



UniDomBosco
Centro Universitário
Dom Bosco do Rio de Janeiro

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

DOUGLAS DE AGUIAR SOARES ALVES

GUILHERME DE CASTRO NUNES

**DIMENSIONAMENTO DE REDE COLETORA DE ESGOTO, TRATAMENTO
E DESPEJO DE UM CONDOMÍNIO RESIDENCIAL**

Resende - RJ

2023

DOUGLAS DE AGUIAR SOARES ALVES
GUILHERME DE CASTRO NUNES

**DIMENSIONAMENTO DE REDE COLETORA DE ESGOTO, TRATAMENTO
E DESPEJO DE UM CONDOMÍNIO RESIDENCIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Associação Educacional Dom Bosco, Faculdade de Engenharia de Resende, Curso de Engenharia Civil, como requisito parcial para obtenção da aprovação na graduação.

Orientador: Esp. Francisco Luiz Fernandes

Resende - RJ

2023

Catálogo na fonte
Biblioteca Central da Associação Educacional Dom Bosco – Resende-RJ

A474 Alves, Douglas de Aguiar Soares
 Dimensionamento de rede coletora de esgoto, tratamento e despejo de um condomínio residencial / Douglas de Aguiar Soares Alves; Guilherme de Castro Nunes - 2023.
 94f.

 Orientador: Francisco Luiz Fernandes
 Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito parcial à finalização do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia de Resende da Associação Educacional Dom Bosco.

 1. Engenharia civil. 2. Esgoto. 3. Esgotamento sanitário. 4. Rede coletora de esgoto. I. Nunes, Guilherme de Castro. II. Fernandes, Francisco Luiz. III. Faculdade de Engenharia de Resende. IV. Associação Educacional Dom Bosco. V. Título.

CDU 628.3(043)

DOUGLAS DE AGUIAR SOARES ALVES
GUILHERME DE CASTRO NUNES

**DIMENSIONAMENTO DE REDE COLETORA DE ESGOTO, TRATAMENTO
E DESPEJO DE UM CONDOMÍNIO RESIDENCIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Associação Educacional Dom Bosco,
Faculdade de Engenharia de Resende, Curso de Engenharia Civil, como requisito
parcial para obtenção da aprovação na graduação.

Nota: _____

BANCA AVALIADORA

Orientador: Professor Esp. Francisco Luiz Fernandes

Convidada: Professora Esp. Vania Cristina Fernandes Medeiros Dias

Convidado: Professora Esp. Karla Beatriz Lopes Baldini

Resende-RJ, _____ de _____ de 2023.

Dedicamos este trabalho a nossa família que sempre nos apoiou, nossos amigos por participar de toda trajetória nesses anos de faculdade e nossos professores que nos ajudaram e contribuíram para nossa formação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por nos proporcionar passar por esse momento tão importante da nossas vidas, e nos dar forças todos os dias para continuar.

À nossa família, que foi a nossa base e nosso sustento nestes anos, que nos apoiaram e incentivaram a todo momento.

Ao nosso orientador e professor Esp. Francisco Luiz Fernandes, que tanto nos ajudou e nos impulsionou nos estudos e nos orientava da melhor maneira.

E a todos os professores e amigos que não foram nomeados, mas que foram importantes no decorrer desses anos e neste trabalho, nossos sinceros agradecimentos.

Devemos a todos nossa gratidão.

“Nossa maior fraqueza é a desistência. O caminho mais certo para o sucesso é sempre tentar apenas uma vez mais.”

Thomas Edison

RESUMO

O esgotamento sanitário adequado oferece à população qualidade de vida, e maior segurança ao meio ambiente. A coleta realizada conforme as normas, assim como também o transporte e o tratamento, mesmo que inicial, são poderosos nessa tarefa e resultam em inúmeros benefícios para os habitantes e para o meio ambiente. Visto que essas medidas reduzem a contaminação das águas superficiais e subterrâneas, o que impacta diretamente na saúde dos que residem próximo a essas fontes fluviais ou fazem uso delas de alguma forma. O presente trabalho visa a elaboração de um sistema de tratamento primário para um condomínio residencial com população estimada de 355 pessoas, localizado na cidade de Resende – RJ, que possui uma taxa de 39,6% de efluentes sem tratamento. O sistema de esgotamento pensado para o condomínio é composto por uma rede coletora privada, um tanque séptico e filtro anaeróbio. Os dimensionamentos de todos os componentes citados anteriormente foram realizados respeitando as normas regulamentadoras vigentes, resultando em um tratamento primário simples, seguro e de baixo custo de operação, porém muito eficiente, contribuindo com a qualidade de vida da população e com o meio ambiente.

Palavras-chave: Esgotamento Sanitário. Tratamento Primário. Rede Coletora. Tanque Séptico. Filtro Anaeróbio.

ABSTRACT

Adequate sanitation offers the population quality of life and greater safety for the environment. Collection carried out in accordance with standards, as well as transportation and treatment, even if initial, are powerful in this task and result in countless benefits for inhabitants and the environment. Since these measures reduce the contamination of surface and groundwater, which directly impacts the health of those who live close to these river sources or use them in some way. The present work aims to develop a primary treatment system for a residential condominium with an estimated population of 355 people, located in the city of Resende – RJ, which has a rate of 39.6% of untreated effluents. The sewage system designed for the condominium consists of a private collection network, a septic tank and anaerobic filter. The sizing of all the components mentioned above were carried out in compliance with current regulatory standards, resulting in a simple, safe and low operating cost primary treatment, yet very efficient, contributing to the quality of life of the population and the environment.

Keywords: Sanitary Sewage. Primary Treatment. Collector Network. Septic Tank. Anaerobic Filter.

LISTA DE FIGURA

| | |
|---|----|
| Figura 01 – Esquema Atual..... | 15 |
| Figura 02 – Proposta..... | 15 |
| Figura 03 – Localização Município..... | 21 |
| Figura 04 – Localização Condomínio..... | 22 |
| Figura 05 – Topografia Condomínio..... | 24 |
| Figura 06 – Rede Coletora..... | 25 |
| Figura 07 – Contribuição diária de despejos..... | 26 |
| Figura 08 – Área de Implantação do Sistema de Tratamento..... | 77 |
| Figura 09 – Contribuição diária de despejos..... | 78 |
| Figura 10 – Período de detenção dos despejos..... | 79 |
| Figura 11 – Taxa de acumulação de lodo..... | 79 |
| Figura 12 – Profundidade útil..... | 80 |
| Figura 13 – Tanque Séptico..... | 83 |
| Figura 14 – Característica do processo de tratamento..... | 84 |
| Figura 15 – Rendimento dos sistemas de tratamento complementar (%)..... | 84 |
| Figura 16 – Filtro anaeróbio..... | 85 |
| Figura 17 – Parâmetros e Valores limites do efluente tratado nas águas superficiais de acordo com as classes de lançamento..... | 86 |
| Figura 18 – Situação Tratamento..... | 88 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 – Cálculo de População..... | 24 |
| Tabela 02 – Vazão trecho a trecho..... | 30 |
| Tabela 03 – Cotas de Assentamento e Declividades..... | 35 |
| Tabela 04 – Diâmetro mínimo x Diâmetro adotado..... | 48 |
| Tabela 05 – Relações condutos circulares parcialmente cheios..... | 52 |
| Tabela 06 – Verificações..... | 55 |
| Tabela 07 – Cálculo de População..... | 77 |

SUMÁRIO

| | | |
|---------------|--|------|
| 1. | INTRODUÇÃO | 23 |
| 1.1. | OBJETIVOS | 14 |
| 1.1.1. | Geral | 244 |
| 1.1.2. | Específicos | 25 |
| 1.2. | JUSTIFICATIVA | 26 |
| 1.3. | METODOLOGIA | 26 |
| 2. | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 28 |
| 2.1. | SANEAMENTO BÁSICO | 128 |
| 2.1. | ESGOTAMENTO SANITÁRIO | 28 |
| 2.1.1. | PRINCIPAIS COMPONENTES DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO | 28 |
| 2.1.2. | TIPOS DE SISTEMAS DE COLETA DE ESGOTO | 29 |
| 2.2. | TRATAMENTO DE EFLUENTE POR FOSSA SÉPTICA | 30 |
| 2.2.1. | TRATAMENTO COMPLEMENTAR - FILTRO ANAERÓBIO | 30 |
| 3. | DESENVOLVIMENTO | 31 |
| 3.1. | LOCALIZAÇÃO – CIDADE | 31 |
| 3.2. | LOCALIZAÇÃO – CONDOMÍNIO | 32 |
| 4. | DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA | 33 |
| 4.1. | ESTUDOS PRÉVIOS | 33 |
| 4.1.1. | POPULAÇÃO | 33 |
| 4.1.2. | TOPOGRAFIA | 33 |
| 4.2. | TRAÇADO DA REDE COLETORA | 34 |
| 4.3. | CÁLCULO DA VAZÃO DE DEMANDA MÉDIA | 355 |
| 4.3.1. | CÁLCULO DA CONTRIBUIÇÃO | 36 |
| 4.4. | TAXA DE CONTRIBUIÇÃO LINEAR | 37 |
| 4.5. | DETERMINAÇÃO DA VAZÃO EM CADA TRECHO | 38 |
| 4.5.1. | RESUMO VAZÕES TRECHO A TRECHO | 39 |
| 4.5.2. | MEMÓRIA DE CÁLCULO DA VAZÃO TRECHO A TRECHO | 40 |
| 4.5.3. | DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO | 131 |
| 4.6. | COTAS DOS PV'S E DECLIVIDADE DA TUBULAÇÃO | 313 |
| 4.6.1. | PROFUNDIDADE MÁXIMA | 1331 |
| 4.6.2. | PROFUNDIDADE MÍNIMA | 302 |
| 4.6.3. | DECLIVIDADE MÍNIMA TUBULAÇÃO | 302 |
| 4.6.4. | DECLIVIDADE MÁXIMA TUBULAÇÃO | 302 |
| 4.6.5. | DECLIVIDADE DO TERRENO | 313 |
| 4.6.6. | COTA DE ASSENTAMENTO | 313 |
| 4.6.7. | RESUMO DAS COTAS DOS POÇOS E TUBULAÇÃO | 3234 |
| 4.6.8. | MEMORIA DE CÁLCULO COTAS DE ASSENTAMENTO DOS PV'S | 324 |

| | | |
|----------|--|-----|
| 4.7. | DIÂMETRO NECESSÁRIO..... | 457 |
| 4.7.1. | RESUMO DIÂMETRO MÍNIMO E DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO. | 457 |
| 4.7.2. | MEMORIA DE CÁLCULO DIÂMETRO NECESSÁRIO..... | 468 |
| 4.8. | VERIFICAÇÕES DO DIMENSIONAMENTOS..... | 50 |
| 4.8.1. | RELAÇÃO CALCULADA Q/QP..... | 51 |
| 4.8.2. | DEMAIS RELAÇÕES Y/D, RH/D E V/VP | 52 |
| 4.8.3. | VELOCIDADE CRÍTICA..... | 53 |
| 4.8.4. | RESUMO VERIFICAÇÕES..... | 53 |
| 4.8.5. | MEMORIA DE CÁLCULO DAS VERIFICAÇÕES | 16 |
| 4.9. | CONCLUSÃO DO DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA | 12 |
| 5. | TRATAMENTO DE EFLUENTE COLETADO | 13 |
| 5.1. | DIMENSIONAMENTO DA FOSSA SÉPTICA..... | 13 |
| 5.1.1. | POPULAÇÃO..... | 13 |
| 5.1.2. | ÁREA PARA IMPLANTAÇÃO DO TRATAMENTO | 13 |
| 5.1.3. | VOLUME ÚTIL | 14 |
| 5.1.3.1. | CONTRIBUIÇÃO..... | 15 |
| 5.1.3.2. | PERÍODO DE DETENÇÃO | 78 |
| 5.1.3.3. | TAXA DE ACÚMULO DE LODO..... | 79 |
| 5.1.4. | CÁLCULO VOLUME..... | 79 |
| 5.1.5. | PRÉ-DIMENSIONAMENTO | 80 |
| 5.1.6. | DIMENSIONAMENTO DEFINITIVO | 82 |
| 5.2. | TRATAMENTO COMPLEMENTAR PARA EFLUENTE | 83 |
| 5.2.1. | FILTRO ANAERÓBICO | 84 |
| 5.2.2. | DIMENSIONAMENTO | 85 |
| 5.3. | DISPOSIÇÃO FINAL..... | 86 |
| 5.3.1. | ÁGUAS SUPERFICIAIS..... | 86 |
| 5.3.1.1. | CARGA DE DBO | 87 |
| 5.3.1.2. | DEFINIÇÃO DA DISPOSIÇÃO FINAL | 88 |
| 5.4. | SITUAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO | 88 |
| 6. | CONCLUSÃO..... | 89 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 90 |
| | ANEXO 1 | 92 |
| | ANEXO 2 | 93 |
| | ANEXO 3 | 94 |

1. INTRODUÇÃO

No Brasil, a Lei n.º 14.026/2020 atualiza o marco legal do saneamento básico e altera a Lei n.º 9.984/2000, dispondo sobre a Agência Nacional de Águas (ANA), a responsabilidade de atribuir e implementar normas regulamentadoras dos serviços públicos de saneamento. E assim assegurar a prestação de serviços de saneamento básico de maneira adequada à saúde pública e conservação do meio ambiente.

Segundo a Agência Nacional de Águas (ANA), é estabelecido pelo conjunto de serviços, infraestruturas e instalações públicas de abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza urbana, manejo de resíduos sólidos, drenagem e manejo das águas pluviais.

Quando falamos de esgotamento sanitário, o novo marco do saneamento após a aprovação da Lei n.º 14.026/2020 determina que até dia 31 de dezembro de 2033 o índice mínimo para a população com acesso ao tratamento de esgoto seja de 90%. Sabendo que atualmente no Brasil, 50,8% do esgoto gerado é tratado.

O tratamento dos afluentes domésticos é realizado em estações de tratamento de esgoto – ETEs, discorrida pela norma brasileira NBR 12209, na qual o define como: “conjunto de unidades de tratamento, equipamentos, órgãos auxiliares, acessórios e sistema de utilidades cuja finalidade é a redução das cargas poluidoras do esgoto sanitário e condicionamento da matéria residual resultante do tratamento”. (ABNT NBR 12209, p. 3).

Existe também o sistema de tratamento individual, constituídos por fossas sépticas, tratada pela norma brasileira NBR 7229, que orienta sobre as condições gerais para aplicação, dimensionamento e define como: “sistema de tanque séptico como conjunto de medidas destinadas ao tratamento e à disposição de esgotos, mediante utilização de tanque séptico e unidades complementares de tratamento e/ou disposição final de efluentes e lodo”. (ABNT NBR 7229, p. 2).

No município de Resende - RJ, no qual foi local de estudo, segundo os dados mais atualizados disponíveis no Atlas Esgotos¹ (2013), afirma que, 39,6% de todo esgoto

¹ O Atlas Esgotos é o resultado de um trabalho conjunto, desenvolvido sob a coordenação da Agência Nacional de Águas (ANA) em parceria com a Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental do Ministério das Cidades (SNSA/MCidades) e com a colaboração de instituições federais, estaduais e municipais de todo o Brasil. Trazendo o olhar da gestão dos recursos hídricos, reúne e apresenta informações, diagnósticos e propostas de soluções para todas as 5.570 sedes municipais do País, amparados na avaliação da situação da coleta e tratamento dos esgotos e do impacto do lançamento desses efluentes nos corpos hídricos, com uma visão sistêmica por bacia hidrográfica. As propostas de soluções foram elaboradas para o horizonte de

coletado não recebe qualquer tipo de tratamento, sendo descartado diretamente nos corpos hídricos, o que representa uma parcela considerável de residências sem acesso ao tratamento de esgoto.

Conforme a Lei Orgânica do Município, em seu artigo 174 estabelece competência do município para prover os serviços de abastecimento de água e esgotos sanitários, promovendo a criação de mecanismos que proíbam o lançamento de esgotos de qualquer tipo em mananciais, orientando, inclusive com assistência material à população, no que diz respeito à captação de água para uso doméstico e no tratamento de águas servidas e esgotos sanitários por meio de sistemas de fossas sépticas e sumidouro.

Na história um dos primeiros registros significativos em projeto e construção de um sistema de esgotos se deu no ano de 1842, em Hamburgo, na Alemanha, após um acontecimento que destruiu a parte da cidade, foi realizado pela primeira vez um novo sistema de coleta e transporte de esgoto, projetado com as mais modernas teorias da época.

Esses novos sistemas, recebendo contribuições, pluviais, domésticas e eventualmente industriais, conhecido hoje como sistema unitário, foram ganhando popularidade e sendo implantados em cidades importantes, como, por exemplo, Boston (1883), Rio de Janeiro (1857), Paris (1880), dentre outras.

