios no ano de 2017.

Tabela 01 - Municípios com rede coletora de esgotos, por Regiões - 1989/2017.

Região	Municípios com rede coletora de esgotos				% no ano de 2017
	1989	2000	2008	2017	
Norte	25	32	60	73	16,2%
Nordeste	381	767	819	945	52,7%
Sudeste	1301	1574	1586	1609	90,0%
Sul	335	451	472	531	44,6%
Centro-oeste	49	90	132	201	43,0%
Brasil	2091	2877	3096	3359	60,3%

Fonte: Adaptado de IBGE (2020).

Constata-se que em todas as regiões houve avanço no uso do sistema de rede coletora, entretanto, é perceptível que umas desenvolveram-se mais que outras, tendo em vista diferentes porcentagens para cada região do Brasil. Em nível nacional, a porcentagem de municípios com rede coletora em 2017 era de 60,3%, com uma taxa de incremento de 2008 a 2017 de apenas 9,4%, valor considerado baixo, sugerindo que em vez de estarem sendo executadas redes coletoras em municípios ainda não atendidos pelo sistema, está ocorrendo a expansão das redes em municípios que já possuíam o serviço (IBGE, 2020).

Em relação ao tratamento dos efluentes, em todo o Brasil apenas 62,8% dos municípios com serviço de esgotamento por rede coletora possuem pelo menos uma estação de tratamento em operação, ou seja, grande parte do esgoto coletado ainda não é tratado e está sendo destinado de forma inadequada aos corpos hídricos. A Região Centro-Oeste é a que possui maior percentual de municípios com ETE em operação (94,4%) e a Região Nordeste menor percentual (51,2%) (IBGE, 2020). Na Tabela 02 temos um resumo dos percentuais de esgotos coletados e tratados no Brasil em 2017, segundo o IBGE.

Tabela 02 - Percentuais de esgoto coletado e tratado em 2017.

Região	Coletado	Tratado
Norte	19,0	16,4
Nordeste	41,4	38,9
Sudeste	83,6	58,1
Sul	55,3	50,0
Centro-Oeste	63,5	60,9
Brasil	67,0	51,6

Fonte: IBGE (2020).

De todo o esgoto gerado no país, apenas 67% é coletado e somente 51,6% é tratado, índices ainda muito distantes da meta almejada pelo PLANSAB para 2033. Esses valores demonstram o déficit do sistema de esgotamento sanitário do Brasil e que ainda há muito a se avançar nesse setor, sendo necessário grandes investimentos para que seja possível a garantia da universalização do saneamento básico.

2.3. Tipos de Sistemas de Esgotamento Sanitário

Segundo Von Sperling (2005), a disposição apropriada dos efluentes pode ser dada através de dois sistemas principais: individuais ou coletivos. A escolha da solução mais adequada depende de vários fatores, entre eles a densidade populacional da área de projeto.

Os sistemas individuais são adotados em residências unifamiliares, ou seja, cada residência possui seu próprio sistema de coleta, composto normalmente por tanque séptico e sumidouro. Esse sistema é adequado para regiões com habitações esparsas (áreas rurais), em que o solo possui boas condições de infiltração (TOCHETTO, 2021).

Os sistemas coletivos são adotados em áreas com maiores concentrações demográficas (áreas urbanas) e consistem na instalação de canalizações que fazem a coleta e transporte dos efluentes para local adequado de tratamento. Existem três tipos de sistemas coletivos: unitário, separador misto e separador absoluto. A principal diferença entre eles está basicamente no conteúdo que é transportado por cada um (TSUTYA; ALEM SOBRINHO, 2011; TOCHETTO, 2021).

O sistema unitário é caracterizado por conduzir, em uma única rede, as águas residuárias (domésticas e industriais), águas de infiltração e águas pluviais. No

sistema separador misto, parte da água pluvial (coletada de telhados e pátios) ainda é encaminhada para a rede de esgoto. Já no sistema separador absoluto há separação total entre águas residuárias (destinadas à rede de esgoto sanitário) e águas pluviais (destinadas à rede de drenagem). No Brasil, é adotado o sistema separador absoluto (TSUTYA; ALEM SOBRINHO, 2011; TOCHETTO, 2021).

2.4. Componentes do Sistema de Esgotamento Sanitário

De acordo com Tsutiya e Alem Sobrinho (1999), o SES é geralmente composto por: rede coletora, interceptor, emissário, sifão invertido, estação elevatória, estação de tratamento e corpo receptor, conforme descritos a seguir:

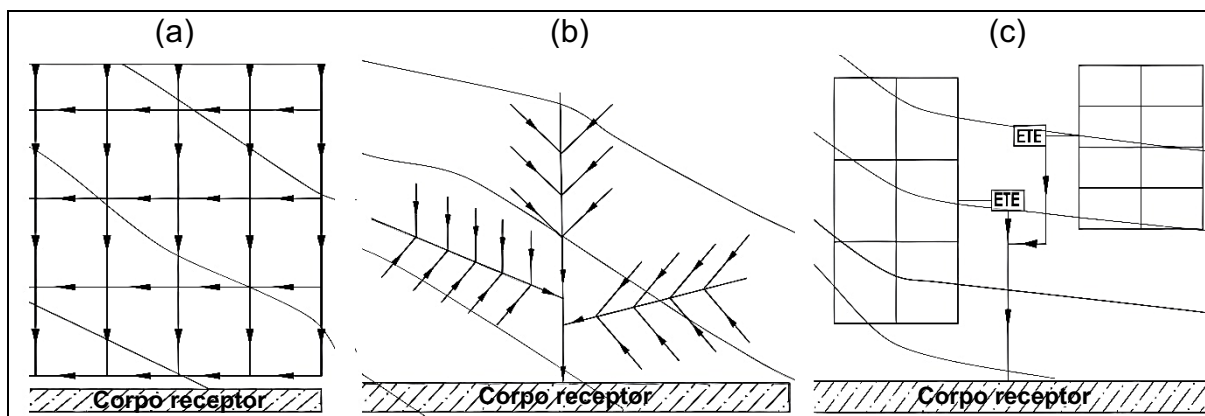
2.4.1. Coleta e transportes dos efluentes

Segundo Tsutiya e Alem Sobrinho (1999), a coleta e transporte de efluentes são realizados pela rede coletora, “conjunto de canalizações destinadas a receber e conduzir os esgotos dos edifícios”.

2.4.1.1. Traçado da rede coletora

O traçado da rede coletora deve ser projetado para atender o máximo de economia possível, garantindo, além disso, viabilidade técnica e ambiental (PIRES, 2018). Segundo Tsutiya e Alem Sobrinho (1999), um traçado eficiente é o que segue a topografia do terreno, promovendo um escoamento por gravidade. Os traçados podem ser classificados em três tipos: perpendicular, leque e distrital ou radial (Figura 01).

Figura 01 - Tipos de traçados de redes coletoras, (a) perpendicular, (b) leque e (c) distrital ou radial.



Fonte: Nervis (2019).

Para Tsutiya e Alem Sobrinho (1999, p. 15) esses tipos de traçados podem ser definidos como:

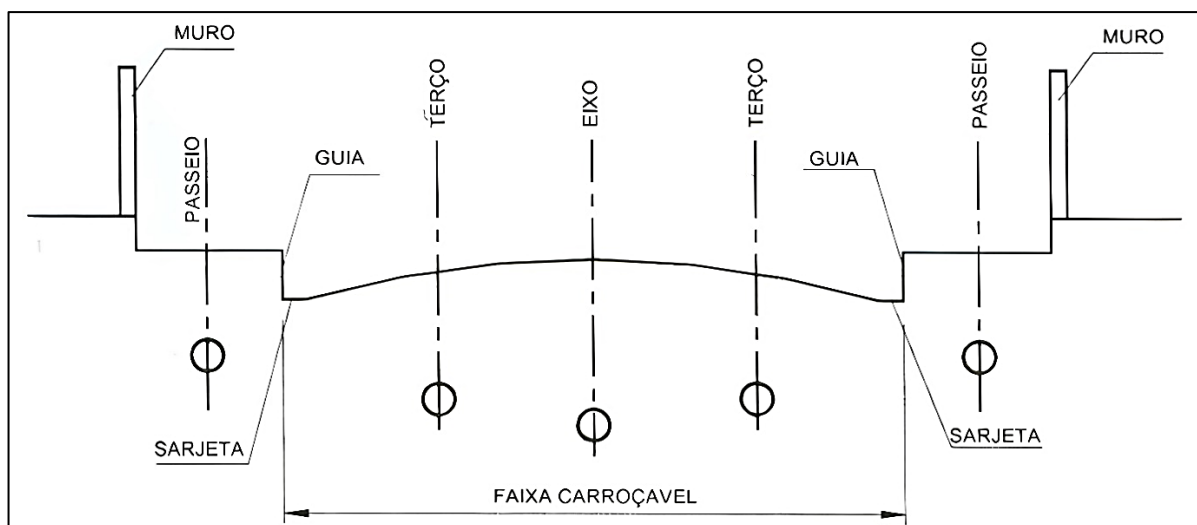
Perpendicular: em cidades atravessadas ou circundadas por cursos de água. A rede de esgotos compõe-se de vários coletores tronco independentes, com traçado mais ou menos perpendiculares ao curso de água.

Leque: é o traçado próprio de terrenos acidentados. Os coletores troncos correm pelos fundos dos vales ou pela parte baixa das bacias e nele incidem os coletores secundários, com um traçado em forma de leque ou fazendo lembrar uma espinha de peixe.

Radial ou distrital: é o sistema característico de cidades planas. A cidade é dividida em distritos ou setores independente; em cada um cria-se pontos baixos, para onde são dirigidos os esgotos. Dos pontos baixos, o esgoto é recalçado, ou para o distrito vizinho, ou para o destino final.

Além da topografia, vários outros fatores são levados em consideração na definição do traçado ideal da rede coletora, como as profundidades mínimas e máximas, presença de interferências (rede de drenagem, rede de abastecimento, cursos d'água etc.), aproveitamento de canalizações existentes e planos diretores de urbanização. O estudo de todos esses fatores definirá a melhor localização para as tubulações, que de acordo com Tsutiya e Alem Sobrinho (1999), podem ser assentadas em cinco diferentes posições na via pública (Figura 02): eixo, terço par e ímpar, passeio par e ímpar.

Figura 02 – Localização da tubulação na via pública.



Fonte: Tsutiya e Alem Sobrinho (1999).

2.4.1.2. Materiais das tubulações

As redes coletoras podem ser executadas utilizando tubulações fabricadas a partir de vários materiais. Podem ser encontrados no mercado tubos cerâmicos, de concreto, de plástico, ferro fundido, aço e fibrocimento. A escolha correta do material depende de uma série de fatores, que segundo Tsutiya e Alem Sobrinho (1999) são: resistência a cargas externas, resistência à abrasão e ao ataque químico, facilidade de transporte, disponibilidade de diâmetros necessários, custo do material, custo de transporte e custo de assentamento.

De acordo com Coelho (2020), atualmente os tubos mais utilizados no Brasil para execução de redes coletoras de esgoto são os de PVC (policloreto de vinila), principalmente por serem de baixo custo e fácil execução.

A escolha do tipo de material também tem influência no dimensionamento da rede. Um dos parâmetros de projeto é o coeficiente de rugosidade de Manning, que tem relação direta com o material da tubulação. A Tabela 03 apresenta o coeficiente de Manning para diferentes materiais.

Tabela 03 - Valores do coeficiente n de Manning.

Material dos condutos	n de Manning
Cerâmico	0,013
Concreto	0,013
PVC	0,010
Ferro fundido com revestimento	0,012
Ferro fundido sem revestimento	0,013
Cimento amianto	0,011
Aço soldado	0,011
Poliéster, polietileno	0,011

Fonte: Tsutiya e Alem Sobrinho (1999).

2.4.1.3. Elementos da rede de coleta e transporte de efluentes

Para que a coleta e o transporte dos efluentes ocorram de forma eficiente é necessário um conjunto de elementos, são eles:

a) Tubos coletores

São todas as canalizações que recebem e transportam os efluentes. Eles podem ser secundários (recebem diretamente as ligações prediais) ou principais (chamados de coletores tronco e recebem contribuição dos coletores secundários) (MIGLIORINI, 2019).

b) Órgãos acessórios

Os órgãos acessórios são dispositivos utilizados ao longo da rede coletora nos pontos de singularidades, como curvas, interferências e afluência de tubulações, que permitem o acesso de pessoas e equipamentos de limpeza. Os principais órgãos acessórios, de acordo com a NBR 9649:1986 (projeto de redes coletoras de esgoto sanitário), são:

Poço de visita (PV): câmara visitável através de abertura existente em sua parte superior, destinada à execução de trabalhos de manutenção;

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;

Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL): dispositivo não visitável que permite inspeção e introdução de equipamentos de limpeza;

Sifão invertido: trecho rebaixado com escoamento sob pressão, cuja finalidade é transpor obstáculos, depressões do terreno ou cursos d'água;

Tube de Queda: dispositivo instalado no poço de visita (PV), ligando um coletor afluyente ao fundo do poço, quando o coletor afluyente apresenta degrau com altura maior ou igual a 0,50 m.

c) Interceptor e emissário

O interceptor é uma canalização localizada em partes mais baixas das bacias, normalmente margeando cursos d'água, que recebe ao longo de sua extensão contribuição dos coletores troncos, ou seja, não possui ligações prediais diretas. O emissário, por sua vez, recebe contribuição exclusivamente na extremidade de montante. É o conduto final do sistema de coleta, com a função de destinar o efluente para estação de tratamento ou corpo receptor (PIRES, 2018).

d) Estação elevatória

De acordo com a NBR 12208:1992 (projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário – procedimento), uma estação elevatória de esgoto sanitário pode ser definida como: “instalação que se destina ao transporte do esgoto do nível do poço de sucção das bombas ao nível de descarga na saída do recalque, acompanhando aproximadamente as variações da vazão afluyente”.

Por mais que o projeto da rede coletora busque sempre um escoamento por gravidade, devido fatores naturais, técnicos e econômicos, nem sempre ele é possível, sendo necessário a execução de estações elevatórias capazes de proporcionar o escoamento forçado. As estações elevatórias geralmente são situadas nos pontos mais baixos das bacias e com disponibilidade de energia elétrica (PIRES, 2018).

2.4.2. Tratamento dos efluentes

Após as etapas de coleta e transporte, os efluentes são tratados para que obtenham características que obedeçam aos critérios exigidos por lei para o despejo adequado nos corpos receptores. O tratamento se divide em quatro níveis: preliminar, primário, secundário e terciário. Ao longo dessas etapas, vários processos (físicos, químicos e biológicos) são responsáveis por fazer a remoção de sólidos grosseiros e suspensos, matéria orgânica dissolvida, nutrientes e patógenos (GOMES, 2018).

2.4.2.1. Níveis de tratamento

a) Tratamento preliminar

O tratamento preliminar tem como objetivo remover sólidos grosseiros por meio de processos físicos e mecânicos. Um grande volume de sólidos, que não podem estar presentes nas etapas seguintes de tratamento, é removido, como areia, pó de pedra, plásticos, fios de cabelo e similares. Nessa etapa, os dispositivos utilizados são as grades e os desarenadores. Além disso, é comum o uso de um medidor de vazão para controle operacional do sistema (FERNANDES *et al.*, 2020; OLIVEIRA, 2020).

O gradeamento é o primeiro elemento do sistema de tratamento de esgoto. As grades são classificadas em grossas, médias e finas, de acordo com o espaçamento entre as barras, e podem ser operadas de forma manual ou mecânica. Apesar das grades reterem grande parte do material grosseiro, sólidos com dimensões menores que os espaçamentos entre suas barras conseguem passar, como as areias. Para realizar a contenção e armazenamento do material arenoso presente no efluente utiliza-se o desarenador, também chamado de caixa de areia (OLIVEIRA, 2020).

O bom funcionamento do desarenador depende da velocidade do efluente ao longo do seu comprimento, que deve estar entre 0,25 a 0,40 m/s. Controlar essa velocidade é uma dificuldade e para contorná-la projeta-se uma “seção de controle” no final da caixa de areia, que promove a variação da altura da lâmina d’água de acordo com a vazão, tornando a velocidade constante ao longo da câmara de sedimentação. Um modelo de seção de controle muito utilizado em estações de tratamento de água e esgoto são as calhas Parshall, pré-fabricadas em material plástico e reforçadas com fibras de vidro (JORDÃO; PESSOA, 2011).

b) Tratamento primário

Nessa etapa, os sólidos sedimentáveis presentes no efluente são removidos através de dois processos principais: floculação e decantação. Na floculação são usados produtos químicos responsáveis pelo agrupamento das partículas, enquanto que na decantação são usados os decantadores para separar o material sólido do líquido. Normalmente, apenas as unidades de tratamento primário não garantem padrão adequado de lançamento de efluentes nos corpos receptores, pois a sua eficiência na remoção de DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio) varia de 30 a 40%,

inferior ao imposto pela resolução n° 439 de 2011 do CONAMA, que exige eficiência mínima de 60% (OLIVEIRA, 2020).

c) Tratamento secundário

No tratamento secundário, ocorre a remoção de matéria orgânica não sedimentável, por meio de processos biológicos (aeróbios ou anaeróbios). Algumas tecnologias usadas são os filtros aerados, sistemas de lodo ativado e reatores anaeróbios, como o reator UASB. Essa etapa de tratamento possui uma eficiência na remoção de DBO na faixa de 60 a 99%, garantindo níveis mínimos de poluição por matéria orgânica, possibilitando o lançamento dos efluentes tratados nos corpos receptores (OLIVEIRA, 2020).

d) Tratamento terciário

O tratamento terciário tem o objetivo de melhorar a qualidade final do efluente por meio da remoção de cor residual, turbidez e organismos patogênicos. Essa etapa normalmente é composta por processos físico-químicos, com a realização de cloração, ozonização ou radiação ultravioleta. Apesar de muito importante, nem sempre essa etapa é empregada no tratamento dos efluentes (FERNANDE *et al.*, 2020; GOMES, 2018).

2.4.2.2. Sistemas de tratamento de esgoto

a) Lodo ativado

O lodo ativado é um sistema aeróbio, que funciona por aeração mecanizada. O tratamento ocorre em reatores e decantadores, através de regime contínuo e em bateladas sequenciais. As principais vantagens desse sistema é a baixa ocupação de área e elevada remoção de constituintes indesejáveis. Entre as suas desvantagens estão o elevado custo, tanto de instalação como de operação, e a necessidade de pessoas qualificadas para sua operacionalização. É mais indicado para grandes centros urbanos (HAANDEL; SANTOS; PAIVA, 2021).

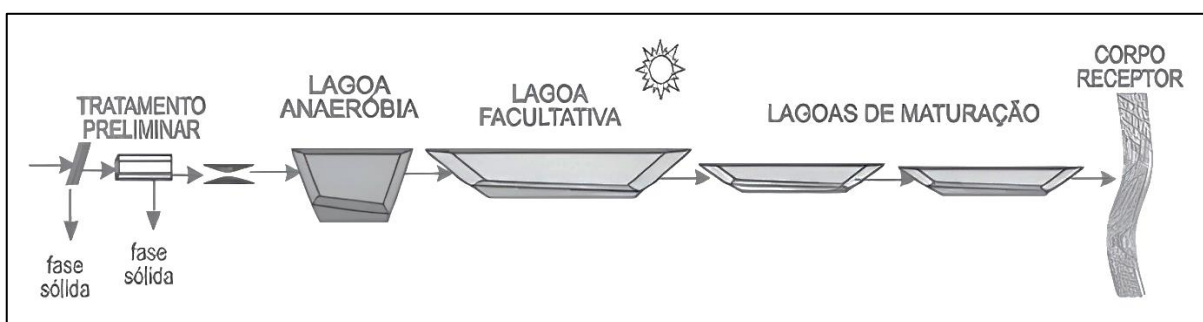
b) Lagoas de estabilização

O sistema de lagoas de estabilização é o mais usado no Brasil. Ele é caracterizado pela utilização de três tipos de lagoas, que segundo Haandel, Santos e Paiva (2021, p. 181), são:

Lagoas anaeróbias, que recebem o esgoto afluyente e operam com um ambiente anaeróbio onde a digestão anaeróbia se desenvolve e transforma parte do material orgânico em biogás. Lagoas facultativas, que recebem o efluente da lagoa anaeróbia e operam ao menos parcialmente em ambiente aeróbio, devido à produção de oxigênio fotossintético pelas algas que nela crescem e lagoas de maturação que operam em ambiente predominantemente aeróbio e cujo objetivo principal é reduzir os patógenos.

Na Figura 03 está representado o fluxograma de um sistema de lagoas de estabilização.

Figura 03 - Sistema de lagoas de estabilização.



Fonte: Von Sperling (2002).

Segundo Von Sperling (2002), uma das principais vantagens do sistema de lagoas de estabilização é a operação simples, com necessidade de poucos ou nenhum equipamento. Com relação às desvantagens, Haandel, Santos e Paiva (2021) citam a necessidade de grandes áreas para sua implantação, a emissão de odores desagradáveis e a elevada emissão de gases de efeito estufa.

c) Reator UASB

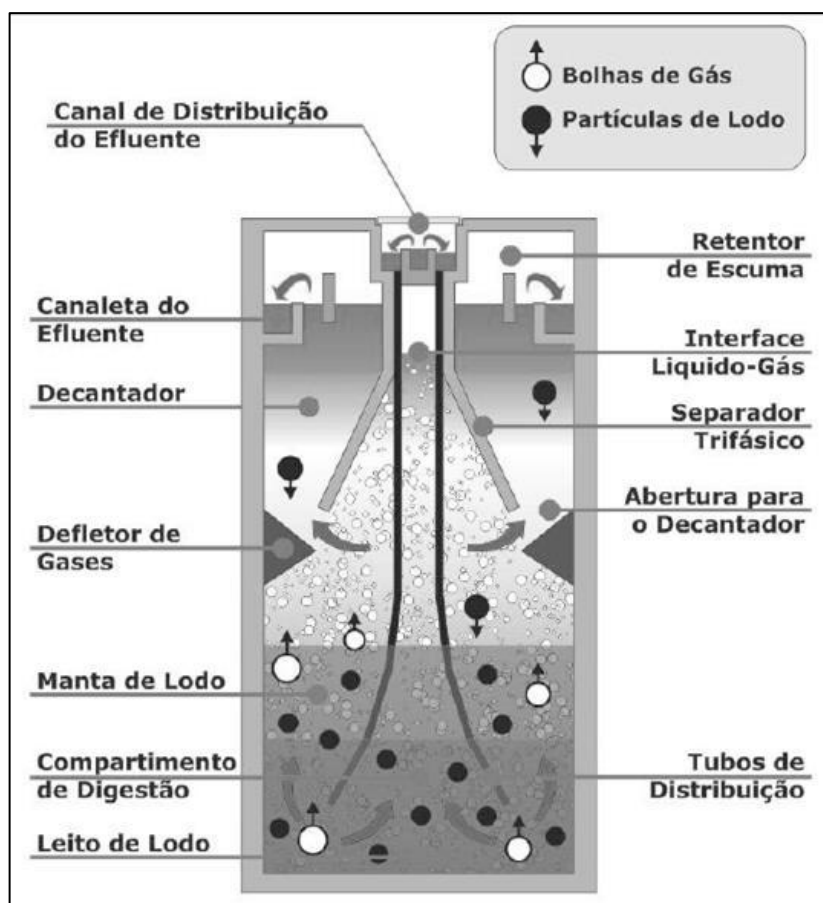
O reator UASB é um sistema anaeróbio de tratamento que funciona a partir do fluxo ascendente de esgoto através de densa camada de lodo com elevada atividade. A sua utilização no Brasil ganhou notoriedade a partir da década de 2000, principalmente nas regiões mais quentes, como o Nordeste, devido sua maior

eficiência na remoção de matéria orgânica em função do aumento de temperatura (HAANDEL; SANTOS; PAIVA, 2021).

O reator UASB é compacto (ocupa pequena área), tem baixo custo de implantação, consome pouca energia e produz pouco lodo, quando comparado aos demais sistemas de tratamento. Além disso, possui uma boa eficiência na remoção de DBO e DQO, na faixa de 65 a 75%. Entretanto, o efluente final do reator UASB possui qualidade microbiológica incompatível com o exigido pela legislação para lançamento em corpos receptores, sendo necessário a aplicação de pós-tratamento (COSTA; BARBOSA FILHO; GIORDANO, 2014; CHERNICHARO, 2007; HAANDEL; SANTOS; PAIVA, 2021).

A estrutura física do reator UASB pode ser configurada de dois tipos: circular ou retangular. Na Figura 04 temos a representação esquemática de um reator UASB, com seus principais componentes.

Figura 04 - Representação esquemática de um reator UASB.



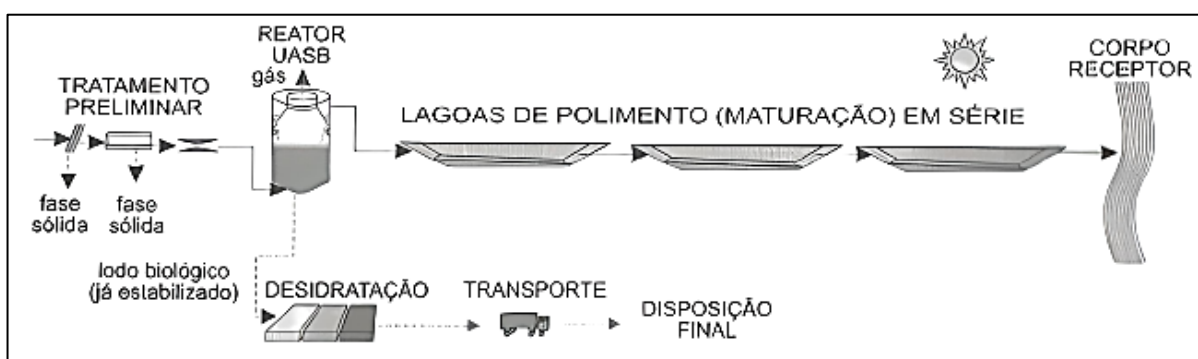
Fonte: Costa, Barbosa Filho e Giordano (2014).

d) Combinação reator UASB + lagoas de polimento

Segundo Haandel, Santos e Paiva (2021), a combinação de reator UASB + lagoas de polimento é um sistema inovador, que visa eliminar os principais problemas enfrentados pelo reator UASB unitário e pelas lagoas de estabilização. Comparando ao sistema convencional de lagoas de estabilização, basicamente ocorre a substituição de lagoa anaeróbia + lagoa facultativa por um reator UASB seguido por lagoas de polimento, em série ou com chicanas.

Na Figura 05 temos a esquematização do sistema de reator UASB seguido de lagoas de polimento em série. Assim como os demais sistemas, há inicialmente o tratamento preliminar, em seguida o reator UASB e por último as lagoas de polimento, responsáveis pelo tratamento terciário.

Figura 05 - Sistema de reator UASB seguido de lagoas de polimento.



Fonte: Von Sperling (2002).

Além de possibilitar a redução de odores e geração de menos lodo, o sistema de reator UASB + lagoas de polimento tem um custo de implantação menor e é mais eficiente na remoção de matéria orgânica que a combinação de lagoas (lagoa anaeróbia + lagoa facultativa + lagoa de maturação). Além disso, a emissão de gases de efeito estufa que ocorrem em lagoas facultativas é altamente reduzida, pois o biogás produzido no reator UASB pode ser coletado, tratado e/ou destinado a usos diversos. Combinado às lagoas de polimento, o problema principal do UASB é solucionado, uma vez que o efluente passa a receber o tratamento terciário responsável pela remoção de patógenos e nutrientes (HAANDEL; SANTOS; PAIVA, 2021).

2.4.2.3. Localização da ETE

De acordo com Azevedo Netto (1977, p. 57), a escolha do local adequado para uma estação de tratamento de esgotos é muito importante e necessita de um estudo cuidadoso, pautado nos seguintes objetivos: “simplicidade para o sistema, flexibilidade operacional, economia global e compatibilidade com a vizinhança”. Normalmente, são construídas em locais sem edificações e terrenos de baixo custo, com topografia minimamente acidentada e livre de riscos de inundações, mas próximas de cursos d’água, para que facilite a destinação final do efluente tratado.

A definição do local ideal para implantação de uma ETE deve levar em consideração uma série de fatores, que segundo Azevedo Netto (1977, p. 57-58) são:

- Distância em relação ao sistema coletor;
- Disponibilidade de área tendo em vista necessidades futuras;
- Condições e facilidade para a disposição do lodo;
- Tipo de vizinhança e ventos predominantes, principalmente no caso de tratamento por lagoas anaeróbias e outras instalações com menores facilidades e recursos operacionais;
- Facilidade de serviços públicos (água, energia, telefones);
- Facilidade de acesso por estradas ou vias públicas;
- Condições relativas à possibilidade de reuso de água (efluente).

2.4.3. Corpo receptor

A NBR 9648:1986 (estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário) define corpo receptor como “qualquer coleção de água natural ou solo que recebe o lançamento de esgoto em seu estágio final”. Para garantir a conservação do corpo receptor, é necessário seguir as exigências e critérios estabelecidos pela legislação federal, através das Resoluções nº 357 e nº 430 (BRASIL, 2005 e 2011), do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), que classificam os corpos hídricos e estabelecem os padrões de lançamento do efluente no corpo receptor.

A Resolução nº 357 de 2005 classifica os corpos hídricos de água doce em cinco classes, indo de uma com maiores exigências de qualidade até a menos exigente. Cada classe possui água com destinos específicos:

- Classe especial: destinada ao consumo humano (após desinfecção) e preservação dos ambientes aquático;

- Classe 1: destinada ao consumo humano (após tratamento simplificado), proteção de comunidades aquáticas, atividades de recreação de contato primário e irrigação de hortaliças;
- Classe 2: destinada ao consumo humano (após tratamento convencional ou avançado), proteção de comunidades aquáticas, atividades de recreação de contato primário, irrigação de hortaliças, aquicultura e pesca;
- Classe 3: destinada ao consumo humano (após tratamento convencional ou avançado), irrigação de diversas culturas, pesca, recreação de contato secundário e dessedentação animal;
- Classe 4: destinada à navegação e harmonia paisagística.

Cada classe possui padrões de qualidade que devem ser atendidos. Dessa forma, o lançamento de efluentes nos corpos receptores deve garantir o atendimento aos padrões estabelecidos, de modo que não prejudique os seus usos atuais e futuros.

2.5. Legislação e Normas

Os investimentos e avanços no sistema de saneamento básico no Brasil ocorreram de forma descontínua, e uma das principais causas foi a desarticulação entre esferas do governo, devido a inexistência, durante muito tempo, de leis regulamentadoras (AFONSO; ALMEIDA, 2020). Apenas em 2007, na busca pela universalização e regulação dos serviços de saneamento, foi promulgada a Lei nº 11.445 (Lei de Saneamento Básico). Essa Lei estabelece as diretrizes necessárias à prestação de serviços de saneamento básico em esfera nacional e considera o esgotamento sanitário como um serviço básico de saneamento (BRASIL, 2007).

Por mais que a Lei nº 11.445 tenha contribuído para o desenvolvimento do saneamento básico no Brasil, o avanço dos sistemas que o compõe ocorre em passos desiguais e lentos, e para o enfrentamento dessa problemática, foi criada em 2020 a Lei nº 14.026 que institui o novo marco legal do saneamento básico. Além da busca pela universalização, essa Lei objetiva fortalecer a regulação do setor, adotando medidas renovadoras como o incentivo à regionalização dos serviços e a atribuição de competência à ANA para editar normas de referência sobre saneamento (SION, 2020).

Com relação a destinação adequada do efluente tratado, o CONAMA, por meio das resoluções nº 357 e 430 (BRASIL, 2005 e 2011), estabelece a classificação dos corpos de água e as condições/padrões para o lançamento de efluentes em corpos de água receptores. Entre vários critérios de lançamento, é exigido a ausência de materiais flutuantes e tratamento com eficiência de remoção mínima de DBO de 60% ou uma carga de no máximo 120 mg/L.

Além das Leis regulamentadoras, os projetos dos componentes de saneamento básico são regidos por Normas Técnicas editadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que fixam parâmetros e recomendações para o dimensionamento e concepção das unidades necessárias em cada sistema. Para o Sistema de Esgotamento Sanitário devem ser seguidas as seguintes normas:

- NBR 9648:1986 – “Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário: fixa as condições exigíveis no estudo de concepção de esgoto sanitário do tipo separador”;
- NBR 9649:1986 – “Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário: fixa as condições exigíveis na elaboração de projeto hidráulico-sanitário de redes coletoras de esgoto sanitário”;
- NBR 12207:1992 – “Projeto de interceptores de esgoto sanitário: fixa as condições exigíveis para a elaboração de projeto hidráulico sanitário de interceptores de esgoto sanitário”;
- NBR 12208:1992 – “Projeto de estações elevatórias de esgoto: fixa as condições exigíveis para elaboração de projeto hidráulico de estações elevatórias de esgoto sanitário com emprego de bombas centrífugas”;
- NBR 12209:2011 – “Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário: fixa as condições exigíveis para a elaboração de projeto hidráulico-sanitário de estação de tratamento de esgoto sanitário (ETE)”.

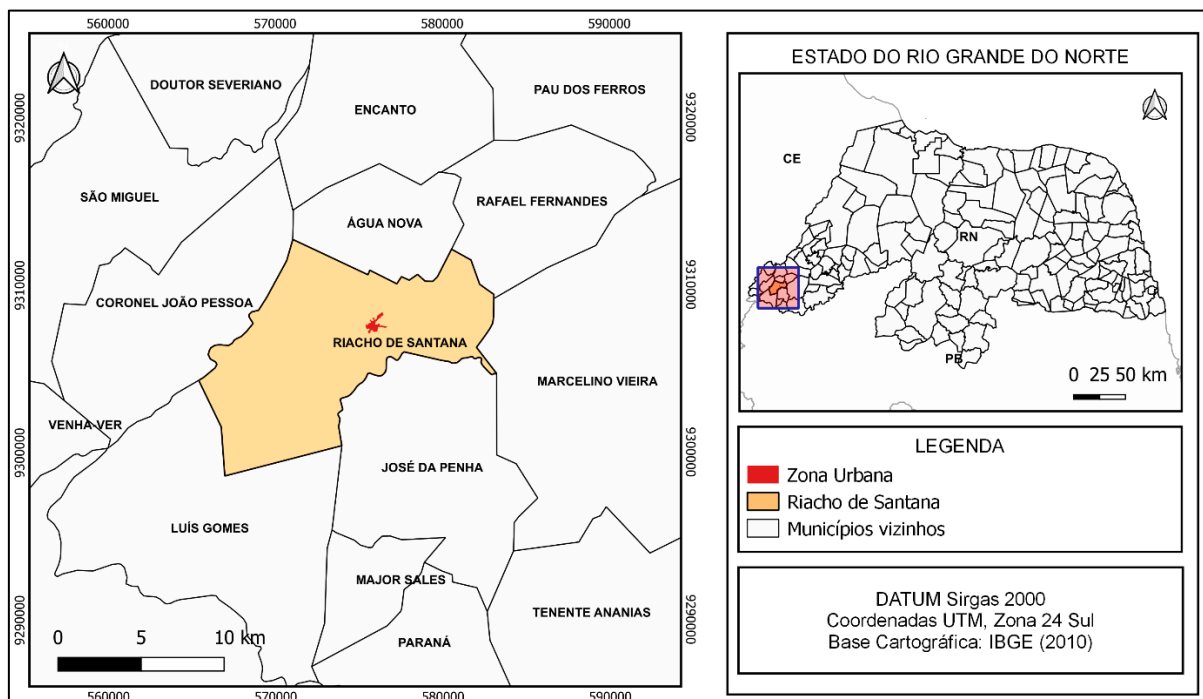
3. METODOLOGIA

A metodologia aplicada neste trabalho foi fundamentada em pesquisas bibliográficas através de livros, periódicos e outras fontes científicas confiáveis. O estudo contou com visitas *in loco* e utilização de softwares gratuitos para elaboração dos projetos, como Excel, QGis e AutoCad versão estudante.

3.1. Área de estudo

O município de Riacho de Santana (Figura 06) está localizado na Mesorregião Oeste Potiguar e na Microrregião da Serra de São Miguel, no Estado do Rio Grande do Norte, a uma distância de 425 km da capital Natal. Limita-se com os municípios de Luís Gomes, Água Nova, Rafael Fernandes, José da Penha, Coronel João Pessoa e Marcelino Vieira. Possui uma área territorial de aproximadamente 128 km² e 0,72 km² de área urbana (IBGE, 2010).

Figura 06 - Mapa de localização da área de estudo.



Fonte: Autor (2022).

De acordo com o último censo demográfico realizado pelo IBGE (2010), a população santanense era de 4156 habitantes, sendo que desse total 1710 (41,15%)

residiam na zona urbana e 2446 (58,85%) na zona rural. A zona urbana é dividida em sete bairros: Centro, São Gonçalo, Esperança, Novo Horizonte, Nascer do Sol, Conjunto Bela Vista e São João.

O município de Riacho de Santana está inserido, predominantemente, em uma área de depressão, conhecida como Depressão Sertaneja Setentrional, e na Serra do Pereiro, pertencente à região geomorfológica dos Maciços Residuais Sertanejos. O relevo possui altitudes variáveis, que vão de 223 até 810 metros (PREFEITURA MUNICIPAL DE RIACHO DE SANTANA, 2021).

Seu território é constituído por cinco litotipos ou unidades geológicas: Depósitos Aluvionares, Complexo Jaguaretama, Serra de São José, Serra do Deserto e Suíte Intrusiva Dona Inês. No que se refere à pedologia, predominam dois tipos de solos: Bruno Não Cálcico e Podzólico Vermelho-Amarelo Equivalente Eutrófico (PREFEITURA MUNICIPAL DE RIACHO DE SANTANA, 2021).

Com relação aos recursos hídricos, o município situa-se na bacia hidrográfica Apodi-Mossoró, localizada na microrregião do Oeste Potiguar, com uma área de 14.276 km² e um volume de aproximadamente 469.714.600 km³ (SILVA *et al.*, 2020). Riacho de Santana possui cursos d'água intermitentes, sendo o riacho Santana, o riacho Panela e o riacho dos Grilos os principais. Além disso, apresenta alguns açudes e barragens, porém, a maioria tem baixa capacidade de acumulação de água, inferior a 100.000 m³, apenas a barragem Caripina, localizada a 1,5 km da zona urbana, e o açude Santana, também chamado de açude da Gangorra, possuem maior capacidade (PREFEITURA MUNICIPAL DE RIACHO DE SANTANA, 2021).

A Caatinga é o bioma dominante no município, destacando-se vegetações como Savana-Estépica Arborizada, Savana-Estépica Florestada e Savana-Estépica Parque, além das vegetações de áreas modificadas por práticas agropecuárias, muito comuns na região (PREFEITURA MUNICIPAL DE RIACHO DE SANTANA, 2021).

3.2. Caracterização do SES do município de Riacho de Santana/RN

A caracterização da atual situação do esgotamento sanitário de Riacho de Santana/RN deu-se com base em visitas *in loco*, questionários informais à população e fotografias de diferentes pontos da área urbana do município. Além disso, fez-se a

coleta de dados juntamente às secretarias municipais de Obras e Serviços Urbano e Agricultura e Meio Ambiente.

3.3. Dimensionamento do sistema de coleta e transporte de efluentes

Para o dimensionamento do sistema de coleta e transporte dos efluentes tomou-se como base a metodologia de cálculo descrita por Tsutiya e Alem Sobrinho (1999), presente no livro “coleta e transporte de esgoto sanitário”.

3.3.1. Projeção populacional

O estudo populacional foi realizado a partir dos dados da população urbana de Riacho de Santana/RN (área de estudo da pesquisa). Foram coletados dados da população residente no município dos três últimos censos demográficos do IBGE (1991, 2000 e 2010), presentes na Tabela 04.

Tabela 04 - População urbana de Riacho de Santana/RN.

Ano	População Urbana (hab)
1991	1187
2000	1586
2010	1710

Fonte: IBGE (1991; 2000; 2010).

Para a estimativa da população futura, considerou-se uma vida útil de projeto de 20 anos (valor usual para projetos de esgotamento sanitário), estabelecidos para o período de 2022 (ano de implantação) a 2042 (horizonte de projeto). Foi estimada utilizando-se métodos matemáticos (método aritmético, método geométrico, método da curva logística e método da taxa de crescimento decrescente), descritos por Von Sperling (2005), presentes no Quadro 01.

Quadro 01 - Métodos matemáticos de projeção populacional.

Método	Descrição	Fórmula da projeção	Coefficientes
Projeção aritmética	Pressupõe um crescimento constante da população, baseando-se em dados conhecidos.	$P_t = P_0 + K_a \cdot (t - t_0) \quad (01)$	$K_a = \frac{P_1 - P_0}{t_1 - t_0}$
Projeção Geométrica	Pressupõe um crescimento populacional em função da população existente a cada instante	$P_t = P_0 \cdot e^{K_g \cdot (t - t_0)} \quad (02)$	$K_g = \frac{\ln P_1 - \ln P_0}{t_1 - t_0}$
Crescimento logístico	Pressupõe que a população cresce assintoticamente em função do tempo até um valor limite de saturação.	$P_t = \frac{P_S}{1 + c \cdot e^{K_l \cdot (t - t_0)}} \quad (03)$	$P_S = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$ $c = (P_S - P_0) / P_0$ $K_l = \frac{1}{t_2 - t_1} \cdot \ln \left[\frac{P_0 \cdot (P_S - P_1)}{P_1 \cdot (P_S - P_0)} \right]$
Taxa de crescimento decrescente	Considera a hipótese de que a taxa de crescimento populacional diminui a cada ano, à medida que a área urbana aumenta e a ocupação tende a uma população de saturação	$P_t = P_0 + (P_S - P_0) \cdot [1 - e^{-K_d \cdot (t - t_0)}] \quad (04)$	$P_S = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$ $K_d = \frac{-\ln[(P_S - P_2) / (P_S - P_1)]}{t_2 - t_1}$

Fonte: Adaptado de Von Sperling (2005).

- P_t – População estimada no ano t (hab);
- P_0, P_1, P_2 – População nos anos t_0, t_1, t_2 (hab) (as fórmulas de crescimento logístico e taxa decrescente exigem valores de anos igualmente espaçados, nesse caso, para a utilização desses métodos realizou-se inicialmente uma estimativa de população para o ano de 1990 utilizando o método aritmético);
- P_S – População de saturação (hab);
- K_a, K_g, K_l, K_d, c – Coeficientes.

3.3.2. Estudo topográfico

O projeto e a execução do sistema de esgotamento sanitário são desenvolvidos com base na topografia do terreno, uma vez que para reduzir custos prioriza-se o escoamento por gravidade. Dessa forma, o levantamento das curvas de nível da área de implantação do sistema é uma etapa essencial do projeto.

Para a obtenção das curvas de nível, inicialmente adquiriu-se um Modelo Digital de Elevação (MDE) contendo a área de estudo, fornecido gratuitamente pelo Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE) através do Banco de Dados Geomorfológicos do Brasil (TOPODATA). Para manipulação do arquivo MDE utilizou-se o *software* QGIS, versão 3.22.7, que possibilitou a geração de linhas de contorno com intervalos de 1 m.

3.3.3. Definição das bacias de contribuição

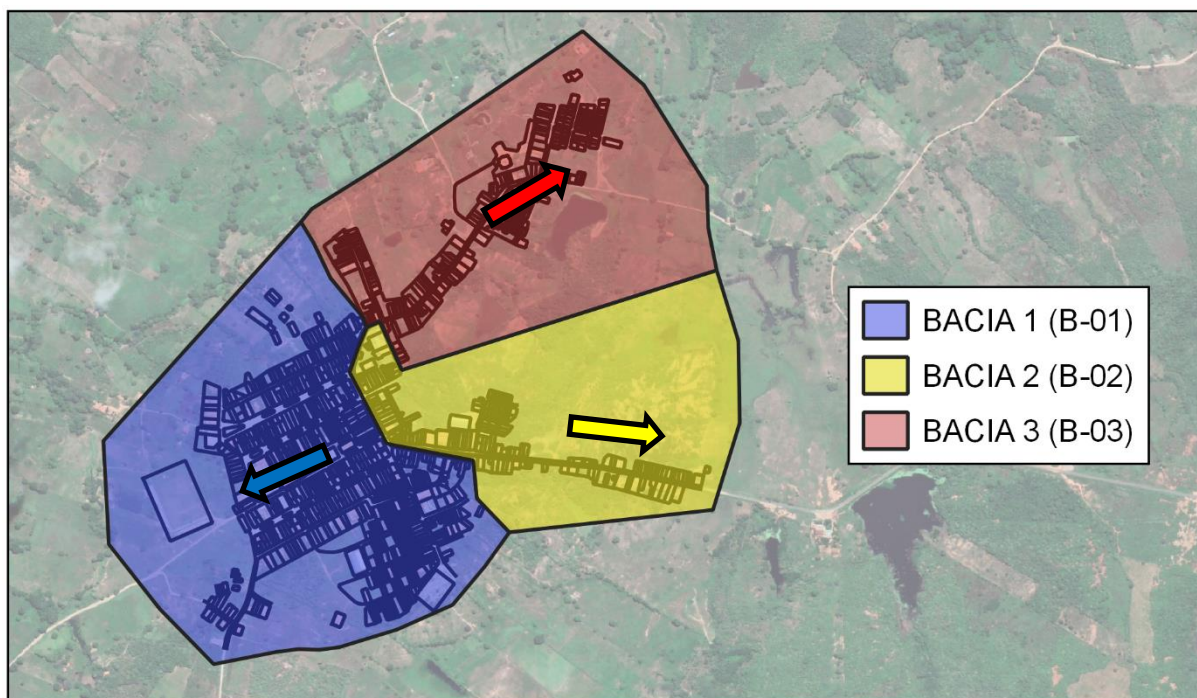
Os critérios adotados para a definição das bacias de contribuição de esgotamento foram a conformação topográfica e as áreas de tendência de crescimento da zona urbana de Riacho de Santana/RN.

A partir da análise das curvas de nível e das áreas de tendência de crescimento contidas no Plano de Saneamento Básico do Município, viu-se a necessidade de três bacias de esgotamento:

- B-01, composta pelos bairros: Centro, Esperança e São João;
- B-02, composta pelos bairros: Centro, Conjunto Bela vista e Novo Horizonte;
- B-03, composta pelos bairros: São Gonçalo e Nascer do Sol.

Em cada uma das bacias, os efluentes são coletados e transportados por gravidade até uma estação elevatória, em seguida são transportados por recalque até a estação de tratamento de efluentes. Na Figura 07 são identificadas as três bacias de contribuição, as setas indicam o sentido de fluxo por gravidade, seguindo a declividade natural do terreno.

Figura 07 – Bacias de contribuição de esgotamento.



Fonte: Autor (2022).

3.3.4. Traçado da rede coletora

O traçado da rede coletora foi desenvolvido utilizando o *software* AutoCAD 2021, versão estudante. Todo traçado foi pensado de modo a garantir melhor custo-benefício e assegurar uma rede otimizada e eficiente. Para isso, levou-se em consideração a topografia do terreno e as bacias de esgotamento definidas para a área de projeto.

Foram consideradas duas posições para as tubulações na via pública: no eixo e no passeio. Nas ruas pavimentadas optou-se por posicionar no eixo do leito carroçável, recomendação de Tsutiya e Alem Sobrinho (1999), para quando existir apenas uma tubulação de esgoto na rua. Já nas ruas asfaltadas optou-se por posicionar no passeio, para evitar gastos com reconstrução.

3.3.5. Parâmetros de projeto

Os parâmetros de projeto (Quadro 02) utilizados para o dimensionamento da rede coletora foram norteados pela NBR 9649:1986 (projeto de redes coletoras de esgoto sanitário).

Quadro 02 - Parâmetros de projeto.

Parâmetro	Valor adotado
Consumo efetivo <i>per capita</i> de água (q_e)	72,80 L/hab·dia
Coeficiente de retorno (C)	0,80
Coeficiente de máxima vazão diária (K_1)	1,2
Coeficiente de máxima vazão horária (K_2)	1,5
Coeficiente de mínima vazão horária (K_3)	0,5
Vazão mínima de projeto	1,5 L/s
Taxa de contribuição de infiltração (T_{inf})	0,5 L/s·km
Material da tubulação	PVC
Coeficiente de rugosidade de Manning	0,013
Diâmetro nominal mínimo da tubulação	150 mm
Distância máxima das singularidades	100 m

Fonte: Autor (2022).

Para a definição do consumo efetivo, considerou-se um consumo médio *per capita* de água de 140 L/hab·dia, valor recomendado pela Fundação Nacional de Saúde – FUNASA (BRASIL, 2019) para populações inferiores a cinco mil habitantes, e um índice de perdas estimado em 48% de acordo com a Prefeitura Municipal de Riacho de Santana (2018), obtendo-se um consumo efetivo *per capita* de 72,80 L/hab·dia.

Os valores do coeficiente de retorno (C), dos coeficientes de variação de vazão (K_1 , K_2 e K_3) e vazão mínima de projeto foram adotados conforme recomendação da NBR 9649:1986.

De acordo com a NBR 9649:1986, a taxa de infiltração normalmente situa-se na faixa de 0,05 a 1,0 L/s.km. Para esse projeto adotou-se um valor mediano ao recomendado pela Norma, de 0,5 L/s.km.

Devido a facilidade de obtenção na região e ser de fácil execução, optou-se por tubo de PVC. Apesar do coeficiente de rugosidade de Manning para tubos de PVC ser 0,010 (Tabela 03), seguiu-se as recomendações de Tsutiya e Alem sobrinho (1999) e adotou-se 0,013, tendo em vista a futura formação de película de limo que torna a superfície das paredes da tubulação mais uniforme.

O diâmetro mínimo exigido por norma é de 100 mm, entretanto, na maioria das cidades do Brasil usa-se 150 mm, garantindo maior segurança. A distância máxima entre as singularidades é limitada pelo alcance dos equipamentos de desobstrução, normalmente de 100 m.

3.3.6. Vazões de dimensionamento

Para o dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário foram determinadas as vazões descritas no Quadro 03, utilizando suas respectivas Equações.

Quadro 03 - Equações das vazões de dimensionamento da rede coletora.

Vazão	Equação
Vazão de início de plano (L/s)	$Q_i = Q_{d,i} + Q_{inf,i} + Q_{c,i}$ (05)
Vazão de fim de plano (L/s)	$Q_f = Q_{d,f} + Q_{inf,f} + Q_{c,f}$ (06)
Vazão doméstica de início de plano (L/s)	$Q_{d,i} = \frac{C \times K_2 \times P_i \times q_e}{86400}$ (07)
Vazão doméstica de final de plano (L/s)	$Q_{d,f} = \frac{C \times K_1 \times K_2 \times P_f \times q_e}{86400}$ (08)
Vazão de infiltração (L/s)	$Q_{inf} = T_{inf} \times L_{rede}$ (09)

Fonte: Adaptado de Tsutiya e Alem Sobrinho (1999).

- K_1, K_2 , – coeficientes de máxima vazão diária, máxima vazão horária;
- $Q_{c,i}, Q_{c,f}$ – Vazões concentradas de início e fim de plano (L/s);
- C – Coeficiente de retorno;
- P_i, P_f – Populações de início e fim de plano;
- q_e – Consumo efetivo *per capita* de água (L/hab·dia);
- T_{inf} – Taxa de contribuição de infiltração (L/s·km);
- L_{rede} – Comprimento da rede (km).

As vazões concentradas $Q_{c,i}$ e $Q_{c,f}$, também chamadas de vazões industriais, referem-se a contribuições pontuais de esgoto, normalmente provenientes de indústrias, shoppings, entre outras áreas de grandes concentrações de pessoas (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 1999). Em Riacho de Santana/RN não há atividade industrial registrada, logo, a vazão concentrada foi desconsiderada neste projeto.

3.3.7. Taxa de contribuição linear

A taxa de contribuição linear foi calculada para início e fim de plano através das Equações (10) e (11).

$$T_{xi} = \frac{Q_{d,i}}{L_i} + T_{inf} \quad (10)$$

$$T_{xf} = \frac{Q_{d,f}}{L_f} + T_{inf} \quad (11)$$

Em que:

T_{xi} e T_{xf} – Taxas de contribuição linear de início e fim de plano (L/s·m);

$Q_{d,i}$ e $Q_{d,f}$ – Vazões domésticas de início e fim de plano (L/s);

L_i e L_f – Comprimentos da rede de início e fim de plano (m);

T_{inf} – Taxa de infiltração (L/s·m).

3.3.8. Declividades

Foram determinadas as declividades mínima, máxima e do terreno através das Equações do Quadro 04.

Quadro 04 - Equações de declividades.

Declividades	Equações
Declividade mínima (m/m)	$I_{min} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$ (12)
Declividade máxima (m/m)	$I_{max} = 4,65 \cdot Q_f^{-0,67}$ (13)
Declividade do terreno (m/m)	$I_T = \frac{C_j - C_m}{L}$ (14)

Fonte: Tsutiya e Alem Sobrinho (1999).

- Q_i , Q_f – Vazões de início e final de plano (L/s);
- C_j e C_m – Cotas do trecho a jusante e montante (m);
- L – Comprimento do trecho (m).

As Equações de declividade mínima e máxima apresentadas anteriormente são formuladas para coeficientes de Manning de 0,013 e atendem aos critérios da tensão trativa média de 1Pa (declividade mínima) e velocidade na tubulação de 5,0 m/s (declividade máxima).

Entre as declividades calculadas, selecionou-se para cálculos de projeto aquela que garantiu o recobrimento mínimo da tubulação (atendendo os limites mínimo e máximo de declividade).

3.3.9. Profundidade mínima do coletor

A profundidade mínima do coletor foi calculada de acordo com as recomendações de Tsutiya e Alem Sobrinho (1999), através da Equação (15).

$$p = a + (i \cdot l) + h + h_c \quad (15)$$

Em que:

p – Profundidade mínima do coletor (m);

a – Distância entre a geratriz inferior interna do coletor público até a geratriz inferior interna do ramal predial (m);

i – Declividade do ramal predial (m/m);

l – Distância entre o coletor público e a caixa de inspeção (m);

h – Desnível entre a via pública e o aparelho sanitário mais desfavorável (m);

h_c – Altura da caixa de inspeção (m).

Para os valores de a , i , l , e h_c adotou-se, respectivamente, 0,20 m, 0,02 m/m, 25 m e 0,5 m, sob recomendações de Tsutiya e Alem Sobrinho (1999). Para h adotou-se valor zero, pois não há aparelhos sanitários localizados abaixo do nível do terreno.

Com os parâmetros adotados, definiu-se um recobrimento mínimo de 1,20 m (valor superior ao mínimo exigido de 0,90m) e considerou-se profundidades mínimas de 1,35 m para coletores de 150 mm, diâmetro mínimo adotado.

3.3.10. Lâmina líquida

A NBR 9649:1986 estabelece que as redes coletoras devem funcionar com lâmina líquida igual ou inferior a 75%. Para determinar o diâmetro mínimo que atenda essa condição, utilizou-se a Equação (16) que leva em consideração a vazão de fim de plano (Q_f) e a declividade de projeto (I) (TSUTIYA; ALEM SOBRINHO, 1999).

$$D = \left(0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375} \quad (16)$$

Para a determinação da lâmina líquida efetiva correspondente ao diâmetro adotado em projeto utilizou-se a Tabela do ANEXO A, que relaciona a vazão de final de plano e a declividade de projeto para diferentes relações de Y/D .

3.3.11. Raio hidráulico

O raio hidráulico foi determinado em função da lâmina líquida (Y/D) utilizando a Tabela do ANEXO B.

3.3.12. Tensão trativa

A tensão trativa foi determinada através da Equação (17).

$$\sigma = \gamma \cdot Rh \cdot I \quad (17)$$

Em que:

σ – Tensão trativa (kgf/m²)

γ – Peso específico (1000 kgf/m³);

Rh – Raio hidráulico (m);

I – Declividade (m/m).

3.3.13. Velocidade máxima e velocidade crítica

A velocidade máxima foi determinada em função da lâmina líquida (Y/D) utilizando a relação V/\sqrt{I} da Tabela do ANEXO A.

A velocidade crítica, por sua vez, foi calculada através da Equação (18).

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{g \cdot Rh} \quad (18)$$

Em que:

V_c – Velocidade crítica (m/s);

g – Aceleração da gravidade (9,81 m/s²);

Rh – Raio hidráulico (m).

3.3.14. Localização das Estações Elevatórias de Esgoto (EEE)

Definiu-se os melhores locais para as estações elevatórias de cada bacia de esgotamento, posicionando-as nos pontos mais baixos das bacias, de fácil acesso e com disponibilidade de energia elétrica, assim como recomenda Pires (2018).

3.4. Dimensionamento das unidades de tratamento

Inicialmente, definiu-se o sistema de tratamento ideal para a cidade de Riacho de Santana/RN. Para isso, fez-se um estudo dos principais sistemas implantados no Brasil, e assim, baseando-se na maior eficiência do tratamento, no menor custo de implantação e nas condições climáticas favoráveis da área de estudo, optou-se pelo sistema de reator UASB + lagoas de polimento, composto por: gradeamento, desarenador, calha Parshall, reator UASB, leito de secagem e lagoas de polimento.

Para o dimensionamento das unidades de tratamento, utilizou-se as metodologias de cálculo de Von Sperling (2002 e 2005) e Jordão e Pessoa (2011). Primeiramente, determinou-se as vazões de projeto, através das Equações presentes no Quadro 05.

Quadro 05 - Equações de vazões de dimensionamento das unidades de tratamento.

Vazões	Equações
Vazão mínima (L/s)	$Q_{min} = \frac{C \cdot K_3 \cdot P_i \cdot q_e}{86400} + Q_{inf}$ (19)
Vazão média de início de projeto (L/s)	$Q_{méd,i} = \frac{C \cdot P_i \cdot q_e}{86400} + Q_{inf}$ (20)
Vazão média de fim de projeto (L/s)	$Q_{méd,f} = \frac{C \cdot P_f \cdot q_e}{86400} + Q_{inf}$ (21)
Vazão máxima (L/s)	$Q_{máx} = \frac{C \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot P_f \cdot q_e}{86400} + Q_{inf}$ (22)

Fonte: Adaptado de Von Sperling (2005).

- K_1, K_2, K_3 – coeficientes de máxima vazão diária, máxima vazão horária e mínima vazão horária;
- P_i, P_f – Populações de início e fim de plano;
- q_e – Consumo efetivo *per capita* de água (L/hab·dia);
- C – Coeficiente de retorno;
- Q_{inf} – Vazão de infiltração (L/s).

3.4.1. Calha Parshall

A seleção da Calha Parshall utilizada no sistema deu-se através de recomendações da NBR 9826:2008 (medição de vazão de líquido em canais abertos – calhas Parshall e SANIIRI). Com base nas vazões mínima e máxima calculadas definiu-se o modelo de calha padrão com intervalo de vazão de operação adequado para o sistema, através da Tabela do ANEXO C.

Após definir o modelo, tomou-se a sua equação de vazão, também presente na Tabela do ANEXO C, e determinou-se as alturas de lâminas mínima, média e

máxima na calha Parshall. De posse das alturas, calculou-se o rebaixo a partir da Equação (23).

$$Z = \frac{Q_{máx} \cdot H_{cp,min} - Q_{min} \cdot H_{cp,máx}}{Q_{máx} - Q_{min}} \quad (23)$$

Em que:

Z – Rebaixo na calha (m);

Q_{min} , $Q_{máx}$ – Vazões mínima e máxima de projeto (m³/s);

$H_{cp,min}$, $H_{cp,máx}$ – Alturas de lâminas mínima e máxima na calha (m).

Definido o rebaixo, determinou-se as alturas de lâminas mínima, média e máxima no canal, através das Equações (24), (25) e (26).

$$H_{c,min} = H_{cp,min} - Z \quad (24)$$

$$H_{c,méd} = H_{cp,méd} - Z \quad (25)$$

$$H_{c,máx} = H_{cp,máx} - Z \quad (26)$$

Em que:

$H_{c,min}$, $H_{c,méd}$, $H_{c,máx}$ – Alturas de lâminas mínima, média e máxima no canal (m).

3.4.2. Gradeamento

O gradeamento foi definido seguindo as recomendações da NBR 12209:2011 (elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários). As grades podem ser dos tipos: grosseiras, médias ou finas. O espaçamento entre elas é fixado por norma em função das dimensões dos sólidos.

Neste projeto adotou-se duas grades: uma média seguida de uma fina, com as dimensões presentes na Tabela 05.

Tabela 05 - Dimensões adotadas para o gradeamento.

Tipo de grade	Espaçamento (mm)	Seção transversal (mm)
Média	30	9,5 x 3,81
Fina	15	9,5 x 3,81

Fonte: Adaptado de Jordão e Pessoa (2011).

Devido à pequena vazão de projeto e conseqüentemente um canal de menores dimensões, optou-se por gradeamento manual com inclinação de 45°. Com todas essas considerações feitas realizou-se o dimensionamento das grades seguindo os passos a seguir, descritos por Jordão e Pessoa (2011).

1 – Área útil do canal

O cálculo da área útil do canal foi realizado utilizando a Equação (27).

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v} \quad (27)$$

Em que:

A_u – Área útil do canal (m²);

$Q_{m\acute{a}x}$ – Vazão máxima de projeto (m³/s);

v – Velocidade de passagem adotada (m/s).

Recomenda-se que a velocidade de passagem, para a vazão máxima de projeto, esteja entre 0,60 m/s e 1,00 m/s (JORDÃO; PESSOA, 2011). Nesse projeto adotou-se o valor mínimo de 0,60 m/s.

2 – Eficiência das grades

Fez-se necessário determinar a eficiência das grades para o dimensionamento do canal afluente. Para isso, utilizou-se a Equação (28).

$$E = \frac{a}{a + t} \cdot 100 \quad (28)$$

Em que:

E – Eficiência da grade (%);

a – Espaçamento entre as barras (mm);

t – Espessura das barras (mm).