Em 1879, o Engenheiro George Waring, ficou incumbido da responsabilidade de projetar um sistema de esgotamento para a cidade de Memphis, e após concluir que considerando o sistema unitário e as condições do local, o projeto seria inviabilizado, propôs que o esgoto, fossem coletados e transportados em um sistema totalmente separado das águas pluviais, posteriormente esse sistema foi nomeado como separador absoluto, que permite o transporte e a coleta dos esgotos, com vazões bem menores, resultando em obras de menor porte, portanto menor custo.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Geral

O objetivo deste trabalho é apresentar uma proposta para a diminuição da carga de poluição gerada por um condomínio residencial, através de um sistema de tratamento

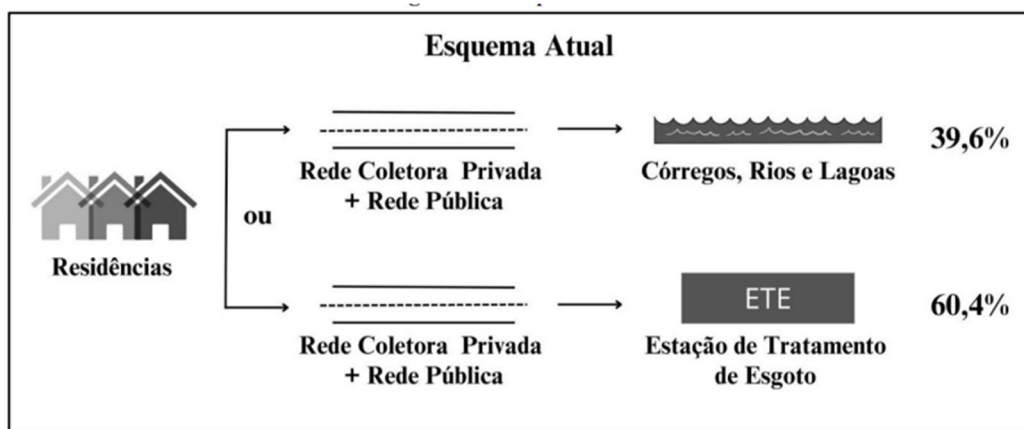
2035, com foco na proteção dos recursos hídricos, no seu uso sustentável para depuração de efluentes urbanos e na racionalização dos investimentos.

primário.

1.1.2. Específicos

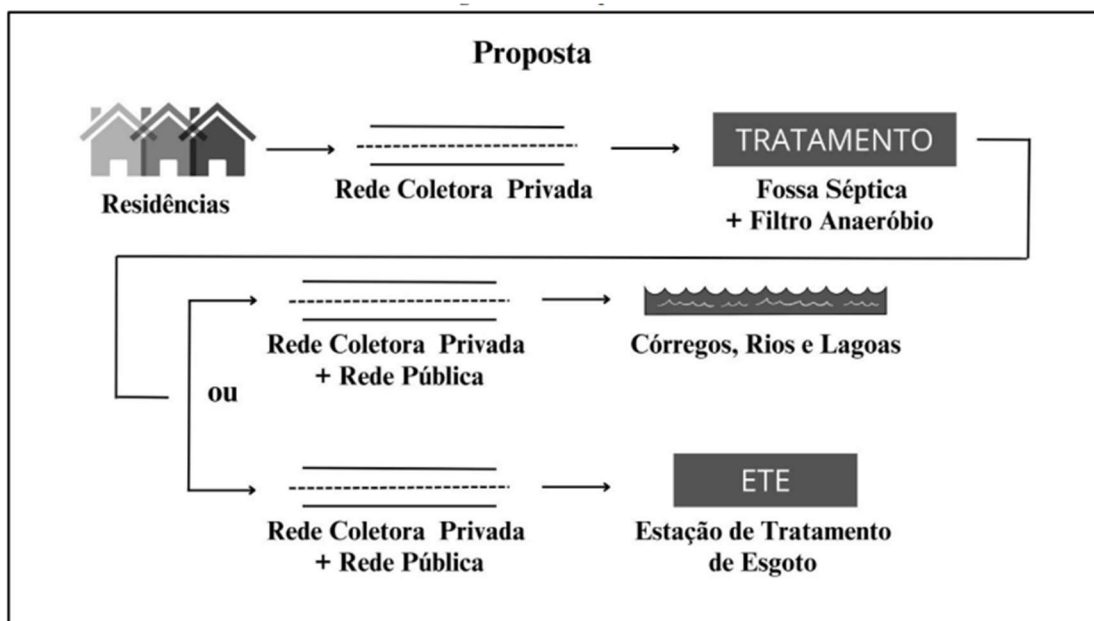
Já os objetivos específicos são: dimensionar a uma rede coletora privada de modo que o esgoto coletado seja encaminhado para o tratamento primário que será dimensionado, através de tanque séptico e filtro anaeróbio, recebendo assim um tratamento eficiente, prático e de baixo custo.

Figura 01 – Esquema Atual



Fonte: Autor (2023)

Figura 02 – Proposta



Fonte: Autor (2023)

1.2. JUSTIFICATIVA

Para a efetivação de um projeto de rede coletora de esgotos, deve-se levar em consideração toda a infraestrutura da cidade, visto que a mesma possui um plano de esgotamento sanitário, mas que pelo passar dos anos e com o crescimento populacional elevado, o mesmo torna-se defasado, necessitando de novas ideias e técnicas para bem atender a população.

O Plano Municipal de Saneamento Básico - PMSB (2017), relata que o município, possui um sistema de esgotamento sanitário do tipo individual, ou seja, efetivado em cada lote habitacional. O município não tem um sistema coletivo para tratamento de esgoto. Hoje, além do sistema individual estabelecido em cada lote habitacional, a exigência para os novos loteamentos é a disposição da rede coletora de esgoto de separador absoluto, definida por rede seca, sendo que até a implantação de um sistema coletivo para tratamento, esta continuará inutilizada, com sua funcionalidade somente como espera.

A zona urbana do município tem uma propriedade peculiar, pois na época da estruturação do município, arquitetaram-se galerias subterrâneas, com a ideia de implementar um sistema de coleta mista dos efluentes pluviais e domésticos. Por isso, as habitações antigas possuem fossa séptica com extravasador para o pluvial. Mas, hoje em dia são liberadas obras com este sistema, e depois do tratamento na fossa séptica, seguida de filtro anaeróbio, o efluente é despejado em coletor misto (cloacal e pluvial).

Estes coletores únicos foram feitos em tijolos, com área de seção transversal de 1,0 m², passando junto às ruas e avenidas do município, com algumas galerias cortando as quadras no sentido centro-norte da cidade. Em galerias mais recentes, os diâmetros das tubulações têm a variação entre 1,20 até 0,40 metros.

1.3. METODOLOGIA

A realização deste trabalho foi baseada em técnicas quantitativas e qualitativas. Segundo Richardson (1989), o método quantitativo de pesquisa caracteriza-se pelo emprego da quantificação, tanto nas modalidades de coleta de informações, quanto no tratamento dessas, por meio de técnicas estatísticas, desde as mais simples até as mais complexas. Essa técnica possui como diferencial a finalidade de garantir o rigor dos trabalhos realizados, conduzindo a um resultando com poucas chances de distorções.

Por outro lado, a técnica qualitativa difere, em princípio, da técnica quantitativa,

à medida que não emprega um instrumental estatístico como base na análise de um problema, não pretendendo medir ou numerar categorias (Richardson, 1989).

Ainda segundo Richardson (1989), os estudos de campo qualitativos não têm um significado preciso em quaisquer das áreas onde sejam utilizados. Para alguns pesquisadores, todos os estudos de campo são necessariamente qualitativos e, mais ainda, identificam-se com a observação participante. Assim, neste trabalho a análise de dados qualitativos foi realizada a partir da utilização de dados secundários (pesquisa bibliográfica e documental), os quais embasaram teoricamente o escopo do trabalho, bem como de dados primários – mediante pesquisa de campo com questões quantitativas, realizada por meio de entrevistas semiestruturadas com os moradores do condomínio residencial com população estimada de 355 pessoas, localizado na cidade de Resende – RJ.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. SANEAMENTO BÁSICO

Tendo um conceito ainda mais abrangente do que o de saneamento básico, o saneamento ambiental, conforme a FNS, é definido como: “o conjunto das ações socioeconômicas que tem por objetivo alcançar a salubridade ambiental, por meio do abastecimento de água potável, coleta e disposição sanitária dos resíduos sólidos, líquidos e gasosos, promoção da disciplina sanitária de uso do solo, drenagem urbana, controle de doenças transmissíveis e demais serviços e obras especializadas, para proteger e melhorar as condições de vida urbana e rural.” (Manual de Saneamento, FNS, p. 14).

2.1. ESGOTAMENTO SANITÁRIO

A NBR 9648/86 define como esgotamento sanitário é o despejo líquido constituído de esgotos domésticos e industrial, água de infiltração e a contribuição pluvial parasitária. (ABNT NBR 9648, p. 1).

Podemos definir os tipos de esgotos segundo a ABNT NBR 9648/86 da seguinte forma:

- Esgoto Doméstico: despejo líquido resultante do uso da água para higiene e necessidades fisiológicas humanas;
- Esgoto Industrial: despejo líquido resultante de processos industriais, respeitado os padrões de lançamentos estabelecidos;
- Água de Infiltração: toda água proveniente do subsolo, indesejável ao sistema separador, que penetra nas canalizações;
- Contribuição Pluvial Parasitária: Parcela de deflúvio superficial inevitável absorvida pela rede coletora de esgoto sanitário.

2.1.1. PRINCIPAIS COMPONENTES DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Os sistemas de esgotamento são compostos por diversos componentes e segundo Tsutiya (1999), os principais são:

- Rede Coletora: conjunto de canalizações destinadas a receber os esgotos

dos edifícios; o sistema de esgoto predial se liga diretamente à rede coletora, por uma tubulação chamada coletor predial. A rede coletora é composta de coletores secundários, que recebem diretamente as ligações prediais, e, coletores troncos. O coletor tronco é o coletor principal de uma bacia de drenagem, que recebe a contribuição dos coletores secundários, conduzindo seus efluentes a um interceptor ou emissário.

- **Interceptor:** canalização que recebe coletores ao longo do seu comprimento, não recebendo ligações prediais diretas;
- **Emissário:** canalização destinada a conduzir os esgotos a um destino conveniente (estação de tratamento e/ou despejo) sem receber contribuição em marcha;
- **Sifão Invertido:** obra destinada à transposição de um obstáculo pela tubulação de esgoto, funcionando sob pressão;
- **Corpo de Água Receptor:** corpo de água onde vão ser lançados os esgotos;
- **Estação Elevatória:** conjunto de instalações destinadas a transferir os esgotos de uma cora mais baixa para outra mais alta;
- **Estação de Tratamento:** conjunto de instalações destinadas à depuração dos esgotos, antes de seu lançamento;
- **Órgãos Acessórios:** as redes coletoras são passíveis de obstruções e entupimentos, devido à parcela de sólidos do esgoto, uma vez observado isso, se faz necessário o uso de mecanismos em pontos singulares da rede coletora (início de coletores, mudanças de direção, declividade, diâmetro, material e junção de tubulações), para serem diminuídas as chances de problemas e facilitada a resolução caso ocorra.

2.1.2. TIPOS DE SISTEMAS DE COLETA DE ESGOTO

De acordo com Tsutiya (1999), o sistema de coleta pode ser de três tipos:

- **Sistema de Esgotamento Unitário:** as águas residuárias (domésticas e industriais), águas de infiltração (água do subsolo que penetra no sistema por meio de tubulações e órgãos acessórios) e águas pluviais veiculam por um único sistema;
- **Sistema de Esgotamento Separador Parcial:** uma parcela das águas das chuvas provenientes dos telhados e dos pátios são encaminhadas juntamente com as águas residuárias e águas de infiltração para um único sistema de coleta e transporte;
- **Sistema de Esgotamento Separador Absoluto:** as águas residuárias (domésticas e industriais) e as águas de infiltração do subsolo, que constituem o esgoto

sanitário, veiculam em um sistema independente, denominado sistema de esgoto sanitário. As águas pluviais são coletadas e transportadas em um sistema de drenagem pluvial totalmente independente.

2.2. TRATAMENTO DE EFLUENTE POR FOSSA SÉPTICA

Segundo Jordão (2017), fossa séptica é um dispositivo de tratamento de esgotos destinado a receber a contribuição de um ou mais domicílios e com capacidade de dar aos esgotos um grau de tratamento compatível com a sua simplicidade e custo. Sendo definida como câmara convenientemente construída para reter os esgotos sanitários por um período criteriosamente estabelecido, de modo a permitir a sedimentação dos sólidos e a retenção do material graxo contido nos esgotos, transformando-os bioquimicamente em substâncias e compostos mais simples e estáveis.

A aplicação do sistema de tanque séptico é tratada pela ABNT NBR 7229 onde diz que: “o sistema de tanque séptico se aplica primordialmente ao tratamento de esgotos domésticos e, em casos plenamente justificados, ao esgotamento sanitário.” (ABNT NBR 7229. p. 3).

2.2.1. TRATAMENTO COMPLEMENTAR - FILTRO ANAERÓBIO

Os tratamentos complementares visam aumentar a eficiência dos sistemas de tratamento por meio de fossa séptica e são expostos pela norma complementar a NBR 7229, que é a ABNT NBR 13969, que descreve filtro anaeróbio como um reator biológico onde o esgoto é depurado por meio de micro-organismos não aeróbicos, dispersos tanto no espaço vazio do reator quanto nas superfícies do meio filtrante. (ABNT NBR 13969, p. 4).

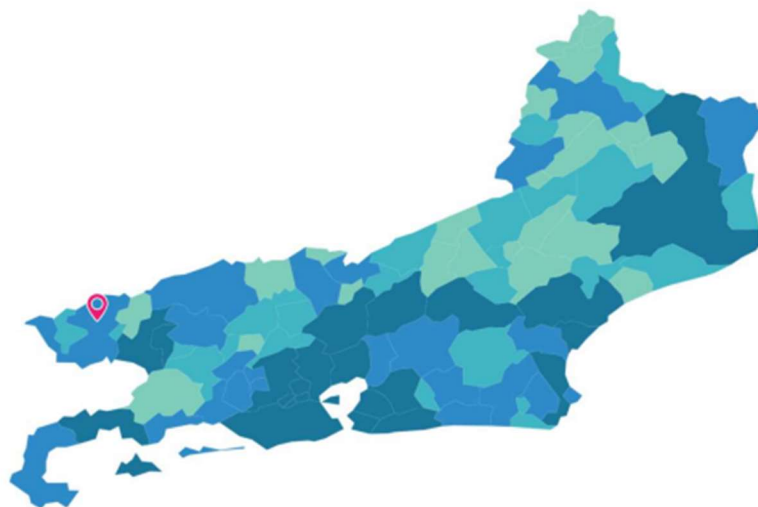
3. DESENVOLVIMENTO

Este trabalho será desenvolvido em partes de acordo com os estudos avaliados para cada etapa, sendo a primeira exposição do local e problemas, posteriormente a apresentação do dimensionamento de uma rede coletora de esgoto, dimensionamento de um sistema de tratamento por meio de fossa séptica, cálculo de tratamento complementar por filtro anaeróbio, e a disposição do efluente tratado.

3.1. LOCALIZAÇÃO – CIDADE

Resende é um município brasileiro localizado no interior do estado do Rio de Janeiro, com uma população atual aproximada de 126.612 habitantes, de acordo com o último censo do IBGE realizado em 2022, possuindo uma densidade demográfica de 117,90 hab/km².

Figura 03 – Localização Município



Fonte: IBGE (2022).

Contando com uma área aproximada de 1.099,34 km², abriga um grande polo industrial automotivo, e grandes indústrias do setor de energia como a Indústria Nuclear Brasileira – INB e Furnas (Eletrobras). Conta também a maior academia militar da América Latina, Academia Militar das Agulhas Negras – AMAN, sem contar as grandes riquezas naturais que estão presentes no Parque Estadual da Pedra Selada – PEPSE.

No município de Resende a concessionária responsável pelo tratamento e distribuição de água, assim como a coleta, tratamento e despejo de esgoto é a empresa

Águas do Brasil, onde na região recebe o nome de Águas das Agulhas Negras.

3.2. LOCALIZAÇÃO – CONDOMÍNIO

O condomínio residencial Morada das Agulhas situado na Estr. Resende Riachuelo nº 2205, Resende/RJ é um complexo residencial de alto padrão, possuindo uma área de 49.500,00 metros quadrados, com um número de 42 residências construídas e 13 lotes disponíveis para construção. Contendo 06 estradas pavimentadas com extensão total de 895,80 metros sendo 01 principal, 01 paralela e 04 secundárias.

Figura 04 – Localização Condomínio



Fonte: Google Earth (2023).

4. DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA

4.1. ESTUDOS PRÉVIOS

Para o início do dimensionamento da rede, é necessário ter conhecimento de informações importantes, informações essas trazidas por estudos prévios que possuem dados para o dimensionamento da rede, sendo os principais:

- Estudo da População: a quantificação das pessoas a contribuir com despejos, importante dado para a determinação das vazões do projeto, informação principal para o dimensionamento dos tubos da rede coletora;
- Estudo Topográfico: a análise da topografia da região a ser dimensionada, garante que seja escolhido um traçado possível e coerente com o perfil topográfico da região a ser dimensionada.

4.1.1. POPULAÇÃO

Como dito anteriormente, o condomínio estudado, possui um total de 55 lotes, onde 13 continuam disponíveis para construção, possui também uma portaria, área de lazer com piscina, sauna, salão de festas, churrasqueira e um campo de futebol.

Para efeito de cálculo da população foi considerada a existência de 55 residências, com uma média de 6 habitantes por unidade, mais um efetivo de 12 funcionários, que englobam, zeladores, porteiros, jardineiros, etc.

Realizando essas considerações se chegou a uma população de 342 habitantes, conforme tabela – 01.

Tabela 1 – Cálculo de População

| Nº de Residências | Nº de Habitantes por Residência | Efetivo Funcionários | População Total |
|-------------------|---------------------------------|----------------------|-----------------|
| 55 | 6 | 12 | 342 |

Fonte: Autor (2023).