Como foram utilizadas duas grades, uma média e uma fina, obteve-se a eficiência global do sistema de gradeamento através da Equação (29).

$$E_g = [1 - (1 - E_f) \cdot (1 - E_m)] \cdot 100 \quad (29)$$

Em que:

E_g – Eficiência global das grades (%);

E_f, E_m – Eficiências da grade fina e média (decimais);

3 – Área da seção transversal e largura do canal

A seção do canal junto à grade, necessária para o escoamento, e a sua largura foram determinadas a partir das Equações (30) e (31).

$$S = \frac{A_u}{E_g} \quad (30)$$

$$b = \frac{S}{H_{c,máx}} \quad (31)$$

Em que:

S – Seção do canal (m²);

A_u – Área útil do canal (m²);

E_g – Eficiência global das grades (decimais).

b – Largura do canal (m);

$H_{c,máx}$ – Altura de lâmina máxima na calha.

4 – Perda de carga e comprimento da grade

A perda de carga na grade foi determinada através da Equação (32)

$$h_f = 1,43 \cdot \frac{v_f^2 - v_0^2}{2g} \quad (32)$$

Em que:

h_f – Perda de carga (m);

v_f - Velocidade do fluxo através das barras (m/s);

v_0 – Velocidade do fluxo imediatamente a montante da grade (m/s);

g – Aceleração da gravidade (9,81 m/s²).

Seguindo recomendações de Jordão e Pessoa (2011), para efeito de manutenção da velocidade e perfil hidráulico, admitiu-se uma obstrução de até 50% da lâmina d'água no canal. Feita essa consideração, determinou-se v_f e v_0 através das Equações (33) e (34), respectivamente.

$$v_f = 2v \quad (33)$$

$$v_0 = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{S} \quad (34)$$

Em que:

v – Velocidade de passagem adotada (m/s).

$Q_{m\acute{a}x}$ – Vazão máxima (m³/s);

S – Seção do canal (m²).

Para determinar o comprimento da grade foram utilizadas as Equações (35) e (36).

$$x = \frac{h_v}{\text{sen}\alpha} \quad (35)$$

$$h_v = h_f + H_{c,m\acute{a}x} + D + 0,10 \quad (36)$$

Em que:

x – Comprimento da grade (m);

h_v – Altura vertical da grade (m);

α – Ângulo de inclinação da grade (45°);

h_f – Perda de carga (m);

$H_{c,m\acute{a}x}$ – Altura da lâmina máxima no canal (m);

D – Diâmetro da tubulação de chegada (0,20 m).

5 – Quantidade de barras na grade

Para definir o número de barras em cada grade foi utilizada a Equação (37).

$$n = \frac{b}{t + a} \quad (37)$$

Em que:

n – Número de barras da grade;

b – Largura do canal (m);

a – Espaçamento entre as barras (mm);

t – Espessura das barras (mm).

3.4.3. Desarenador

O dimensionamento do desarenador foi realizado a partir da metodologia de cálculo de Jordão e Pessoa (2011). Seguiu-se os seguintes passos:

1 – Largura e comprimento do desarenador

Para efeito de dimensionamento, adotou-se velocidade de fluxo média de 0,30 m/s e velocidade média de sedimentação de 0,02 m/s, para partículas de diâmetro maior ou igual a 0,2 mm. Feitas essas considerações, determinou-se a largura e o comprimento através das Equações (38) e (39), respectivamente.

$$B_d = \frac{Q_{máx}}{v_{fd} \cdot H_{c,máx}} \quad (38)$$

$$L_d = 22,5 \cdot H_{c,máx} \quad (39)$$

Em que:

B_d – Largura do desarenador (m);

L_d – Comprimento do desarenador (m);

$Q_{máx}$ – Vazão máxima (m³/s);

v_{fd} – Velocidade de fluxo média (m/s);

$H_{c,máx}$ – Altura da lâmina máxima no canal (m);

Ao determinar B_d e L_d verificou-se o atendimento da relação $L_d/b_d \geq 4$.

2 – Verificação das velocidades de escoamento e taxas de escoamento superficial

A NBR 12209:2011 determina uma faixa de valores em que a velocidade e a taxa de escoamento superficial devem estar compreendidas. Velocidade de escoamento: 0,25 a 0,40 m/s; Taxa de escoamento superficial: 600 a 1300 m³/m²·d. A verificação desses parâmetros foi feita por meio das Equações (40) e (41).

$$v_e = \frac{Q}{B_d \cdot H_c} \quad (40)$$

$$q = \frac{Q \cdot 86400}{B_d \cdot L_d} \quad (41)$$

Em que:

v_e – Velocidade de escoamento (m/s);

q – Taxa de escoamento superficial (m³/m²·d);

Q – Vazões de projeto (mínima, média de fim de projeto e máxima) (m³/s);

B_d e L_d – Largura e comprimento, respectivamente, do desarenador (m);

H_c – Altura da lâmina d'água no canal (m).

Fez-se a verificação da velocidade para as vazões mínima, média e máxima, e para a taxa de escoamento superficial, foram verificadas as vazões médias de início e fim de projeto.

3 – Profundidade do compartimento de armazenamento de areia

Através da Equação (42), dimensionou-se o rebaixo do compartimento de armazenamento de areia considerando uma periodicidade de limpeza de 14 dias.

$$H_{arm} = \frac{(Q_{méd,f} \cdot I \cdot t_{lodo})/1000}{B_d \cdot L_d} \quad (42)$$

Em que:

H_{arm} – Profundidade do compartimento de armazenamento de areia (m);

$Q_{méd,f}$ – Vazão média de fim de projeto (m³/d);

I – Periodicidade de limpeza (dias);

t_{lodo} – Taxa de remoção de areia (0,041 L/m³);

B_d e L_d – Largura e comprimento, respectivamente, do desarenador (m).

3.4.4. Reator UASB

O reator UASB foi dimensionado com base nas recomendações da NBR 12209:2011.

Primeiro, definiu-se o tempo de detenção hidráulica (TDH) do reator. De acordo com a NBR 12209:2011, para uma temperatura entre 22 °C e 25 °C (intervalo em que se encontra a temperatura média mais fria para o esgoto no município de Riacho de Santana/RN), o TDH deve ser igual ou superior a 7 horas. Para esse projeto, adotou-se um TDH de 8 horas. Com relação à profundidade útil, a norma define o intervalo entre 4 m e 6 m, sendo o mínimo para o intervalo de digestão de 2,5 m. Nesse projeto, adotou-se a profundidade útil (H_r) de 4,5 m, sendo 3 m o compartimento de digestão. Feitas essas considerações, para o dimensionamento dos demais critérios de projeto, seguiu-se os seguintes passos:

1 – Dimensões básicas do reator

Inicialmente determinou-se o volume e área requerida para o reator, através das Equações (43) e (44).

$$V_r = Q_{méd,f} \cdot TDH \quad (43)$$

$$A_r = \frac{V_r}{H_r} \quad (44)$$

Em que:

V_r – Volume do reator (m^3);

A_r – Área do reator (m^2);

$Q_{méd,f}$ – Vazão média de fim de projeto (m^3/h);

TDH – Tempo de detenção hidráulica (horas);

H_r – Altura útil do reator (m).

Optou-se por dimensionar o UASB de configuração retangular, dessa forma, definiu-se a largura (B_r) e o comprimento (L_r) do reator, de modo a satisfazer a área e volume calculado e a relação $B_r < L_r$.

2 – Verificação de cargas aplicadas e velocidade ascensional no reator

Para a verificação desses parâmetros, utilizou-se as Equações (45), (46) e (47).

$$CHV = \frac{Q_{méd,f}}{V_r} \quad (45)$$

$$COV = \frac{Q_{méd,f} \cdot S_{0,DQO}}{V_r} \quad (46)$$

$$v_a = \frac{Q}{A_r} \quad (47)$$

Em que:

CHV – Carga hidráulica volumétrica ($m^3/m^2 \cdot d$);

COV – Carga orgânica volumétrica ($kgDQO/m^3 \cdot d$);

v_a – Velocidade ascensional (m/h);

$Q_{méd,f}$ – Vazão média de fim de projeto (m^3/d);

Q – Vazões de projeto (média de fim de projeto e máxima) (m^3/h);

$S_{0,DQO}$ – Concentração média de DQO afluente ao reator ($kgDQO/m^3$);

V_r – Volume do reator (m^3);

A_r – Área do reator (m^2).

De acordo com Jordão e Pessoa (2011), a concentração média de DQO ($S_{0,DQO}$) nos esgotos domésticos varia de 200 a 800 mgDQO/L, nesse projeto foi adotado o valor de 500 mgDQO/L (0,50 kgDQO/ m^3). Calculou-se a velocidade ascensional para as vazões média de fim de projeto e máxima.

3 – Estimativa de eficiência do reator UASB

Estimou-se a eficiência do reator na remoção de DBO e DQO através das Equações (48) e (49) (CHERNICHARO, 2007).

$$E_{DBO} = 100 \cdot (1 - 0,70 \cdot TDH^{-0,50}) \quad (48)$$

$$E_{DQO} = 100 \cdot (1 - 0,68 \cdot TDH^{-0,35}) \quad (49)$$

Em que:

E_{DBO} – Estimativa da eficiência de remoção de DBO (%);

E_{DQO} – Estimativa da eficiência de remoção de DQO (%);

TDH – Tempo de detenção hidráulica (h).

A partir da eficiência estimada, determinou-se a concentração esperada de DBO e DQO no efluente final a partir da Equação (50).

$$S_f = S_0 - \frac{E \cdot S_0}{100} \quad (50)$$

Em que:

S_f – Estimativa de concentração final de DBO e DQO (mg/L);

S_0 – Concentração inicial média adotada de DBO e DQO (mg/L);

E – Estimativa de eficiência de remoção de DBO e DQO (%).

De acordo com Jordão e Pessoa (2011), a concentração média de DBO ($S_{0,DBO}$) nos esgotos domésticos varia de 100 a 400 mgDBO/L, nesse projeto adotou-se o valor de 300 mgDBO/L (0,30 kgDBO/m³).

4 – Estimativa da produção de biogás

A produção esperada de biogás foi determinada a partir da estimativa da carga de DQO convertida em gás metano, obtida através da Equação (51).

$$DQO_{CH_4} = Q_{méd,f} \cdot [(S_{0,DQO} - S_f) - (Y_{obs} - S_{0,DQO})] \quad (51)$$

Em que:

DQO_{CH_4} – Carga de DQO convertida em metano (kgDQO_{CH4}/d);

$Q_{méd,f}$ – Vazão média de fim de projeto (m³/d);

S_f – Estimativa de concentração final de DQO (kg/m³);

$S_{0,DQO}$ – Concentração inicial média adotada de DQO (kg/m³);

Y_{obs} – Coeficiente de produção de sólidos no sistema, em termos de DQO (kgDQO_{lodo}/kgDQO_{aplicado}).

Com relação ao coeficiente de produção de sólidos (Y_{obs}), segundo Chernicharo (2007), ele pode variar de 0,11 a 0,23 kgDQO_{lodo}/kgDQO_{aplicado}, baseado nisso adotou-se o valor de 0,20 kgDQO_{lodo}/kgDQO_{aplicado}.

Em seguida, determinou-se a produção volumétrica de metano através da Equação (52).

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{f(T)} \quad (52)$$

$$f(T) = \frac{P \cdot K}{[R \cdot (273 + T)]} \quad (53)$$

Em que:

Q_{CH_4} – Produção volumétrica de metano (m³/d);

DQO_{CH_4} – Carga de DQO convertida em metano (kgDQO_{CH4}/d);

$f(T)$ – Fator de correção para a temperatura operacional do reator (kgDQO/m³);

P – Pressão atmosférica (1 atm);

K – DQO correspondente a 1 mol de CH₄ (64 gDQO/mol);

R – Constante dos gases (0,08206 atm·L/mol·°K);

T – Temperatura operacional do reator (adotou-se o valor médio de 25°C).

Calculou-se a estimativa da produção total de biogás a partir do quociente da produção volumétrica de biogás pela concentração de metano no biogás, através da Equação (54).

$$Q_{biogás} = \frac{Q_{CH_4}}{C_{CH_4}/100} \quad (54)$$

Em que:

$Q_{biogás}$ – Estimativa de produção total de biogás (m³/d);

Q_{CH_4} – Produção volumétrica de metano (m³/d);

C_{CH_4} – Concentração de metano no biogás (%).

De acordo com Chernicharo (2007), a concentração de metano no biogás é da ordem de 70 a 80%. Considerando a condição mais desfavorável, adotou-se o valor de 70%.

5 – Componentes do reator UASB

Os componentes do reator UASB foram dimensionados seguindo as recomendações da NBR 12209:2011.

Primeiro determinou-se a quantidade de tubos de distribuição, Equação (55).

$$n_{tubos} = \frac{A_r}{A_i} \quad (55)$$

Em que:

n_{tubos} – Número de tubos de distribuição;

A_r – Área do reator (m²);

A_i – Área de influência de cada tubulação (m²).

De acordo com a NBR 12209:2011, a área de influência de cada tubo deve ser de no máximo 3 m², adotou-se, portanto, o valor de 2 m².

Para o dimensionamento do compartimento de decantação e aberturas de passagem para o decantador, levou-se em consideração todos os critérios de medidas mínimas e máximas estabelecidas na NBR 12209:2011. A partir das medidas estabelecidas na norma, definiu-se uma configuração básica, com dois separadores trifásicos, e fez-se as verificações de velocidade nas aberturas no decantador e taxa de aplicação superficial no decantador, por meio das Equações (56) e (57).

$$v_{AD} = \frac{Q}{A_{AD}} \quad (56)$$

$$T_{AS} = \frac{Q}{AS} \quad (57)$$

Em que:

v_{AD} – Velocidade nas aberturas para o decantador (m/h);

T_{AS} – Taxa de aplicação superficial no decantador (m/h);

Q – Vazões de projeto (vazão média de fim de plano e máxima) (m³/h);

A_{AD} – Área das aberturas de passagem para o decantador (m²);

AS – Área superficial livre do decantador (m²).

Para a determinação da área das aberturas de passagem para o decantador (A_{AD}) considerou-se o somatório de todas as aberturas existentes entre um separador trifásico e a parede do reator e entre dois separadores trifásicos simultâneos. Para a determinação da área superficial livre do decantador (AS) desconsiderou-se a área ocupada pelas canaletas de coleta e compartimento de coleta de gás. O comprimento dos componentes é igual ao comprimento do reator (L_r).

A velocidade e taxa de escoamento superficial foram verificadas para a vazão média de fim de projeto e para vazão máxima.

Definiu-se o número de coletores de gases baseado no número de separadores trifásicos, sendo que cada separador trifásico possui na sua parte superior um compartimento de coleta com área suficiente para garantir uma taxa de liberação de biogás superior a 1,00 m³/m²·h. Para verificação da taxa de liberação de biogás foi utilizada a Equação (58).

$$V_g = \frac{Q_{biogás}}{A_g} \quad (58)$$

Em que:

V_g – Taxa de liberação de biogás (m³/m²·h);

$Q_{biogás}$ – Estimativa de produção total de biogás (m³/h);

A_g – Área total de coletores de gases (m²).

3.4.5. Leito de secagem

O dimensionamento do leito de secagem foi realizado a partir da estimativa de produção de lodo no reator UASB, que segundo Chernicharo (2007) pode ser determinada através das Equações (59) e (60).

$$P_{lodo} = Y \cdot Q_{méd,f} \cdot S_{DQO} \quad (59)$$

$$V_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{\gamma \cdot C_{lodo}/100} \quad (60)$$

Em que:

P_{lodo} – Produção de lodo (kgSST/d);

Y – Coeficiente de produção de sólidos no sistema (kgSST/kgDQO_{aplicado});

$Q_{méd,f}$ – Vazão média de fim de projeto (m³/d);

S_{DQO} – Concentração média de DQO afluente ao reator (kgDQO/m³);

V_{lodo} – Produção volumétrica de lodo (m³/d);

γ – Massa específica do lodo (1020 kg/m³);

C_{lodo} – Concentração do lodo (%).

Segundo Chernicharo (2007), o reator UASB tem um baixo coeficiente produção de lodo, da ordem de 0,10 a 0,20 kgSST/kgDQO_{aplicado}, e de elevada concentração, de 3 a 5%, para esse projeto adotou-se um coeficiente de produção de 0,18 kgSST/kgDQO_{aplicado} e concentração de 4%.

Os ciclos de operação dos leitos de secagem são normalmente de 15 a 20 dias, adotou-se o valor de 15 dias. Definido esse valor, calculou-se o volume de lodo produzido por ciclo e área do leito de secagem por meio das Equações (61) e (62).

$$V_{l/c} = V_{lodo} \cdot CO \quad (61)$$

$$A_{LS} = \frac{P_{lodo} \cdot CO}{T_{leito}} \quad (62)$$

Em que:

$V_{l/c}$ – Volume de lodo por ciclo de operação (m³);

V_{lodo} – Produção volumétrica de lodo (m³/d);

CO – Ciclo de operação (d);

A_{LS} – Área do leito de secagem (m²);

T_{leito} – Taxa nominal de aplicação de sólidos no leito (kgSST/m²).

De acordo com Chernicharo (2007), a taxa nominal de aplicação de sólidos varia de 10 a 15 kgSST/m², considerando a situação mais desfavorável, adotou-se para esse projeto o valor de 10 kgSST/m².

Optou-se por dimensionar o leito de secagem de configuração retangular, dessa forma, definiu-se a largura (B_{LS}) e o comprimento (L_{LS}) do leito, de modo a satisfazer a área calculada e a relação B_{LS} < L_{LS}.

Calculou-se a profundidade do leito de secagem a partir da Equação (63).

$$H_{LS} = H_{lodo} + H_{LD} + H_{borda} \quad (63)$$

$$H_{lodo} = \frac{V_{l/c}}{A_{LS}} \quad (64)$$

Em que:

H_{LS} – Altura do leito de secagem (m);

H_{lodo} – Altura da camada de lodo (m);

H_{LD} – Altura do leito drenante (m)

H_{borda} – Altura adotada para borda (m).

$V_{l/c}$ – Volume de lodo por ciclo de operação (m³);

A_{LS} – Área do leito de secagem (m²);

Para o leito drenante adotou-se uma altura de 0,95 m, valor recomendado por Campos (1999) que considera um leito drenante composto por camadas de: tijolos (5 cm), areia média (15 cm), brita 1 e 2 misturadas (15 cm), brita 3 e 4 misturadas (30 cm) e pedra de mão (20 a 30 cm). Para a borda adotou-se o valor de 0,10 m.

3.4.6. Lagoas de polimento

Para o dimensionamento das lagoas de polimento, utilizou-se a metodologia de cálculo de Von Sperling (2002). Adotou-se um sistema em série de 3 lagoas com TDH total de 21 dias, baseando-se em Jordão e Pessoa (2011), que diz ser considerado como ótimo o tempo de 7 dias em cada lagoa. Para a profundidade, Von Sperling (2002) recomenda valores entre 0,80 e 1,00 m, nesse projeto adotou-se 1,00 m, de forma a maximizar a fotossíntese e os efeitos bactericidas da radiação ultravioleta.

Feitas essas considerações iniciais, para o dimensionamento das lagoas, seguiu-se os seguintes passos:

1 – Dimensões básicas das lagoas

Inicialmente, determinou-se o volume total e área total requerida das lagoas, a partir das Equações (65) e (66).

$$V_{LP} = Q_{méd,f} \cdot TDH \quad (65)$$

$$A_{LP} = \frac{V_{LP}}{H_{LP}} \quad (66)$$

Em que:

V_{LP} – Volume total das lagoas de polimento (m^3);

$Q_{méd,f}$ – Vazão média de fim de projeto (m^3/d);

TDH – Tempo de detenção hidráulica total (d);

A_{LP} – Área total das lagoas de polimento (m^2);

H_{LP} – Profundidade das lagoas de polimento (m).

Para determinar a área necessária de cada lagoa, dividiu-se a área total pelo número de lagoas em série. Por fim, definiu-se o comprimento (L_{LP}) e a largura (B_{LP}) de cada lagoa de modo a satisfazer a área requerida e atender a relação L_{LP}/B_{LP} aproximadamente igual a 4.

2 – Estimativa de eficiência das lagoas

Determinou-se a eficiência das lagoas na remoção de coliformes fecais e ovos helmintos. Para efeito de projeto adotou-se os valores médios de $1 \cdot 10^7$ CF/100 ml (N_0) e 200 ovos/L ($C_{ovos,0}$) presentes no esgoto bruto (VON SPERLING, 2002).

a) Remoção de coliformes fecais

Segundo Gonçalves (2003), grande parte dos coliformes fecais são removidos no reator UASB, que possui uma eficiência na remoção de coliformes de 1 unidade logarítmica removida, correspondente a 90%. Dessa forma, para a determinação da concentração de coliformes fecais efluente ao reator UASB, utilizou-se a Equação (67).

$$N_R = N_0 - (N_0 \cdot 0,90) \quad (67)$$

Em que:

N_R – Concentração de CF no esgoto efluente ao reator UASB (CF/100 mL);

N_0 – Concentração de CF no esgoto bruto (CF/100 mL);

A contagem de coliformes no efluente das lagoas foi determinada em função do regime hidráulico disperso, que de acordo com Von Sperling (2002) pode ser calculada através da Equação (68).

$$N = N_R \cdot \frac{4ae^{TDH/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}} \quad (68)$$

$$d = \frac{1}{L_{LP}/B_{LP}} \quad (69)$$

$$a = \sqrt{1 + (4 \cdot K_{bT} \cdot TDH \cdot d)} \quad (70)$$

Em que:

N – Concentração de CF efluente às lagoas de polimento (CF/100 mL);

N_R – Concentração de CF no esgoto efluente ao reator UASB (CF/100 mL);

a – Coeficiente para regime hidráulico disperso (adimensional);

TDH – Tempo de detenção hidráulica de cada lagoa de polimento (d);

d – Número de dispersão (adimensional);

L_{LP} – Comprimento da lagoa de polimento (m);

B_{LP} – Largura da lagoa de polimento (m);

K_{bT} – Coeficiente de decaimento bacteriano corrigido (d⁻¹).

Para determinar o decaimento bacteriano corrigido, primeiro determinou-se o decaimento referente a uma temperatura de 20°C através da Equação (71) e em seguida fez-se a correção para a temperatura de 25°C (adotada como temperatura média mais fria do esgoto em Riacho de Santana/RN) através da Equação (72).

$$K_{b20} = 0,542 \cdot H_{LP}^{-1,259} \quad (71)$$

$$K_{bT} = K_{b20} \cdot \theta^{(T-20)} \quad (72)$$

Em que:

K_{b20} - Coeficiente de decaimento bacteriano para temperatura de 20°C (d⁻¹);

H_{LP} - Profundidade da lagoa de polimento (m);

K_{bT} - Coeficiente de decaimento bacteriano corrigido (d⁻¹);

θ - Coeficiente de temperatura (adimensional);

T - Temperatura (°C).

De acordo com Von Sperling (2002), o coeficiente de temperatura para projetos deve estar na faixa de 1,07 (7% de aumento em K_b para o aumento de cada 1°C).

Após calcular a concentração de CF efluente às lagoas de polimento, definiu-se a sua eficiência por meio das Equações (73) e (74) e a eficiência total do sistema por meio da Equação (75).

$$E_{CF,LP} = \frac{N - N_R}{N} \cdot 100 \quad (73)$$

$$E_{globalCF,LP} = [1 - (1 - E_{n,CF}/100)^n] \cdot 100 \quad (74)$$

$$E_{CF,UASB+LP} = \frac{N - N_0}{N} \cdot 100 \quad (75)$$

Em que:

$E_{CF,LP}$ - Eficiência na remoção de CF de cada lagoa de polimento (%);

N - Concentração de CF efluente às lagoas de polimento (CF/100 mL);

N_R - Concentração de CF no esgoto efluente ao reator UASB (CF/100 mL);

N_0 - Concentração de CF no esgoto bruto (CF/100 mL);

$E_{CFglobal,LP}$ - Eficiência global na remoção de CF das lagoas em série (%);

$E_{n,CF}$ - Eficiência de remoção de CF em qualquer lagoa da série (%)

n - Número de lagoas em série;

$E_{CF,UASB+LP}$ - Eficiência final do sistema na remoção de CF (%).

b) Remoção de ovos helmintos

Segundo Gonçalves (2003), no reator UASB ocorre uma remoção de ovos helmintos na faixa de 63% a 88%. Para efeito de projeto, considerando uma margem

de segurança, adotou-se o valor de 60%. Dessa forma, para determinação da concentração de ovos helmintos efluentes ao reator UASB utilizou-se a Equação (76).

$$C_{ovos,R} = C_{ovos,0} - (C_{ovos,0} \cdot 0,60) \quad (76)$$

Em que:

$C_{ovos,R}$ – Concentração de ovos no esgoto efluente ao reator UASB (ovos/L);

$C_{ovos,0}$ – Concentração de ovos no esgoto bruto (ovos/L);

Para a determinação da eficiência de remoção de ovos helmintos das lagoas de polimento, utilizou-se as Equações (78) e (79) (VON SPERLING, 2002).

$$E_{ovos,LP} = 100 \cdot [1 - 0,41 \cdot e^{(-0,49 \cdot TDH + 0,0085 \cdot TDH^2)}] \quad (78)$$

$$E_{globalovos,LP} = [1 - (1 - E_{n,ovos}/100)^n] \cdot 100 \quad (79)$$

Em que:

$E_{ovos,LP}$ – Eficiência na remoção de ovos helmintos de cada lagoa de polimento (%);

TDH – Tempo de detenção hidráulica de cada lagoa de polimento (d);

$E_{globalovos,LP}$ – Eficiência global na remoção de ovos helmintos das lagoas em série (%);

$E_{n,ovos}$ – Eficiência de remoção de ovos helmintos em qualquer lagoa da série (%);

n – Número de lagoas em série;

Calculada a concentração de ovos helmintos no esgoto efluente ao reator UASB e a eficiência global na remoção de ovos helmintos das lagoas de polimento, foi possível determinar a concentração de ovos helmintos efluentes às lagoas de polimento através da Equação (80).

$$C = C_{ovos,R} \cdot (1 - E_{globalovos,LP}/100) \quad (80)$$

Em que:

C – Concentração de ovos helmintos efluentes às lagoas de polimento (ovos/L);

$C_{ovos,R}$ – Concentração de ovos no esgoto efluente ao reator UASB (ovos/L);

$E_{globalovos,LP}$ - Eficiência global na remoção de ovos helmintos das lagoas em série (%);

3.5. Escolha do local da estação de tratamento e corpo receptor

A definição do local ideal para a implantação da ETE foi baseada na metodologia de Silva (2011, p. 59), em que realizou-se a análise de um conjunto de fatores definidos previamente:

Área útil disponível para a construção da ETE – Para este critério é analisado a capacidade de implantação da estação de tratamento e ampliação em caso de necessidades futuras;

Acesso à ETE – Este critério se refere a avaliação da dificuldade de acesso ao terreno. Sua importância está principalmente fundada nos custos da construção de um possível acesso para as pessoas, veículos, materiais e energia necessários para o funcionamento da ETE;

Distância da ETE em relação às habitações – Este critério é fundamentado na possibilidade da geração de odores na estação. Confere também a compatibilidade da ETE com zona urbana durante as fases de construção e operação;

Impacto ambiental e facilidade para obtenção do licenciamento ambiental – Verificação das utilidades do terreno junto ao Plano Diretor;

Extensão do emissário de esgoto tratado da ETE até o corpo receptor – Para este critério é analisado a extensão do emissário de esgoto tratado a fim de reduzir os custos com bombeamento;

Situação topográfica da área – Este critério é utilizado para análise inicial quanto a necessidade de aterro;

Inundabilidade do local – Este critério se refere ao risco de inundações na área indicada para a ETE. A inundabilidade de uma área pode torná-la menos atrativa devido aos custos adicionais relacionados a preservação de sua integridade física em caso de enchente.

Foram selecionadas duas alternativas de áreas de implantação da ETE, uma a montante e outra a jusante da área urbana de Riacho de Santana/RN. Para cada uma das alternativas, realizou-se a avaliação dos critérios anteriores, por meio de uma escala de notas, que baseado em Silva (2011, p. 60), equivalem a:

Nota 1 – Esta é a nota mais baixa, significa que o terreno proposto não atende de forma satisfatória o critério avaliado;

Nota 2 – Esta é a nota média, significa que o terreno proposto atende ao critério avaliado e as características do terreno em relação ao critério avaliado são aceitáveis;

Nota 3 – Esta é a nota mais alta, significa que as características do terreno em relação ao critério avaliado são perfeitamente compatíveis.

A alternativa que obteve maior pontuação, após o somatório das notas avaliativas de cada critério, foi escolhida como local ideal de implantação.

Para a definição do corpo receptor, selecionou-se o principal corpo d'água disponível nas proximidades da zona urbana de Riacho de Santana/RN. Em seguida, realizou-se a classificação desse corpo d'água de acordo com a Resolução nº 357 de 2005 do CONAMA. A partir da análise de eficiência do sistema projetado e verificação dos critérios exigidos para a classificação feita, determinou-se a viabilidade ou não do seu uso como corpo receptor.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Caracterização do SES do município de Riacho de Santana/RN

No município de Riacho de Santana/RN, os serviços de esgotamento sanitário são muito precários. Ao longo dos anos vêm sendo adotadas medidas pouco eficientes como forma de mitigar alguns impactos. Na Tabela 06 são apresentadas as principais formas de esgotamento sanitário adotadas no município (considerando a área rural e urbana), de 1991 a 2010.

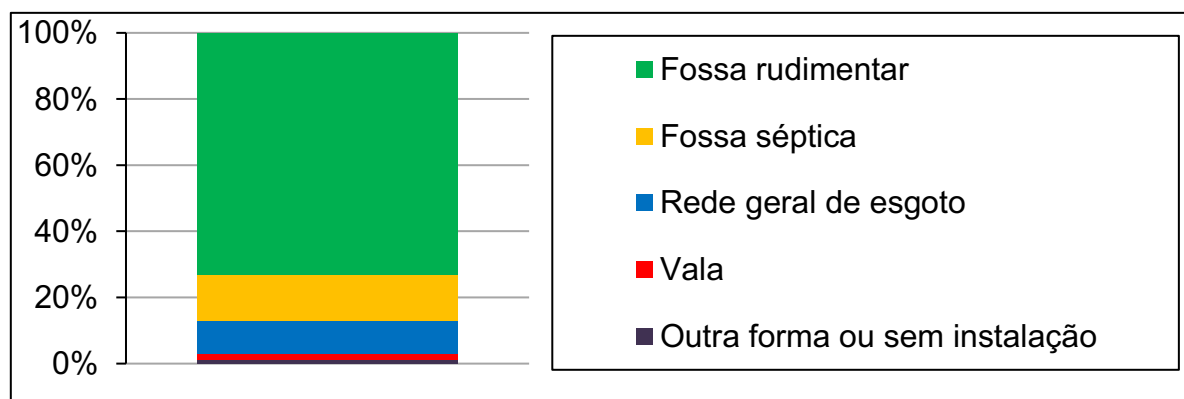
Tabela 06 - Formas de esgotamento sanitário em Riacho de Santana/RN.

Formas de esgotamento	1991	2000	2010
Rede geral de esgoto	0,0 %	0,0 %	4,4 %
Fossa séptica	0,0 %	0,0 %	10,9 %
Fossa rudimentar	24,0 %	65,8 %	74,3 %
Outra forma ou sem instalação	76,0 %	34,2 %	10,4 %

Fonte: IBGE (1991-2010).