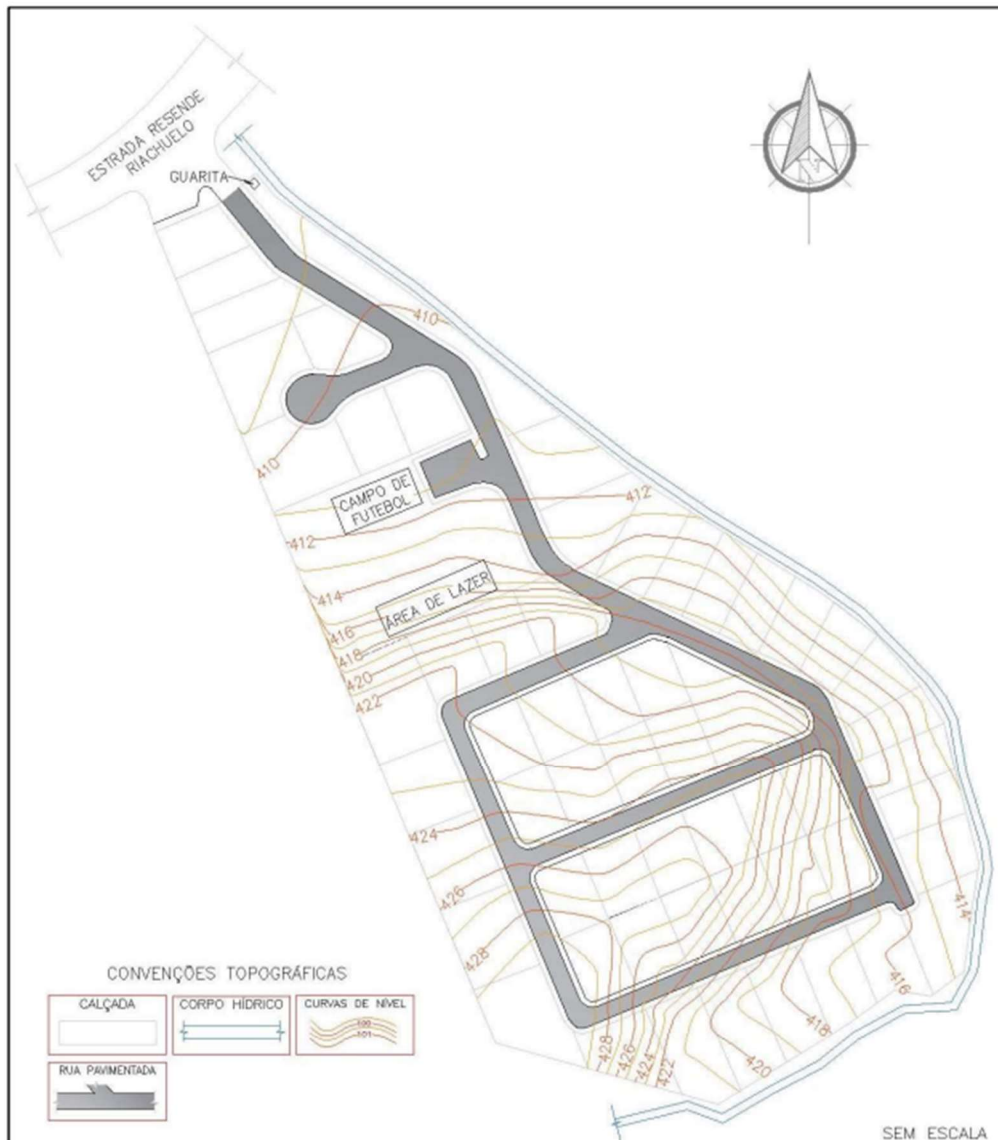
4.1.2. TOPOGRAFIA

A região do condomínio apresenta uma topografia acidentada, possuindo uma colina, que acarreta uma grande diferença altimétrica da cota mais elevada para a mais

baixa do terreno, conforme podemos observar no anexo 1 e na figura 03.

Característica essa que, no caso do estudo em questão, será positiva e facilitará a definição do traçado, da rede, auxiliando no escoamento dos despejos, garantindo a declividade da tubulação sem que sejam necessárias grandes adequações.

Figura 05 – Topografia Condomínio



Fonte: Autor (2023).

4.2. TRAÇADO DA REDE COLETORA

O sistema de coleta será do tipo separados, absoluto, onde as há separação total do esgoto sanitário das águas pluviais, que possui um sistema independente.

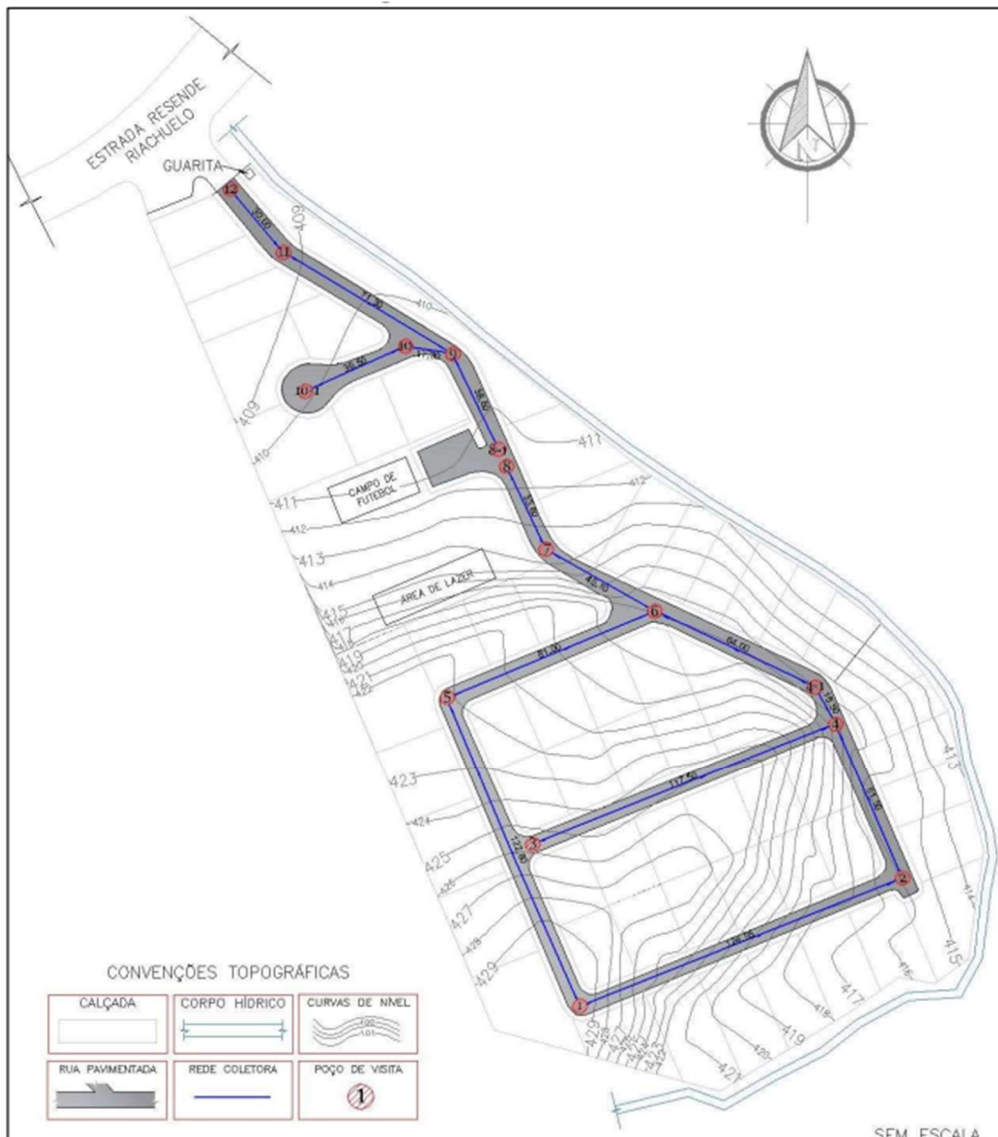
Conforme comentado anteriormente, e citado por Tsutiya, o traçado da rede está

estritamente ligado a topografia do local de estudo, uma vez que o escoamento se processa segundo o perfil do terreno.

O tipo de rede caracterizada pela topografia do condomínio é a do tipo leque, que é próprio a terrenos acidentado. A localização da tubulação na via será ao centro da via, sendo sempre direcionado acompanhando as cotas do terreno, salvo nos trechos onde não foi possível, e conseqüentemente as cotas dos poços de visitas tiveram de ser modificadas.

O traçado está apresentado no **anexo 2** e na figura 06.

Figura 06 – Rede Coletora



Fonte: Autor (2023).

4.3. CÁLCULO DA VAZÃO DE DEMANDA MÉDIA

Segundo Tsutiya, a determinação da vazão se dá pelas fórmulas descritas a seguir, onde os resultados obtidos são as vazões para início de plano (Q_{di}) e para final de plano (Q_{df}).

Nos projetos em geral é necessário serem levadas em consideração as duas vazões, para que com baixas vazões seja garantida a eficiência do sistema em relação a autolimpeza e escoamento do esgoto, e em vazões maiores, garantir a eficiência do transporte e atendimento das exigências de conduto livre, velocidade máxima, entre outros fatores.

$$Q_{mdi} = \frac{C \cdot P_i \cdot Q_i}{86400} \quad (01)$$

$$Q_{mdf} = \frac{C \cdot P_f \cdot Q_f}{86400} \quad (02)$$

Onde:

C – Coeficiente de Retorno;

P_i – População para início de plano;

P_f – População para final de plano;

Q_i – Consumo de água efetivo per capita por dia para início de plano;

Q_f – Consumo de água efetivo per capita por dia para final de plano.

Para a realização do cálculo para o trabalho em questão, uma vez que estamos tratando de um condomínio residencial já consolidado, onde temos no total 55 lotes, sendo apenas 13 disponíveis para construção, consideraremos apenas a vazão de final de plano, realizando ao cálculo incluindo essas 13 residências por meio de projeção com a média de habitantes por residência.

4.3.1. CÁLCULO DA CONTRIBUIÇÃO

Em posse da população total, podemos dar continuidade a no cálculo da vazão total utilizando a fórmula (2), considerando o fator de contribuição per capita de 160 litros por habitante por dia, apresentado pela figura 05 (tabela 03 da NBR 13696:97), que considera consumo de água de 200 litros por habitante por dia, e coeficiente de retorno de 80%.

$$Q_{df} = \frac{C \cdot P_f \cdot Q_f}{86400} \quad (02)$$

$$Qdf = \frac{0,8 \cdot 342 \cdot 200}{86400} \quad (02)$$

Logo:

$$Qdf = 0,633 \text{ l/s}$$

Figura 07 – Contribuição diária de despejos

| Prédio | Unidade | Contribuição de esgoto L/d | Contribuição de carga orgânica gDBO _{5,2} /d |
|--|-----------------|----------------------------|---|
| 1. Ocupantes permanentes | | | |
| Residência | | | |
| Padrão alto | Pessoa | 160 | 50 |
| Padrão médio | Pessoa | 130 | 45 |
| Padrão baixo | Pessoa | 100 | 40 |
| Hotel (exceto lavanderia e cozinha) | Pessoa | 100 | 30 |
| Alojamento provisório | Pessoa | 80 | 30 |
| 2. Ocupantes temporários | | | |
| Fábrica em geral | Pessoa | 70 | 25 |
| Escritório | Pessoa | 50 | 25 |
| Edifício público ou comercial | Pessoa | 50 | 25 |
| Escolas (externatos) e locais de longa permanência | Pessoa | 50 | 20 |
| Bares | Pessoa | 6 | 6 |
| Restaurantes e similares | Pessoa | 25 | 25 |
| Cinemas, teatros e locais de curta permanência | Lugar | 2 | 1 |
| Sanitários públicos ¹⁾ | Bacia sanitária | 480 | 120 |

¹⁾ Apenas de acesso aberto ao público (estação rodoviária, ferroviária, logradouro público, estádio de esportes, locais para eventos etc.).

Fonte: ABNT NBR 13969/97 Tabela 03.

4.4. TAXA DE CONTRIBUIÇÃO LINEAR

O próximo passo para o dimensionamento, conforme Tsutiya, é o cálculo da taxa de contribuição linear que representa a vazão lançada na rede coletora, em litros por segundo, a cada metro.

A taxa de contribuição linear possui constantes que consideram fatores importantes no dimensionamento dos trechos da rede, sendo elas:

- Coeficiente de dia de maior consumo: considera os dias do ano de maior consumo, onde se tem um aumento no consumo de água e conseqüentemente na vazão de esgoto lançado, dias quentes, por exemplo;

- Coeficiente de hora de maior consumo: considera o horário de maior consumo de água durante o dia, momentos em que há uso simultâneo de água por diversas pessoas, o que acarreta uma vazão maior de esgoto;

- Taxa de Infiltração: representa um fator para as águas do lençol freático que possam infiltrar na rede através das conexões, poços de visita, rachaduras nas tubulações, entre outras formas.

A taxa de contribuição é obtida através da equação (3).

$$Tcl = \frac{K1.K2.Qdf}{L} + Tinf \quad (03)$$

Onde:

K1 – Coeficiente de dia de maior consumo;

K2 – Coeficiente de hora de maior consumo;

Qdf – Vazão total;

L – Comprimento total da rede;

Tinf – Taxa de infiltração.

$$Tcl = \frac{1,2 \cdot 1,5 \cdot 0,633}{862,95} + 0,1 \quad (03)$$

$$Tcl = 0,00182 \text{ l/s} \cdot \text{m}$$

4.5. DETERMINAÇÃO DA VAZÃO EM CADA TRECHO

Uma vez conhecido o desenho da rede e taxa de contribuição linear, conseguimos avançar e determinar as vazões de dimensionamento dos trechos.

Para determinar a vazão em cada trecho são utilizadas as equações (4) e (5).

$$Qit = (Txi \cdot Lt) + Qm + \sum Qp \quad (04)$$

$$Qft = (Txf \cdot Lt) + Qm + \sum Qp \quad (05)$$

Onde:

Qit – Vazão no trecho para início de plano

Qft – Vazão no trecho para final de plano

Txi – Taxa de contribuição linear para início de plano

Txf – Taxa de contribuição linear para final de plano

Lt – Comprimento do trecho

Qm – Vazão de montante

$\sum Qp$ – Lançamentos pontuais

Em casos convencionais onde é calculada a rede coletora de um bairro ainda em formação ou inexistente, é necessária a consideração das vazões dos trechos para início de plano e para final de plano, para ser realizada a comparação e atender aos dois extremos de vazões, porém considerando as características do local de estudo, será calculada apenas a vazão de dimensionamento por trecho para final de plano.

4.5.1. RESUMO VAZÕES TRECHO A TRECHO

A tabela 02, apresenta um resumo dos dimensionamentos das vazões trecho a trecho, trazendo também todas as informações utilizadas para os cálculos.

Tabela 02 – Vazão trecho a trecho

| RESUMO VAZÕES TRECHO A TRECHO | | | | | |
|-------------------------------|-----|--------------------|-------------|----------|---------|
| TRECHO | | COMPRIMENTO TRECHO | VAZÃO (L/S) | | |
| PV'S | | L | Q. MON. | Q. CONT. | Q. JUS. |
| M | J | M | | | |
| 1 | 2 | 124,95 | 0 | 0,228 | 0,228 |
| 1 | 5 | 122,8 | 0 | 0,224 | 0,224 |
| 3 | 4 | 117,5 | 0 | 0,214 | 0,214 |
| 2 | 4 | 61,5 | 0,228 | 0,112 | 0,340 |
| 4 | 4-1 | 15,5 | 0,554 | 0,028 | 0,582 |
| 5 | 6 | 81 | 0,224 | 0,148 | 0,371 |
| 4-1 | 6 | 64 | 0,582 | 0,117 | 0,698 |
| 6 | 7 | 45,1 | 1,070 | 0,082 | 1,152 |
| 7 | 8 | 33,6 | 1,152 | 0,061 | 1,213 |
| 12 | 11 | 30 | 0 | 0,055 | 0,055 |
| 11 | 9 | 71,3 | 0,055 | 0,130 | 0,185 |
| 10-1 | 10 | 39,5 | 0 | 0,072 | 0,072 |
| 10 | 9 | 17,3 | 0,072 | 0,032 | 0,103 |
| 9 | 8-1 | 38,6 | 0,288 | 0,070 | 0,358 |

Fonte: Autor (2023).

4.5.2. MEMÓRIA DE CÁLCULO DA VAZÃO TRECHO A TRECHO

Para a realização dos cálculos das vazões trecho a trecho, foi considerada a equação (05) e aplicada em cada trecho da rede, considerando a taxa de contribuição linear calculada anteriormente e o comprimento dos respectivos trechos.

$$\text{Equação (05): } Q_{ft} = (Txf \cdot Lt) + Q_m + \sum Q_p$$

- **Trecho 1-2**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 124,95) + 0 + 0$$
$$Q_{ft} = 0,228 \text{ l/s}$$

- **Trecho 1-5**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 122,80) + 0 + 0$$
$$Q_{ft} = 0,224 \text{ l/s}$$

- **Trecho 3-4**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 117,50) + 0 + 0$$
$$Q_{ft} = 0,214 \text{ l/s}$$

- **Trecho 2-4**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 61,50) + 0,228 + 0$$
$$Q_{ft} = 0,340 \text{ l/s}$$

- **Trecho 4-4'**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 15,50) + 0,554 + 0$$
$$Q_{ft} = 0,582 \text{ l/s}$$

- **Trecho 5-6**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 81,00) + 0,224 + 0$$
$$Q_{ft} = 0,371 \text{ l/s}$$

- **Trecho 4'-6**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 64,00) + 0,582 + 0$$
$$Q_{ft} = 0,698 \text{ l/s}$$

- **Trecho 6-7**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 41,10) + 1,070 + 0$$
$$Q_{ft} = 1,152 \text{ l/s}$$

- **Trecho 7-8**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 33,60) + 1,152 + 0$$
$$Q_{ft} = 1,213 \text{ l/s}$$

- **Trecho 12-11**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 30) + 0 + 0$$

$$Q_{ft} = 0,055 \text{ l/s}$$

- **Trecho 11-9**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 71,30) + 0,055 + 0$$

$$Q_{ft} = 0,185 \text{ l/s}$$

- **Trecho 10¹-10**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 39,50) + 0 + 0$$

$$Q_{ft} = 0,072 \text{ l/s}$$

- **Trecho 10-9**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 17,30) + 0,072 + 0$$

$$Q_{ft} = 0,103 \text{ l/s}$$

- **Trecho 9-8¹**

$$Q_{ft} = (0,00182 \cdot 38,60) + 0,228 + 0$$

$$Q_{ft} = 0,358 \text{ l/s}$$

4.5.3. DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO

A NBR 9649, estabelece que, em qualquer trecho da rede coletora, o menor valor da vazão a ser utilizada para o dimensionamento é de 1,5 (l/s), que corresponde ao pico instantâneo de vazão decorrente da descarga de um vaso sanitário.

Conforme podemos analisar na **tabela 02**, apresentada anteriormente, observamos que as vazões de todos os trechos não atingiram a vazão mínima estabelecida pela NBR 9649, sendo assim para os dimensionamentos do projeto será considerada o mínimo exigido pela norma brasileira.

4.6. COTAS DOS PV'S E DECLIVIDADE DA TUBULAÇÃO

Conforme Tsutiya, e a NBR 9649, existem profundidades mínimas e máximas para o assentamento dos poços de visita.

Essas profundidas precisam ser consideradas para se evitar desperdício de recurso com movimentação desnecessária de material e problemas com a proteção mecânica da rede.

4.6.1. PROFUNDIDADE MÁXIMA

Tsutiya escreve que: “em função da maior ou menor dificuldade de escavação, na fase de concepção serão estabelecidas profundidades máximas que deverão ser adotadas

no projeto.” (Tsutiya, Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário, p.21) (1999).

A definição das profundidades máximas vem através da análise da topografia, para atender os critérios de declividade, e das características do solo, que serão reconhecidas por meio de campanhas de sondagem.

Segundo Tsutiya, as profundidades máximas dos coletores, quando assentados nos passeios, deverão ficar em torno de 2,0 a 2,5 metros, dependendo do tipo de solo. Já no leito carroçável as profundidades máximas serão definidas em função das características técnicas do projeto, das interferências, e, dos percentuais de soleiras baixas.

Usualmente, por fins econômicos e construtivos, as profundidades máximas ficam entre 3,00 a 4,00 metros. Para profundidades maiores que 4 metros é necessário projetar coletores secundários para as ligações prediais.

4.6.2. PROFUNDIDADE MÍNIMA

As profundidades mínimas são estabelecidas para se garantir o recobrimento mínimo das tubulações, para ser garantida a proteção mecânica e a ligação predial adequada ao coletor.

A NBR 9649 define que: “O recobrimento não deve ser inferior a 0,90 m para coletor assentado no leito da via de tráfego, ou a 0,65 m para coletor assentado no passeio. Recobrimento menor deve ser justificado.” (NBR 9649, 1986, p. 3).

4.6.3. DECLIVIDADE MÍNIMA TUBULAÇÃO

Um ponto importante antes de se determinar as cotas de assentamento dos poços de visitas são as declividades mínimas requeridas para o escoamento do esgoto através da rede.

A NBR 9649, nos traz que: “cada trecho deve ser verificado pelo critério da tenção atrativa média no valor mínimo de $\sigma_t = 1,0$ Pa, calculada para a vazão inicial (Q_i). Para coeficiente de Manning $n = 0,013$. A declividade mínima que satisfaz essa condição pode ser determinada pela expressão: $I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$ ” (NBR 9649, 1986, p. 3).

4.6.4. DECLIVIDADE MÁXIMA TUBULAÇÃO

Conforme Tsutiya cita em seu livro: “a declividade máxima admissível é aquela

para qual se tenha velocidade na tubulação igual a 5 m/s, para vazão de final de plano. Declividade essa que pode ser obtida através da expressão aproximada para coeficiente de Manning $n = 0,013$: $Io\ máx = 4,65 \cdot Qf^{-0,67}$ (Tsutaiya, 1999).

4.6.5. DECLIVIDADE DO TERRENO

A declividade do terreno nos trechos da rede deve ser observada e calculada para se verificar a necessidade de alteração das profundidades dos poços de visitas dos trechos com objetivo de satisfazer os critérios da declividade mínima.

A alteração das profundidades que podem variar da mínima (0,90 metros) até a máxima (4,00 metros) estão diretamente ligadas a topografia e conseqüentemente a declividade do terreno.

A declividade esta que é dada por:

$$Dcl\ Trecho = \frac{Ct\ Pv\ Mont. - C\ Pv\ Jus.}{Lt} \quad (06)$$

Onde:

Ct Pv Mont. – Cota de tampa Pv a montante

Ct Pv Jus. – Cota de tampa Pv a jusante

Lt – Comprimento do Trecho

4.6.6. COTA DE ASSENTAMENTO

Após a análise da declividade do terreno é possível determinar qual a cota de assentamento dos poços de visita e tubulação.

Uma vez a declividade do terreno sendo superior a declividade mínima, em primeiro momento pode ser considerada a profundidade mínima para o assentamento.

Caso a declividade do terreno não satisfaça o critério da declividade mínima (tensão atrativa), ela terá de ser corrigida na profundidade de assentamento, a fim de se atingir a declividade necessária.

Sempre que for ajustada as profundidades, ou se elas forem diferentes entre os poços de visita, a declividade deve ser calculada novamente pois já não é mais representada pela declividade do terreno calculada no princípio.

A cota de assentamento é determinada pela diferença entre a cota do terreno e a profundidade adotada:

$$Cta = Ct Pv - Prof \quad (07)$$

Onde:

Ct Pv – Cota do PV

Prof – Profundidade adotada

4.6.7. RESUMO DAS COTAS DOS POÇOS E TUBULAÇÃO

A seguir, na tabela 03, utilizando os parâmetros anteriormente expostos, apresentamos o resumo dos cálculos e determinações das cotas de assentamento dos poços de visitas que atendem também a necessidade do projeto.

Tabela 03 – Cotas de Assentamento e Declividades

| COTAS E DECLIVIDADES | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|-------------|------------------------------|-------|--------|---------|-----------------------------|---------|---------|-----------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|---------|----------|
| TRECHO | COMP. TECHO | COTA DOS PV'S A MONTANTE (M) | | | | COTA DOS PV'S A JUSANTE (M) | | | DECLIV. TERRENO (M/M) | VAZÃO DE PROJETO (L/S) | DECLIV. ADE MÍN. (M/M) | DECLIV. DE PROJETO (M/M) | | |
| | | PV'S | | L | TERRENO | COLETOR | PROFUN. | TERRENO | COLETOR | PROFUN. | I. TERR. | Q. PROJ. | I. MÍN. | I. PROJ. |
| | | M | J | | | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 124,95 | 429,5 | 428,6 | 0,9 | 416 | 415,1 | 0,9 | 0,108 | 1,5 | 0,00455 | 0,108 | | |
| 1 | 5 | 122,8 | 429,5 | 428,6 | 0,9 | 422,3 | 421,4 | 0,9 | 0,059 | 1,5 | 0,00455 | 0,059 | | |
| 3 | 4 | 117,5 | 426 | 425,1 | 0,9 | 418 | 417,1 | 3,2 | 0,068 | 1,5 | 0,00455 | 0,088 | | |
| 2 | 4 | 61,5 | 416 | 415,1 | 0,9 | 418 | 414,8 | 3,2 | -0,033 | 1,5 | 0,00455 | 0,005 | | |
| 4 | 4-1 | 15,5 | 418 | 414,8 | 3,2 | 417 | 414,5 | 2,5 | 0,065 | 1,5 | 0,00455 | 0,019 | | |
| 5 | 6 | 81 | 422,3 | 421,4 | 0,9 | 418 | 414,2 | 3,8 | 0,053 | 1,5 | 0,00455 | 0,089 | | |
| 4-1 | 6 | 64 | 417 | 414,5 | 2,5 | 418 | 414,2 | 3,8 | -0,016 | 1,5 | 0,00455 | 0,005 | | |
| 6 | 7 | 45,1 | 418 | 414 | 4 | 413,5 | 412,6 | 0,9 | 0,100 | 1,5 | 0,00455 | 0,031 | | |
| 7 | 8 | 33,6 | 413,5 | 412,6 | 0,9 | 411,9 | 411 | 0,9 | 0,048 | 1,5 | 0,00455 | 0,048 | | |
| 12 | 11 | 30 | 408,8 | 407,9 | 0,9 | 408,8 | 407,7 | 1,1 | 0,000 | 1,5 | 0,00455 | 0,007 | | |
| 11 | 9 | 71,3 | 408,8 | 407,7 | 1,1 | 410,5 | 407 | 3,5 | -0,024 | 1,5 | 0,00455 | 0,010 | | |
| 10-1 | 10 | 39,5 | 409,8 | 408,9 | 0,9 | 410,2 | 408,7 | 1,5 | -0,010 | 1,5 | 0,00455 | 0,005 | | |
| 10 | 9 | 17,3 | 410,2 | 408,7 | 1,5 | 410,5 | 407 | 3,5 | -0,017 | 1,5 | 0,00455 | 0,098 | | |
| 9 | 8-1 | 38,6 | 410,5 | 407,35 | 3,15 | 411,15 | 407,15 | 4 | -0,017 | 1,5 | 0,00455 | 0,005 | | |

Fonte: Autor 2023.

4.6.8. MEMORIA DE CÁLCULO COTAS DE ASSENTAMENTO DOS PV'S

Para os cálculos foram determinados os seguintes parâmetros:

1. Profundidade máxima igual a 4,0 metros;
2. Profundidade mínima, conforme estabelece NBR 9649, 0,90 metros;
3. Declividade mínima conforme preconiza NBR 9649;
4. Cotas de tampa de acordo com topografia.

- **Trecho 1-2**

Declividade do Terreno:

$$Dcl\ Trecho = \frac{Ct\ Pv\ Mont. - Ct\ Pv\ Jus.}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl\ Trecho = \frac{429,50. - 416}{124,95}$$

$$Dcl\ Trecho = 0,108\ m/m$$

Declividade Mínima:

$$Io\ mín = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$Io\ mín = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$Io\ mín = 0,00455\ m/m$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno atende a declividade mínima necessária, não sendo necessária correção de declividade.

$$\text{Cota Assentamento Pv 1} = 495,50 - 0,90$$

$$\text{Cota Assentamento Pv 1} = 428,60$$

$$\text{Cota Assentamento Pv 2} = 416,00 - 0,90$$

$$\text{Cota Assentamento Pv 2} = 415,10$$

Declividade da Tubulação:

Uma vez que as profundidades dos poços de visita são iguais a declividade da tubulação será a mesma do terreno.

- **Trecho 1-5**

Declividade do Terreno:

$$Dcl\ Trecho = \frac{Ct\ Pv\ Mont. - Ct\ Pv\ Jus.}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl\ Trecho = \frac{429,50. - 422,30}{122,80}$$

$$Dcl\ Trecho = 0,059\ m/m$$

Declividade Mínima:

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,00455 \text{ m/m}$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno atende a declividade mínima necessária, não sendo necessária correção de declividade.

Cota Assentamento Pv 1 = 428,60 (calculado anteriormente)

Profundidade: 0,90 metros*

Cota Assentamento Pv 5 = 422,30 – 0,90

Cota Assentamento Pv 5 = 421,40

Declividade da Tubulação:

Uma vez que as profundidades dos poços de visita serem iguais a declividade da tubulação será a mesma do terreno.

- **Trecho 2-4**

Declividade do Terreno:

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{Ct \text{ Pv Mont.} - Ct \text{ Pv Jus.}}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{416,00. - 418,00}{61,50}$$

$$Dcl \text{ Trecho} = -0,033 \text{ m/m}$$

Declividade Mínima:

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,00455 \text{ m/m}$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

Cota Assentamento Pv 2 = 415,10 (calculado anteriormente)

Profundidade: 0,90 metros*

Cota Assentamento Pv 4 = 418 – 3,20

Cota Assentamento Pv 4 = 414,80

Declividade da Tubulação:

Para avaliar se as alterações feitas são suficientes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl\ Tubula\c{c}{\~{a}}o = \frac{415,10. - 414,80}{61,50}$$

$$Dcl\ Tubula\c{c}{\~{a}}o = 0,005\ m/m$$

• Trecho 3-4

Declividade do Terreno:

$$Dcl\ Trecho = \frac{Ct\ Pv\ Mont. - Ct\ Pv\ Jus.}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl\ Trecho = \frac{426,00. - 418,00}{117,50}$$

$$Dcl\ Trecho = -0,068\ m/m$$

Declividade Mínima:

$$Io\ m\acute{i}n = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$Io\ m\acute{i}n = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$Io\ m\acute{i}n = 0,00455\ m/m$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

Cota Assentamento Pv 4 = 414,80 (calculado anteriormente)

Profundidade: 3,20 metros*

Cota Assentamento Pv 4¹ = 417,00 – 2,30

Cota Assentamento Pv 4¹ = 414,70

Declividade da Tubulação:

Para avaliar se as alterações feitas são suficientes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl\ Tubula\c{c}\tilde{a}o = \frac{425,10. - 414,80}{117,50}$$

$$Dcl\ Tubula\c{c}\tilde{a}o = 0,088\ m/m$$

- **Trecho 4-4¹**

Declividade do Terreno:

$$Dcl\ Trecho = \frac{Ct\ Pv\ Mont. - Ct\ Pv\ Jus.}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl\ Trecho = \frac{418 - 417}{15,50}$$

$$Dcl\ Trecho = 0,065\ m/m$$

Declividade Mínima:

$$Io\ mín = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$Io\ mín = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$Io\ mín = 0,00455\ m/m$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

Cota Assentamento Pv 4¹ = 426 – 0,90

Cota Assentamento Pv 4¹ = 425,10

Cota Assentamento Pv 4 = 414,80 (calculado anteriormente)

Profundidade: 3,20 metros*

Declividade da Tubulao:

Uma vez as profundidades sendo diferentes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl \text{ Tubulação} = \frac{414,80. - 414,70}{15,50}$$

$$Dcl \text{ Tubulação} = 0,006 \text{ m/m}$$

- **Trecho 4¹-6**

Declividade do Terreno:

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{Ct \text{ Pv Mont.} - Ct \text{ Pv Jus.}}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{417 - 418}{64,00}$$

$$Dcl \text{ Trecho} = -0,016 \text{ m/m}$$

Declividade Mínima:

$$Io \text{ mín} = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$Io \text{ mín} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$Io \text{ mín} = 0,00455 \text{ m/m}$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

Cota Assentamento Pv 4¹ = 414,70 (calculado anteriormente)

Profundidade: 2,30 metros*

Cota Assentamento Pv 6 = 418,00 – 3,8

Cota Assentamento Pv 6 = 414,20

Declividade da Tubulação:

Uma vez as profundidades sendo diferentes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl \text{ Tubulação} = \frac{414,70. - 414,20}{64,00}$$

$$Dcl \text{ Tubulação} = 0,008 \text{ m/m}$$

- **Trecho 5-6**

Declividade do Terreno:

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{Ct \text{ Pv Mont.} - Ct \text{ Pv Jus.}}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{422,30 - 418,00}{81,00}$$

$$Dcl \text{ Trecho} = 0,053 \text{ m/m}$$

Declividade Mínima:

$$Io \text{ mín} = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$Io \text{ mín} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$Io \text{ mín} = 0,00455 \text{ m/m}$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

Cota Assentamento Pv 5 = 421,40 (calculado anteriormente)

Profundidade: 0,90 metros*

Cota Assentamento Pv 6 = 414,20 (calculado anteriormente)

Profundidade: 3,80 metros*

Declividade da Tubulação:

Uma vez as profundidades sendo diferentes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl \text{ Tubulação} = \frac{421,40. - 414,20}{81,00}$$

$$Dcl \text{ Tubulação} = 0,089 \text{ m/m}$$

- **Trecho 6-7**

Declividade do Terreno:

$$Dcl\ Trecho = \frac{Ct\ Pv\ Mont. - Ct\ Pv\ Jus.}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl\ Trecho = \frac{418,00 - 413,50}{45,10}$$

$$Dcl\ Trecho = 0,100\ m/m$$

Declividade Mínima:

$$Io\ mín = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$Io\ mín = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$Io\ mín = 0,00455\ m/m$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

$$Cota\ Assentamento\ Pv\ 6 = 414,20$$

$$Profundidade: 3,80\ metros^*$$

$$Cota\ Assentamento\ Pv\ 7 = 413,50 - 0,90$$

$$Cota\ Assentamento\ Pv\ 7 = 412,60$$

Declividade da Tubulação:

Uma vez as profundidades sendo diferentes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl\ Tubulação = \frac{414,20 - 412,60}{45,10}$$

$$Dcl\ Tubulação = 0,035\ m/m$$

- **Trecho 7-8**

Declividade do Terreno:

$$Dcl\ Trecho = \frac{Ct\ Pv\ Mont. - Ct\ Pv\ Jus.}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl\ Trecho = \frac{413,50 - 411,90}{33,60}$$

$$Dcl\ Trecho = 0,048\ m/m$$

Declividade Mínima:

$$Io\ mín = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$Io\ mín = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$Io\ mín = 0,00455\ m/m$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

$$Cota\ Assentamento\ Pv\ 7 = 412,60$$

$$Profundidade: 0,90\ metros^*$$

$$Cota\ Assentamento\ Pv\ 8 = 411,90 - 0,90$$

$$Cota\ Assentamento\ Pv\ 8 = 411,00$$

Declividade da Tubulação:

Uma vez as profundidades dos poços de visita são iguais a declividade da tubulação será a mesma do terreno.