Os dados acima deixam evidente uma certa ampliação no serviço de esgotamento sanitário no decorrer de duas décadas, entretanto, é notável que ainda prevalecem condições ineficientes, uma vez que em 2010 mais de 74% dos domicílios de todo o município utilizavam fossa rudimentar. Na Figura 08 é mostrado um gráfico de barras em colunas empilhadas do esgotamento sanitário em 2010, exclusivo da zona urbana de Riacho de Santana.

Figura 08 - Formas de esgotamento sanitário da zona urbana de Riacho de Santana/RN em 2010.



Fonte: Elaborado pelo autor com dados do IBGE (2010).

Pela análise gráfica, é nítido que em 2010 a fossa rudimentar é a principal forma de esgotamento utilizada na zona urbana de Riacho de Santana/RN, estando presente em mais de 50% dos domicílios. A fossa rudimentar, também conhecida como fossa absorvente ou negra, são buracos escavados no solo, na maioria das vezes sem impermeabilização, de simples execução e econômica (FIGUEIREDO *et al.*, 2019).

O emprego da fossa rudimentar é muito discutido em todo o Brasil e existem diferentes opiniões sobre a sua aplicação. Enquanto a Fundação Nacional de Saúde (FUNASA, 2015) a considera como uma forma de tratamento e disposição adequada (pois soluciona alguns aspectos de saúde pública) o Plano Nacional de Saneamento Básico (BRASIL, 2019) a considera como uma forma de atendimento precário, e, portanto, moradias que utilizam esse sistema são classificadas em situação de déficit. Segundo Figueiredo *et al.* (2019), os principais impactos ambientais causados pelo uso de fossa rudimentar é a contaminação do solo e do lençol freático.

De acordo com o gráfico, ainda é possível verificar que outra forma de esgotamento em destaque na zona urbana são as fossas sépticas. As fossas sépticas, também conhecidas como tanques sépticos, é um sistema individual de tratamento de esgotos, com boa eficiência, normalmente acima de 50%, na retirada de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) e retirada de Sólidos Suspensos Totais (SST) (ZAGO; DUSI, 2017). É uma solução técnica muito mais eficiente que a fossa rudimentar.

De 2010 para 2022 foram adotadas medidas de melhorias nas formas de esgotamento utilizadas, entretanto, as residências da zona urbana de Riacho de Santana continuam usando fossas rudimentares e sépticas. Em relação à rede geral de esgoto, é necessário frisar que no município não há um projeto executado de rede coletora e de transporte de efluentes. A rede considerada pelo IBGE, apresentada na Tabela 2 e na Figura 8, se trata de canalizações executadas e custeadas paliativamente pela administração municipal, sem nenhum projeto de engenharia, destinadas a coletar exclusivamente águas cinzas.

De acordo com o Secretário Municipal de Obras e Serviços Urbano, Hermilson Soares, essas canalizações coletam e transporta apenas esgoto advindo de atividades domésticas, como lavagem de roupas, lavagem de louças e banhos. O transporte se dá por meio de canos de PVC de 100 mm, 150 mm e 200 mm, localizados abaixo da superfície de ruas pavimentadas e asfaltadas. O destino final

dos efluentes são terrenos baldios, afastados das residências, com solos de maior capacidade de absorção.

O sistema funciona por gravidade e não possui componentes que garantam sua eficiência, pois é equipado apenas por caixas de passagem dispostas em alguns pontos ao longo das ruas, fator que dificulta as manutenções em casos de obstruções. Nem todas as residências possuem ligação com as canalizações, por esse motivo, existem casos de lançamento de águas cinzas a céu aberto em vias públicas e sarjetas, como pode ser observado na Figura 09.

Figura 09 - Esgotos lançados a céu aberto na rua Primo Cajé.

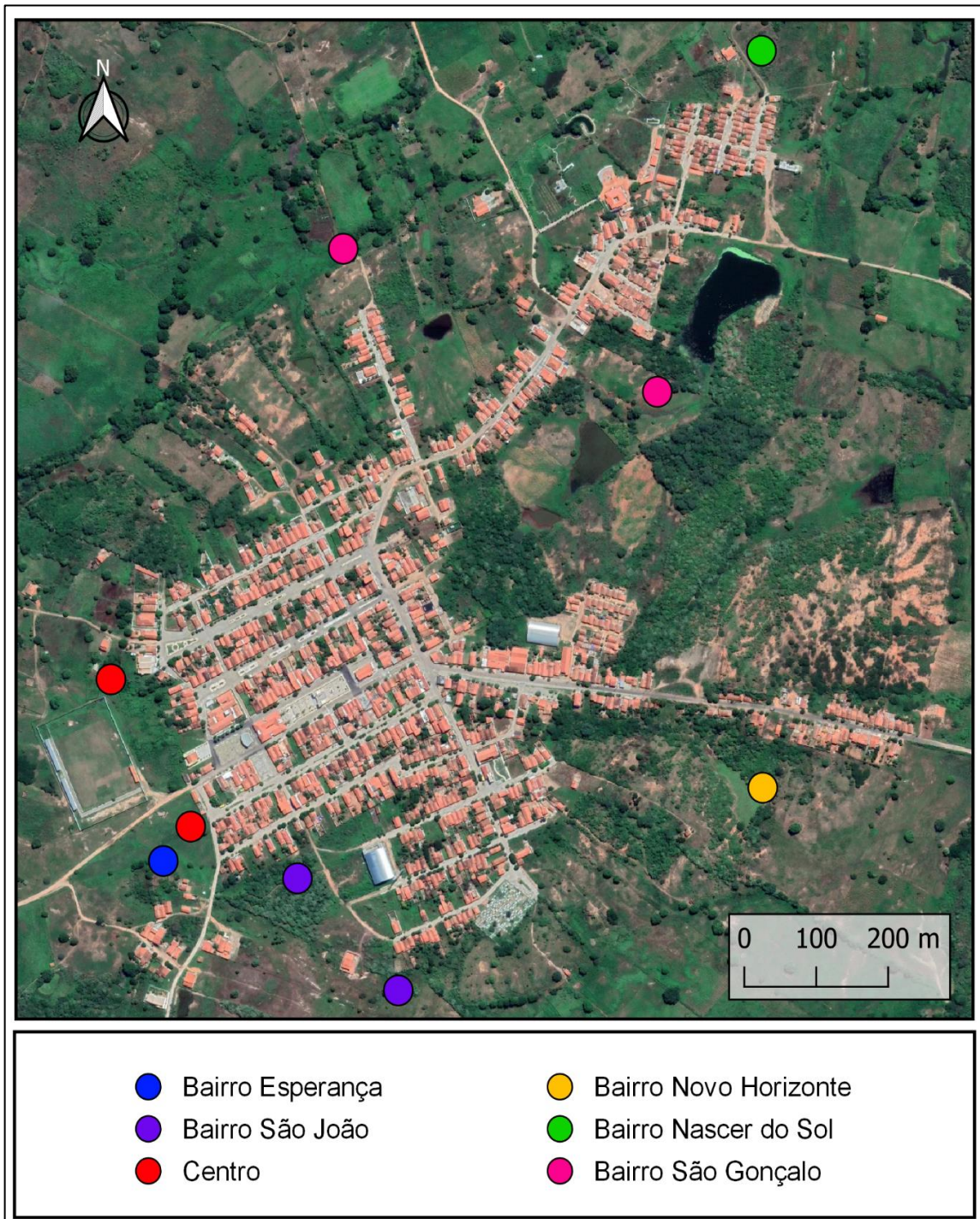


Fonte: Prefeitura Municipal de Riacho de Santana (2018).

O lançamento de efluentes diretamente nas ruas acaba prejudicando o sistema de microdrenagem da cidade, pois podem causar a obstrução e danificar as estruturas que deveriam ser utilizadas exclusivamente para o transporte de águas pluviais. Além disso, a exposição dos efluentes deixa o ambiente fétido (devido à exalação de odores desagradáveis) e propício à proliferação de doenças de veiculação hídrica, caracterizando-se como um descaso com a saúde e bem-estar público.

O uso das canalizações para transportar parte desse esgoto para locais afastados da área pavimentada não é uma boa solução, pois o esgoto sem receber nenhum tratamento é responsável pela contaminação do solo. Na Figura 10, são destacados os locais onde o esgoto canalizado é despejado. Cada círculo colorido corresponde a um ponto de despejo.

Figura 10 - Pontos de despejo de esgoto sem tratamento.



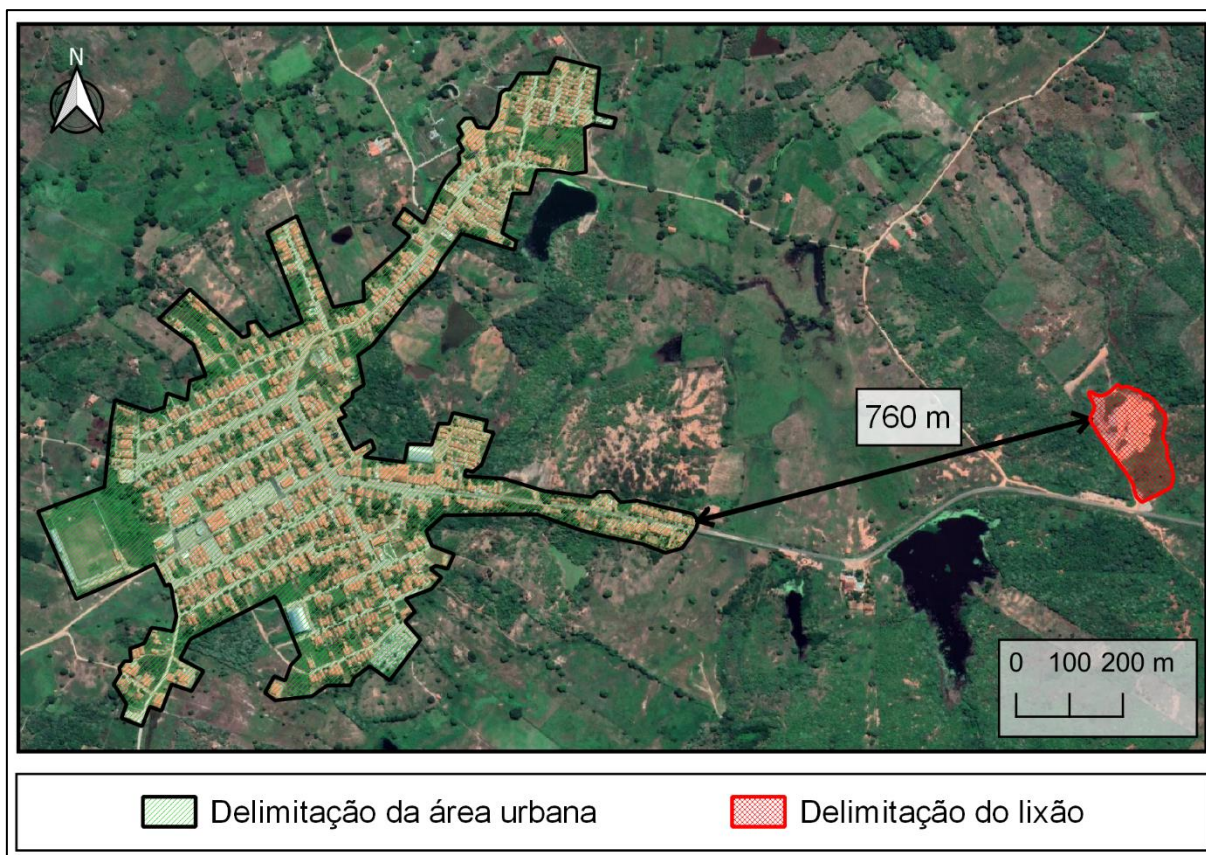
Fonte: Autor (2022).

Foram identificados nove diferentes pontos onde os efluentes são despejados, sendo dois localizados no centro, um no bairro Esperança, dois no bairro São João, um no bairro Novo Horizonte, um no bairro Nascer do Sol e dois no bairro São Gonçalo.

Além dos pontos destacados na Figura 10, há lançamento de efluentes no lixão da cidade. O efluente despejado no lixão é proveniente das fossas, que em casos de obstruções necessitam de esgotamento. Há residências que ainda utilizam fossas rudimentares e segundo Figueiredo *et al.* (2019), esse tipo de sistema acumula grandes quantidades de sólidos, matéria orgânica e lodo digerido, o que ocasiona obstrução.

Na Figura 11, verifica-se a localização do lixão em relação à área urbanizada, a uma distância de aproximadamente 760 metros. Nesse local há uma lagoa sem nenhuma impermeabilização que recebe os efluentes oriundos das fossas.

Figura 11 - Localização do lixão.



Fonte: Autor (2022).

O esgotamento das fossas e transporte dos efluentes é feito pela administração municipal utilizando bombas e caminhões, esse resíduo não recebe nenhum tratamento e ao ser despejado na lagoa, infiltra no solo. Na Figura 12, é apresentada a lagoa em um período chuvoso e na Figura 13, em período seco.

Figura 12 - Lagoa de despejo de efluentes em período chuvoso.



Fonte: Autor (2022).

Figura 13 - Lagoa de despejo de efluentes em período seco.



Fonte: Prefeitura Municipal de Riacho de Santana (2021).

Na Figura 12, parte do líquido presente na lagoa é advindo da chuva, porém ela recebe efluentes das fossas ao longo de todo o ano, como pode ser observado na Figura 13, referente a um período mais seco. Além disso, parte do líquido é chorume, proveniente da decomposição orgânica do lixo jogado no local.

De acordo com Daniel Alves, chefe do setor de educação ambiental da Secretaria de Agricultura e Meio Ambiente de Riacho de Santana/RN, o lixão será desativado ainda no ano de 2022. Estão buscando soluções mais adequadas para fazer a correta destinação dos resíduos sólidos do município. Porém, ainda não foi decidido para onde serão destinados os efluentes provenientes do esgotamento das fossas rudimentares.

Os serviços e infraestrutura de esgotamento sanitário de Riacho de Santana se encontram em situações precárias. No entanto, a gestão municipal tem se mobilizado na busca de melhorias em todos os serviços de saneamento básico do município. É uma meta do Plano Municipal de Saneamento Básico do Município de Riacho de Santana/RN que até 2037 o sistema de esgotamento sanitário esteja 100% executado, realizando: coleta, transporte, tratamento, destinação adequada e reúso do efluente tratado (PREFEITURA MUNICIPAL DE RIACHO DE SANTANA, 2018).

4.2. Dimensionamento da rede coletora de efluentes

4.2.1. Estudo populacional

A Tabela 07 apresenta o resumo das populações futuras obtidas a partir da aplicação dos quatro métodos matemáticos de estudo demográfico.

Tabela 07 - Resumo da projeção populacional por todos os métodos estudados.

Método	População em 2042 (habitantes)
Aritmético	2107
Geométrico	2176
Curva logística	1741
Taxa de crescimento decrescente	1741

Fonte: Autor (2022).

Os métodos da curva logística e da taxa de crescimento decrescente resultaram em projeções populacionais de valores iguais, com população futura para

2042 de 1741 habitantes. Comparando esse valor com a população do censo de 2010 do IBGE (1710 habitantes), constatamos que ao longo de 32 anos houve uma estimativa de crescimento de apenas 31 habitantes.

Tendo em vista que o município de Riacho de Santana ainda possui muitas áreas não ocupadas no seu território urbano e que a tendência pelos últimos censos é de aumento na migração da zona rural para urbana, espera-se que ao longo de 32 anos o aumento da população urbana seja superior aos 31 habitantes estimados pelos métodos da curva logística e da taxa de crescimento decrescente. Dessa forma, descartou-se esses dois métodos, restando apenas o aritmético e geométrico.

Os métodos aritmético e geométrico apresentam projeções futuras para 2042 superiores a 2000 habitantes. Diante dessa análise, o método geométrico foi o escolhido para representar a projeção populacional, uma vez que ele resulta no cenário de crescimento mais otimista para o município.

Dessa forma, aplicando o método geométrico, foram estimadas as populações para a zona urbana de Riacho de Santana/RN para início (2022) e final de plano (2042), presentes na Tabela 08.

Tabela 08 - População de início e fim de plano de projeto.

Período	Estimativa populacional (habitantes)
2022 (Início de plano)	1872
2042 (Fim de plano)	2176

Fonte: Autor (2022).

4.2.2. Vazões de dimensionamento e taxas de contribuição linear

As vazões calculadas e adotadas para o dimensionamento da rede coletora encontram-se na Tabela 09.

Tabela 09 - Vazões de dimensionamento.

Vazão	Valor (L/s)
Vazão doméstica de início de plano	1,89
Vazão doméstica de final de plano	2,64
Vazão de infiltração	5,82
Vazão de início de plano	7,71
Vazão de final de plano	8,46

Fonte: Autor (2022).

As taxas de contribuição linear de início e fim de plano foram respectivamente 0,66 L/s.km e 0,73 L/s.km.

4.2.3. Análise do traçado da rede coletora de esgotos

O traçado detalhado da rede coletora está presente no APENDÍCE B. O sistema conta com uma extensão total de 11630,48 m que se subdividem em 181 trechos com diferentes comprimentos. Os valores totais estão distribuídos entre três bacias de esgotamento, como é apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 - Comprimento e número de trechos da rede coletora.

Bacias	Comprimentos (m)	Nº de trechos (unidades)
Bacia B-01	7152,65	110
Bacia B-02	1914,87	30
Bacia B-03	2562,96	41
Total	11630,48	181

Fonte: Autor (2022).

A extensão mínima de um trecho foi de 16,85 m (no trecho T-47) e a extensão máxima foi de 100 m (nos trechos T-144, T-145, T-146, T-147). Dos 181 trechos da rede, 29,28% possuem comprimento inferior a 50 metros e 70,72% possuem comprimento superior a 50 metros.

Quanto maior o número de trechos curtos maior será o número de órgãos acessórios e conseqüentemente mais oneroso se torna o projeto da rede coletora. Apesar de não haver limite mínimo de comprimento de trecho, é importante adotá-los com cautela, apenas em pontos obrigatoriamente necessários devido a projeção arquitetônica da cidade, fator levado em consideração neste projeto.

A extensão máxima do trecho é outro requisito que deve ser considerado no projeto da rede coletora. Segundo Volschan Júnior *et al.* (2008), o comprimento de um trecho é limitado pelo alcance dos equipamentos de desobstrução, sendo adotado normalmente valor de no máximo 100 m, compatível com o adotado no projeto.

Ao longo de toda a extensão da rede foram distribuídos 50 TL's, 57 TIL's e 71 PV's. Os TL's estão presentes, substituindo os PV's, em todas as pontas secas, assim como recomenda a NBR 9649:1986. Por razões econômicas, os TIL's e PV's foram intercalados ao logo dos trechos, de modo que a jusante de um TIL sempre há um

PV, para que em casos de obstruções seja possível fazer o reparo utilizando o poço visitável que o sucede. Além disso, optou-se por adotar PV's em todos os pontos demandantes de degraus ou tubos de queda, como forma de facilitar a execução desses elementos.

Toda a rede foi projetada com tubulações de PVC e diâmetro de 150 mm. Apesar da NBR 9649:1986 definir como diâmetro mínimo 100 mm, optou-se por utilizar 150 mm, prezando pela segurança e eficiência do sistema. O diâmetro adotado garantiu lâminas líquidas inferiores a 75% do diâmetro do coletor, exigência da NBR 9646:1986, que segundo Tsutiya e Alem Sobrinho (1999) assegura a ventilação do sistema e o suporte de imprevisões e flutuações excepcionais do nível dos esgotos.

A escolha do PVC foi em virtude de ser um material comercializável e de fácil obtenção na região para obras de abastecimento de água e esgotamento sanitário. Além disso, Bevilacqua (2006), ao estudar os diferentes materiais utilizados em sistemas de coleta e transporte de esgotos sanitários, observou que o PVC é o material mais recomendável para redes com diâmetros variando de 100 mm a 200 mm, devido as vantagens econômicas e técnicas, quando leva-se em consideração principalmente os custos de execução e manutenção.

4.2.4. Análise das profundidades

A rede coletora, de maneira geral, apresentou pequenas profundidades. A maioria das singularidades possuem profundidade de 1,35 m e a profundidade máxima adotada no sistema foi de 3,88 m (PV52). Os pontos de maiores profundidades se devem às irregularidades do terreno, que devido as declividades negativas ou inferiores às mínimas calculadas, fez-se necessário o aprofundamento da rede.

A NBR 9649:1986 estabelece como profundidades mínimas valores de 0,90 m para coletor assentado na via de tráfego e de 0,65 m no passeio, portanto, o projeto está em acordo com a norma. A profundidade máxima, segundo Azevedo Netto e Fernandez (2015), tem relação com a economia do sistema, sendo adotado como valor de referência 4,50 m. Todas as profundidades do projeto dimensionado neste estudo são inferiores a 4,50 m, logo são economicamente viáveis de serem executados.

Em alguns poços de visitas com reuniões de dois ou mais trechos, devido os tubos de chegada estarem em profundidades diferentes dos tubos de saída, fez-se necessário os degraus ou tubos de queda (detalhamento no APÊNDICE F). Os casos específicos em que esses elementos estão presentes são descritos no Quadro 06.

Quadro 06 - Degraus e tubos de queda.

PV	Trecho de chegada	Diferença de cota de chegada (m)	Elemento adotado
PV3	T-7	1,40	Tubo de queda
PV6	T-15	0,74	Tubo de queda
PV8	T-18	0,36	Degrau
PV12	T-26	1,29	Tubo de queda
PV15	T-40	1,85	Tubo de queda
PV25	T-67	0,41	Degrau
PV26	T-74	0,45	Degrau
PV32	T-82	2,55	Tubo de queda
	T-85	2,55	Tubo de queda
PV34	T-89	1,32	Tubo de queda
Pv37	T-96	1,32	Tubo de queda
	T-105	0,59	Tubo de queda
PV42	T-109	0,30	Degrau
PV44	T-115	0,50	Tubo de queda
PV45	T-117	1,49	Tubo de queda
PV46	T-120	1,38	Tubo de queda
PV51	T-133	1,25	Tubo de queda
PV60	T-151	0,33	Degrau
PV61	T-153	0,67	Tubo de queda
	T-155	0,67	Tubo de queda
PV62	T-157	0,27	Degrau
PV63	T-159	0,56	Tubo de queda
	T-160	0,56	Tubo de queda
PV68	T-175	0,40	Degrau
PV70	T-179	0,45	Degrau

Fonte: Autor (2022).

Os degraus e tubos de queda são elementos que indicam que o tubo coletor está chegando em uma cota superior ao fundo do órgão acessório. De acordo com a NBR 9649:1986, até 0,50 m de diferença pode ser usado o degrau, no entanto, valores maiores podem prejudicar a vida útil do poço, devido os respingos provenientes da queda dos resíduos, sendo indicado nesses casos a execução dos tubos de queda, que fará a ligação do coletor afluyente diretamente ao fundo do poço.

4.2.5. Análise da tensão trativa

Em todos os trechos da rede coletora, a condição de tensão trativa $\sigma \geq 1,0$ Pa foi atendida, assim como exige a NBR 9649:1986.

Segundo Souza (2021), a tensão trativa mínima é um parâmetro de extrema importância no dimensionamento de redes coletoras, uma vez que influencia diretamente na sua eficiência e durabilidade. A adoção de valores de tensão trativa superiores ao mínimo exigido por norma é uma forma de garantir melhor funcionamento, uma vez que os materiais sedimentados serão arrastados com eficiência ao longo da rede, promovendo a autolimpeza e inibição da formação de sulfetos.

4.2.6. Análise das velocidades

A maior velocidade final da rede coletora foi de 1,29 m/s (no trecho T-137), encontrando-se dentro do limite estabelecido por norma que é de 5 m/s, de acordo com a NBR 9649:1986. Além disso, todas as velocidades finais são inferiores às velocidades críticas, garantindo que o sistema possa funcionar com lâmina líquida máxima de até 75% do diâmetro do coletor.

A análise das velocidades é uma etapa de extrema importância no projeto de redes coletoras, pois tem a finalidade de verificar se a tubulação projetada está funcionando como um conduto livre. Segundo Souza (2021), velocidades finais superiores às críticas podem originar muitas bolhas de ar no efluente e resultar no aumento da lâmina líquida, fazendo com que o sistema passe de livre para forçado. A NBR 9649:1986 recomenda que em casos de velocidades finais superiores às críticas, a maior lâmina admissível para garantir o escoamento permanente e uniforme deve ser de 50% do diâmetro do coletor.

4.2.7. Resumo de quantitativos

Na Tabela 11, encontra-se o resumo de tubulações e órgãos acessórios da rede coletora.

Tabela 11 - Quantitativo de elementos da rede coletora de esgotos.

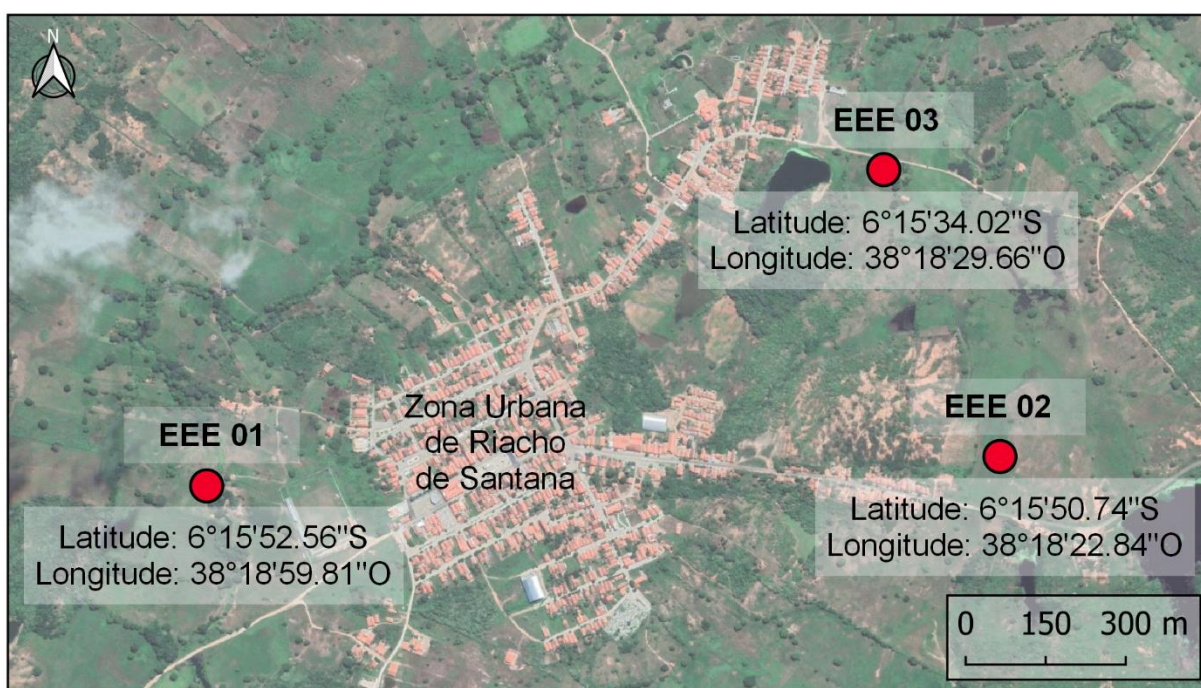
Bacia de esgotamento	Tubo PVC (150 mm) (m)	PV (unidades)	TIL (unidades)	TL (unidades)
Bacia B-01	7152,65	42	34	31
Bacia B-02	1914,87	13	9	8
Bacia B-03	2562,96	16	14	11
Total	11630,48	71	57	50

Fonte: Autor (2022).

4.2.8. Estações Elevatórias de Esgotos (EEE's)

Cada bacia de contribuição terá uma EEE. O efluente coletado será transportado para as EEE's e em seguida será recalcado para a estação de tratamento. Na Figura 14 são apresentadas as localizações de cada EEE.

Figura 14 - Localização das Estações Elevatórias de Esgoto (EEE's).



Fonte: Autor (2022).

As EEE's foram posicionadas nos pontos mais baixos de cada bacia de esgotamento. Todos os terrenos não são habitados, com disponibilidade de energia elétrica e facilidade de acesso, fatores, que segundo Pires (2018), devem ser levados em consideração na escolha correta da localização das EEE's.

4.3. Dimensionamento das unidades de tratamento

As vazões de dimensionamento das unidades de tratamento estão descritas na Tabela 12.

Tabela 12 - Vazões de dimensionamento das unidades de tratamento.

Vazão	Valor (L/s)
Vazão mínima	6,45
Vazão média de início de projeto	7,08
Vazão média de fim de projeto	7,28
Vazão máxima	8,46

Fonte: Autor (2022).

4.3.1. Calha Parshall

Com base nas vazões mínimas e máximas, através da NBR 9826:2008, foi definida a Calha Parshall padrão nº 1 como modelo ideal para o projeto, pois como é descrito na Tabela do ANEXO C, esse modelo funciona de forma eficiente em uma faixa de vazão de 1,5 L/s a 100 L/s, abrangendo a faixa de 6,45 L/s (vazão mínima) a 8,46 L/s (vazão máxima) demandadas neste projeto.

A norma ainda estabelece as dimensões padrões desse modelo de calha, assim como são apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 - Dimensões para calha Parshall padrão nº 1.

Calha Parshall nº 1 (medidas em metros)		
Garganta	b	0,152
	l	0,305
	X	0,050
	Y	0,075
	h _{p1}	0,115
Secção de entrada	b ₁	0,400
	l ₁	0,610
	l _e	0,622
	l _a	0,415
	l ₃	0,500
Seção de saída	b ₂	0,390
	l ₂	0,610
	l ₄	0,400
	h _{p2}	0,012
Altura da parede	h _c	0,600

Fonte: Autor (2022).

No ANEXO D a calha Parshall está representada em planta e corte, com detalhamento de todas as medidas descritas na Tabela 13.

A partir da equação da vazão, descrita na tabela do ANEXO C, e utilizando as Equações (23), (24), (25) e (26), foram determinadas as alturas de lâmina líquida, o rebaixo na calha Parshall e as alturas de lâmina líquida no canal, presentes na Tabela 14.

Tabela 14 - Alturas de lâminas líquida e rebaixo da calha Parshall.

Descrição	Valor (m)
Altura de lâmina mínima na calha ($H_{cp,min}$)	0,076
Altura de lâmina média na calha ($H_{cp,méd}$)	0,082
Altura de lâmina máxima na calha ($H_{cp,máx}$)	0,090
Rebaixo na calha (Z)	0,030
Altura de lâmina mínima no canal ($H_{c,min}$)	0,045
Altura de lâmina média no canal ($H_{c,méd}$)	0,052
Altura de lâmina máxima no canal ($H_{c,máx}$)	0,060

Fonte: Autor (2022).

A altura do rebaixo no início do canal a jusante do Parshall é de 3 cm e a altura máxima de lâmina d'água no canal é de 6 cm, dado muito importante para o dimensionamento dos demais componentes do tratamento preliminar, o gradeamento e desarenador.

4.3.2. Gradeamento

A Tabela 15 apresenta o resultado do gradeamento. Foi levado em consideração a operação manual e sistema composto por duas grades (uma média e uma fina), que segundo Chernicharo (2007) é o recomendado para tratamento de esgotos domésticos com estação de pequeno porte.

Tabela 15 - Resultado do dimensionamento do gradeamento.

Descrição	Unidade	Valor
Eficiência da grade fina	%	61,22
Eficiência da grade média	%	75,95
Eficiência global das grades	%	90,67
Área útil	m ²	0,014
Área da seção transversal	m ²	0,016
Largura do canal	m	0,26
Comprimento das grades	m	0,53
Quantidade de barras na grade fina	-	10
Quantidade de barras na grade média	-	6

Fonte: Autor (2022).

A combinação da grade média e fina contribuiu para um aumento significativo da eficiência do sistema, uma vez que cada grade de forma individual possui eficiência inferior a 80% e a combinação atingiu valor superior a 90%.

Para garantir o funcionamento adequado do gradeamento, a grade média deve ser instalada antes da grade fina, dispostas na entrada da caixa de areia, com um ângulo de 45° para facilitar a limpeza manual.

4.3.3. Desarenador

A autonomia adotada para o sistema foi de 14 dias e como a vazão de projeto é inferior a 100 L/s, ele é de limpeza manual. Seguindo as recomendações da NBR 12209:2011, possui fluxo horizontal e seção retangular, constituído de uma unidade reserva. Dessa forma, serão construídas duas caixas de areia, paralelas, com as medidas definidas na Tabela 16, visando a interrupção de uma unidade para manutenção e limpeza, enquanto a outra permanece em funcionamento.

Tabela 16 - Resultado do dimensionamento do desarenador.

Descrição	Unidade	Valor
Largura do desarenador	m	0,50
Comprimento do desarenador	m	2,00
Profundidade do compartimento de armazenamento de areia	m	0,40
Taxa de escoamento superficial em início de projeto	m ³ /m ² -d	611,46
Taxa de escoamento superficial em fim de projeto	m ³ /m ² -d	629,17
Velocidade de escoamento com vazão mínima	m/s	0,28
Velocidade de escoamento com vazão média	m/s	0,28
Velocidade de escoamento com vazão máxima	m/s	0,28

Fonte: Autor (2022).

O desarenador possui largura de 0,50 m, comprimento de 2,00 m e compartimento de armazenamento de areia com 0,40 m de profundidade, valor superior ao mínimo exigido pela norma que é de 0,20 m.

Os valores de taxas de escoamento superficial estão dentro dos limites estabelecidos por norma, compreendidos entre 600 a 1300 m³/m²·dia. Além disso, obteve-se para todas as velocidades de escoamento o valor de 0,28 m/s, dentro da faixa de 0,25 a 0,40 m/s estabelecida pela NBR 12209:2011. Garantir uma velocidade de escoamento dentro dessa faixa é muito importante para o desarenador, pois valores menores podem causar a deposição de quantidades muito grande de matéria orgânica, enquanto que valores maiores podem permitir a passagem de partículas de areia danosas às etapas seguintes de tratamento.

4.3.4. Reator UASB

Na Tabela 17, são apresentadas as dimensões resultantes do dimensionamento do reator UASB.

Tabela 17 - Resultado do dimensionamento do reator.

Descrição	Unidade	Valor
Volume do reator	m ³	216,00
Área do reator	m ²	48,00
Altura do reator	m	4,50
Comprimento do reator	m	8,00
Largura do reator	m	6,00
Tempo de detenção hidráulica (TDH) final	h	8,24

Fonte: Autor (2022).

Considerando as dimensões obtidas para o reator, o seu TDH ficou superior a 8 horas. Segundo Costa, Barbosa Filho e Giordano (2014), para a vazão média de projeto e temperatura média do mês mais frio entre 22°C e 25°C (faixa de temperatura considerada para a cidade de Riacho de Santana-RN), o TDH mínimo é de 7 horas, sendo assim, o valor obtido é superior ao recomendado, garantindo segurança ao sistema de tratamento.

Alguns parâmetros são muito importantes para o bom funcionamento do reator UASB, logo, devem ser verificados. Na Tabela 18, são apresentados os resultados da verificação das cargas aplicadas e velocidades ascensionais do reator.

Tabela 18 - Verificação de cargas aplicadas e velocidades superficiais.

Descrição	Unidade	Valor
Carga hidráulica volumétrica (CHV)	m ³ /m ³ ·d	2,91
Carga orgânica volumétrica (COV)	kgDQO/m ³ ·d	1,46
Velocidade ascensional média	m/h	0,55
Velocidade ascensional máxima	m/h	0,63

Fonte: Autor (2022).

Segundo Costa, Barbosa Filho e Giordano (2014), a CHV não deve exceder 5,00 m³/m³·d, pois para valores superiores há possibilidade de falha no reator devido o pouco tempo de permanência da biomassa no sistema. Como o valor obtido nesse projeto foi de apenas 2,91 m³/m³·d, não corre o risco desse tipo de falha. Com relação a COV, obteve-se valor de 1,46 kgDQO/m³·d, dentro do esperado, já que para esgotos domésticos, ela é quase sempre inferior a 2,5 – 3,0 kgDQO/m³·d.

A velocidade ascensional depende das cargas aplicadas e do tipo de lodo existente no interior do reator. De acordo com NBR 12209:2011, a velocidade ascensional média deve ser igual ou inferior a 0,7 m/h, corroborando com o valor obtido de 0,55 m/h. Para a velocidade ascensional máxima, obteve-se 0,63 m/h, e a norma recomenda que seja inferior a 1,2 m/h, portanto, as velocidades obtidas no projeto estão dentro das faixas recomendadas.

Um dos parâmetros mais importantes do reator UABS é a sua eficiência. Na Tabela 19, são apresentados os resultados da estimativa de eficiência do reator UASB na remoção de DQO e DBO.

Tabela 19 - Estimativa de eficiência do reator UASB.

Descrição	Unidade	Valor
Concentração média adotada de DQO	mg/L	500,00
Concentração média adotada de DBO	mg/L	300,00
Estimativa de eficiência de remoção de DQO	%	67,16
Estimativa de eficiência de remoção de DBO	%	75,25
Estimativa de concentração final de DQO	mg/L	164,21
Estimativa de concentração final de DBO	mg/L	74,25

Fonte: Autor (2022).

A estimativa de eficiência do UASB na remoção de DBO e DQO foram, respectivamente, 67,16% e 75,25%, valores próximos aos descritos na literatura, que é na faixa de 65% a 75% (CHERNICHARO, 2007).

Para que os efluentes sejam lançados no corpo receptor, devem obedecer a algumas condições. Muitos estados do Brasil possuem legislação própria sobre padrão de lançamento de efluente, no entanto, o estado do Rio Grande do Norte não possui, devendo, portanto, seguir os padrões de qualidade da legislação federal estabelecidos pelo CONAMA, na resolução nº 430 de 2011.

A Resolução nº 430 estabelece que a concentração máxima de DBO no efluente tratado deve ser de 120 mg/L e que o sistema de tratamento deve ter eficiência mínima de 60%. Analisando os resultados da Tabela 19, conclui-se que o tratamento realizado pelo reator UASB garante os parâmetros exigidos pelo CONAMA, tendo em vista que sua eficiência foi estimada em 75,25% e a concentração final de DBO no efluente tratado é de apenas 74,25 mg/L.

Com relação à concentração de DQO, a legislação federal não apresenta um valor a ser cumprido. De acordo com Morais e Santos (2019), os estados têm autonomia de adotar padrões que mais se adequem ao seu contexto ambiental e econômico. Alguns estados, considerando um padrão restritivo de lançamento, adotam valores na faixa de 120 a 200 mg/L de DQO. Logo, o valor estimado de 164,21 mg/L, está em acordo com o padrão esperado em alguns estados do Brasil.

É importante salientar que a concentração de DBO e DQO pode ser reduzida quando o reator UASB é utilizado em conjunto com algum sistema de pós tratamento. Nesse projeto o reator UASB é seguido de lagoa de polimento, e segundo Von Sperling *et al.* (2003), o reator UASB + lagoa de polimento pode atingir níveis de eficiência de 80 a 85% na remoção de DBO e 70 a 83% na remoção de DQO.

Uma outra variável muito importante na avaliação do desempenho do reator é a produção de biogás. O biogás é produzido a partir da digestão anaeróbia da matéria orgânica, dessa forma, redução na sua produção indica problemas de eficiência do sistema (COSTA; BARBOSA FILHO; GIORDANO, 2014). Na Tabela 20 é apresentada a estimativa de produção de biogás do reator dimensionado nesse projeto.

Tabela 20 - Estimativa da produção de biogás.

Descrição	Unidade	Valor
Produção volumétrica de metano	m ³ /d	56,68
Produção volumétrica de biogás	m ³ /d	80,98

Fonte: Autor (2022).

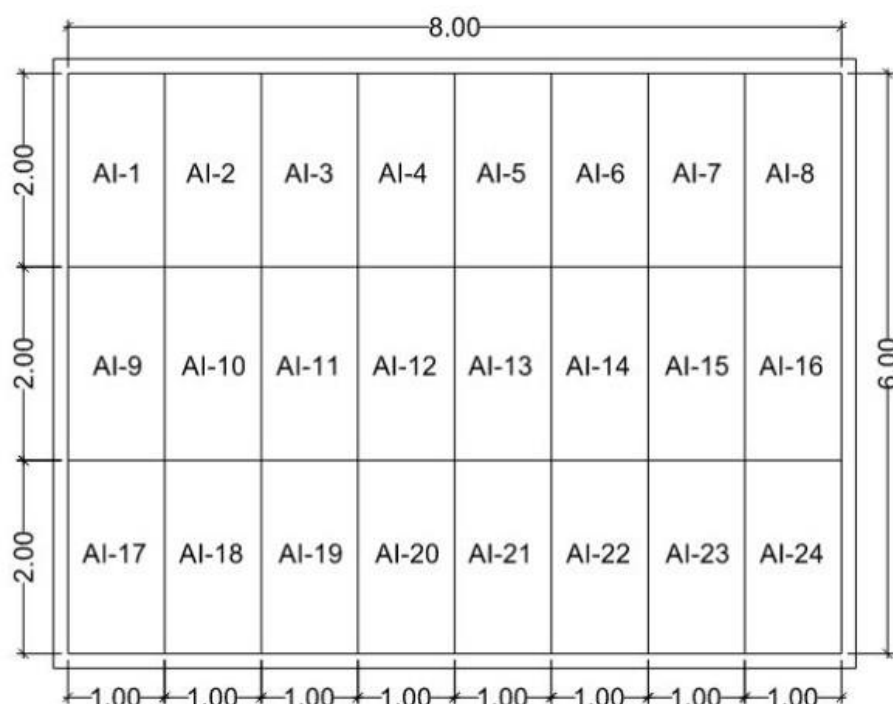
Estima-se que por dia serão produzidos 80,98 m³ de biogás. Segundo Costa, Barbosa Filho e Giordano (2014), esse biogás pode ser aproveitado em motores de combustão, na alimentação de caldeiras e geração de energia elétrica na ETE. Para realizar o aproveitamento do biogás, deve ser feito um estudo técnico (qualidade do biogás), econômico e ambiental, e caso o seu aproveitamento não seja viável, ele deve ser queimado em *flares* (queimadores) ou tratado antes de ser descartado na atmosfera.

4.3.4.1. Componentes do reator UASB

a) Tubos de distribuição

A quantidade de tubos de distribuição foi definida a partir da área de influência de cada distribuidor. Segundo a NBR 12209:2011, a área de influência deve ser de no máximo 3,0 m². Nesse projeto, adotou-se 2,0 m². O reator possui área total de 48 m², portanto, serão necessários 24 tubos de distribuição, com diâmetro de 75 mm, o mínimo exigido para tubos de distribuição, e suficiente para garantir uma velocidade de descida inferior a 0,2 m/s. Na Figura 15, são apresentadas as áreas de influência de cada tubo de distribuição.

Figura 15 - Áreas de influência dos tubos de distribuição.



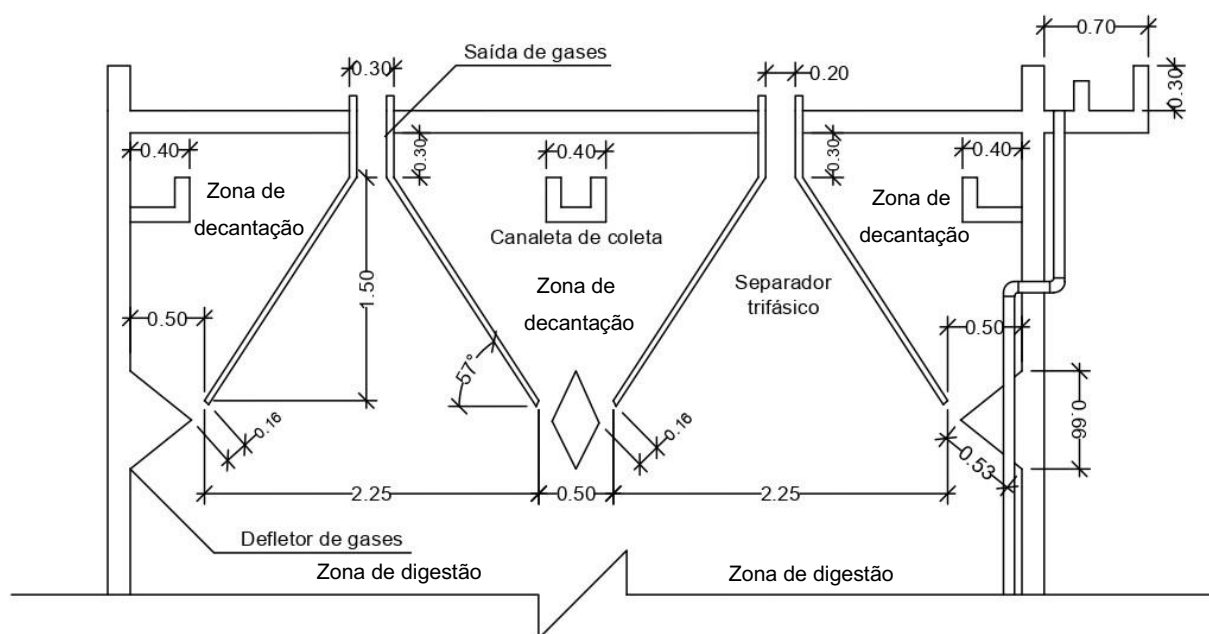
Fonte: Autor (2022).

As áreas de influência de cada tubo foram distribuídas ao longo da área total do reator. Cada área de influência (AI) será abastecida por um tubo, garantindo que não haja zonas mortas no reator, contribuindo para que funcione com eficiência máxima.

b) Sistema de decantação (separadores trifásicos)

Para o funcionamento adequado do reator UASB, foram adotados dois separadores trifásicos, com comprimento total de 8 metros e demais medidas descritas na Figura 16.

Figura 16 - Sistema de decantação do reator UASB.



Fonte: Autor (2022).

Segundo a NBR 12209:2011, deve ser levado em consideração os seguintes parâmetros nos projetos de reatores UASB: a inclinação das paredes do separador trifásico deve ser superior a 50° (valor de projeto = 57°); a profundidade do compartimento de decantação deve ser de pelo menos 1,50 m (valor de projeto = 1,50 m); e o trespasse dos defletores de gases deve exceder em pelo menos 0,15 m a abertura de passagem do compartimento de digestão para o compartimento de decantação (valor de projeto = 0,16 m). Todos os valores de projetos estão dentro dos limites recomendados.

Apesar das medidas estarem dentro do recomendado, é importante fazer a verificação da velocidade nas aberturas para o decantador e a taxa de aplicação superficial, parâmetros influenciados pela abertura para o decantador (distância entre o separador trifásico e a parede no reator, que é de 0,50 m) e as canaletas de coleta, que no projeto são três com largura de 0,40 m. Na Tabela 21, temos os resultados da verificação.

Tabela 21 - Verificação de parâmetros do decantador.

Descrição	Unidade	Valor
Velocidade nas aberturas para o decantador (para $Q_{máx}$)	m/h	2,55
Velocidade nas aberturas para o decantador (para $Q_{méd}$)	m/h	2,19
Taxa de aplicação superficial no decantador (para $Q_{máx}$)	m/h	0,91
Taxa de aplicação superficial no decantador (para $Q_{méd}$)	m/h	0,78

Fonte: Autor (2022).

A NBR 12209:2011 recomenda que as velocidades nas aberturas para o decantador sejam: igual ou inferior a 2,5 m/h para a vazão média e igual ou inferior a 4,0 m/h para a vazão máxima. Com relação às taxas de aplicação superficial, não especifica um valor para a vazão média, mas recomenda que seja igual ou inferior a 1,2 m/h para a vazão máxima. Como pode ser analisado na Tabela 21, todos os valores obtidos estão dentro dos intervalos recomendados.

A garantia dos limites de velocidade nas aberturas para o decantador é muito importante para o sistema. Caso ocorra o arraste de sólidos para a zona de decantação, eles devem voltar para a zona de digestão, no entanto, se a velocidade for muito alta isso não é possível e os sólidos acabarão vertendo para as canaletas de coleta, sendo enviados para a etapa seguinte de tratamento, acarretando a redução de eficiência no tratamento do efluente final (BORGES, 2018).

c) Tubos de coleta de biogás

Na Tabela 22, são apresentados os resultados do dimensionamento dos coletores de gás. Foi definida a instalação de dois coletores de gás acima da abertura de cada separador trifásico.

Tabela 22 - Resultado do dimensionamento dos coletores de gás.

Descrição	Unidade	Valor
Número de coletores de gás	-	2
Largura adotado dos coletores de gás	m	0,20
Comprimento total dos coletores de gás	m	16,00
Área total dos coletores de gás	m ²	3,20
Taxa de liberação de biogás	m ³ /m ² ·h	1,05

Fonte: Autor (2022).

A taxa de liberação de biogás foi de 1,05 m³/m²·h, valor dentro da faixa recomenda por Chernicharo (2007) que é de no mínimo 1,00 m³/m²·h e no máximo 5,00 m³/m²·h. Valores abaixo do mínimo podem ser insuficientes para que o biogás possa vencer eventual selo de espuma (camada composta por materiais flutuantes), já valores superiores ao máximo podem acarretar o arraste de partículas sólidas para a tubulação de gás, acarretando a sua obstrução.

4.3.5. Leito de secagem

Na Tabela 23, é apresentado o resultado do dimensionamento do leito de secagem, considerando uma taxa média de produção de lodo de 0,18 kgSST/kgDQO.

Tabela 23 - Resultado do dimensionamento do leito de secagem.

Descrição	Unidade	Valor
Produção de lodo no reator UASB	kgSST/d	56,63
Produção volumétrica de lodo	m ³ /d	1,59
Ciclo de operação	d	15
Massa de lodo produzido por ciclo	kgSST	849,38
Volume de lodo produzido por ciclo	m ³	20,82
Área necessária do leito de secagem	m ²	85,00
Largura	m	8,50
Comprimento	m	10,00
Altura da camada de lodo	m	0,24
Altura média do leito drenante	m	0,95
Borda	m	0,10
Profundidade total do leito de secagem	m	1,29

Fonte: Autor (2022).

A produção de lodo no reator UASB é baixa, dessa forma, para um ciclo de operação de quinze dias, a área total do leito de secagem foi apenas de 85 m², distribuída em 10 m de comprimento e 8,5 m de largura.

4.3.6. Lagoas de polimento

Apesar da boa eficiência na remoção de DBO e DQO, o UASB não garante padrões de qualidade microbiológica dentro do que é exigido pela legislação ambiental, então, para suprir essa necessidade foram adotadas lagoas de polimento como pós tratamento. Na Tabela 24, é apresentado o resultado do dimensionamento das lagoas de polimento, considerando um TDH de 15 dias.

Tabela 24 - Resultado do dimensionamento das lagoas de polimento.

Descrição	Unidade	Valor
Número de lagoas em série	-	3
Tempo de detenção hidráulica (TDH) total	d	21
Tempo de detenção hidráulica (TDH) de cada lagoa	d	7
Área total requerida	m ²	13260
Área requerida por cada lagoa	m ²	4420
Comprimento de cada lagoa	m	130
Largura de cada lagoa	m	34
Profundidade	m	1

Fonte: Autor (2022).

A área total requerida é de 13260 m². Uma única lagoa com a área total requerida necessitaria de dimensões muito grandes, além disso, segundo Von Sperling (2002), a eficiência de remoção de patógenos é maximizada quando as lagoas são configuradas em série de três ou quatro lagoas. Por isso, optou-se por adotar 3 lagoas de polimento em série, cada uma com TDH de 7 dias, área de 4420 m², comprimento de 130 m, largura de 34 m e profundidade de 1 m.

A Tabela 25 apresenta a estimativa de eficiência das lagoas de polimento em série dimensionadas nesse projeto.

Tabela 25 - Estimativa da eficiência das lagoas de polimento.

Descrição	Unidade	Valor
Eficiência das lagoas na remoção de CF	%	99,93
Eficiência global de CF (reator UASB + lagoas)	%	99,99
Coliformes fecais no esgoto bruto	CF/100ml	1,00×10 ⁷
Coliformes fecais no efluente final	CF/100ml	6,75×10 ²
Eficiência das lagoas na remoção de helmintos	%	99,99
Eficiência global na remoção de helmintos (reator UASB + lagoas)	%	100
Ovos helmintos no esgoto bruto	ovos/L	200
Ovos helmintos no efluente final	ovos/L	0

Fonte: Autor (2022).

Como pode ser observado na Tabela 25, estima-se, para uma taxa média de $1,00 \times 10^7$ CF/100ml no esgoto bruto, que somente as lagoas de polimento já garantem uma eficiência de remoção de CF de 99,93%, em conjunto com o reator UASB, a eficiência final do sistema aumenta para 99,99%. Essa elevada eficiência possibilita uma grande redução de CF, com uma taxa final estimada em apenas $6,75 \times 10^2$ CF/100ml.

É muito importante fazer a verificação da eficiência de remoção de CF, pois a legislação federal estabelece padrões microbiológicos ambientais e de potabilidade para águas tratadas destinadas a diversos usos. A Resolução CONAMA n° 357 de 2005, define os padrões microbiológicos de água doce em função das classes dos corpos d'água. Com relação aos CF, a legislação estabelece como limite: classe 1 – 200 CF/100ml; classe 2 – 1000 CF/100ml; e classe 3 – 4200 CF/100ml.

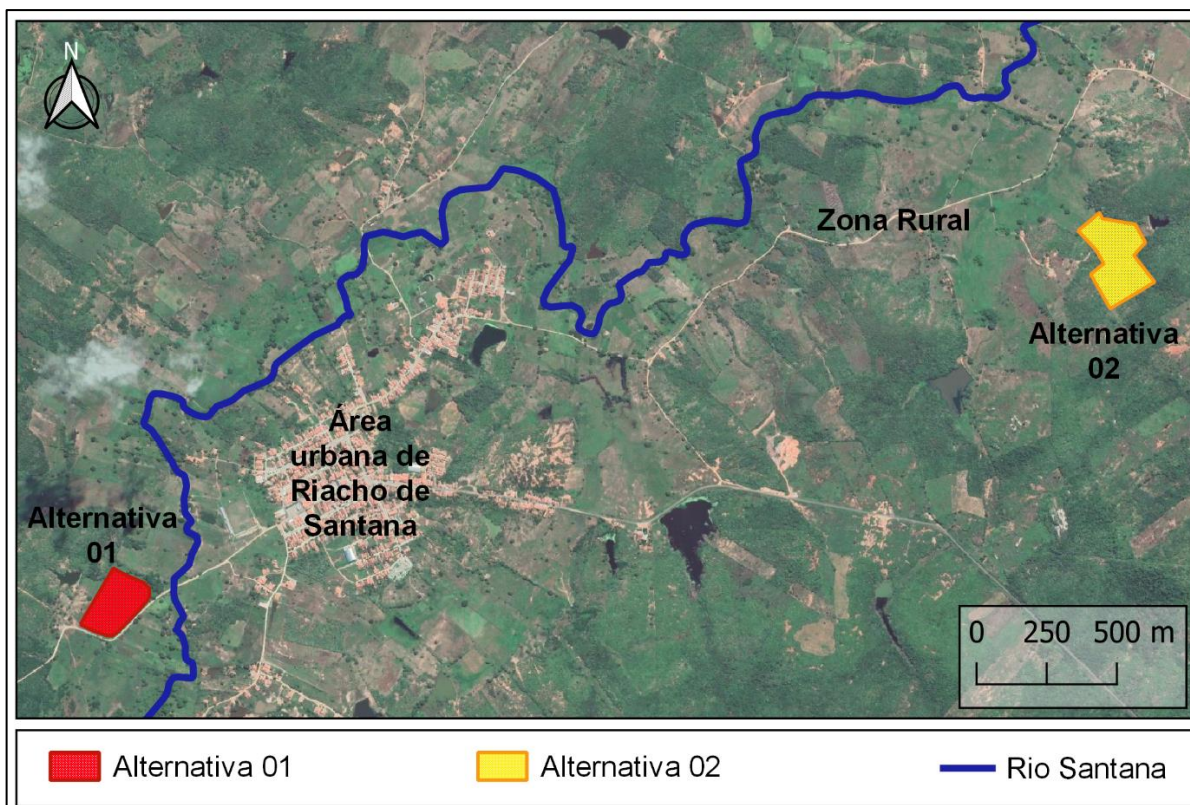
Dessa forma, o efluente tratado no sistema projetado não pode ser destinado a corpos d'água de classe 1, mas pode ser destinado a corpos d'água de classe 2 e 3, uma vez que a taxa de CF estimada foi inferior ao limite permitido.

Os ovos helmintos são patógenos muito resistentes e que podem sobreviver por anos no meio ambiente, sendo muito importante que eles sejam removidos do efluente tratado. Como pode ser observado na Tabela 25, estima-se, para uma taxa de 200 ovos/L no esgoto bruto, que o sistema de tratamento projetado tenha uma eficiência de 100% na remoção de ovos helmintos, ou seja, ao final do tratamento a quantidade de ovos será nula. Esse valor corrobora com os dados descritos por Von Sperling (2002), que confirma a geração de efluentes tratados em lagoas de polimento com taxa de ovos helmintos inferior a 1 ovo/L e, na maioria das vezes, concentração nula.

4.4. Localização da ETE e corpo receptor

Na Figura 17, é possível ver a localização das duas alternativas de locais para a construção da ETE e o corpo receptor (rio Santana). A priori, definiu-se dois pontos, um a montante da área urbana (Alternativa 1) e outro a jusante da área urbana (Alternativa 2). Essa escolha inicial deu-se por meio apenas do estudo topográfico visual da região, o qual possibilitou a escolha de áreas com variações mínimas de declividades.

Figura 17 - Localização das alternativas de implantação da ETE.



Fonte: Autor (2022).

Para definir a melhor opção entre as duas alternativas foi feito um estudo avaliativo (Quadro 07), que levou em consideração critérios importantes na escolha da localização de uma ETE. Entre esses critérios estão: área, acesso, proximidade de habitações, impacto ambiental, distância do corpo receptor, topografia e ocorrência de inundações.

Com relação à área disponível, as duas alternativas são consideradas boas opções de instalação da ETE, uma vez que a soma das áreas de todas as unidades de tratamento projetadas é inferior a 10.000 m², e ambas as alternativas apresentam área superior a esta. A localização das duas alternativas é bem acessível, para ambas, há estradas de terra com movimentação de poucos veículos.

As duas alternativas estão localizadas próximas de habitações rurais, mas isso não é um problema, pois o sistema reator UASB + lagoa de polimento tem a vantagem de não produzir odores desagradáveis. Em relação ao impacto ambiental e distância do corpo receptor, a Alternativa 1 tem a desvantagem de estar muito próxima do leito do rio, considerada área de preservação permanente, de acordo com a Lei 12.651:2012 (estabelece normas gerais sobre a proteção da vegetação nativa).

Ambas as alternativas foram escolhidas por estarem localizadas em áreas com pouca variação de declividade, no entanto, a Alternativa 2, se comparada a 1, possui um terreno com maior declive. Uma grande desvantagem da Alternativa 1 é o histórico de ocorrência de inundação, fator extremamente importante, pois a ETE não deve ser localizada em pontos de inundação, tendo em vista que isso acarretaria o arraste do efluente presente nas unidades de tratamento.

O Quadro 07 possui um resumo geral da avaliação dos critérios, com suas respectivas notas e comparações das duas alternativas.

Quadro 07 - Análise das alternativas de localização da ETE.

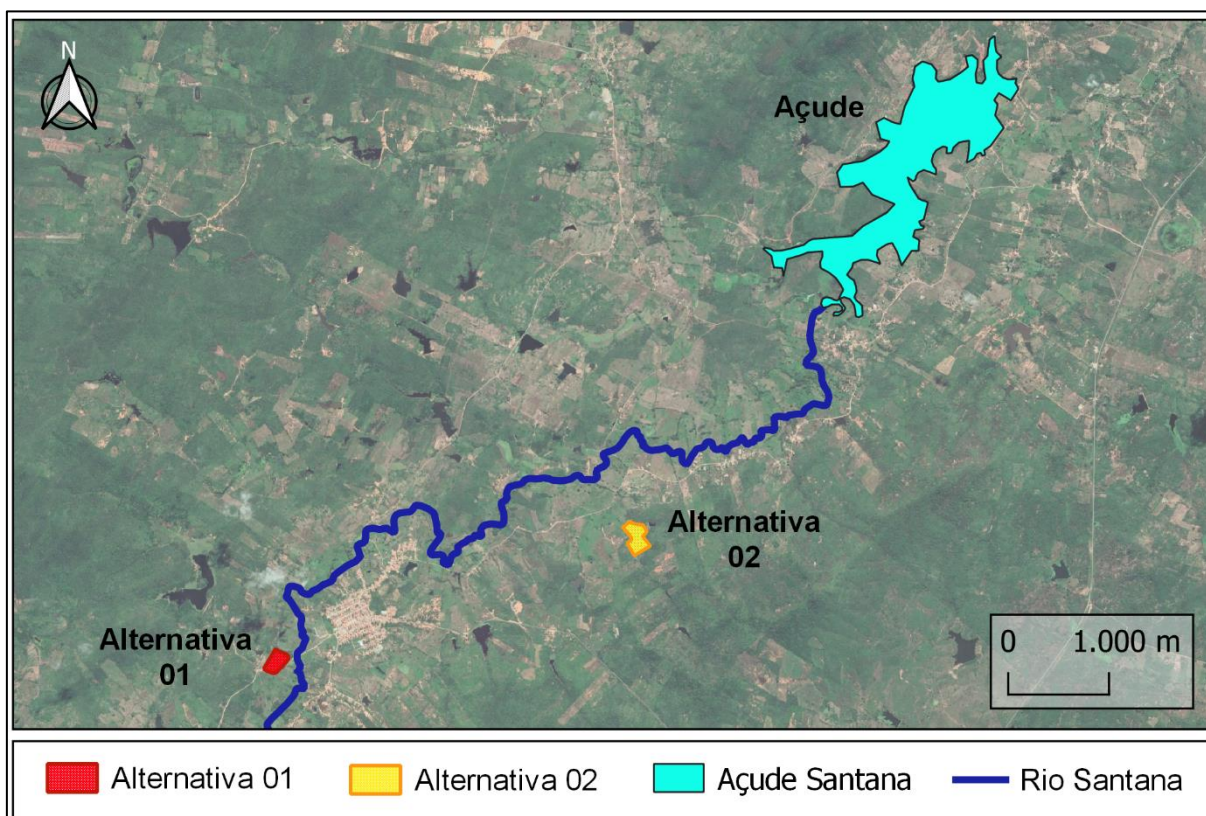
Critérios	Alternativa 01		Alternativa 02	
	Descrição	Nota	Descrição	Nota
Área (m²)	30.000	3	35.000	3
Acesso	Estrada de terra com pouca movimentação de veículos.	3	Estrada de terra com pouca movimentação de veículos.	3
Proximidade de habitações	Habitações rurais há aproximadamente 50 metros e localizada às margens da estrada de saída da cidade.	3	Habitações rurais há aproximadamente 100 metros e 350 m de distância da estrada.	3
Impacto ambiental	É uma área utilizada para a agricultura e fica próximo às margens do rio, que é considerada Área de Preservação Permanente, de acordo com a Lei 12651:2012.	1	Área pouco vegetada e a uma boa distância da margem do rio.	2
Distância do corpo receptor	Encontra-se a menos de 200 m do Rio Santana.	2	Encontra-se a aproximadamente 600 m do Rio Santana.	3
Topografia	Plana sem necessidade de aterro.	3	Levemente inclinada com necessidade de volume mediano de aterro.	2
Ocorrência de inundações	Existe histórico recente de inundações no local.	1	Não existe histórico recente de inundações no local.	3
Total	Alternativa 01	16	Alternativa 02	19

Fonte: Autor (2022).