• **Trecho 12-11**

Declividade do Terreno:

$$Dcl\ Trecho = \frac{Ct\ Pv\ Mont. - Ct\ Pv\ Jus.}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl\ Trecho = \frac{408,80 - 408,80}{30,00}$$

$$Dcl\ Trecho = 0,00\ m/m$$

Declividade Mínima:

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,00455 \text{ m/m}$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

$$\text{Cota Assentamento Pv 12} = 408,80 - 0,90$$

$$\text{Cota Assentamento Pv 12} = 407,90$$

$$\text{Cota Assentamento Pv 11} = 408,80 - 1,10$$

$$\text{Cota Assentamento Pv 11} = 407,70$$

Declividade da Tubulação:

Uma vez as profundidades sendo diferentes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl \text{ Tubulação} = \frac{407,90 - 407,70}{30,00}$$

$$Dcl \text{ Tubulação} = 0,007 \text{ m/m}$$

• Trecho 11-09

Declividade do Terreno:

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{Ct \text{ Pv Mont.} - Ct \text{ Pv Jus.}}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{408,80 - 410,50}{71,30}$$

$$Dcl \text{ Trecho} = -0,024 \text{ m/m}$$

Declividade Mínima:

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,00455 \text{ m/m}$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

Cota Assentamento Pv 11 = 407,70 (calculado anteriormente)

Profundidade = 1,10 metros*

Cota Assentamento Pv 9 = 410,50 – 3,15

Cota Assentamento Pv 9 = 407,35

Declividade da Tubulação:

Uma vez as profundidades sendo diferentes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl \text{ Tubulação} = \frac{407,50. - 407,35}{71,30}$$

$$Dcl \text{ Tubulação} = 0,005 \text{ m/m}$$

• **Trecho 10¹-10**

Declividade do Terreno:

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{Ct \text{ Pv Mont.} - Ct \text{ Pv Jus.}}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{409,80 - 410,20}{39,50}$$

$$Dcl \text{ Trecho} = -0,010 \text{ m/m}$$

Declividade Mínima:

$$Io \text{ mín} = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$Io \text{ mín} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$Io \text{ mín} = 0,00455 \text{ m/m}$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

$$\text{Cota Assentamento Pv } 10^1 = 409,80 - 0,90$$

$$\text{Cota Assentamento Pv } 10^1 = 408,90$$

$$\text{Cota Assentamento Pv } 10 = 410,20 - 1,50$$

$$\text{Cota Assentamento Pv } 10 = 408,20$$

Declividade da Tubulação:

Uma vez as profundidades sendo diferentes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl \text{ Tubulação} = \frac{408,90. - 408,20}{39,50}$$

$$Dcl \text{ Tubulação} = 0,005 \text{ m/m}$$

• Trecho 10-9

Declividade do Terreno:

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{Ct \text{ Pv Mont.} - Ct \text{ Pv Jus.}}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{410,20 - 410,50}{17,30}$$

$$Dcl \text{ Trecho} = -0,017 \text{ m/m}$$

Declividade Mínima:

$$Io \text{ mín} = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$Io \text{ mín} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$Io \text{ mín} = 0,00455 \text{ m/m}$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

$$\text{Cota Assentamento Pv } 10 = 408,70 \text{ (calculado anteriormente)}$$

Profundidade = 1,50 metros*

Cota Assentamento Pv 9 = 407,35 (calculado anteriormente)

Profundidade = 3,15 metros*

Declividade da Tubulação:

Uma vez as profundidades sendo diferentes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl \text{ Tubulação} = \frac{408,70. - 407,35}{17,30}$$

$$Dcl \text{ Tubulação} = 0,078 \text{ m/m}$$

- **Trecho 9-8¹**

Declividade do Terreno:

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{Ct \text{ Pv Mont.} - Ct \text{ Pv Jus.}}{Lt} \quad (06)$$

$$Dcl \text{ Trecho} = \frac{410,50 - 411,15}{38,60}$$

$$Dcl \text{ Trecho} = -0,017 \text{ m/m}$$

Declividade Mínima:

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot Qi^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,0055 \cdot 1,5^{-0,47}$$

$$I_o \text{ mín} = 0,00455 \text{ m/m}$$

Obs: A vazão inicial considerada vazão de projeto (1,5 l/s), conforme apresentado anteriormente.

Cotas de Assentamento:

A declividade do terreno não atende a declividade mínima necessária, precisando ser corrigida as cotas de assentamento nos poços de visita.

Cota Assentamento Pv 9 = 407,35 (calculado anteriormente)

Profundidade = 3,15 metros*

Cota Assentamento Pv 8¹ = 411,15 - 4,00

Cota Assentamento Pv 8¹ = 407,15

Declividade da Tubulação:

Uma vez as profundidades sendo diferentes, devemos calcular a declividade novamente utilizando as cotas de assentamento para verificar a declividade da tubulação e não mais a do terreno.

$$Dcl \text{ Tubulação} = \frac{407,35. - 407,15}{38,60}$$

$$Dcl \text{ Tubulação} = 0,005 \text{ m/m}$$

4.7. DIÂMETRO NECESSÁRIO

O diâmetro mínimo para as redes coletoras de esgoto, conforme estabelece a NBR 9649 é o diâmetro de 100 mm (DN 100), porém existem locais onde este valor é maior, por exemplo na cidade de Resende, o diâmetro mínimo utilizado para a rede coletora de esgoto é de 150 mm (DN 150).

Nas redes coletoras as tubulações são projetadas para trabalhar com lâmina igual ou inferior a 75% do diâmetro da tubulação, sendo destinada a parte superior da tubulação para a ventilação e as imprevisões e flutuações excepcionais dos níveis.

Tsutiaya traz em seu livro a seguinte equação para o cálculo do diâmetro necessário, sendo ela obtida a partir da formula de Manning, considerando $n = 0,013$ e $Y/D = 0,75$.

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

Onde:

D – Diâmetro (m)

Qf – Vazão final (m/s)

I – Inclinação (m/m)

4.7.1. RESUMO DIÂMETRO MÍNIMO E DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO

Na tabela 04, é apresentada, segundo a equação apresentada anteriormente e a do diâmetro mínimo utilizado nas instalações das redes do município o resumo dos cálculos dos diâmetros necessários e o diâmetro comercial adotado.

Tabela 04 – Diâmetro mínimo x Diâmetro adotado

| DIÂMETRO MÍNIMO / DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO | | | | | | | | |
|--|------------------------|---------|------------------------|------------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|-----------------------|
| TRECHO | VAZÃO DE PROJETO (L/S) | | DECLIVIDADE MÍN. (M/M) | DECLIVIDADE MAX. (M/M) | DECLIVIDADE PROJETO (M/M) | COEFICIENTE DE MANNING | DIAM. DE TUBO NECESSÁRIO 75% | DIAM. DE TUBO ADOTADO |
| PV'S | | Q. PROJ | I. MÍN | I. MAX | I. PROJ. | Z | ϕ | ϕ |
| M | J | | | | | ADM | M | M |
| 1 | 2 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,108 | 0,013 | 0,04186 | 0,15 |
| 1 | 5 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,059 | 0,013 | 0,04695 | 0,15 |
| 3 | 4 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,088 | 0,013 | 0,04354 | 0,15 |
| 2 | 4 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,005 | 0,013 | 0,07483 | 0,15 |
| 4 | 4-1 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,006 | 0,013 | 0,07101 | 0,15 |
| 5 | 6 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,089 | 0,013 | 0,04342 | 0,15 |
| 4-1 | 6 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,008 | 0,013 | 0,06851 | 0,15 |
| 6 | 7 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,035 | 0,013 | 0,05158 | 0,15 |
| 7 | 8 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,048 | 0,013 | 0,04881 | 0,15 |
| 12 | 11 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,007 | 0,013 | 0,07057 | 0,15 |
| 11 | 9 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,005 | 0,013 | 0,07474 | 0,15 |
| 10-1 | 10 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,005 | 0,013 | 0,07431 | 0,15 |
| 10 | 9 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,078 | 0,013 | 0,04450 | 0,15 |
| 9 | 8-1 | 1,5 | 0,00455 | 3,5438 | 0,005 | 0,013 | 0,07399 | 0,15 |

Fonte: Autor (2023).

4.7.2. MEMORIA DE CÁLCULO DIÂMETRO NECESSÁRIO

O dimensionamento do diâmetro necessário precisa ser calculado trecho a trecho pois é alterado de acordo com a declividade da tubulação, conforme vimos na equação (07).

Em todos os trechos o diâmetro encontrado foi menor do que o mínimo adotado no município sendo assim foi considerado o mínimo em todos os trechos.

- **Trecho 1-2**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,108}})$$

$$D_{nec} = 0,04186 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 1-5**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,059}})$$

$$D_{nec} = 0,04695 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 3-4**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Qf}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,088}})$$

$$D_{nec} = 0,04354 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 2-4**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Qf}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,005}})$$

$$D_{nec} = 0,07483 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 4-4'**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Qf}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,006}})$$

$$D_{nec} = 0,07101 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 5-6**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Qf}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,089}})$$

$$D_{nec} = 0,04342 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 5-6**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Qf}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,089}})$$

$$D_{nec} = 0,04342 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 4'-6**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Qf}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,008}})$$

$$D_{nec} = 0,06851 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 6-7**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Qf}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,035}})$$

$$D_{nec} = 0,05158 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 7-8**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Qf}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,048}})$$

$$D_{nec} = 0,04881 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 12-11**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Qf}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,007}})$$

$$D_{nec} = 0,07057 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 11-09**

- **Trecho 10¹-10**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,005}})$$

$$D_{nec} = 0,07431 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 9-8¹**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,005}})$$

$$D_{nec} = 0,07399 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,005}})$$

$$D_{nec} = 0,07474 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

- **Trecho 10-9**

$$D = (0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{i}}) \quad (07)$$

$$D = (0,0463 \cdot \frac{1,5}{\sqrt{0,078}})$$

$$D_{nec} = 0,04450 \text{ m}$$

$$D \text{ Adotado} = 0,150 \text{ m (150 mm)}$$

4.8. VERIFICAÇÕES DO DIMENSIONAMENTOS

Para finalizar o dimensionamento da tubulação dos trechos, são necessárias verificações para se garantir a efetividade do sistema e atender as normas e indicações.

As verificações envolvem a lâmina líquida (Y), velocidade de escoamento (V) e velocidade crítica (Vc).

Para as verificações será utilizada a tabela 05 de condutos circulares parcialmente cheios que é baseada nas equações de Manning, onde temos os valores das relações de Y/D, Rh/D, V/vp e Q/Qp.

$$V = Rh^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{1}{n} I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = V \cdot Am$$

Tabela 05 – Relações condutos circulares parcialmente cheios

| CONDUTOS CIRCULARES PARCIALMENTE CHEIOS BASE EQUAÇÕES DE MANNING | | | |
|---|--------|--------|---------|
| Y/DIAM COM. | RH/D | V/VP | Q/QP |
| ADM | ADM | ADM | ADM |
| 0,12 | 0,0755 | 0,4499 | 0,03058 |
| 0,13 | 0,0813 | 0,473 | 0,03613 |
| 0,14 | 0,0871 | 0,4953 | 0,04214 |
| 0,15 | 0,0929 | 0,5168 | 0,04861 |
| 0,16 | 0,0986 | 0,5376 | 0,05552 |
| 0,17 | 0,1042 | 0,5578 | 0,06288 |
| 0,18 | 0,1097 | 0,5774 | 0,07068 |
| 0,19 | 0,1152 | 0,5965 | 0,07891 |
| 0,20 | 0,1206 | 0,615 | 0,08757 |
| 0,21 | 0,1259 | 0,6331 | 0,09664 |
| 0,22 | 0,1312 | 0,6506 | 0,10613 |
| 0,23 | 0,1364 | 0,6677 | 0,11602 |
| 0,24 | 0,1416 | 0,6844 | 0,12631 |
| 0,25 | 0,1466 | 0,7007 | 0,13698 |
| 0,26 | 0,1516 | 0,7165 | 0,14803 |

Fonte: Autor (2023).

4.8.1. RELAÇÃO CALCULADA Q/QP

A relação conhecida utilizada para se obter os valores correspondentes na tabela foi Q/Qp onde Q representa a vazão de projeto e Qp representa a vazão da tubulação para o diâmetro determinado anteriormente com seção plena.

Após a determinação de Qp, podemos seguir para o cálculo da relação Q/Qp para encontrar o valor corresponde na tabela obtendo-se assim as demais relações para o trecho que está sendo analisado.

O valor para Qp pode ser obtido através da equação (08):

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

Onde:

Qp – Vazão para seção plena (m³/s)

D – Diâmetro Tubulação (m)

N – Coeficiente de Manning

I – Declividade trecho (m/m)

4.8.2. DEMAIS RELAÇÕES Y/D, RH/D E V/VP

As demais relações presentes na tabela servirão para a verificação da lâmina de escoamento e a velocidade de escoamento dos trechos, que precisam ser verificadas para a validação do diâmetro da tubulação adotado.

- Relação Y/D: uma vez tendo o valor da relação e o diâmetro conhecidos conseguimos chegar na seguinte equação para determinação de Y (lâmina líquida).

$$Y = D \cdot \left(\frac{Y}{D}\right)$$

Lembrando que a relação Y/D não pode ser maior que 75%, se ocorrer o diâmetro precisa ser redefinido.

- Relação V/Vp: O valor para de Vp (velocidade para vazão em seção plena), precisa ser definido através de uma equação para posteriormente ser a velocidade para a lâmina correspondente calculada anteriormente.

$$Vp = \frac{Qp}{A}$$

Onde:

Qp – Vazão para seção plena da tubulação (m³/s)

A – Área da seção da tubulação (m²)

$$V = Vp \cdot \left(\frac{V}{Vp}\right)$$

- Relação Rh/D: A relação do será utilizada para se encontrar o Rh (raio hidráulico), que será uma informação necessária para se determinar a velocidade crítica (Vs) na próxima e última etapa da verificação. A determinação do Rh através da relação e dada por:

$$Rh = D \cdot \left(\frac{Rh}{D}\right)$$

4.8.3. VELOCIDADE CRÍTICA

Segundo Tsutiaya apresenta em seu livro, podemos definir como: “condição na qual se inicia o arraste de ar na tubulação” (Tsutiaya, 1999).

Dependendo da turbulência do esgoto poderá haver a entrada de bolhas de ar na superfície do líquido. A mistura água - ar ocasiona um aumento na altura da lâmina d'água, sendo importante verificar se a tubulação ainda está funcionando em conduto livre, pois caso contrário a tubulação pode ser danificada pelas pressões geradas.

A NBR 9649, diz que “quando a velocidade Vf (velocidade final), é superior a velocidade crítica Vc, a maior lâmina admissível deve ser 50% do diâmetro do coletor, garantindo a ventilação do trecho” (NBR 9649, 1986, p.3).

A velocidade crítica é dada pela equação (11):

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

Onde:

Vc – Velocidade crítica (m/s)

G – Gravidade (m/s²)

Rh – Raio hidráulico

4.8.4. RESUMO VERIFICAÇÕES

Na tabela 06, é apresentada os resultados das verificações realizadas conforme os métodos descritos nos tópicos anteriores.

Tabela 06 – Verificações

| VERIFICAÇÕES DOS DIÂMETROS ADOTADOS | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|-----------------------|----------|---------------|-------------------|--------|------------------|--------|--------|---------------|-------------|------------------------|--------------------------|----------------|
| TRECHO | DECLIV. PROJETO (M/M) | | DIAM. DE TUBO | VAZÃO SEÇÃO PLENA | Q/Qp | TABELA 04 (Q/QP) | | | LÂMINA DE "Y" | RAIO HIDRA. | VELOC. COM SEÇÃO PLENA | VELOC. COM LÂMINA DE "Y" | VELOC. CRÍTICA |
| | | | | | | Y/DIAM COM. | RH/D | V/VP | | | | | |
| | | | | | | Y | Rh | VP | | | | | |
| PV'S | | I. PROJ. | φ | QP | ADM | ADM | ADM | ADM | M | M/S | M/S | M/S | |
| M | J | | M | (M/S) | | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 0,108 | 0,15 | 0,0500 | 0,0300 | 0,12 | 0,0755 | 0,4499 | 1,8 | 0,0113 | 2,8297 | 1,273 | 2,000 |
| 1 | 5 | 0,059 | 0,15 | 0,0368 | 0,0407 | 0,14 | 0,0871 | 0,4953 | 2,1 | 0,0131 | 2,0845 | 1,032 | 2,148 |
| 3 | 4 | 0,088 | 0,15 | 0,0450 | 0,0333 | 0,13 | 0,0813 | 0,4730 | 1,95 | 0,0122 | 2,5488 | 1,206 | 2,075 |
| 2 | 4 | 0,005 | 0,15 | 0,0106 | 0,1412 | 0,26 | 0,1516 | 0,7165 | 3,9 | 0,0227 | 0,6013 | 0,431 | 2,834 |
| 4 | 4-1 | 0,006 | 0,15 | 0,0122 | 0,1228 | 0,24 | 0,1416 | 0,6844 | 3,6 | 0,0212 | 0,6915 | 0,473 | 2,739 |
| 5 | 6 | 0,089 | 0,15 | 0,0454 | 0,0331 | 0,13 | 0,0813 | 0,4730 | 1,95 | 0,0122 | 2,5666 | 1,214 | 2,075 |
| 4-1 | 6 | 0,008 | 0,15 | 0,0134 | 0,1116 | 0,23 | 0,1364 | 0,6677 | 3,45 | 0,0205 | 0,7609 | 0,508 | 2,688 |
| 6 | 7 | 0,035 | 0,15 | 0,0287 | 0,0523 | 0,16 | 0,0986 | 0,5376 | 2,4 | 0,0148 | 1,6215 | 0,872 | 2,285 |
| 7 | 8 | 0,048 | 0,15 | 0,0332 | 0,0452 | 0,15 | 0,0929 | 0,5168 | 2,25 | 0,0139 | 1,8786 | 0,971 | 2,218 |
| 12 | 11 | 0,007 | 0,15 | 0,0124 | 0,1208 | 0,24 | 0,1416 | 0,6844 | 3,6 | 0,0212 | 0,7029 | 0,481 | 2,739 |
| 11 | 9 | 0,005 | 0,15 | 0,0107 | 0,1407 | 0,26 | 0,1516 | 0,7165 | 3,9 | 0,0227 | 0,6031 | 0,432 | 2,834 |
| 10-1 | 10 | 0,005 | 0,15 | 0,0108 | 0,1386 | 0,25 | 0,1466 | 0,7007 | 3,75 | 0,0220 | 0,6126 | 0,429 | 2,787 |
| 10 | 9 | 0,078 | 0,15 | 0,0425 | 0,0353 | 0,13 | 0,0813 | 0,4730 | 1,95 | 0,0122 | 2,4048 | 1,137 | 2,075 |
| 9 | 8-1 | 0,005 | 0,15 | 0,0110 | 0,1370 | 0,25 | 0,1466 | 0,7007 | 3,75 | 0,0220 | 0,6197 | 0,434 | 2,787 |

Fonte: Autor (2023).