A partir da análise geral das duas alternativas, a Alternativa 2 contabilizou maior pontuação (nota=19), sendo escolhida como a melhor área para localização da ETE.

A partir do estudo dos corpos d'água próximos da zona urbana de Riacho de Santana/RN, definiu-se que o principal rio da cidade, próximo à área de projeto, é o Rio Santana. O rio Santana deságua no açude Santana, também conhecido como açude da Gangorra, localizado na zona rural de Riacho de Santana e Rafael Fernandes (município vizinho), como é mostrado na Figura 18.

Figura 18 - Localização do corpo receptor.



Fonte: Autor (2022).

As águas do açude Santana são utilizadas para irrigação em atividades agrícolas diversas, sedentação animal e atividade de pesca. Baseado no seu atual uso, seguindo os critérios de classificação dos corpos d'água da Resolução nº 357 de 2005, pode-se dizer que o Açude Santana, e conseqüentemente o Rio Santana, são corpos d'água de classe 2.

Levando em consideração os níveis de coliformes fecais e ovos helmintos estimados para o sistema projetado, o efluente tratado apresenta condições satisfatórias para usos agrícolas, podendo ser lançados em corpos receptores de classe 2, que é o caso do Rio Santana.

5. CONCLUSÕES

Esse estudo foi realizado com o intuito de propor uma alternativa de Sistema de Esgotamento Sanitário para a zona urbana de Riacho de Santana/RN. A principal motivação se pautou nas condições de fragilidade do saneamento básico do município, principalmente do esgotamento sanitário, caracterizado pela precariedade inexistência de coleta, transporte, tratamento e destinação adequada dos efluentes domésticos.

O sistema proposto foi elaborado para atender toda a população da zona urbana e conta com uma vida útil de 20 anos (2022-2042). É composto por: rede coletora, estação de tratamento (gradeamento, desarenador, calha Parshall, reator UASB, leito de secagem e lagoas de polimento) e corpo receptor.

A rede coletora dimensionada contém um traçado econômico e tecnicamente eficiente, que preza pelo aproveitamento da topografia do terreno para promover um escoamento por gravidade. A área de estudo foi dividida em três bacias de esgotamento, que juntas somam uma rede com mais de 11 km de comprimento. Em todo o sistema foram utilizadas tubulações de PVC com diâmetro de 150 mm, profundidade mínima de 1,35 m e máxima inferior a 4,00 m, fatores que garantem facilidade de execução e manutenção, visto que o material é mais leve e a profundidade máxima atingida está dentro dos valores de referência da literatura quando trata-se de concepções econômicas.

O sistema de tratamento projetado apresentou estimativas excelentes de eficiência. O reator UASB atendeu a todos os parâmetros exigidos pela NBR 12209:2011 para um adequado funcionamento, além disso, demonstrou boa eficácia na remoção de DBO e DQO, possibilitando o alcance de valores médios pós tratamento que atendem aos padrões estabelecidos pela legislação ambiental.

Com relação aos padrões microbiológicos, a estimativa obtida para o reator UASB não garantiu níveis de potabilidade dentro dos limites exigidos pela legislação ambiental, e por este motivo foi necessário a adoção de lagoas de polimento como sistema de pós tratamento. As lagoas de polimento em série apresentaram estimativas elevadas de eficiência na remoção de CF e ovos helmintos, atingindo níveis adequados aos padrões de lançamento exigidos por corpos d'água de classe 2.

O local definido para a implantação da estação de tratamento apresenta condições favoráveis à sua execução, operacionalização e manutenção ao longo dos anos. Além de uma grande disponibilidade de área, o terreno possui fácil acesso, topografia levemente acidentada, sem ocorrência de inundações e próximo do corpo receptor, o rio Santana.

O rio Santana, de acordo com os seus principais usos, foi classificado como um corpo d'água de classe 2. Baseado nas condições de potabilidade microbiológica alcançadas nas lagoas de polimento, o efluente tratado está apto a ser lançado no rio Santana. Entretanto, a Resolução nº 357 de 2005 do CONAMA define algumas outras condições que devem ser atendidas pelo efluente, como: cor, turbidez, fósforo total, clorofila e densidade de cianobactérias. Portanto, é necessário que antes do despejo do efluente no corpo receptor sejam feitas análises de modo a assegurar o atendimento de todos os padrões exigidos.

Como sugestão de continuidade ao estudo, recomenda-se:

- Fazer, em parceria com a Secretaria Municipal de Obras e Serviços Urbanos de Riacho de Santana/RN, uma avaliação da rede atual de coleta de águas cinzas, de modo a definir o que pode ou não ser aproveitado;
- Elaborar o orçamento de todo o sistema de esgotamento sanitário projetado, para que assim a prefeitura possa se organizar e dar início ao processo de execução.

REFERÊNCIAS

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 12207: Projeto de interceptores de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, p. 3. 1992.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 12208: Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário – Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 5. 1992.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 12209: Elaboração de projeto hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários**. Rio de Janeiro, p. 53. 2011.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 9648: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, p. 5. 1986.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 9649: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, p. 7. 1986.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR ISO 9826: Medição de vazão de líquido em canais abertos – Calhas Parshall e SANIIRI**. Rio de Janeiro, p. 25. 2008.

AFONSO, D. L.; ALMEIDA, E. S. A Lei do Saneamento Básico e seu impacto nos índices de acesso aos serviços de saneamento básico. **Revista Planejamento e Políticas Públicas**, Rio de Janeiro – RJ, n. 56, p. 133-157, 2020.

ANA (Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico). **Atlas esgotos: despoluição de bacias hidrográficas/Agência Nacional de Águas, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental**. Brasília: ANA, 2017. Disponível em: <http://arquivos.ana.gov.br/imprensa/publicacoes/ATLASESGOTOSDespoluicaoodeBaciasHidrograficas-ResumoExecutivo_livro.pdf>. Acesso em: 12 Mar. 2022.

AZEVEDO NETTO, J. M. A localização de estação de tratamento de esgotos. **Revista DAE**, São Paulo-SP, ed.114, n. 262, p. 57-59, 1977.

AZEVEDO NETTO, J. M.; FERNÁNDEZ, M. F. **Manual de Hidráulica**. 9. ed. São Paulo: Blucher, 2015.

BEVILACQUA, N. **Materiais de tubulações utilizadas em sistemas de coleta e transporte de esgotos sanitários: estudo de caso da área Norte de São Paulo**. 2006. 191 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

BORGES, E. A. M. A. Dimensionamento e parametrização de serviços para a implantação de estações de tratamento de esgotos para municípios de pequeno porte. 2018. 201 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

BRASIL. **Lei nº 11.445, de 05 de janeiro de 2007**. Estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico. Brasília, DF: Palácio do Planalto, 2007. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2007/Lei/L11445.htm>. Acesso em: 12 Mar. 2022.

BRASIL. **Lei nº 12.651, de 25 de maio de 2012**. Dispõe sobre a proteção da vegetação nativa. Brasília, DF: Palácio do Planalto, 2007. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2011-2014/2012/lei/l12651.htm>. Acesso em: 20 Abr. 2022.

BRASIL. **Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020**. Atualiza o marco legal do saneamento básico e altera a Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000. Brasília, DF: Palácio do Planalto, 2020. Disponível em: <<https://www.in.gov.br/web/dou/-/lei-n-14.026-de-15-de-julho-de-2020-267035421>>. Acesso em: 12 Mar. 2022.

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

BRASIL. **Plano Nacional de Saneamento Básico-PLANSAB**. Ministério do Desenvolvimento Regional/Secretaria Nacional de Saneamento. Brasília-DF, 2019.

BRASIL. **Resolução nº 357, de 13 de maio de 2005**. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento. CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). 2005. Brasília, DF: Ministério do Meio Ambiente. Disponível em: <http://pnqa.ana.gov.br/Publicacao/RESOLUCAO_CONAMA_n_357.pdf>. Acesso em: 05 Abr. 2022.

BRASIL. **Resolução nº 430, de 13 de maio de 2011**. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes. CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). 2011. Brasília, DF: Ministério do Meio Ambiente. Disponível em: <<https://conexaoagua.mpf.mp.br/arquivos/legislacao/resolucoes/resolucao-conama-430-2011.pdf>>. Acesso em: 05 Abr. 2022.

BRITTO, E. R. **História do tratamento de esgoto do estado do Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro: Lp – Books, 2015.

CAMPOS, J. R. **Tratamento de Esgotos Sanitários por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo**: Coletânea de Trabalhos Técnicos. Rio de Janeiro-RJ: FINEP, 1999.

CARNEIRO, A. B. **Critérios de dimensionamento para um sistema de tratamento**: estudo de caso a E.T.E do município de Cândido Mota/SP. 2020. 34 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Química Industrial) – Fundação Educacional do Município de Assis-FEMA, Assis/SP, 2020.

CHERNICHARO, C. A. L. **Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias – Reatores anaeróbios**. 2 ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental/UFMG, 380 p., 2007.

COELHO, F. M. **Proposição de nova metodologia de cálculo e de dimensionamento para sistemas de esgotamento sanitário com a investigação dos parâmetros hidráulicos**. 2020. 410 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

COSTA, E. S.; BARBOSA FILHO, O; GIORDANO, G. **Reatores Anaeróbios de Manta de Lodo (UASB)**: Uma abordagem concisa. Rio de Janeiro: COAMB/FEN/UERJ, 2014.

FERNANDES, C. E.; BARBOSA NETO, E.; OLIVEIRA, V. C.; FERNANDES, L. I. F. A. Saneamento ambiental: os desafios da estação de tratamento do esgoto DAIA em Anápolis (GO). **Revista Brazilian Journal of Development**, Curitiba, v. 6, n. 7, p. 42426-42436, 2020.

FGV CERI (Centro de Estudos em Regulação e Infraestrutura). **Efetividade dos investimentos em saneamento no Brasil**: da disponibilidade dos recursos financeiros à implementação dos sistemas de abastecimento de água e de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 2016.

FIGUEIREDO, I. C. S.; MIYAZAKI, C. K.; MADRID, F. J. P. L.; DUARTE, N. C.; MAGALHÃES, T. M.; TONETTI, A. L. Fossa absorvente ou rudimentar aplicada ao saneamento rural: solução adequada ou alternativa precária? **Revista DAE**, São Paulo, n. 220, v. 67, Ed. Especial, p. 87-99, 2019.

FREIRE, F. **Sistemas Hidráulicos Urbanos: Tabelas de Manning**. UTFPR, 2011. Disponível em: <<http://paginapessoal.utfpr.edu.br/flaviofreire/sistemas-hidraulicos-2>>. Acesso em: 02 Mar. 2022.

FUNASA (Fundação Nacional de Saúde). **Manual de Saneamento**. Brasília, DF, 4 ed., 2015.

GONÇALVES, R. F. **Desinfecção de efluentes sanitários**. Rio de Janeiro: ABES, RiMa, 2003.

GODEIRO, M. D. **Projeto de sistema de coleta de esgoto para área urbana do município de Montanhas/RN**. 2021. 101 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal-RN, 2021.

GOMES, R. A. **Proposta de implantação de sistema de tratamento de efluentes na cidade de Igaracy-PB**. 2018. 58 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Pombal-PB, 2018.

HAANDEL, A. V.; SANTOS, S. L.; PAIVA, F. V. Aplicação do sistema UASB-Lagoas de polimento para o tratamento de esgoto visando ao reúso agrícola ou industrial ou à proteção de recursos hídricos. **Revista DAE**, São Paulo, n. 229, v. 69, p. 173-191, 2021.

HOMRICH, B. S. **Diagnóstico do sistema de esgotamento sanitário de municípios do Rio Grande do Norte**. 2020. 59 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN, 2020.

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). **Censo Demográfico de 2010**: Características da população e dos domicílios: resultado do universo. Rio de Janeiro: IBGE, 2010. Disponível em: <<https://censo2010.ibge.gov.br/resultados.html>>. Acesso em: 13 mar. 2022.

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). **Censo Demográfico de 2000**: Características da população e dos domicílios: resultado do universo. Rio de Janeiro: IBGE, 2000. Disponível em: <<https://biblioteca.ibge.gov.br/index.php/biblioteca-catalogo?view=detalhes&id=785>>. Acesso em: 13 mar. 2022.

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). **Censo Demográfico de 1991**: Características da população e dos domicílios: resultado do universo. Rio de Janeiro:

IBGE, 1991. Disponível em: <<https://biblioteca.ibge.gov.br/biblioteca-catalogo?id=782&view=detalhes>>. Acesso em: 13 mar. 2022.

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2017: Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário/IBGE**, Coordenação de População e Indicadores Sociais. Rio de Janeiro: IBGE, 2020. Disponível em: <<https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv101734.pdf>>. Acesso em: 12 Mar. 2022.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Benefícios econômicos e sociais da expansão do saneamento do saneamento no Brasil**. 2018. Disponível em: <https://www.tratabrasil.org.br/images/estudos/itb/beneficios/sumario_executivo.pdf>. Acesso em: 20 Ago. 2022.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Saneamento e doenças de veiculação hídrica DATASUS e SINIS 2019**. São Paulo, 2021. Disponível em: <https://tratabrasil.org.br/images/estudos/saneamentoesaude/Sum%C3%A1rio_Executivo_-_Saneamento_e_Sa%C3%BAde_2021__2.pdf>. Acesso em: 12 Mar. 2022.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. 6 ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011.

LEONETI, A. B.; PRADO, E. L.; OLIVEIRA, S. V. W. B. Saneamento Básico no Brasil: Considerações sobre Investimentos e Sustentabilidade para o Século XXI. **Revista de Administração Pública**, Rio de Janeiro-RJ, v. 45, n. 2, p. 331-348, 2011.

MIGLIORINI, F. F. **Dimensionamento de um sistema de esgotamento sanitário na microbacia do Arroio Barracão, município de Guaporé-RS**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Vale do Taquari, Lajedo, 2019.

MORAIS, N. W. S.; SANTOS, A. B. Análise dos padrões de lançamento de efluentes em corpos hídricos e de reúso de águas residuárias de diversos estados do Brasil. **Revista DAE**, n. 215, v. 67, p. 40-55, 2019.

NERVIS, I. R. Viabilidade de implantação de um sistema de esgotamento sanitário no município de Santa Maria do Oeste – PR. 2019. 92 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Guarapuava, 2019.

OLIVEIRA, G. M. D. **Proposta de uma estação de tratamento de esgoto para o município de Poço Branco/RN**. 2020. 80 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal-RN, 2020.

PIRES, F. M. B. **Sistema de Esgotamento Sanitário – Estudo de caso: Maré**. 2018. 157 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

PREFEITURA MUNICIPAL DE RIACHO DE SANTANA. **Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos (PMGIRS) do município de Riacho de Santana-RN**. Riacho de Santana/RN, 2021.

PREFEITURA MUNICIPAL DE RIACHO DE SANTANA. **Relatório final do plano municipal de saneamento básico**. Riacho de Santana/RN, 2018.

SILVA, B. K. N.; SILVA, M. T.; BARBOSA, E.; SILVA, F. D. S.; ROCHA JÚNIOR, R. L.; SERRÃO, E. A.; SILVA, V. P. R.; SILVA, C. M. S. Avaliação de extremos de erosividade causados pela precipitação na bacia do Rio Apodi/Mossoró-RN. **Revista Brasileira de Meteorologia**, São Paulo, v. 35, n. Especial, p. 871-879, 2020.

SILVA, F. P. **Projeto básico do sistema de coleta e transporte de esgoto sanitário para o município de Canelinha/SC**. 2011. 135 f. Trabalho de Conclusão de Curso

(Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

SION, A. O. Necessidade de investimento em infraestrutura para universalização do saneamento básico no combate a pandemias: uma análise do enfrentamento à covid-19 à luz do novo marco legal do saneamento básico. **Revista Ciências Jurídicas e Sociais – IURJ**, n. 1, v. 1, p. 111-141, 2020.

SOUZA, G. F. Impacto da tensão trativa adotada no dimensionamento de rede coletora de esgoto sanitário sobre os seus custos construtivos. 2021. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2021.

TELLES, J. R. **Dimensionamento de rede de esgotamento sanitário considerando o uso de diâmetros não progressivos calculados com programa SANCAD**. 2014. 64 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária) – Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2014.

TOCHETTO, M. **Gestão comparativa de sistemas de coleta e tratamento de esgoto visando a universalização e a sustentabilidade**. 2021. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade de Passo Fundo, 2021.

TSUTIYA, M. T.; ALEM SOBRINHO, P. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. 1 ed. São Paulo: Escola Politécnica da USP, 1999.

VOLSCHAN JÚNIOR, I; VIANNA, A. S. P. S.; SAMPAIO, G. D.; LOBATO, L. C. S.; FREITAS, I. C.; BRAGA, R. P. **Esgotamento sanitário – Guia e manutenção de redes coletoras de esgotos**: guia do profissional em treinamento. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Brasília: Ministério das Cidades, 2008.

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

VON SPERLING, M.; JORDÃO, E. P.; KATO, M. T.; ALEM SOBRINHO, P.; BASTOS, R.K.X.; PIVELI, R. Capítulo 7: Lagoas de estabilização. In: Gonçalves, R.F. (coord). Desinfecção de efluentes sanitários. Rio de Janeiro: PROSAB/FINEP. 2003.

VON SPERLING, M. **Lagoas de Estabilização**: princípios do tratamento biológico de águas residuárias. v. 3, 2 ed. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 2002.

ZAGO, M.; DUSI, L. Tratamento de esgoto por fossa séptica e unidades complementares: estudo de caso na cidade de Fraiburgo-SC. **Revista Ignis**, Florianópolis-SC, n. 2, v. 6, p. 95-114, 2017.

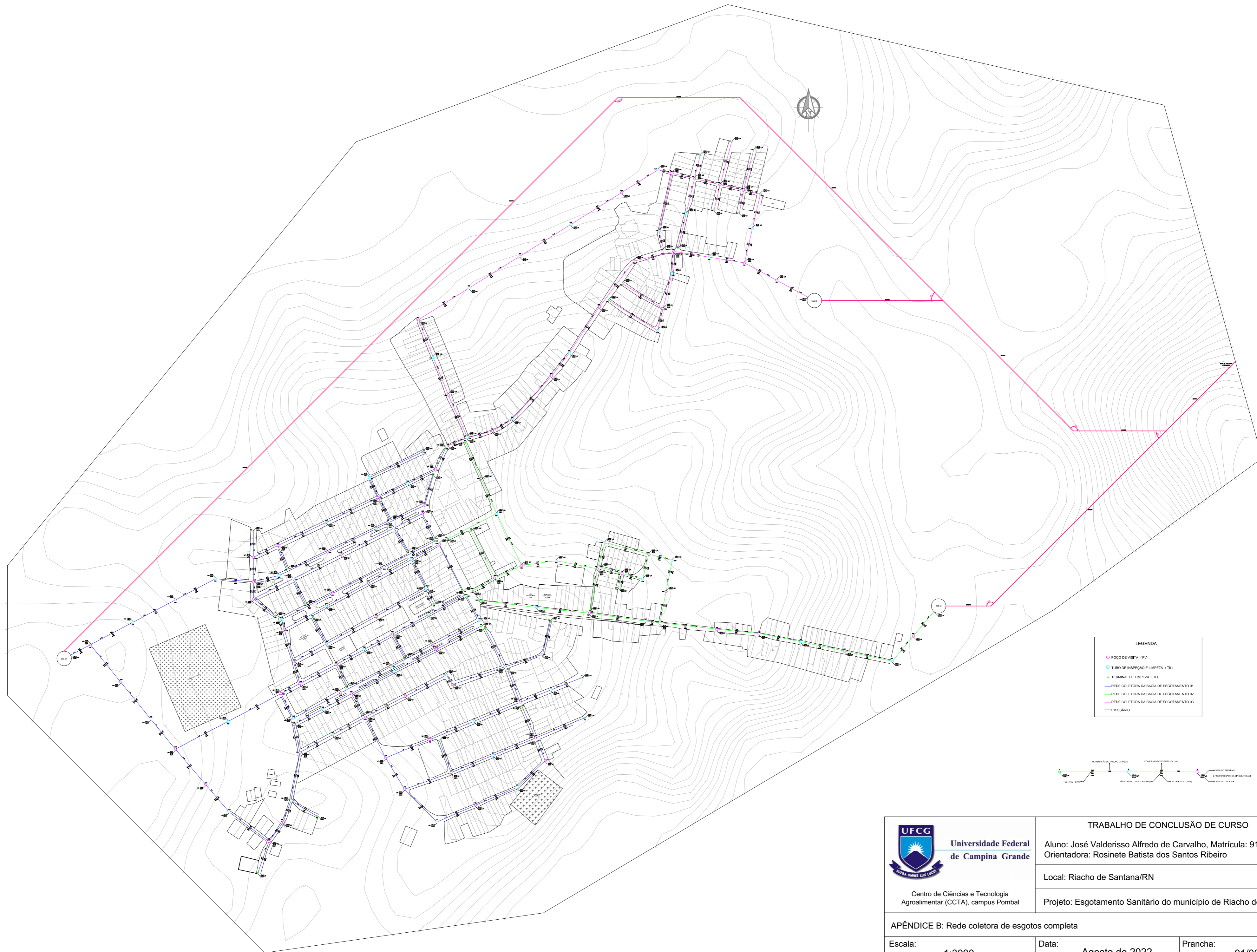
APÊNDICE A – Planilha de dimensionamento da rede coletora de esgotos.

Sing.	Trecho	Extensão (m)	Taxa de contr. Lin. (L/s.km)	Contrib. Trecho (L/s)	Q mont. (L/s)	Q jusan. (L/s)	Q proj. (L/s)	Cota do terreno (m)	Declividade de projeto - I _p (m/m)	Diâmetro calculado (mm)	Diâmetro adotado (mm)	Prof. Mínima (m)	Cota do coletor (m)	Prof. do coletor (m)	Prof. da Sing. Jus. (m)	Lâmina Líquida		V/v _p	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa			Velocidade Crítica (m/s)	
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Mont.				Mont.	Mont.	Q _p /v _p		(Y/D)	Inicial			Inicial	Inicial	Inicial	R _e /D	R _e (m)
			Final	Final	Final	Final	Final	Jus.				Jus.	Jus.	Final		Final	Final	Final	Final	Final	Final	Final	Final	Final
BACIA 1																								
TL1	T-1	35,30	0,66	0,023	0,000	0,023	1,500	270,72	0,0771	44,60	150	1,20	269,37	1,35	1,35	0,0054	0,13	4,08	1,13	0,081	0,012	9,18	2,07	
PV1			0,73	0,026	0,000	0,026	1,500	268,00				1,20	266,65	1,35		0,0054	0,13	4,08	1,13	0,081	0,012	9,18	2,07	
PV1	T-2	64,60	0,66	0,043	0,023	0,066	1,500	268,00	0,0091	66,53	150	1,20	266,65	1,35	1,35	0,0157	0,22	5,61	0,54	0,131	0,020	1,76	2,63	
TL1			0,73	0,047	0,026	0,073	1,500	267,41				1,20	266,06	1,35		0,0157	0,22	5,61	0,54	0,131	0,020	1,76	2,63	
TL1	T-3	75,57	0,66	0,050	0,066	0,116	1,500	267,41	0,0336	52,11	150	1,20	266,06	1,35	1,35	0,0082	0,16	4,63	0,85	0,099	0,015	4,90	2,29	
PV2			0,73	0,055	0,073	0,128	1,500	264,87				1,20	263,52	1,35		0,0082	0,16	4,63	0,85	0,099	0,015	4,90	2,29	
PV2	T-4	70,00	0,66	0,046	0,116	0,163	1,500	264,87	0,0306	53,04	150	1,20	263,52	1,35	1,35	0,0086	0,16	4,63	0,81	0,099	0,015	4,45	2,29	
TL2			0,73	0,051	0,128	0,178	1,500	262,73				1,20	261,38	1,35		0,0086	0,16	4,63	0,81	0,099	0,015	4,45	2,29	
TL2	T-5	76,58	0,66	0,051	0,163	0,213	1,500	262,73	0,0247	55,22	150	1,20	261,38	1,35	1,35	0,0095	0,17	4,81	0,76	0,104	0,016	3,78	2,35	
PV5			0,73	0,056	0,178	0,234	1,500	260,84				1,20	259,49	1,35		0,0095	0,17	4,81	0,76	0,104	0,016	3,78	2,35	
TL2	T-6	88,83	0,66	0,059	0,000	0,059	1,500	269,80	0,0045	75,83	150	1,20	268,45	1,35	2,75	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
PV3			0,73	0,065	0,000	0,065	1,500	270,80				1,20	268,05	2,75		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
TL3	T-7	58,31	0,66	0,039	0,000	0,039	1,500	272,15	0,0232	55,88	150	1,20	270,80	1,35	2,75	0,0099	0,18	4,98	0,76	0,110	0,017	3,75	2,41	
PV3			0,73	0,042	0,000	0,042	1,500	270,80				1,20	269,45	1,35		0,0099	0,18	4,98	0,76	0,110	0,017	3,75	2,41	
PV3	T-8	96,03	0,66	0,064	0,098	0,161	1,500	270,80	0,0045	75,83	150	1,20	268,05	2,75	1,58	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
TL3			0,73	0,070	0,107	0,177	1,500	269,19				1,20	267,61	1,58		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
TL3	T-9	76,03	0,66	0,050	0,161	0,212	1,500	269,19	0,0610	46,60	150	1,20	267,61	1,58	1,35	0,0061	0,14	4,27	1,05	0,087	0,013	7,81	2,15	
PV4			0,73	0,055	0,177	0,232	1,500	264,32				1,20	262,97	1,35		0,0061	0,14	4,27	1,05	0,087	0,013	7,81	2,15	
TL4	T-10	56,53	0,66	0,037	0,000	0,037	1,500	265,40	0,0191	57,93	150	1,20	264,05	1,35	1,35	0,0109	0,18	4,98	0,69	0,110	0,017	3,09	2,41	
PV4			0,73	0,041	0,000	0,041	1,500	264,32				1,20	262,97	1,35		0,0109	0,18	4,98	0,69	0,110	0,017	3,09	2,41	
PV4	T-11	82,19	0,66	0,054	0,249	0,303	1,500	264,32	0,0424	49,89	150	1,20	262,97	1,35	1,35	0,0073	0,15	4,45	0,92	0,093	0,014	5,80	2,22	
PV5			0,73	0,060	0,273	0,333	1,500	260,84				1,20	259,49	1,35		0,0073	0,15	4,45	0,92	0,093	0,014	5,80	2,22	
PV5	T-12	61,24	0,66	0,041	0,517	0,558	1,500	260,84	0,0045	75,97	150	1,20	259,49	1,35	1,71	0,0224	0,26	6,18	0,41	0,152	0,023	1,01	2,84	
PV8			0,73	0,045	0,567	0,612	1,500	260,92				1,20	259,21	1,71		0,0224	0,26	6,18	0,41	0,152	0,023	1,01	2,84	
TL5	T-13	55,25	0,66	0,037	0,000	0,037	1,500	272,07	0,0045	75,83	150	1,20	270,72	1,35	2,03	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
TL4			0,73	0,040	0,000	0,040	1,500	272,50				1,20	270,47	2,03		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
TL4	T-14	55,25	0,66	0,037	0,037	0,073	1,500	272,50	0,0045	75,83	150	1,20	270,47	2,03	2,09	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
PV6			0,73	0,040	0,040	0,080	1,500	272,31				1,20	270,22	2,09		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
TL6	T-15	56,52	0,66	0,037	0,000	0,037	1,500	273,91	0,0283	53,81	150	1,20	272,56	1,35	2,09	0,0089	0,16	4,63	0,78	0,099	0,015	4,12	2,29	
PV6			0,73	0,041	0,000	0,041	1,500	272,31				1,20	270,96	1,35		0,0089	0,16	4,63	0,78	0,099	0,015	4,12	2,29	
PV6	T-16	82,89	0,66	0,055	0,111	0,166	1,500	272,31	0,0233	55,81	150	1,20	270,22	2,09	1,35	0,0098	0,17	4,81	0,73	0,104	0,016	3,57	2,35	
TL5			0,73	0,060	0,121	0,182	1,500	269,64				1,20	268,29	1,35		0,0098	0,17	4,81	0,73	0,104	0,016	3,57	2,35	
TL5	T-17	80,00	0,66	0,053	0,166	0,219	1,500	269,64	0,0596	46,80	150	1,20	268,29	1,35	1,35	0,0061	0,14	4,27	1,04	0,087	0,013	7,63	2,15	
PV7			0,73	0,058	0,182	0,240	1,500	264,87				1,20	263,52	1,35		0,0061	0,14	4,27	1,04	0,087	0,013	7,63	2,15	
PV7	T-18	80,00	0,66	0,053	0,219	0,272	1,500	264,87	0,0494	48,48	150	1,20	263,52	1,35	1,71	0,0068	0,14	4,27	0,95	0,087	0,013	6,32	2,15	
PV8			0,73	0,058	0,240	0,298	1,500	260,92				1,20	259,57	1,35		0,0068	0,14	4,27	0,95	0,087	0,013	6,32	2,15	

Sing.	Trecho	Extensão (m)	Taxa de contr. Lin. (L/s.km)	Contrib. Trecho (L/s)	Q mont. (L/s)	Q jusan. (L/s)	Q proj. (L/s)	Cota do terreno (m)	Declividade de projeto - I _p (m/m)	Diâmetro calculado (mm)	Diâmetro adotado (mm)	Prof. Mínima (m)	Cota do coletor (m)	Prof. do coletor (m)	Prof. da Sing. Jus. (m)	Lâmina Líquida		V/v _p	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa			Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Mont.				Mont.	Mont.	Q _p /I _p		(Y/D)	Inicial			Inicial	Inicial	Inicial	
			Final	Final	Final	Final	Final	Mont.				Mont.	Mont.	Final		Final	Final	Final	Final	Final	Final	Final	Final
BACIA 1																							
PV8	T-19	76,17	0,66	0,050	0,829	0,880	1,500	260,92	0,0045	75,83	150	1,20	259,21	1,71	2,64	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
PV12			0,73	0,055	0,910	0,965	1,500	261,51				1,20	258,87	2,64		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
TL7	T-20	56,99	0,66	0,038	0,000	0,038	1,500	274,96	0,0058	72,46	150	1,20	273,61	1,35	1,35	0,0197	0,25	6,04	0,46	0,147	0,022	1,25	2,79
PV9			0,73	0,041	0,000	0,041	1,500	274,63				1,20	273,28	1,35		0,0197	0,25	6,04	0,46	0,147	0,022	1,25	2,79
PV9	T-21	66,31	0,66	0,044	0,038	0,082	1,500	274,63	0,0083	67,74	150	1,20	273,28	1,35	1,35	0,0165	0,22	5,61	0,51	0,131	0,020	1,60	2,63
TL6			0,73	0,048	0,041	0,090	1,500	274,08				1,20	272,73	1,35		0,0165	0,22	5,61	0,51	0,131	0,020	1,60	2,63
TL8	T-22	72,37	0,66	0,048	0,000	0,048	1,500	275,58	0,0207	57,05	150	1,20	274,23	1,35	1,35	0,0104	0,18	4,98	0,72	0,110	0,017	3,35	2,41
TL6			0,73	0,053	0,000	0,053	1,500	274,08				1,20	272,73	1,35		0,0104	0,18	4,98	0,72	0,110	0,017	3,35	2,41
TL6	T-23	66,31	0,66	0,044	0,130	0,174	1,500	274,08	0,0563	47,31	150	1,20	272,73	1,35	1,35	0,0063	0,14	4,27	1,01	0,087	0,013	7,20	2,15
PV10			0,73	0,048	0,142	0,190	1,500	270,35				1,20	269,00	1,35		0,0063	0,14	4,27	1,01	0,087	0,013	7,20	2,15
PV10	T-24	18,77	0,66	0,012	0,174	0,186	1,500	270,35	0,0045	75,83	150	1,20	269,00	1,35	1,55	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
TL7			0,73	0,014	0,190	0,204	1,500	270,46				1,20	268,91	1,55		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
TL7	T-25	66,31	0,66	0,044	0,186	0,230	1,500	270,46	0,0762	44,70	150	1,20	268,91	1,55	1,35	0,0054	0,13	4,08	1,13	0,081	0,012	9,08	2,07
PV11			0,73	0,048	0,204	0,252	1,500	265,21				1,20	263,86	1,35		0,0054	0,13	4,08	1,13	0,081	0,012	9,08	2,07
PV11	T-26	66,31	0,66	0,044	0,230	0,274	1,500	265,21	0,0558	47,38	150	1,20	263,86	1,35	2,64	0,0064	0,14	4,27	1,01	0,087	0,013	7,14	2,15
PV12			0,73	0,048	0,252	0,301	1,500	261,51				1,20	260,16	1,35		0,0064	0,14	4,27	1,01	0,087	0,013	7,14	2,15
PV12	T-27	62,02	0,66	0,041	1,154	1,195	1,500	261,51	0,0045	75,83	150	1,20	258,87	2,64	1,39	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
TL8			0,73	0,045	1,265	1,311	1,500	259,98				1,20	258,59	1,39		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
TL8	T-28	62,02	0,66	0,041	1,195	1,236	1,500	259,98	0,0264	54,52	150	1,20	258,59	1,39	1,35	0,0092	0,17	4,81	0,78	0,104	0,016	4,04	2,35
PV13			0,73	0,045	1,311	1,356	1,500	258,30				1,20	256,95	1,35		0,0092	0,17	4,81	0,78	0,104	0,016	4,04	2,35
TL9	T-29	83,73	0,66	0,055	0,000	0,055	1,500	275,60	0,0530	47,84	150	1,20	274,25	1,35	1,35	0,0065	0,14	4,27	0,98	0,087	0,013	6,79	2,15
PV14			0,73	0,061	0,000	0,061	1,500	271,16				1,20	269,81	1,35		0,0065	0,14	4,27	0,98	0,087	0,013	6,79	2,15
PV14	T-30	80,00	0,66	0,053	0,055	0,109	1,500	271,16	0,0759	44,73	150	1,20	269,81	1,35	1,35	0,0054	0,13	4,08	1,12	0,081	0,012	9,04	2,07
TL9			0,73	0,058	0,061	0,119	1,500	265,09				1,20	263,74	1,35		0,0054	0,13	4,08	1,12	0,081	0,012	9,04	2,07
TL9	T-31	80,00	0,66	0,053	0,109	0,162	1,500	265,09	0,0570	47,20	150	1,20	263,74	1,35	1,35	0,0063	0,14	4,27	1,02	0,087	0,013	7,30	2,15
PV15			0,73	0,058	0,119	0,177	1,500	260,53				1,20	259,18	1,35		0,0063	0,14	4,27	1,02	0,087	0,013	7,30	2,15
TL10	T-32	39,38	0,66	0,026	0,000	0,026	1,500	261,30	0,0196	57,68	150	1,20	259,95	1,35	1,35	0,0107	0,18	4,98	0,70	0,110	0,017	3,16	2,41
PV15			0,73	0,029	0,000	0,029	1,500	260,53				1,20	259,18	1,35		0,0107	0,18	4,98	0,70	0,110	0,017	3,16	2,41
PV15	T-33	54,36	0,66	0,036	0,188	0,224	1,500	260,53	0,0177	58,79	150	1,20	259,18	1,35	1,35	0,0113	0,18	4,98	0,66	0,110	0,017	2,86	2,41
TL10			0,73	0,040	0,206	0,245	1,500	259,57				1,20	258,22	1,35		0,0113	0,18	4,98	0,66	0,110	0,017	2,86	2,41
TL10	T-34	54,36	0,66	0,036	0,224	0,260	1,500	259,57	0,0118	63,44	150	1,20	258,22	1,35	1,35	0,0138	0,20	5,30	0,58	0,121	0,018	2,10	2,53
PV16			0,73	0,040	0,245	0,285	1,500	258,93				1,20	257,58	1,35		0,0138	0,20	5,30	0,58	0,121	0,018	2,10	2,53
PV16	T-35	47,47	0,66	0,031	0,260	0,291	1,500	258,93	0,0133	62,03	150	1,20	257,58	1,35	1,35	0,0130	0,20	5,30	0,61	0,121	0,018	2,36	2,53
PV13			0,73	0,035	0,285	0,319	1,500	258,30				1,20	256,95	1,35		0,0130	0,20	5,30	0,61	0,121	0,018	2,36	2,53
PV13	T-36	82,21	0,66	0,054	1,527	1,581	1,581	258,30	0,0264	57,58	150	1,20	256,95	1,35	1,35	0,0097	0,17	4,81	0,78	0,104	0,016	4,04	2,35
TL11			0,73	0,060	1,675	1,735	1,735	256,13				1,20	254,78	1,35		0,0107	0,18	4,98	0,81	0,110	0,017	4,27	2,41
TL11	T-37	50,71	0,66	0,034	0,000	0,034	1,500	259,98	0,0759	44,73	150	1,20	258,63	1,35	1,35	0,0054	0,13	4,08	1,12	0,081	0,012	9,05	2,07
TL11			0,73	0,037	0,000	0,037	1,500	256,13				1,20	254,78	1,35		0,0054	0,13	4,08	1,12	0,081	0,012	9,05	2,07

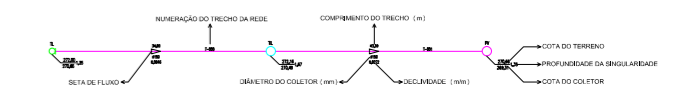
Sing.	Trecho	Extensão (m)	Taxa de contr. Lin. (L/s.km)	Contrib. Trecho (L/s)	Q mont. (L/s)	Q jusan. (L/s)	Q proj. (L/s)	Cota do terreno (m)	Declividade de projeto - I _p (m/m)	Diâmetro calculado (mm)	Diâmetro adotado (mm)	Prof. Mínima (m)	Cota do coletor (m)	Prof. do coletor (m)	Prof. da Sing. Jus. (m)	Lâmina Líquida		V/ <i>v</i> _p	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa			Velocidade Crítica (m/s)
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Mont.				Mont.	Mont.	Q _p / <i>v</i> _p		(Y/D)	Inicial			Inicial	Inicial	Inicial	
			Final	Final	Final	Final	Final	Final				Final	Final	Final		Final	Final	Final	Final	Final	Final	Final	Final
BACIA 1																							
PV36	T-95	90,00	0,66	0,060	0,153	0,213	1,500	261,92	0,0279	53,96	150	1,20	260,57	1,35	1,35	0,0090	0,17	4,91	0,82	0,104	0,016	4,27	2,35
TL30			0,73	0,065	0,168	0,234	1,500	259,41				1,20	258,06	1,35		0,0090	0,17	4,91	0,82	0,104	0,016	4,27	2,35
TL30	T-96	44,04	0,66	0,029	0,213	0,242	1,500	259,41	0,0434	49,68	150	1,20	258,06	1,35	2,67	0,0072	0,15	4,45	0,93	0,093	0,014	5,94	2,22
PV37			0,73	0,032	0,234	0,266	1,500	257,50				1,20	256,15	1,35		0,0072	0,15	4,45	0,93	0,093	0,014	5,94	2,22
TL28	T-97	40,11	0,66	0,027	0,000	0,027	1,500	274,00	0,0526	47,91	150	1,20	272,65	1,35	1,35	0,0065	0,14	4,27	0,98	0,087	0,013	6,73	2,15
PV38			0,73	0,029	0,000	0,029	1,500	271,89				1,20	270,54	1,35		0,0065	0,14	4,27	0,98	0,087	0,013	6,73	2,15
PV38	T-98	53,14	0,66	0,035	0,027	0,062	1,500	271,89	0,0551	47,49	150	1,20	270,54	1,35	1,35	0,0064	0,14	4,27	1,00	0,087	0,013	7,06	2,15
TL31			0,73	0,039	0,029	0,068	1,500	268,96				1,20	267,61	1,35		0,0064	0,14	4,27	1,00	0,087	0,013	7,06	2,15
TL29	T-99	44,90	0,66	0,030	0,000	0,030	1,500	270,94	0,0441	49,52	150	1,20	269,59	1,35	1,35	0,0071	0,15	4,45	0,94	0,093	0,014	6,03	2,22
TL31			0,73	0,033	0,000	0,033	1,500	268,96				1,20	267,61	1,35		0,0071	0,15	4,45	0,94	0,093	0,014	6,03	2,22
TL31	T-100	98,57	0,66	0,065	0,092	0,157	1,500	268,96	0,0569	47,21	150	1,20	267,61	1,35	1,35	0,0063	0,14	4,27	1,02	0,087	0,013	7,29	2,15
PV39			0,73	0,072	0,100	0,172	1,500	263,35				1,20	262,00	1,35		0,0063	0,14	4,27	1,02	0,087	0,013	7,29	2,15
PV39	T-101	90,00	0,66	0,060	0,157	0,171	1,500	263,35	0,0328	52,35	150	1,20	262,00	1,35	1,35	0,0083	0,16	4,63	0,84	0,099	0,015	4,78	2,29
TL32			0,73	0,065	0,172	0,238	1,500	260,40				1,20	259,05	1,35		0,0083	0,16	4,63	0,84	0,099	0,015	4,78	2,29
TL30	T-102	46,39	0,66	0,031	0,000	0,031	1,500	260,62	0,0047	75,23	150	1,20	259,27	1,35	1,35	0,0218	0,26	6,18	0,43	0,152	0,023	1,06	2,84
TL32			0,73	0,034	0,000	0,034	1,500	260,40				1,20	259,05	1,35		0,0218	0,26	6,18	0,43	0,152	0,023	1,06	2,84
TL32	T-103	73,64	0,66	0,049	0,247	0,296	1,500	260,40	0,0475	48,83	150	1,20	259,05	1,35	1,35	0,0069	0,15	4,45	0,97	0,093	0,014	6,50	2,22
PV40			0,73	0,054	0,271	0,325	1,500	256,90				1,20	255,55	1,35		0,0069	0,15	4,45	0,97	0,093	0,014	6,50	2,22
TL31	T-104	46,36	0,66	0,031	0,000	0,031	1,500	257,79	0,0192	57,88	150	1,20	256,44	1,35	1,35	0,0108	0,18	4,98	0,69	0,110	0,017	3,11	2,41
PV40			0,73	0,034	0,000	0,034	1,500	256,90				1,20	255,55	1,35		0,0108	0,18	4,98	0,69	0,110	0,017	3,11	2,41
PV40	T-105	28,49	0,66	0,019	0,327	0,346	1,500	256,90	0,0045	75,83	150	1,20	255,55	1,35	2,67	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
PV37			0,73	0,021	0,358	0,379	1,500	257,50				1,20	255,42	2,08		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
PV37	T-106	63,66	0,66	0,042	1,040	1,082	1,500	257,50	0,0045	75,83	150	1,20	254,83	2,67	2,22	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
TL33			0,73	0,046	1,140	1,187	1,500	256,76				1,20	254,54	2,22		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
TL33	T-107	75,63	0,66	0,050	1,082	1,132	1,500	256,76	0,0045	75,83	150	1,20	254,54	2,22	1,41	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
PV41			0,73	0,055	1,187	1,242	1,500	255,61				1,20	254,20	1,41		0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84
PV41	T-108	80,00	0,66	0,053	1,132	1,185	1,500	255,61	0,0414	50,12	150	1,20	254,20	1,41	1,41	0,0074	0,15	4,45	0,91	0,093	0,014	5,66	2,22
TL34			0,73	0,058	1,242	1,300	1,500	252,30				1,20	250,89	1,41		0,0074	0,15	4,45	0,91	0,093	0,014	5,66	2,22
TL34	T-109	80,00	0,66	0,053	1,185	1,238	1,500	252,30	0,0092	66,44	150	1,20	250,89	1,41	1,65	0,0156	0,22	5,61	0,54	0,131	0,020	1,77	2,63
PV42			0,73	0,058	1,300	1,358	1,500	251,50				1,20	250,15	1,35		0,0156	0,22	5,61	0,54	0,131	0,020	1,77	2,63
PV42	T-110	37,37	0,66	0,025	4,716	4,740	4,740	251,50	0,0080	108,64	150	1,20	249,85	1,65	1,65	0,0529	0,41	7,87	0,71	0,218	0,033	2,58	3,40
EEE01			0,73	0,027	5,173	5,200	5,200	251,20				1,20	249,55	1,65		0,0580	0,43	8,05	0,72	0,226	0,034	2,67	3,46

Sing.	Trecho	Extensão (m)	Taxa de contr. Lin. (L/s.km)		Contrib. Trecho (L/s)	Q mont. (L/s)	Q jusan. (L/s)	Q proj. (L/s)	Cota do terreno (m)	Declividade de projeto - i _p (m/m)	Diâmetro calculado (mm)	Diâmetro adotado (mm)	Prof. Mínima (m)	Cota do coletor (m)	Prof. do coletor (m)	Prof. da Sing. Jus. (m)	Lâmina Líquida		V/√i _p	Velocidade (m/s)	Tensão Trativa			Velocidade Crítica (m/s)
			Q _c /√i _p	(Y/D)													R _v /D	R _b (m)			σ (Pa)			
			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Inicial																	
Nó inicial			Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Inicial	Mont.	Mont.	Mont.			Mont.	Mont.	Mont.									Inicial
Nó final			Final	Final	Final	Final	Final	Jus.	Jus.	Jus.			Jus.	Jus.	Jus.			Final	Final	Final	Final			Final
BACIA 3																								
PV65	T-167	38,79	0,66	0,026	0,052	0,078	1,500	270,66	0,0461	49,10	150	1,20	269,31	1,35	1,35	0,0070	0,15	4,45	0,96	0,093	0,014	6,32	2,22	
TL52			0,73	0,028	0,057	0,085	1,500	268,87				1,20	267,52	1,35	1,35	0,0070	0,15	4,45	0,96	0,093	0,014	6,32	2,22	
TL52	T-168	97,22	0,66	0,064	0,078	0,142	1,500	268,87	0,0365	51,31	150	1,20	267,52	1,35	1,35	0,0078	0,15	4,45	0,85	0,093	0,014	5,00	2,22	
PV66			0,73	0,071	0,085	0,156	1,500	265,32				1,20	263,97	1,35	1,35	0,0078	0,15	4,45	0,85	0,093	0,014	5,00	2,22	
PV66	T-169	49,17	0,66	0,033	0,142	0,175	1,500	265,32	0,0226	56,15	150	1,20	263,97	1,35	1,35	0,0100	0,18	4,98	0,75	0,110	0,017	3,65	2,41	
TL53			0,73	0,036	0,156	0,192	1,500	264,21				1,20	262,86	1,35	1,35	0,0100	0,18	4,98	0,75	0,110	0,017	3,65	2,41	
TL53	T-170	91,17	0,66	0,060	0,175	0,235	1,500	264,21	0,0272	54,22	150	1,20	262,86	1,35	1,35	0,0091	0,17	4,81	0,79	0,104	0,016	4,16	2,35	
PV67			0,73	0,066	0,192	0,258	1,500	261,73				1,20	260,38	1,35	1,35	0,0091	0,17	4,81	0,79	0,104	0,016	4,16	2,35	
PV67	T-171	95,87	0,66	0,064	0,235	0,299	1,500	261,73	0,0265	54,49	150	1,20	260,38	1,35	1,35	0,0092	0,17	4,81	0,78	0,104	0,016	4,05	2,35	
TL54			0,73	0,070	0,258	0,328	1,500	259,19				1,20	257,84	1,35	1,35	0,0092	0,17	4,81	0,78	0,104	0,016	4,05	2,35	
TL54	T-172	68,28	0,66	0,045	0,299	0,344	1,500	259,19	0,0620	46,46	150	1,20	257,84	1,35	1,35	0,0060	0,14	4,27	1,06	0,087	0,013	7,93	2,15	
PV69			0,73	0,050	0,328	0,377	1,500	254,96				1,20	253,61	1,35	1,35	0,0060	0,14	4,27	1,06	0,087	0,013	7,93	2,15	
TL49	T-173	96,13	0,66	0,064	0,000	0,064	1,500	261,19	0,0525	47,92	150	1,20	259,84	1,35	1,35	0,0065	0,14	4,27	0,98	0,087	0,013	6,73	2,15	
TL55			0,73	0,070	0,000	0,070	1,500	256,14				1,20	254,79	1,35	1,35	0,0065	0,14	4,27	0,98	0,087	0,013	6,73	2,15	
TL55	T-174	37,76	0,66	0,025	0,064	0,089	1,500	256,14	0,0045	75,83	150	1,20	254,79	1,35	1,75	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
PV68			0,73	0,027	0,070	0,097	1,500	256,37				1,20	254,62	1,75	1,75	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
TL50	T-175	79,76	0,66	0,053	0,000	0,053	1,500	260,58	0,0528	47,88	150	1,20	259,23	1,35	1,75	0,0065	0,14	4,27	0,98	0,087	0,013	6,76	2,15	
PV68			0,73	0,058	0,000	0,058	1,500	256,37				1,20	255,02	1,35	1,75	0,0065	0,14	4,27	0,98	0,087	0,013	6,76	2,15	
TL56	T-176	60,26	0,66	0,040	0,142	0,182	1,500	256,37	0,0045	75,97	150	1,20	254,62	1,75	1,46	0,0224	0,26	6,18	0,41	0,152	0,023	1,01	2,84	
TL56			0,73	0,044	0,155	0,199	1,500	255,81				1,20	254,35	1,46	1,46	0,0224	0,26	6,18	0,41	0,152	0,023	1,01	2,84	
TL56	T-177	37,13	0,66	0,025	0,182	0,206	1,500	255,81	0,0198	57,54	150	1,20	254,35	1,46	1,35	0,0107	0,18	4,98	0,70	0,110	0,017	3,20	2,41	
PV69			0,73	0,027	0,199	0,226	1,500	254,96				1,20	253,61	1,35	1,35	0,0107	0,18	4,98	0,70	0,110	0,017	3,20	2,41	
PV69	T-178	59,84	0,66	0,040	0,550	0,590	1,500	254,96	0,0667	45,83	150	1,20	253,61	1,35	1,35	0,0058	0,13	4,08	1,05	0,081	0,012	7,95	2,07	
TL57			0,73	0,044	0,603	0,647	1,500	250,97				1,20	249,62	1,35	1,35	0,0058	0,13	4,08	1,05	0,081	0,012	7,95	2,07	
TL57	T-179	59,84	0,66	0,040	0,590	0,629	1,500	250,97	0,0475	48,84	150	1,20	249,62	1,35	1,80	0,0069	0,15	4,45	0,97	0,093	0,014	6,49	2,22	
PV70			0,73	0,044	0,647	0,690	1,500	248,13				1,20	246,78	1,35	1,80	0,0069	0,15	4,45	0,97	0,093	0,014	6,49	2,22	
PV70	T-180	61,11	0,66	0,041	1,618	1,658	1,500	248,13	0,0045	75,83	150	1,20	246,33	1,80	1,48	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
PV71			0,73	0,044	1,774	1,819	1,500	247,53				1,20	246,05	1,48	1,48	0,0222	0,26	6,18	0,42	0,152	0,023	1,02	2,84	
PV71	T-181	61,11	0,66	0,041	1,658	1,699	1,500	247,53	0,0157	60,10	150	1,20	246,05	1,48	1,35	0,0120	0,19	5,14	0,64	0,115	0,017	2,66	2,47	
EEE03			0,73	0,044	1,819	1,863	1,500	246,45				1,20	245,10	1,35	1,35	0,0120	0,19	5,14	0,64	0,115	0,017	2,66	2,47	



LEGENDA

- POÇO DE VISITA (PV)
- TUBO DE INSPEÇÃO E LIMPEZA (TIL)
- TERMINAL DE LIMPEZA (TL)
- REDE COLETOIRA DA BACIA DE ESGOTAMENTO 01
- REDE COLETOIRA DA BACIA DE ESGOTAMENTO 02
- REDE COLETOIRA DA BACIA DE ESGOTAMENTO 03
- EMISSÁRIO



Universidade Federal
de Campina Grande

Centro de Ciências e Tecnologia
Agroalimentar (CCTA), campus Pombal

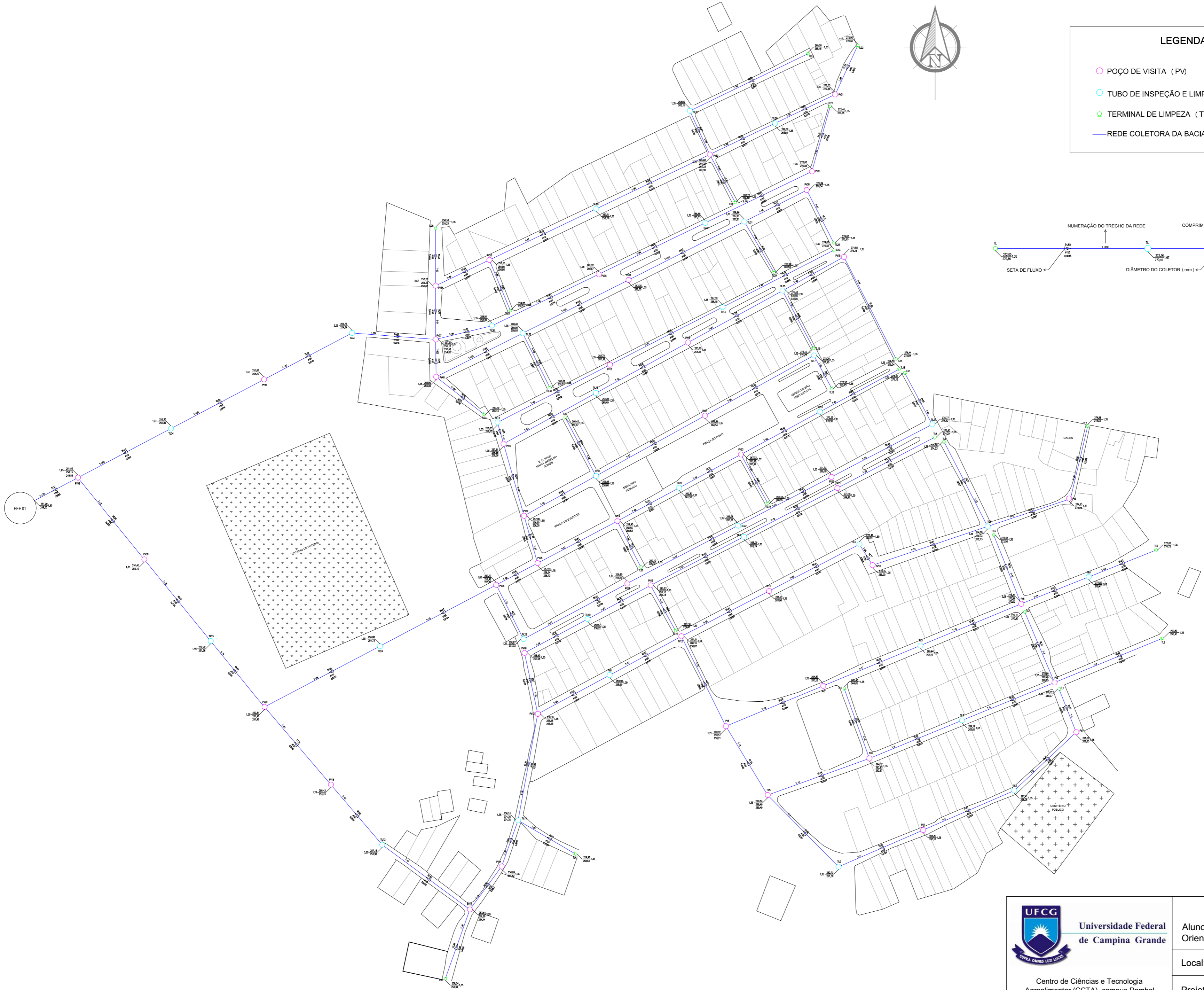
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Aluno: José Valderisso Alfredo de Carvalho, Matrícula: 917110078
Orientadora: Rosinete Batista dos Santos Ribeiro

Local: Riacho de Santana/RN

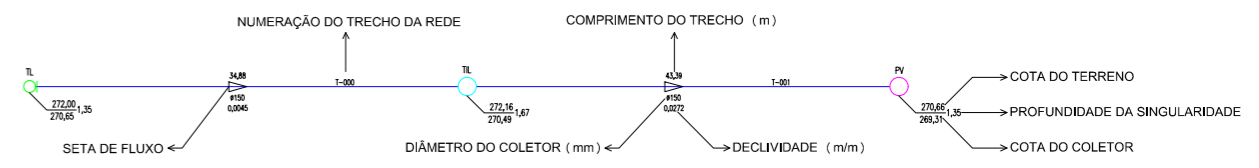
Projeto: Esgotamento Sanitário do município de Riacho de Santana/RN

APÊNDICE B: Rede coletora de esgotos completa		
Escala:	1:3000	Data: Agosto de 2022
		Prancha: 01/06



LEGENDA

- POÇO DE VISITA (PV)
- TUBO DE INSPEÇÃO E LIMPEZA (TIL)
- TERMINAL DE LIMPEZA (TL)
- REDE COLETORA DA BACIA DE ESGOTAMENTO 01




**Universidade Federal
de Campina Grande**

Centro de Ciências e Tecnologia
Agroalimentar (CCTA), campus Pombal

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Aluno: José Valderisso Alfredo de Carvalho, Matrícula: 917110078
Orientadora: Rosinete Batista dos Santos Ribeiro

Local: Riacho de Santana/RN

Projeto: Esgotamento Sanitário do município de Riacho de Santana/RN

APÊNDICE C: Rede coletora de esgotos da bacia de esgotamento 01

Escala:	1:2000	Data:	Agosto de 2022	Prancha:	02/06
---------	--------	-------	----------------	----------	-------



Universidade Federal de Campina Grande

Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar (CCTA), campus Pombal

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Aluno: José Valderisso Alfredo de Carvalho, Matrícula: 917110078
Orientadora: Rosinete Batista dos Santos Ribeiro

Local: Riacho de Santana/RN

Projeto: Esgotamento Sanitário do município de Riacho de Santana/RN

APÊNDICE D: Rede coletora de esgotos da bacia de esgotamento 02

Escala:

1:2000

Data:

Agosto de 2022

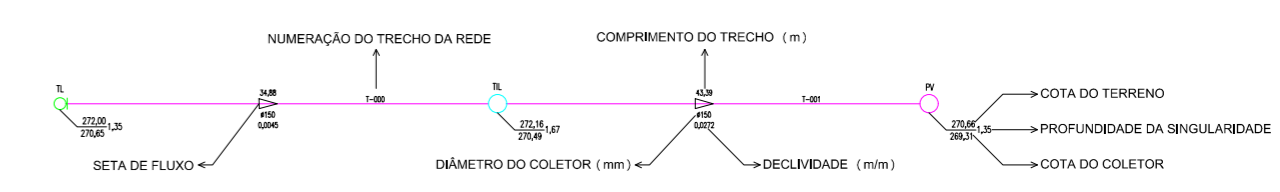
Prancha:

03/06



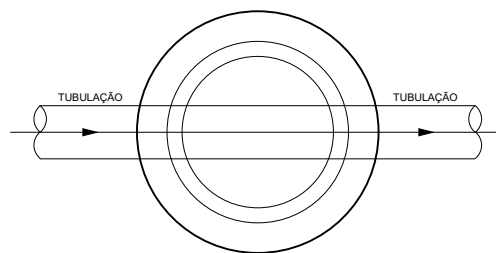
LEGENDA

- POÇO DE VISITA (PV)
- TUBO DE INSPEÇÃO E LIMPEZA (TIL)
- TERMINAL DE LIMPEZA (TL)
- REDE COLETORA DA BACIA DE ESGOTAMENTO 03

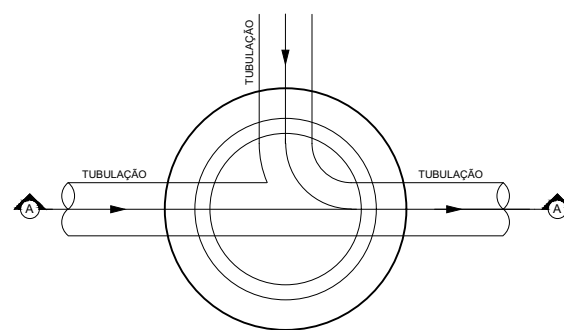


 <p>Universidade Federal de Campina Grande</p> <p>Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar (CCTA), campus Pombal</p>	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	
	Aluno: José Valderisso Alfredo de Carvalho, Matrícula: 917110078 Orientadora: Rosinete Batista dos Santos Ribeiro	
	Local: Riacho de Santana/RN	
Projeto: Esgotamento Sanitário do município de Riacho de Santana/RN		
APÊNDICE E: Rede coletora de esgotos da bacia de esgotamento 03		
Escala:	1:2000	Data: Agosto de 2022
		Prancha: 04/06

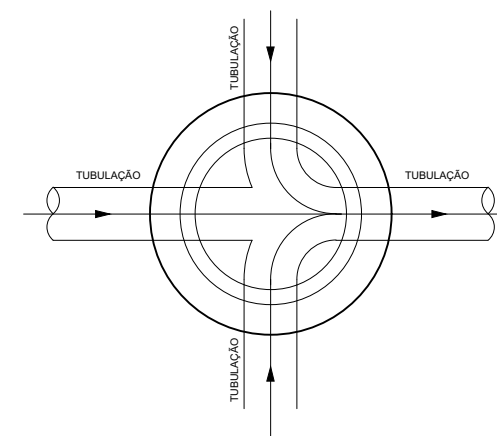
POÇO DE VISITA
1 entrada



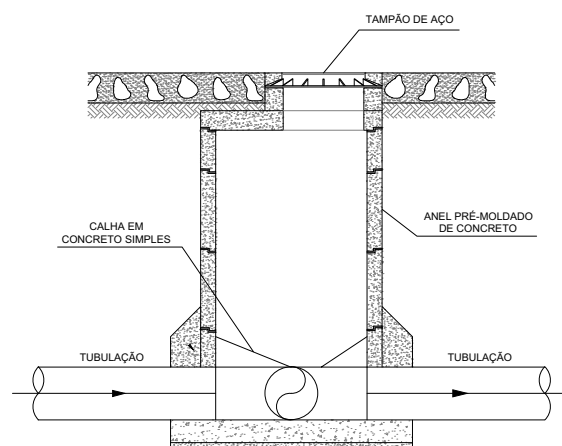
POÇO DE VISITA
2 entradas



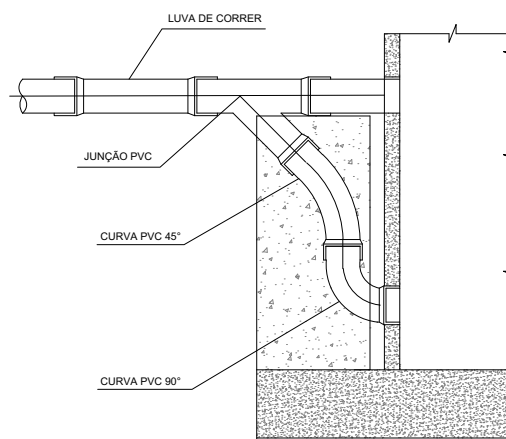
POÇO DE VISITA
3 entradas



POÇO DE VISITA
CORTE A-A



TUBO DE QUEDA



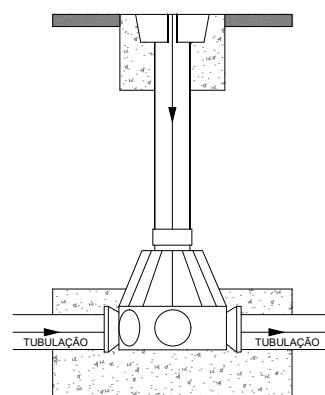
Quantitativo de elementos da rede coletora.