4.8.5. MEMORIA DE CÁLCULO DAS VERIFICAÇÕES

Apresentaremos trecho a trecho a memória de cálculo das verificações mostradas na tabela 05.

- **Trecho 1-2**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Qp = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,108^{1/2}$$

$$Qp = 0,0500 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Qp} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} \quad \frac{0,0015}{0,0500} = 0,0300$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Qp calculado.

$$Q/Qp = 0,0300 \quad Rh/D = 0,0755$$

$$Y/D = 0,12 \quad V/Vp = 0,4499$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D.

$$Y = 0,12 \cdot D$$

$$Y = 0,12 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,018 \text{ m ou } 1,8 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D.

$$Rh = 0,0755 \cdot D$$

$$Rh = 0,0755 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0113 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$Vp = \frac{Qp}{A} \quad Vp = \frac{0,0500}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$Vp = 2,8297 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/Vp.

$$V = 0,4499 \cdot 2,8297 \quad V = 1,273 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (Vc).

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,01133}$$

$$Vc = 2,00 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e Vc.

A velocidade V (velocidade real), é menor que Vc (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 1-5**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Qp = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,059^{1/2}$$

$$Qp = 0,0368 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Qp} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} \quad \frac{0,0015}{0,0368} = 0,0407$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Qp calculado.

$$Q/Qp - 0,0407$$

$$Rh/D - 0,0871$$

$$Y/D - 0,14$$

$$V/Vp - 0,4953$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D.

$$Y = 0,12 \cdot D$$

$$Y = 0,14 \cdot 0,15 \quad \checkmark$$

$$Y = 0,021 \text{ m ou } 2,1 \text{ cm}$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D.

$$Rh = 0,0871 \cdot D$$

$$Rh = 0,0871 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0131 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$Vp = \frac{Qp}{A} \qquad Vp = \frac{0,0368}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$Vp = 2,0845 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/Vp.

$$V = 0,4953 \cdot 2,0845 \qquad V = 1,032 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (Vc).

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0131}$$

$$Vc = 2,148 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e Vc.

A velocidade V (velocidade real), é menor que Vc (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 3-4**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Qp = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,088^{1/2}$$

$$Qp = 0,0450 \text{ m}^3/\text{s} \checkmark$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} \quad \frac{0,0015}{0,0450} = 0,0333$$

Obs: valor menor que 0,75.

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Qp calculado.

$$Q/Q_p = 0,0333 \quad R_h/D = 0,0813$$

$$Y/D = 0,13 \quad V/V_p = 0,4730$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D.

$$Y = 0,13 \cdot D$$

$$Y = 0,13 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,0195 \text{ m ou } 1,95 \text{ cm} \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D.

$$R_h = 0,0813 \cdot D$$

$$R_h = 0,0813 \cdot 0,15$$

$$R_h = 0,0122 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$V_p = \frac{Q_p}{A} \quad V_p = \frac{0,0450}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$V_p = 2,5488 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/Vp.

$$V = 0,4730 \cdot 2,5488 \quad V = 1,206 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (Vc).

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot R_h}$$

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0122}$$

$$V_c = 2,075 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e Vc.

A velocidade V (velocidade real), é menor que Vc (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 2-4**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Qp = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,005^{1/2}$$

$$Qp = 0,0106 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Qp} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} = \frac{0,0015}{0,0106} = 0,1412$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Qp calculado.

$$Q/Qp - 0,1412$$

$$Rh/D - 0,1516$$

$$Y/D - 0,26$$

$$V/Vp - 0,7165$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D.

$$Y = 0,26 \cdot D$$

$$Y = 0,26 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,039 \text{ m ou } 3,9 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D.

$$Rh = 0,1516 \cdot D$$

$$Rh = 0,1516 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0227 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$Vp = \frac{Qp}{A} \qquad Vp = \frac{0,0106}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$Vp = 0,6013 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/Vp.

$$V = 0,7165 \cdot 0,6013 \qquad V = 0,431 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (Vc).

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0227}$$

$$Vc = 2,834 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e Vc.

A velocidade V (velocidade real), é menor que Vc (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 4-4¹**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Qp = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,006^{1/2}$$

$$Qp = 0,0122 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Qp} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} \qquad \frac{0,0015}{0,0122} = 0,1228$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Q_p calculado.

$$Q/Q_p = 0,1228$$

$$R_h/D = 0,1416$$

$$Y/D = 0,24$$

$$V/V_p = 0,6844$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D .

$$Y = 0,24 \cdot D$$

$$Y = 0,24 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,036 \text{ m ou } 3,6 \text{ cm} \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do R_h através da relação R_h/D .

$$R_h = 0,1416 \cdot D$$

$$R_h = 0,1416 \cdot 0,15$$

$$R_h = 0,0212 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$V_p = \frac{Q_p}{A}$$

$$V_p = \frac{0,0122}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$V_p = 0,6915 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/V_p .

$$V = 0,1416 \cdot 0,6915$$

$$V = 0,473 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (V_c).

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot R_h}$$

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0212}$$

$$V_c = 2,739 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e V_c .

A velocidade V (velocidade real), é menor que V_c (velocidade crítica), concluindo as

verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 5-6**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Q_p) do trecho.

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Q_p = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,089^{1/2}$$

$$Q_p = 0,0454 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Q_p .

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} \quad \frac{0,0015}{0,0454} = 0,0331$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Q_p calculado.

$$Q/Q_p = 0,0331$$

$$R_h/D = 0,0813$$

$$Y/D = 0,13$$

$$V/V_p = 0,4730$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D .

$$Y = 0,13 \cdot D$$

$$Y = 0,13 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,0195 \text{ m ou } 1,95 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do R_h através da relação R_h/D .

$$R_h = 0,0813 \cdot D$$

$$R_h = 0,0813 \cdot 0,15$$

$$R_h = 0,0122 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$Vp = \frac{Qp}{A}$$

$$Vp = 2,5666 \text{ m/s}$$

$$Vp = \frac{0,0454}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/Vp.

$$V = 0,4730 \cdot 2,5666$$

$$V = 1,214 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (Vc).

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0122}$$

$$Vc = 2,075 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e Vc.

A velocidade V (velocidade real), é menor que Vc (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 4¹-6**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Qp = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,008^{1/2}$$

$$Qp = 0,0134 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Qp} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}}$$

$$\frac{0,0015}{0,0134} = 0,1116$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Qp calculado.

$$Q/Q_p = 0,1116$$

$$Rh/D = 0,1364$$

$$Y/D = 0,23$$

$$V/V_p = 0,6677$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D .

$$Y = 0,23 \cdot D$$

$$Y = 0,23 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,0345 \text{ m ou } 3,45 \text{ cm} \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D .

$$Rh = 0,1364 \cdot D$$

$$Rh = 0,1364 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0205 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$V_p = \frac{Q_p}{A}$$

$$V_p = \frac{0,0134}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$V_p = 0,7609 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/V_p .

$$V = 0,6677 \cdot 0,7609$$

$$V = 0,508 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (V_c).

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0205}$$

$$V_c = 2,688 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e V_c .

A velocidade V (velocidade real), é menor que V_c (velocidade crítica), concluindo as

verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 6-7**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Q_p) do trecho.

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Q_p = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,035^{1/2}$$

$$Q_p = 0,0287 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Q_p .

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} \quad \frac{0,0015}{0,0287} = 0,0523$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Q_p calculado.

$$Q/Q_p - 0,0523$$

$$Y/D - 0,16$$

$$Rh/D - 0,0986$$

$$V/V_p - 0,5376$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D .

$$Y = 0,16 \cdot D$$

$$Y = 0,16 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,024 \text{ m ou } 2,40 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D .

$$Rh = 0,0986 \cdot D$$

$$Rh = 0,0986 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0148 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$Vp = \frac{Qp}{A}$$

$$Vp = \frac{0,0287}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$Vp = 1,6215 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/Vp.

$$V = 0,5376 \cdot 1,6215$$

$$V = 0,872 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (Vc).

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot R\bar{h}}$$

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0148}$$

$$Vc = 2,285 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e Vc.

A velocidade V (velocidade real), é menor que Vc (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 7-8**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Qp = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,048^{1/2}$$

$$Qp = 0,0332 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Qp} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}}$$

$$\frac{0,0015}{0,0332} = 0,0452$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Q_p calculado.

$$Q/Q_p = 0,0452$$

$$Rh/D = 0,0929$$

$$Y/D = 0,15$$

$$V/V_p = 0,5168$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D .

$$Y = 0,15 \cdot D$$

$$Y = 0,15 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,0225 \text{ m ou } 2,25 \text{ cm} \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D .

$$Rh = 0,0929 \cdot D$$

$$Rh = 0,0929 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0139 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$V_p = \frac{Q_p}{A}$$

$$V_p = \frac{0,0332}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$V_p = 1,8786 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/V_p .

$$V = 0,517 \cdot 1,8786$$

$$V = 0,971 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (V_c).

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0139}$$

$$V_c = 2,218 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e V_c .

A velocidade V (velocidade real), é menor que V_c (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 12-11**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Q_p) do trecho.

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Q_p = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,007^{1/2}$$

$$Q_p = 0,0124 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Q_p .

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} \quad \frac{0,0015}{0,0124} = 0,1208$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Q_p calculado.

$$Q/Q_p - 0,1208$$

$$Rh/D - 0,1416$$

$$Y/D - 0,24$$

$$V/V_p - 0,6844$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D .

$$Y = 0,24 \cdot D$$

$$Y = 0,24 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,036 \text{ m ou } 3,60 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D .

$$Rh = 0,1416 \cdot D$$

$$Rh = 0,1416 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0212 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$V_p = \frac{Q_p}{A}$$

$$V_p = \frac{0,0124}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$V_p = 0,7029 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/Vp.

$$V = 0,6844 \cdot 0,7029 \qquad V = 0,481 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (Vc).

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0212}$$

$$V_c = 2,739 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e Vc.

A velocidade V (velocidade real), é menor que Vc (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 11-9**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Q_p = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,005^{1/2}$$

$$Q_p = 0,0108 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} \qquad \frac{0,0015}{0,0107} = 0,1408$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Qp calculado.

$$Q/Q_p = 0,1394$$

$$Y/D = 0,25$$

$$Rh/D = 0,1466$$

$$V/V_p = 0,7007$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D.

$$Y = 0,25 \cdot D$$

$$Y = 0,25 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,0375 \text{ m ou } 3,75 \text{ cm } \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D.

$$Rh = 0,1466 \cdot D$$

$$Rh = 0,1466 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0220 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$V_p = \frac{Q_p}{A}$$

$$V_p = \frac{0,0108}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$V_p = 0,6057 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/V_p.

$$V = 0,7007 \cdot 0,6031$$

$$V = 0,427 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (V_c).

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0220}$$

$$V_c = 2,787 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e V_c.

A velocidade V (velocidade real), é menor que V_c (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 10¹-10**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Qp = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,005^{1/2}$$

$$Qp = 0,0108 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Qp} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} = \frac{0,0015}{0,0108} = 0,1394$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Qp calculado.

$$Q/Qp = 0,1394$$

$$Rh/D = 0,1466$$

$$Y/D = 0,25$$

$$V/Vp = 0,7007$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D.

$$Y = 0,25 \cdot D$$

$$Y = 0,25 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,0375 \text{ m ou } 3,75 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D.

$$Rh = 0,1466 \cdot D$$

$$Rh = 0,1466 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0220 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$Vp = \frac{Qp}{A}$$

$$Vp = 0,6087 \text{ m/s}$$

$$Vp = \frac{0,0108}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/Vp.

$$V = 0,7007 \cdot 0,6087$$

$$V = 0,427 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (Vc).

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$Vc = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0220}$$

$$Vc = 2,787 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e Vc.

A velocidade V (velocidade real), é menor que Vc (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 10-9**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Qp) do trecho.

$$Qp = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Qp = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,078^{1/2}$$

$$Qp = 0,0425 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Qp.

$$\frac{Q}{Qp} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}}$$

$$\frac{0,0015}{0,0425} = 0,0353$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Qp calculado.

$$Q/Q_p = 0,0353$$

$$Rh/D = 0,0813$$

$$Y/D = 0,13$$

$$V/V_p = 0,4730$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D .

$$Y = 0,13 \cdot D$$

$$Y = 0,13 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,0195 \text{ m ou } 1,95 \text{ cm} \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do Rh através da relação Rh/D .

$$Rh = 0,0813 \cdot D$$

$$Rh = 0,0813 \cdot 0,15$$

$$Rh = 0,0122 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$V_p = \frac{Q_p}{A}$$

$$V_p = \frac{0,0425}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$V_p = 2,4048 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/V_p .

$$V = 0,473 \cdot 2,4048$$

$$V = 1,137 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (V_c).

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,0122}$$

$$V_c = 2,075 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e V_c .

A velocidade V (velocidade real), é menor que V_c (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

- **Trecho 9-8'**

Diâmetro adotado – 150 mm

Primeiro passo: obtenção da vazão para a seção plena (Q_p) do trecho.

$$Q_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot N} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (08)$$

$$Q_p = \frac{\pi \cdot 0,15^2}{4 \cdot 0,13} \cdot \left(\frac{0,15}{4}\right)^{2/3} \cdot 0,005^{1/2}$$

$$Q_p = 0,0108 \text{ m}^3/\text{s}$$

Segundo passo: obtenção da relação Q/Q_p .

$$\frac{Q}{Q_p} = \frac{\text{Vazão de Projeto}}{\text{Vazão para Seção plena}} \quad \frac{0,0015}{0,0110} = 0,1394$$

Obs: valor menor que 0,75. ✓

Terceiro passo: obter demais valores na horizontal do valor de Q/Q_p calculado.

$$Q/Q_p = 0,1394$$

$$R_h/D = 0,1466$$

$$Y/D = 0,25$$

$$V/V_p = 0,7007$$

Quarto passo: obtenção da altura da lâmina Y através da relação Y/D .

$$Y = 0,25 \cdot D$$

$$Y = 0,25 \cdot 0,15$$

$$Y = 0,0375 \text{ m ou } 3,75 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Quinto passo: cálculo do R_h através da relação R_h/D .

$$R_h = 0,1466 \cdot D$$

$$R_h = 0,1466 \cdot 0,15$$

$$R_h = 0,0220 \text{ m}$$

Sexto passo: cálculo da velocidade com a seção plena.

$$V_p = \frac{Q_p}{A}$$

$$V_p = \frac{0,0108}{\frac{\pi \cdot 0,15^2}{4}}$$

$$V_p = 0,6087 \text{ m/s}$$

Sétimo passo: calcular V através da relação V/V_p .

$$V = 0,701 \cdot 0,6087$$

$$V = 0,427 \text{ m/s}$$

Oitavo passo: cálculo da velocidade crítica (V_c).

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{G \cdot Rh}$$

$$V_c = 6,0 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 0,022}$$

$$V_c = 2,787 \text{ m/s}$$

Nono passo: comparação de V e V_c .

A velocidade V (velocidade real), é menor que V_c (velocidade crítica), concluindo as verificações não necessitando de ajustes.

4.9. CONCLUSÃO DO DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA

Com o dimensionamento da rede coletora, conforme os métodos apresentados, podemos verificar que as vazões de esgoto dos trechos resultaram valores baixos que não atingiram os mínimos normativos tanto na questão da vazão propriamente dita como também consequentemente os diâmetros da tubulação, o que deixou a tubulação com uma margem de segurança bem elevada, com relação às vazões reais que serão transportadas.

No **anexo 2** temos a apresentação do projeto da rede calculada acima, assim como seu detalhamento e a tabela completa de dimensionamento.

5. TRATAMENTO DE EFLUENTE COLETADO

Para realizar o tratamento do efluente coletado pela rede coletora, será dimensionado um sistema de tratamento por meio de fossa séptica e tratamento complementar mediante filtro para após isso ser direcionado para a disposição final.

5.1. DIMENSIONAMENTO DA FOSSA SÉPTICA

O esgoto coletado pela rede será tratado por meio de fossa séptica, que será dimensionada conforme a NBR 7229:93, que traz o passo a passo e toda a estrutura necessária para se implementar esse tratamento, assim como também as tolerâncias para esse tipo primário de tratamento.

5.1.1. POPULAÇÃO

O cálculo da população seguirá o mesmo levantamento utilizado para a rede coletora, considerando 55 residências, com uma média de 6 habitantes por unidade, mais um efetivo de 12 funcionários, que englobam, zeladores, porteiros, jardineiro, etc.

Realizando essas considerações se chegou a uma população de 342 habitantes, conforme tabela 07.

Tabela 01 – Cálculo de População

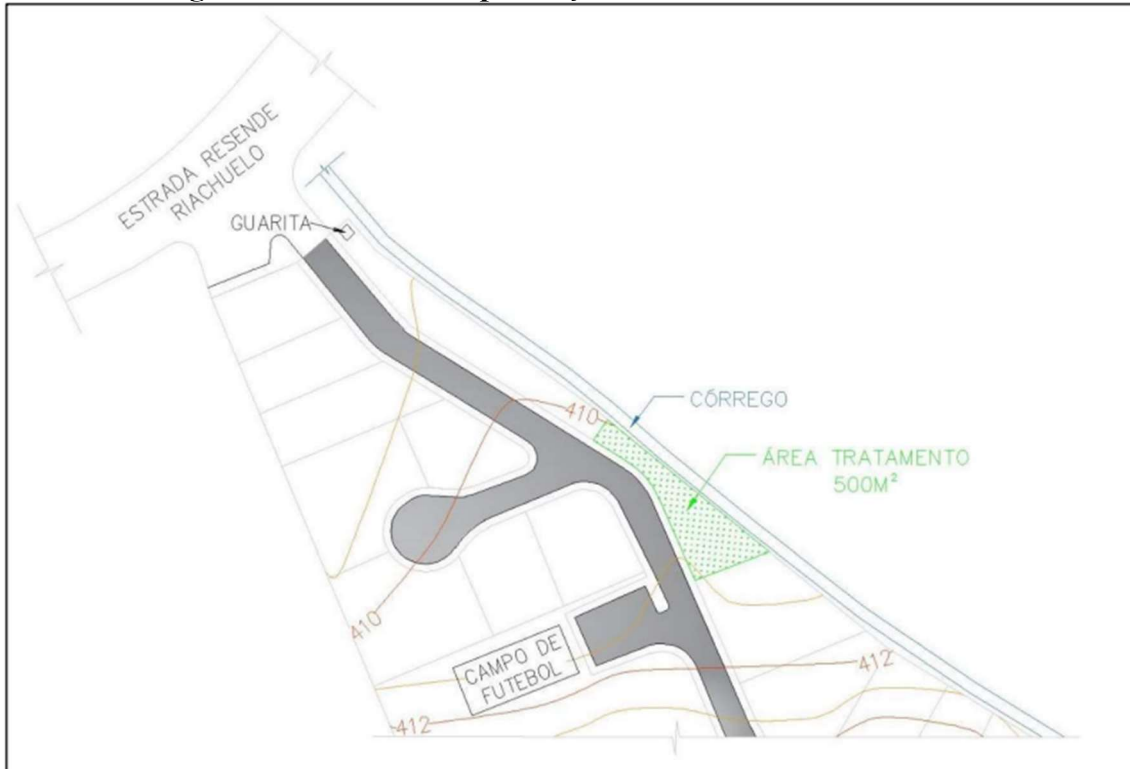
| Nº de Residências | Nº de Habitantes por Residência | Efetivo Funcionários | População Total |
|-------------------|---------------------------------|----------------------|-----------------|
| 55 | 6 | 12 | 342 |

Fonte: Autor (2023).

5.1.2. ÁREA PARA IMPLANTAÇÃO DO TRATAMENTO

O condomínio possui uma área disponível em uma com cota favorável para a alocação do sistema, onde é possível a implantação sem grandes impactos para os moradores, por se tratar de uma área sem utilização.

Figura 08 – Área de Implantação do Sistema de Tratamento



Fonte: Autor (2023).

5.1.3. VOLUME ÚTIL

O tanque séptico, precisa ser dimensionado de modo que seu volume atenda satisfatoriamente a vazão do efluente e permitindo também sua manutenção de forma fácil, econômica e segura.

Conforme a NBR 7229:93, o volume útil do tanque séptico é calculado através da seguinte fórmula:

$$v = 1000 + n (C \cdot T + K \cdot Lf) \quad (09)$$

v – Volume útil

n – Número de contribuições

C – Contribuição de despejo, Tabela 1 da NBR7229:93

T – Tempo de detenção, tabela 2 da NBR7229:93

K – Taxa de acumulação de lodo, Tabela 3 da NBR7229:93

Lf – Contribuição de lodo fresco, Tabela 1 da NBR7229:93

5.1.3.1. CONTRIBUIÇÃO

A contribuição representa o valor em litro da geração de despejo por habitante, no trabalho em questão, residência de alto padrão, os valores são apresentados na tabela 01 da NBR 7229:93.

Figura 09 – Contribuição diária de despejos.

| Tabela 1 - Contribuição diária de esgoto (C) e de lodo fresco (Lf) por tipo de prédio e de ocupante | | | |
|---|-----------------|--|------|
| Unid.: L | | | |
| Prédio | Unidade | Contribuição de esgotos (C) e lodo fresco (Lf) | |
| 1. Ocupantes permanentes | | | |
| - residência | | | |
| padrão alto | peessoa | 160 | 1 |
| padrão médio | peessoa | 130 | 1 |
| padrão baixo | peessoa | 100 | 1 |
| - hotel (exceto lavanderia e cozinha) | peessoa | 100 | 1 |
| - alojamento provisório | peessoa | 80 | 1 |
| 2. Ocupantes temporários | | | |
| - fábrica em geral | peessoa | 70 | 0,30 |
| - escritório | peessoa | 50 | 0,20 |
| - edifícios públicos ou comerciais | peessoa | 50 | 0,20 |
| - escolas (externatos) e locais de longa permanência | peessoa | 50 | 0,20 |
| - bares | peessoa | 6 | 0,10 |
| - restaurantes e similares | refeição | 25 | 0,10 |
| - cinemas, teatros e locais de curta permanência | lugar | 2 | 0,02 |
| - sanitários públicos ^(A) | bacia sanitária | 480 | 4,0 |

^(A) Apenas de acesso aberto ao público (estação rodoviária, ferroviária, logradouro público, estádio esportivo, etc.).

Fonte: ABNT NBR 7229/93 Tabela 01.

5.1.3.2. PERÍODO DE DETENÇÃO

O período de detenção do esgoto é o tempo médio de permanência da parcela líquida do esgoto dentro da zona de decantação do tanque séptico, o valor adotado tem como referência o volume total da contribuição em litros.

Figura 10 – Período de detenção dos despejos.

| Contribuição diária (L) | Tempo de detenção | |
|-------------------------|-------------------|-------|
| | Dias | Horas |
| Até 1500 | 1,00 | 24 |
| De 1501 a 3000 | 0,92 | 22 |
| De 3001 a 4500 | 0,83 | 20 |
| De 4501 a 6000 | 0,75 | 18 |
| De 6001 a 7500 | 0,67 | 16 |
| De 7501 a 9000 | 0,58 | 14 |
| Mais que 9000 | 0,50 | 12 |

Fonte: ABNT NBR 7229/93 Tabela 02.

5.1.3.3. TAXA DE ACÚMULO DE LODO

A taxa de acúmulo de total de lodo é o número de dias de acumulação de lodo fresco equivalente ao volume de lodo digerido a ser armazenado no tanque, considerando redução de volume de quatro vezes para o lodo digerido.

Figura 11 – Taxa de acumulação de lodo.

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

Fonte: ABNT NBR 7229/93 Tabela 03.

5.1.4. CÁLCULO VOLUME

Considerando as informações e valores apresentados anteriormente, utilizando a equação 10, chegamos ao seguinte valor para o volume útil do tanque séptico de 100,495 m³, conforme o cálculo apresentado a seguir.

$$v = 1000 + n \cdot (C \cdot T + K \cdot Lf) \quad (10)$$

$$v = 1000 + (55 \text{ res} \cdot 6 \text{ hab} + 5 \text{ hab}) \cdot \left(160 \frac{L}{\text{dia} \cdot \text{hab}} \cdot 0,5 \text{ dia} + 217 \cdot 1 \right)$$

$$v = 1000 + 340 \text{ hab} \cdot \left(80 \frac{L}{\text{hab}} + 217 \right)$$

$$v = 1000 + 340 \text{ hab} \cdot \left(297 \frac{L}{\text{hab}} \right)$$

$$v = 1000 + 100.980 L$$

$$v = 101.980 L \therefore v = 100,495 m^3$$

5.1.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Com o volume útil calculado podemos partir para o pré-dimensionamento para se analisar dimensões que o tanque irá ocupar e as diferentes alternativas de dimensões possíveis, essas opções variam segundo a variação da profundidade que pode ser utilizada, conforme apresenta a figura 12.

O tanque a ser dimensionado é do tipo prismático com câmara única, com proporção de 2:1.

Figura 12 – Profundidade útil

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

Fonte: ABNT NBR 7229/93 Tabela 04.

- **Situação 01 – (Profundidade 1,80 m)**

Área da base:

Considerando a profundidade mínima (h) de 1,80 m, podemos determinar a área da base a partir da seguinte equação:

$$v = a \cdot b \cdot h \quad (11)$$

$$105 m^3 = a \cdot b \cdot 1,80 m$$

$$\frac{105 \text{ m}^3}{1,80 \text{ m}} = a \cdot b$$

$$58,34 \text{ m}^2 = a \cdot b$$

Com a área da base do tanque séptico determinada, pode-se encontrar as dimensões da base do tanque séptico. Adotando a proporção de 2:1, sabendo que $a = 2b$, tem-se:

$$A = a \cdot b$$

$$58,34 \text{ m}^2 = a \cdot b$$

$$58,34 \text{ m}^2 = 2 \cdot b \cdot b$$

$$58,34 \text{ m}^2 = 2 \cdot b^2$$

$$5,40 \text{ m} = b$$

Logo:

$$a = 2 \cdot b$$

$$a = 2 \cdot 5,40 \text{ m}$$

$$a = 10,80 \text{ m}$$

Portanto, encontram-se as dimensões de 5,40 x 10,80 m.

- **Situação 02 – (Profundidade 2,30 m)**

Área da base:

Considerando a profundidade mínima (h) de 2,30 m, podemos determinar a área da base a partir da seguinte equação:

$$v = a \cdot b \cdot h \quad (11)$$

$$105 \text{ m}^3 = a \cdot b \cdot 2,30 \text{ m}$$

$$\frac{105 \text{ m}^3}{2,30 \text{ m}} = a \cdot b$$

$$45,65 \text{ m}^2 = a \cdot b$$

Com a área da base do tanque séptico determinada, pode-se encontrar as dimensões da base do tanque séptico. Adotando a proporção de 2:1, sabendo que $a = 2b$, tem-se:

$$A = a \cdot b$$

$$45,65 \text{ m}^2 = a \cdot b$$

$$45,65 \text{ m}^2 = 2 \cdot b \cdot b$$

$$45,65 \text{ m}^2 = 2 \cdot b^2$$

$$4,80 \text{ m} = b$$

Logo:

$$a = 2 \cdot b$$

$$a = 2 \cdot 4,80 \text{ m}$$

$$a = 9,60 \text{ m}$$

Portanto, encontram-se as dimensões de 4,80 x 9,60 m.

- **Situação 03 – (Profundidade 2,80 m)**

Área da base:

Considerando a profundidade mínima (h) de 2,80 m, podemos determinar a área da base a partir da seguinte equação:

$$v = a \cdot b \cdot h \quad (11)$$

$$105 \text{ m}^3 = a \cdot b \cdot 2,80 \text{ m}$$

$$\frac{105 \text{ m}^3}{2,80 \text{ m}} = a \cdot b$$

$$37,50 \text{ m}^2 = a \cdot b$$

Com a área da base do tanque séptico determinada, pode-se encontrar as dimensões da base do tanque séptico. Adotando a proporção de 2:1, sabendo que $a = 2b$, tem-se:

$$A = a \cdot b$$

$$37,50 \text{ m}^2 = a \cdot b$$

$$37,50 \text{ m}^2 = 2 \cdot b \cdot b$$

$$37,50 \text{ m}^2 = 2 \cdot b^2$$

$$4,35 \text{ m} = b$$

Logo:

$$a = 2 \cdot b$$

$$a = 2 \cdot 4,35 \text{ m}$$

$$a = 8,70 \text{ m}$$

Portanto, encontram-se as dimensões de 4,35 x 8,70 m.

5.1.6. DIMENSIONAMENTO DEFINITIVO

Após o pré-dimensionamento foi definido para a utilização no projeto a situação 2, pois trabalha com uma profundidade maior, sendo necessária uma área menor, porém ainda assim não trabalhando no limite da profundidade permitida pela NBR 7229:86.

Com as dimensões da situação 2, obtemos o volume total de 105,98 m³, conforme cálculos apresentados a seguir:

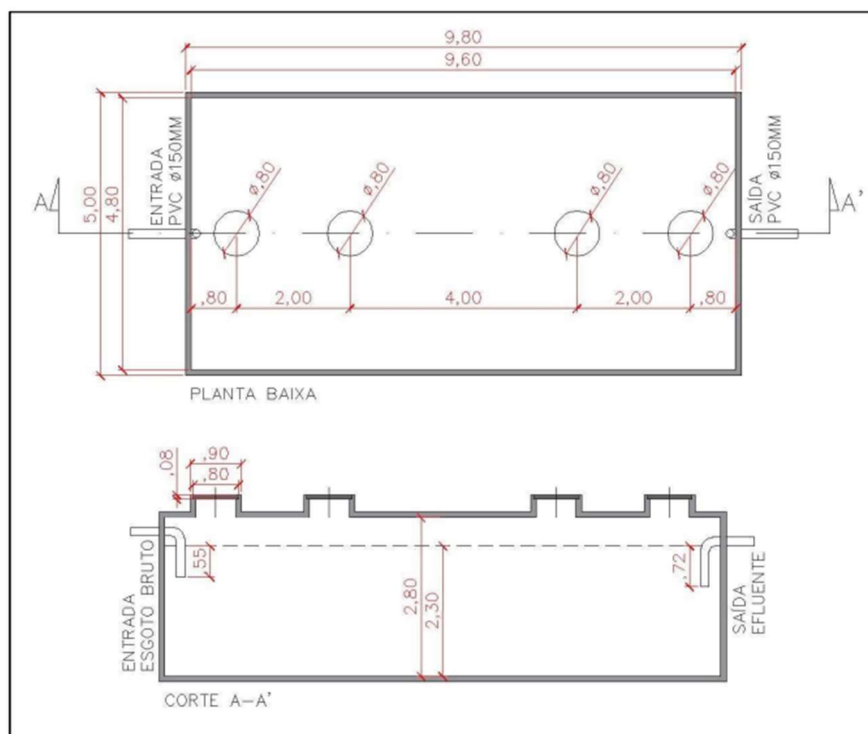
$$v = a \cdot b \cdot h \quad (11)$$

$$v = 4,80 \cdot 9,60 \cdot 2,30$$

$$v = 105,98 \text{ m}^3$$

Na figura 13, é apresentado o desenho do tanque com suas respectivas medidas e representações, assim como também no anexo 3.

Figura 13 – Tanque Séptico



Fonte: Autor (2023).

5.2. TRATAMENTO COMPLEMENTAR PARA EFLUENTE

Os tratamentos complementares e a disposição final dos efluentes são tratados pela NBR 13969/96, que oferece alternativas que possibilitam a filtragem dos efluentes coletados pelo tanque séptico.

A opção de tratamento pode variar de acordo com necessidade que cada projeto apresenta. Para o projeto apresentado podemos selecionar algum entre os modelos apresentados pela norma de acordo que satisfazem a necessidade atual, de modo que nos proporcione uma maior pureza na disposição final e compatibilidade quanto as características locais.

A tabela 2 da NBR 13696/96, (figura 13), apresenta as opções de tratamentos complementares disponíveis para serem utilizados assim como duas características básicas, já a tabela 1 da mesma NBR, (figura 11), apresenta a eficiência dos tratamentos.

Figura 14 – Característica do processo de tratamento.

| Processo / Característica | Filtro anaeróbio | Filtro aeróbio submerso | Filtro de areia | Vala de filtração | LAB | Lagoa com plantas |
|---------------------------|------------------|-------------------------|-----------------|-------------------|----------------------|-------------------|
| Área necessária | Reduzida | Reduzida | Média | Média | Média | Média |
| Operação | Simple | Simple | Simple | Simple | Simple | Simple |
| Custo operacional | Baixo | Alto | Médio | Baixo | Alto | Baixo |
| Manutenção | Simple | Simple | Simple | Simple | Mediana complexidade | Simple |
| Odor/cor no efluente | Sim | Não | Não | Não | Não | Não |

Fonte: ABNT NBR 13969/97 Tabela 2.

Figura 15 – Rendimento dos sistemas de tratamento complementar (%).

| Processo / Parâmetro | Filtro anaeróbio submerso | Filtro aeróbio | Filtro de areia | Vala de filtração | LAB | Lagoa com plantas |
|-----------------------|---------------------------|----------------|-----------------|-------------------|----------|-------------------|
| DBO _{5,20} | 40 a 75 | 60 a 95 | 50 a 85 | 50 a 80 | 70 a 95 | 70 a 90 |
| DQO | 40 a 70 | 50 a 80 | 40 a 75 | 40 a 75 | 60 a 90 | 70 a 85 |
| SNF | 60 a 90 | 80 a 95 | 70 a 95 | 70 a 95 | 80 a 95 | 70 a 95 |
| Sólidos sedimentáveis | 70 ou mais | 90 ou mais | 100 | 100 | 90 a 100 | 100 |
| Nitrogênio amoniacal | - | 30 a 80 | 50 a 80 | 50 a 80 | 60 a 90 | 70 a 90 |
| Nitrato | - | 30 a 70 | 30 a 70 | 30 a 70 | 30 a 70 | 50 a 80 |
| Fosfato | 20 a 50 | 30 a 70 | 30 a 70 | 30 a 70 | 50 a 90 | 70 a 90 |
| Coliformes fecais | - | - | 99 ou mais | 99,5 ou mais | - | - |

¹⁾ Para obtenção de melhores resultados, deve haver combinações complementares.

²⁾ Os valores limites inferiores são referentes a temperaturas abaixo de 15°C; os valores limites superiores são para temperaturas acima de 25°C, sendo também influenciados pelas condições operacionais e grau de manutenção.

³⁾ As taxas de remoção dos coliformes não devem ser consideradas como valores de aceitação, mas apenas de referência, uma vez que 0,5% residual de coliformes do esgoto representa centenas de milhares destes.