Bacia de esgotamento	Tubo PVC (150 mm) (m)	PV (unidades)	TIL (unidades)	TL (unidades)
Bacia B-01	7152,65	42	34	31
Bacia B-02	1914,87	13	9	8
Bacia B-03	2562,96	16	14	11
Total	11630,48	71	57	50

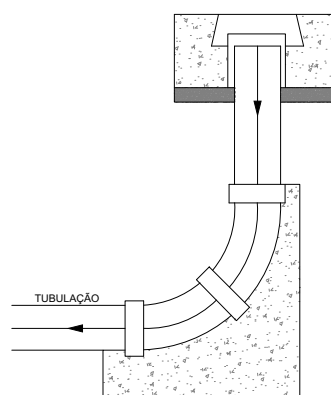
Degraus e tubos de queda dos PV.

PV	Trecho de chegada	Diferença de cota de chegada (m)	Elemento adotado
PV3	T-7	1,40	Tubo de queda
PV6	T-15	0,74	Tubo de queda
PV8	T-18	0,36	Degrau
PV12	T-26	1,29	Tubo de queda
PV15	T-40	1,85	Tubo de queda
PV25	T-67	0,41	Degrau
PV26	T-74	0,45	Degrau
PV32	T-82	2,55	Tubo de queda
PV32	T-85	2,55	Tubo de queda
PV34	T-89	1,32	Tubo de queda
PV37	T-96	1,32	Tubo de queda
PV42	T-105	0,59	Tubo de queda
PV42	T-109	0,30	Degrau
PV44	T-115	0,50	Tubo de queda
PV45	T-117	1,49	Tubo de queda
PV46	T-120	1,38	Tubo de queda
PV51	T-133	1,25	Tubo de queda
PV60	T-151	0,33	Degrau
PV61	T-153	0,67	Tubo de queda
PV61	T-155	0,67	Tubo de queda
PV62	T-157	0,27	Degrau
PV63	T-159	0,56	Tubo de queda
PV63	T-160	0,56	Tubo de queda
PV68	T-175	0,40	Degrau
PV70	T-179	0,45	Degrau

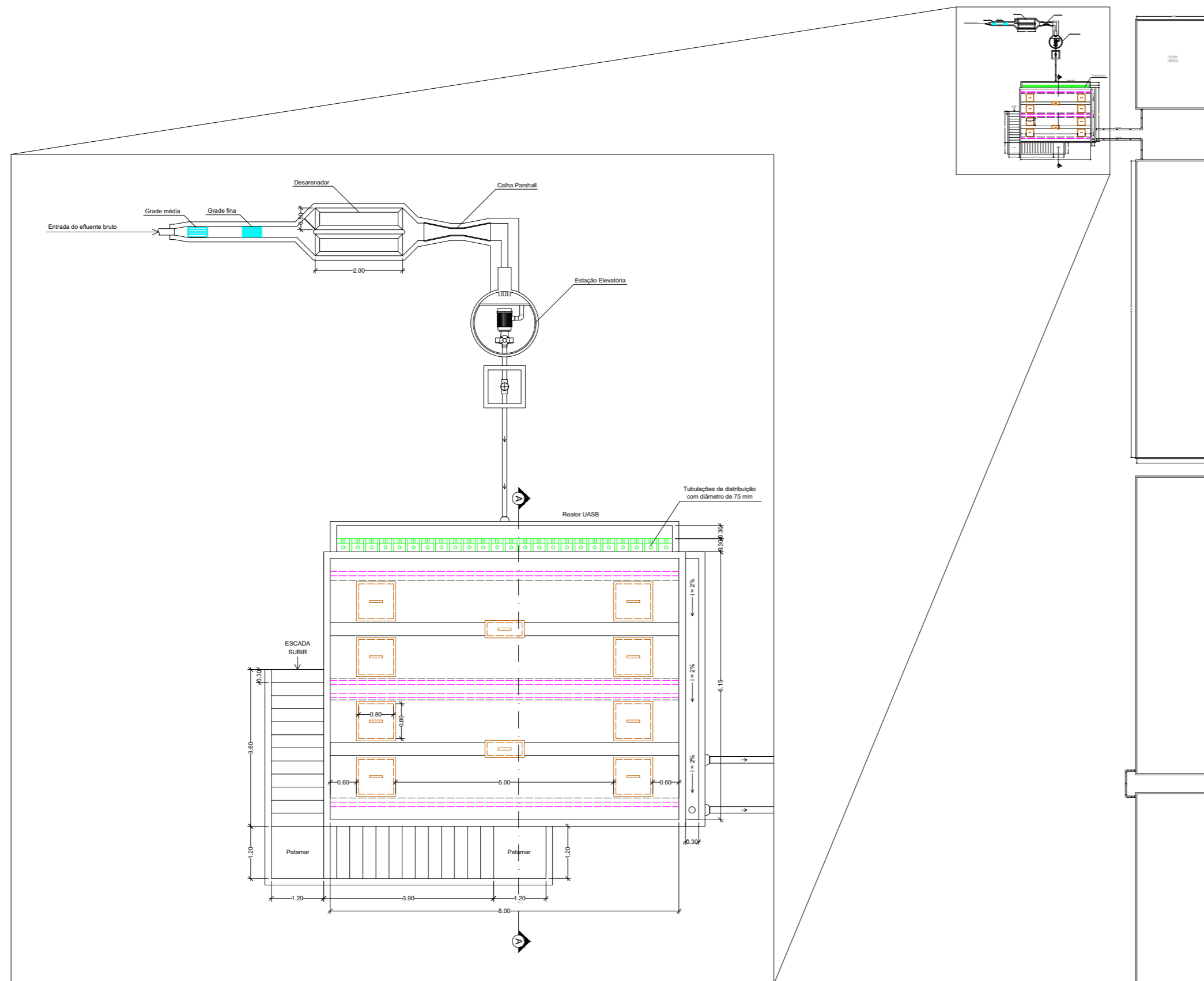
TUBO DE INSPEÇÃO E
LIMPEZA



TUBO DE LIMPEZA

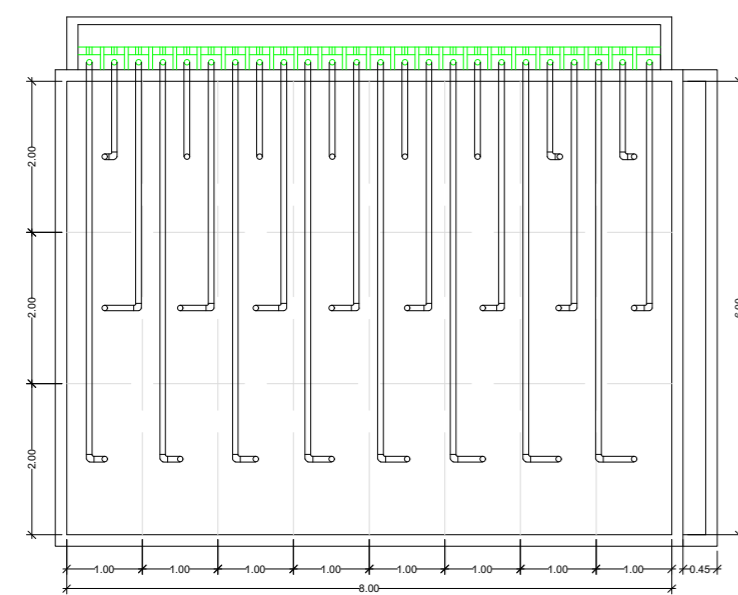


 <p>Universidade Federal de Campina Grande</p> <p>Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar (CCTA), campus Pombal</p>	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	
	Aluno: José Valderisso Alfredo de Carvalho, Matrícula: 917110078 Orientadora: Rosinete Batista dos Santos Ribeiro	
	Local: Riacho de Santana/RN	
	Projeto: Esgotamento Sanitário do município de Riacho de Santana/RN	
APÊNDICE F: Detalhes dos órgãos acessórios		
Escala: Sem escala	Data: Agosto de 2022	Prancha: 05/06

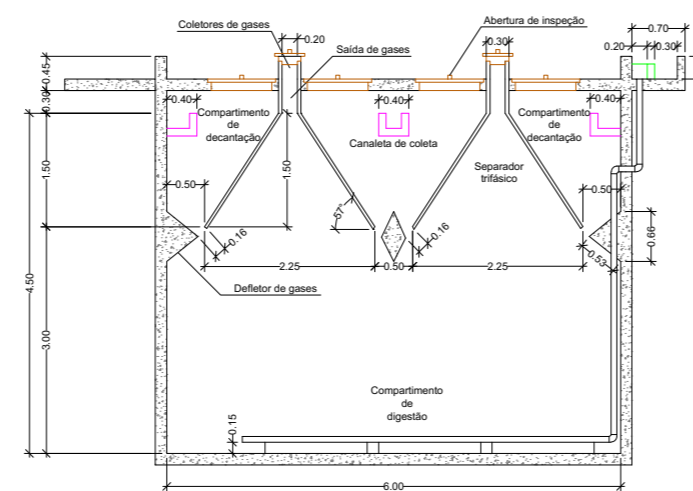


02 Detalhe das unidades de tratamento preliminar e reator UASB
1:100

01 Sistema com todas as unidades de tratamento
1:500



03 Tubos de distribuição do reator UASB
1:100



04 Corte AA do reator UASB
1:100

<p>Universidade Federal de Campina Grande</p> <p>Centro de Ciências e Tecnologia Agroalimentar (CCTA), campus Pombal</p>	TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	
	Aluno: José Valderisso Alfredo de Carvalho, Matrícula: 917110078 Orientadora: Rosinete Batista dos Santos Ribeiro	
	Local: Riacho de Santana/RN Projeto: Esgotamento Sanitário do município de Riacho de Santana/RN	
APÊNDICE G: Estação de tratamento de efluentes de Riacho de Santana/RN		
Escala: Como indicado	Data: Agosto de 2022	Prancha: 06/06

ANEXO A – Valores de $V/\sqrt{I_0}$ e $Q/\sqrt{I_0}$ para diferentes relações Y/D e diâmetro variando de 0,100 m a 0,250 m.

Y/D	Diâmetro (m)								Y/D	Diâmetro (m)							
	0,100		0,150		0,200		0,250			0,100		0,150		0,200		0,250	
	$V/I_0^{(1/2)}$	$Q/I_0^{(1/2)}$	$V/I_0^{(1/2)}$	$Q/I_0^{(1/2)}$	$V/I_0^{(1/2)}$	$Q/I_0^{(1/2)}$	$V/I_0^{(1/2)}$	$Q/I_0^{(1/2)}$		$V/I_0^{(1/2)}$	$Q/I_0^{(1/2)}$	$V/I_0^{(1/2)}$	$Q/I_0^{(1/2)}$	$V/I_0^{(1/2)}$	$Q/I_0^{(1/2)}$	$V/I_0^{(1/2)}$	$Q/I_0^{(1/2)}$
0,01	0,5852	0,00001	0,7668	0,00002	0,9290	0,00005	1,0780	0,00009	0,26	4,7124	0,00765	6,1750	0,02254	7,4805	0,04855	8,6803	0,08803
0,02	0,9260	0,00003	1,2135	0,00010	1,4700	0,00022	1,7058	0,0004	0,27	4,8141	0,00824	6,3082	0,02428	7,6418	0,05230	8,8676	0,09482
0,03	1,2096	0,00008	1,5850	0,00024	1,9201	0,00053	2,2281	0,00096	0,28	4,9132	0,00884	6,4382	0,02608	7,7993	0,05616	9,0503	0,10183
0,04	1,4607	0,00015	1,9140	0,00045	2,3187	0,00098	2,6906	0,00177	0,29	5,0100	0,00947	6,5650	0,02792	7,9529	0,06014	9,2286	0,10904
0,05	1,6895	0,00025	2,2139	0,00073	2,6820	0,00158	3,1122	0,00286	0,30	5,1045	0,01012	6,6888	0,02982	8,1029	0,06423	9,4026	0,11646
0,06	1,9017	0,00037	2,4920	0,00108	3,0188	0,00232	3,5030	0,00421	0,31	5,1967	0,01078	6,8096	0,03177	8,2493	0,06843	9,5724	0,12407
0,07	2,1007	0,00051	2,7527	0,00150	3,3347	0,00322	3,8696	0,00585	0,32	5,2867	0,01145	6,9276	0,03377	8,3922	0,07273	9,7382	0,13187
0,08	2,2888	0,00067	2,9992	0,00199	3,6332	0,00428	4,2160	0,00776	0,33	5,3746	0,01215	7,0427	0,03582	8,5316	0,07714	9,9001	0,13986
0,09	2,4676	0,00086	3,2334	0,00255	3,9170	0,00549	4,5453	0,00995	0,34	5,4604	0,01286	7,1551	0,03791	8,6678	0,08164	10,0581	0,14803
0,10	2,6383	0,00108	3,4572	0,00318	4,1881	0,00685	4,8599	0,01242	0,35	5,5441	0,01358	7,2648	0,04004	8,8007	0,08624	10,2123	0,15636
0,11	2,8020	0,00132	3,6717	0,00388	4,4479	0,00836	5,1613	0,01516	0,36	5,6258	0,01432	7,3719	0,04222	8,9304	0,09093	10,3629	0,16487
0,12	2,9593	0,00158	3,8778	0,00466	4,6977	0,01003	5,4511	0,01819	0,37	5,7056	0,01507	7,4764	0,04444	9,0571	0,09571	10,5098	0,17353
0,13	3,1109	0,00187	4,0765	0,00550	4,9383	0,01185	5,7304	0,02149	0,38	5,7834	0,01584	7,5784	0,04670	9,1806	0,10057	10,6531	0,18234
0,14	3,2573	0,00218	4,2683	0,00642	5,1706	0,01382	6,0000	0,02506	0,39	5,8594	0,01662	7,6779	0,04899	9,3011	0,10551	10,7930	0,19130
0,15	3,3988	0,00251	4,4537	0,00740	5,3953	0,01594	6,2607	0,02891	0,40	5,9334	0,01741	7,7750	0,05132	9,4187	0,11053	10,9295	0,20040
0,16	3,5359	0,00287	4,6334	0,00846	5,6129	0,01821	6,5132	0,03302	0,41	6,0057	0,01821	7,8696	0,05368	9,5334	0,11562	11,0625	0,20963
0,17	3,6689	0,00325	4,8076	0,00958	5,8239	0,02063	6,7581	0,03740	0,42	6,0761	0,01902	7,9619	0,05608	9,6452	0,12077	11,1922	0,21898
0,18	3,7979	0,00365	4,9766	0,01076	6,0288	0,02318	6,9958	0,04203	0,43	6,1447	0,01984	8,0519	0,05850	9,7541	0,12600	11,3187	0,22845
0,19	3,9232	0,00408	5,1409	0,01202	6,2278	0,02588	7,2267	0,04693	0,44	6,2116	0,02067	8,1395	0,06096	9,8603	0,13128	11,4419	0,23802
0,20	4,0451	0,00452	5,3006	0,01334	6,4213	0,02872	7,4512	0,05208	0,45	6,2767	0,02152	8,2248	0,06344	9,9637	0,13662	11,5618	0,24770
0,21	4,1638	0,00499	5,4561	0,01472	6,6095	0,03170	7,6697	0,05747	0,46	6,3401	0,02236	8,3079	0,06594	10,0643	0,14200	11,6786	0,25747
0,22	4,2792	0,00548	5,6074	0,01616	6,7928	0,03481	7,8824	0,06312	0,47	6,4018	0,02322	8,3888	0,06846	10,1623	0,14744	11,7923	0,26733
0,23	4,3917	0,00599	5,7548	0,01767	6,9714	0,03805	8,0896	0,06900	0,48	6,4618	0,02408	8,4674	0,07101	10,2575	0,15292	11,9028	0,27726
0,24	4,5013	0,00652	5,8984	0,01924	7,1454	0,04143	8,2915	0,07511	0,49	6,5202	0,02495	8,5438	0,07357	10,3501	0,15844	12,0103	0,28727
0,25	4,6082	0,00708	6,0384	0,02086	7,3150	0,04493	8,4884	0,08146	0,50	6,5768	0,02583	8,6181	0,07615	10,4401	0,16399	12,1146	0,29734

Fonte: Adaptado de Freire (2011)

ANEXO B – Valores adimensionais para relações Y/D com $n=0,013$.

Valores adimensionais para relações Y/D com $\eta = 0,013$									
Y/D	A_m/D^2	R_H/D	V/V_p	Q/Q_p	Y/D	A_m/D^2	R_H/D	V/V_p	Q/Q_p
0,01	0,0013	0,0066	0,0890	0,00015	0,51	0,4027	0,2531	1,0084	0,51702
0,02	0,0037	0,0132	0,1408	0,00067	0,52	0,4127	0,2562	1,0165	0,53411
0,03	0,0069	0,0197	0,1839	0,00161	0,53	0,4227	0,2592	1,0243	0,55127
0,04	0,0105	0,0262	0,2221	0,00298	0,54	0,4327	0,2621	1,0319	0,56847
0,05	0,0147	0,0326	0,2569	0,00480	0,55	0,4426	0,2649	1,0393	0,58571
0,06	0,0192	0,0389	0,2892	0,00708	0,56	0,4526	0,2676	1,0464	0,60296
0,07	0,0242	0,0451	0,3194	0,00983	0,57	0,4625	0,2703	1,0533	0,62022
0,08	0,0294	0,0513	0,3480	0,01304	0,58	0,4724	0,2728	1,0599	0,63746
0,09	0,0350	0,0575	0,3752	0,01673	0,59	0,4822	0,2753	1,0663	0,65467
0,10	0,0409	0,0635	0,4012	0,02088	0,60	0,4920	0,2776	1,0724	0,67184
0,11	0,0470	0,0695	0,4260	0,02550	0,61	0,5018	0,2799	1,0783	0,68895
0,12	0,0534	0,0755	0,4500	0,03059	0,62	0,5115	0,2821	1,0839	0,70597
0,13	0,0600	0,0813	0,4730	0,03614	0,63	0,5212	0,2842	1,0893	0,72290
0,14	0,0668	0,0871	0,4953	0,04214	0,64	0,5308	0,2862	1,0944	0,73972
0,15	0,0739	0,0929	0,5168	0,04861	0,65	0,5404	0,2881	1,0993	0,75641
0,16	0,0811	0,0986	0,5376	0,05552	0,66	0,5499	0,2900	1,1039	0,77295
0,17	0,0885	0,1042	0,5578	0,06288	0,67	0,5594	0,2917	1,1083	0,78932
0,18	0,0961	0,1097	0,5775	0,07068	0,68	0,5687	0,2933	1,1124	0,80550
0,19	0,1039	0,1152	0,5965	0,07891	0,69	0,5780	0,2948	1,1162	0,82148
0,20	0,1118	0,1206	0,6151	0,08757	0,70	0,5872	0,2962	1,1198	0,83724
0,21	0,1199	0,1259	0,6331	0,09665	0,71	0,5964	0,2975	1,1231	0,85275
0,22	0,1281	0,1312	0,6507	0,10613	0,72	0,6054	0,2987	1,1261	0,86799
0,23	0,1365	0,1364	0,6678	0,11602	0,73	0,6143	0,2998	1,1288	0,88294
0,24	0,1449	0,1416	0,6844	0,12631	0,74	0,6231	0,3008	1,1313	0,89757
0,25	0,1535	0,1466	0,7007	0,13698	0,75	0,6319	0,3017	1,1335	0,91188
0,26	0,1623	0,1516	0,7165	0,14803	0,76	0,6405	0,3024	1,1353	0,92582
0,27	0,1711	0,1566	0,7320	0,15945	0,77	0,6489	0,3031	1,1369	0,93938
0,28	0,1800	0,1614	0,7471	0,17123	0,78	0,6573	0,3036	1,1382	0,95252
0,29	0,1890	0,1662	0,7618	0,18336	0,79	0,6655	0,3039	1,1391	0,96523
0,30	0,1982	0,1709	0,7761	0,19583	0,80	0,6736	0,3042	1,1397	0,97747
0,31	0,2074	0,1756	0,7902	0,20863	0,81	0,6815	0,3043	1,1400	0,98920
0,32	0,2167	0,1802	0,8038	0,22175	0,82	0,6893	0,3043	1,1399	1,00041
0,33	0,2260	0,1847	0,8172	0,23519	0,83	0,6969	0,3041	1,1395	1,01104
0,34	0,2355	0,1891	0,8302	0,24892	0,84	0,7043	0,3038	1,1387	1,02106
0,35	0,2450	0,1935	0,8430	0,26294	0,85	0,7115	0,3033	1,1374	1,03044
0,36	0,2546	0,1978	0,8554	0,27724	0,86	0,7186	0,3026	1,1358	1,03912
0,37	0,2642	0,2020	0,8675	0,29180	0,87	0,7254	0,3018	1,1337	1,04706
0,38	0,2739	0,2062	0,8794	0,30663	0,88	0,7320	0,3007	1,1311	1,05420
0,39	0,2836	0,2102	0,8909	0,32169	0,89	0,7384	0,2995	1,1280	1,06047
0,40	0,2934	0,2142	0,9022	0,33699	0,90	0,7445	0,2980	1,1243	1,06580
0,41	0,3032	0,2182	0,9132	0,35250	0,91	0,7504	0,2963	1,1200	1,07010
0,42	0,3130	0,2220	0,9239	0,36823	0,92	0,7560	0,2944	1,1151	1,07328
0,43	0,3229	0,2258	0,9343	0,38415	0,93	0,7612	0,2921	1,1093	1,07519
0,44	0,3328	0,2295	0,9445	0,40026	0,94	0,7662	0,2895	1,1027	1,07568
0,45	0,3428	0,2331	0,9544	0,41653	0,95	0,7707	0,2865	1,0950	1,07451
0,46	0,3527	0,2366	0,9640	0,43296	0,96	0,7749	0,2829	1,0859	1,07137
0,47	0,3627	0,2401	0,9734	0,44954	0,97	0,7785	0,2787	1,0751	1,06575
0,48	0,3727	0,2435	0,9825	0,46625	0,98	0,7816	0,2735	1,0618	1,05669
0,49	0,3827	0,2468	0,9914	0,48307	0,99	0,7841	0,2666	1,0437	1,04196
0,50	0,3927	0,2500	1,0000	0,50000	1,00	0,7854	0,2500	1,0000	1,00000

Fonte: Freire (2011).

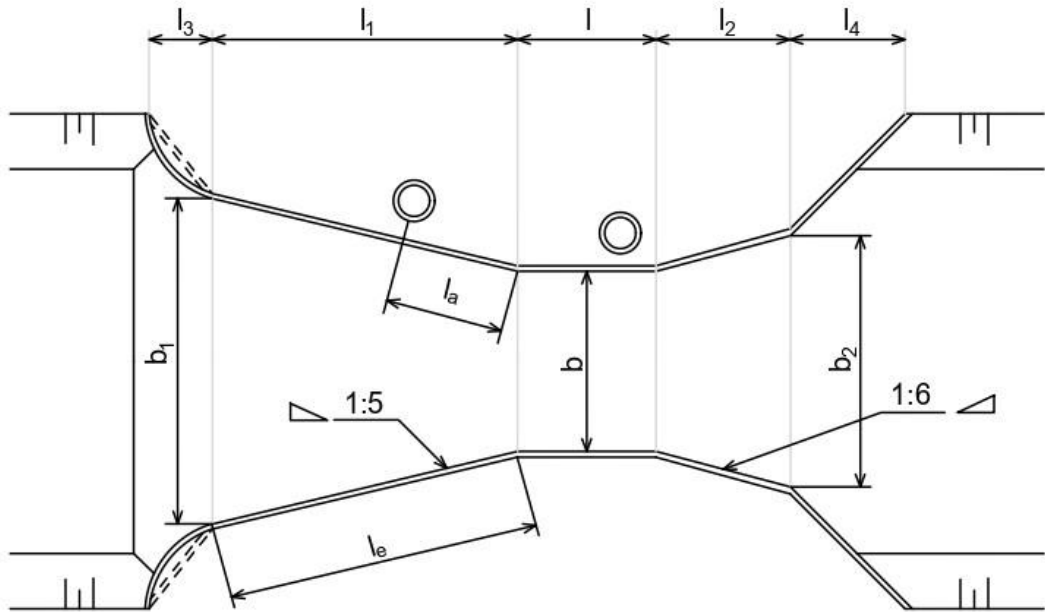
ANEXO C – Características de vazão das calhas Parshall padrão.

Calha Parshall nº	Largura da garganta b m	Equação da vazão ¹⁾ $Q = Ch_a^n$ m ³ /s	Intervalo de altura		Intervalo de vazão ²⁾		Limite modular σ_c (experimental)	Razão de submergência σ (recomendado)
			h_a m		Q $\times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$			
			min.	max.	min.	max.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,152	$0,381h_a^{1,580}$	0,03	0,45	1,5	100	0,55	0,6
2	0,25	$0,561h_a^{1,513}$	0,03	0,60	3,0	250	-	0,6
3	0,30	$0,679h_a^{1,521}$	0,03	0,75	3,5	400	0,62	0,6
4	0,45	$1,038h_a^{1,537}$	0,03	0,75	4,5	630	0,64	0,6
5	0,60	$1,403h_a^{1,548}$	0,05	0,75	12,5	850	0,66	0,6
6	0,75	$1,772h_a^{1,557}$	0,06	0,75	25,0	1100	0,67	0,6
7	0,90	$2,147h_a^{1,565}$	0,06	0,75	30,0	1250	0,68	0,6
8	1,00	$2,397h_a^{1,569}$	0,06	0,80	30,0	1500	-	0,7
9	1,20	$2,904h_a^{1,577}$	0,06	0,80	35,0	2000	0,70	0,7
10	1,50	$3,668h_a^{1,586}$	0,06	0,80	45,0	2500	0,72	0,7
11	1,80	$4,440h_a^{1,593}$	0,08	0,80	80,0	3000	0,74	0,7
12	2,10	$5,222h_a^{1,599}$	0,08	0,80	95,0	3600	0,76	0,7
13	2,40	$6,004h_a^{1,605}$	0,08	0,80	100,0	4000	0,78	0,7

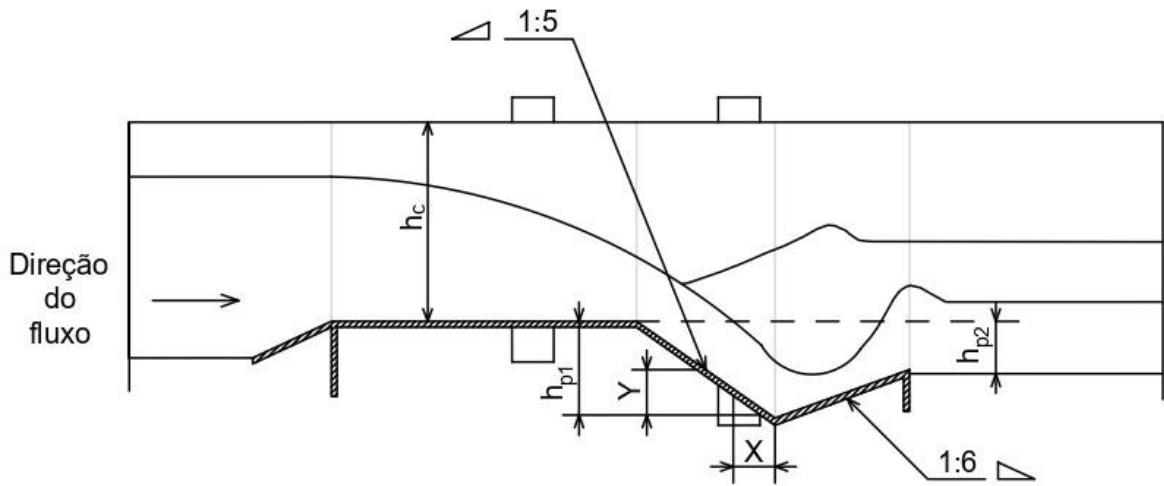
¹⁾ $C = C_D b \times 3,279^n$
onde
 C_D é o coeficiente de descarga;
n é um expoente dependente de b;
²⁾ Valores arredondados.

Fonte: NBR ISO 9826:2008.

ANEXO D – Calha Parshall



a) Vista em plano.



b) Vista da seção paralela.

Fonte: Adaptado da NBR ISO 9826:2008.