Fonte: ABNT NBR 13969/97 Tabela 1.

5.2.1. FILTRO ANAERÓBICO

O tratamento complementar adotado para o sistema será o filtro anaeróbio, por necessitar de uma área reduzida, ser de operação simples, baixo custo e simples manutenção, conforme apresentado na figura 12.

5.2.2. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento do volume filtro anaeróbio é dado pela seguinte fórmula:

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

Onde:

N – Número de contribuintes

C – Contribuição (figura 05)

T – Tempo de det. hidra (figura 05)

Logo:

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

$$v = 1,6 \cdot 335 \cdot 160 \cdot 0,5$$

$$v = 42.880 \text{ L}$$

Conforme o volume útil total calculado serão adotadas 4 unidades de filtro anaeróbio com as seguintes dimensões:

- Largura: 1,95 m
- Comprimento: 3,75 m
- Profundidade útil: 1,50 m

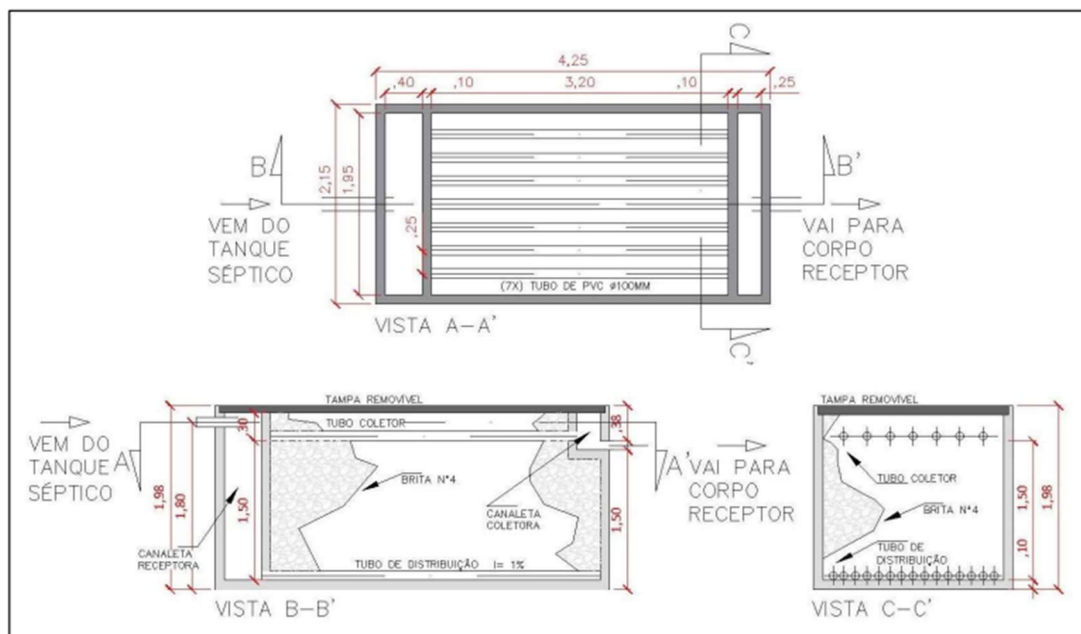
Logo:

Volume total unitário: 10.960 L

Volume total geral (4 Un): 43.840 L

Na figura 16, e no anexo 3, podemos observar o desenho do filtro com suas dimensões e características.

Figura 16 – Filtro anaeróbio



Fonte: Autor (2023).

5.3. DISPOSIÇÃO FINAL

O efluente após tratado deverá receber a destinação adequada. Com isso a norma sugere algumas formas de despejo, como:

- Sumidouros;
- Galerias;
- Águas superficiais;
- Reuso.

5.3.1. ÁGUAS SUPERFICIAIS

Conforme a NBR 13969:93, os efluentes de um sistema local de tratamento podem ser lançados diretamente nas águas superficiais desde que sejam observados os aspectos de qualidade pertinentes trazidos pela NBR na tabela 6 (figura 17), conforme as classificações do corpo que está recebendo o efluente tratado.

Figura 17 – Parâmetros e Valores limites do efluente tratado nas águas superficiais de acordo com as classes de lançamento

| Parâmetro | Classe a | Classe b | Classe c | Classe d |
|--------------------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|
| Temperatura (°C) | Inferior a 40 | Inferior a 40 | Inferior a 40 | Inferior a 40 |
| PH | Entre 6 e 9 | Entre 6 e 9 | Entre 6 e 9 | Entre 6 e 9 |
| DBO _{5,20} (mg/L) | Inferior a 20 | Inferior a 30 | Inferior a 50 | Inferior a 60 |
| DQO (mg/L) | Inferior a 50 | Inferior a 75 | Inferior a 125 | Inferior a 150 |
| Oxigênio dissolvido (mg/L) | Superior a 2 | Superior a 2 | Superior a 2 | Superior a 2 |
| Sólidos sedimentáveis (ml/L) | Inferior a 0,1 | Inferior a 0,1 | Inferior a 0,5 | Inferior a 1 |
| SNF totais (mg/L) | Inferior a 20 | Inferior a 20 | Inferior a 50 | Inferior a 60 |
| Nitrogênio amoniacal (mg/L) | Inferior a 5 | Inferior a 5 | Inferior a 5 | Inferior a 5 |
| Nitrato - N (mg/L) | Inferior a 20 | Inferior a 20 | Inferior a 20 | Inferior a 20 |
| Fosfato (mg/L) | Inferior a 1 | Inferior a 1 | Inferior a 2 | Inferior a 5 |
| Coliformes fecais (NMP/100 mL) | Inferior a 1 000 | Inferior a 1 000 | Inferior a 500 | Inferior a 1 000 |
| Óleo e graxas (mg/L) | Inferior a 30 | Inferior a 30 | Inferior a 10 | Inferior a 50 |

Fonte: ABNT NBR 13969/97 Tabela 6

As classes representam:

- Classe A: na represa destinada ao abastecimento público, ou nos rios fornecedores da represa até 10 km a montante dela, independente da distância do ponto de captação e do volume de reservação da represa;
- Classe B: nos corpos receptores com captação a jusante para abastecimento público;
- Classe C: nas águas litorâneas, praias e nos rios que deságuam nas praias frequentadas pelas pessoas para recreação;
- Classe D: nos demais corpos receptores.

5.3.1.1. CARGA DE DBO

Sabendo que a contribuição diária de DBO por habitante é de 50 gramas.

Logo

$$DBO = N \cdot Cd_{DBO}$$

$$DBO = 335 \cdot 50$$

$$DBO = 16750 \frac{gDBO}{dia}$$

Calculando a eficiência máxima do filtro temos:

$$DBO_{Residual} = DBO \cdot (1 - \eta)$$

$$DBO_{Residual} = 17000 \cdot 0,10$$

$$DBO_{Residual} = 1675 \frac{gDBO}{dia}$$

Deste modo temos que:

$$DBO_0 = \frac{DBO_{Residual}}{CD}$$

$$DBO_0 = \frac{1675}{53600}$$

$$DBO_0 = 0,031 \frac{gDBO}{L} \therefore 31 \frac{mgDBO}{L}$$

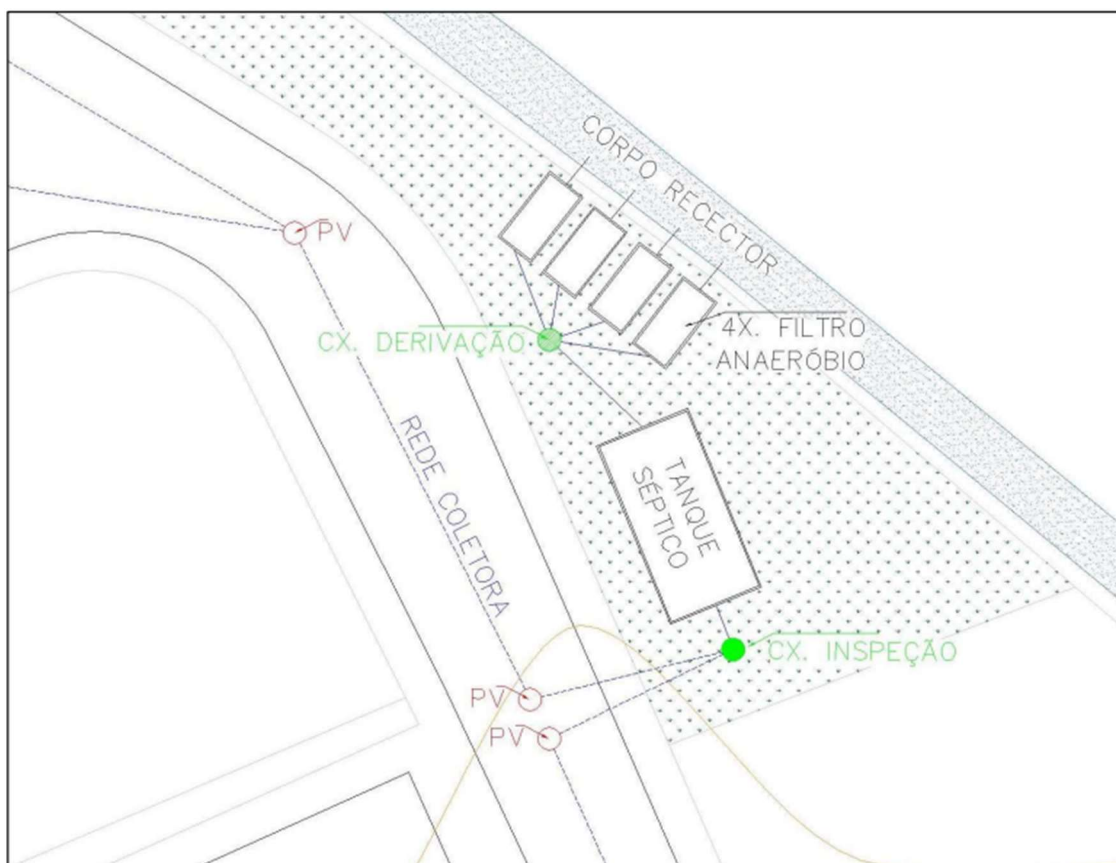
5.3.1.2. DEFINIÇÃO DA DISPOSIÇÃO FINAL

Levando em consideração a carga de DBO produzida e a eficiência do filtro utilizado para o tratamento complementar e os parâmetros de lançamento da figura 15, podemos adotar águas superficiais como disposição final, uma vez o córrego é caracterizado, segundo os parâmetros da NBR 13969:93, como classe D.

5.4. SITUAÇÃO DO SISTEMA DE TRATAMENTO

Na figura 18 e no anexo 3 é demonstrada a situação final do tratamento após a finalização do projeto.

Figura 18 – Situação Tratamento



Fonte: Autor (2023).

6. CONCLUSÃO

Com o dimensionamento do sistema para o condomínio, chegamos a conclusão que a execução de um tratamento primário para esgotos de modo geral, seja no caso de um condomínio, ou em uma residência isolada, é de valia para o meio ambiente, uma vez que em muitos casos o esgoto é despejado nos corpos d'água, sem que haja qualquer tipo de tratamento, e mesmo que o efluente coletado passe por uma estação de tratamento de esgoto, caso já tenha recebido uma filtragem primária, o processo na estação de tratamento de esgoto (ETE) se torna muito mais simples e econômico.

Desta forma, os tanques sépticos aliados com dispositivos de tratamento complementar desempenham uma função de suma importância no tratamento de resíduos domésticos, contribuindo para a preservação do meio ambiente e da saúde pública. É uma solução eficaz e de baixo custo para o tratamento preliminar de esgotos, separando sólidos e líquidos permitindo que os efluentes sejam gradualmente filtrados e decompostos antes de seguirem para a próxima etapa.

Com relação a eficiência de combate aos agentes poluentes do sistema escolhido, tendo como base a NBR 13969/97, podemos observar os seguintes resultados: na redução da Demanda Biológica de Oxigênio (DBO); de 60 a 95%, na Demanda Química de Oxigênio (DQO) de 50 a 80%, para sólidos suspensos, de 80 a 95% e para sólidos sedimentáveis 90% ou mais, o que garante como resultado um grande avanço para a qualidade de vida da população e para o meio ambiente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.207. (1989). *Projeto de Interceptor de Esgotos*. ABNT, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9648. *Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário*. ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8160. *Sistemas prediais de esgoto sanitário – projeto e execução*. ABNT, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9648. *Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário*. ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13969. *Tanques Sépticos – unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – projeto, construção e operação*. ABNT, 1986.

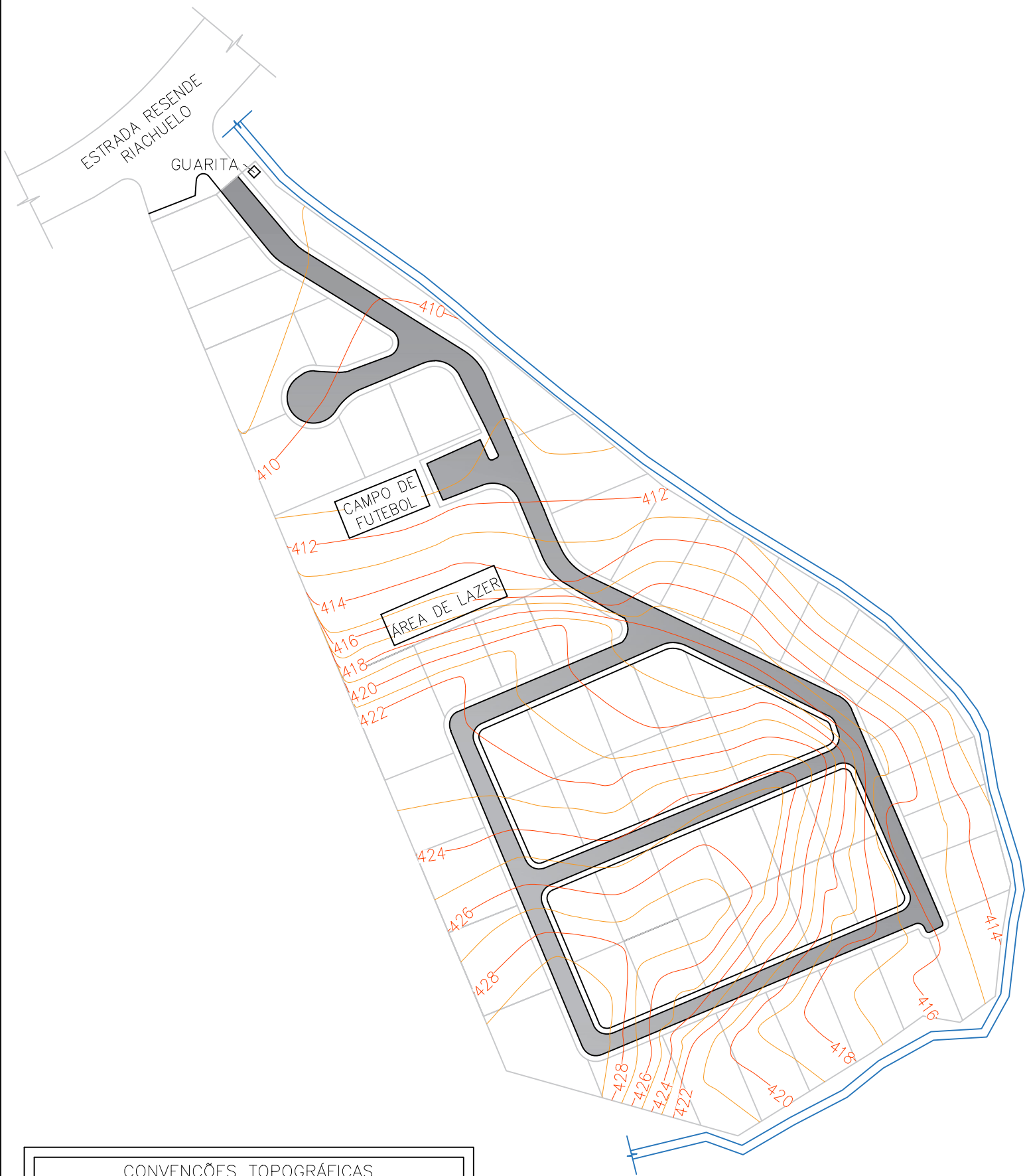
BRASIL. (s.d.). *IBGE. Cidades*. Acesso em 26 de julho de 2023, disponível em IBGE Cidades: <https://www.ibge.gov.br/busca.html?searchword=resende>

SNIS - Sistema Nacional De Informações Sobre Saneamento. Acesso em 20 de junho de 2023, disponível em Painel de Saneamento: http://appsnis.mdr.gov.br/indicadores/web/agua_esgoto/mapa-esgoto/?cod=3304201

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. *Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário*. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.

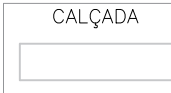
VON SPERLING, M. *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, Volume 1: Introdução À Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos*. 3ª Edição. Belo Horizonte, Minas Gerais: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, 2005.

JORDÃO, Eduardo Pacheco; PESSOA, Constantino Arruda. **Tratamento de esgotos domésticos..** 3. ed. Rio de Janeiro, RJ: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental - ABES, 1995. 683 p., [8] ISBN 8570221193.



CONVENÇÕES TOPOGRÁFICAS

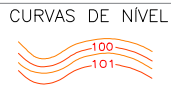
CALÇADA



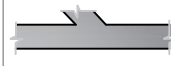
CORPO HÍDRICO



CURVAS DE NÍVEL



RUA PAVIMENTADA



TÍTULO PRANCHA:

PROJETO TOPOGRAFIA – COND. MIRANTE DAS AGULHAS

ALUNO:

DOUGLAS SOARES ALVES DE AGUIAR

ALUNO:

GUILHERME DE CASTRO NUNES

ALUNO:

92

FOLHA:

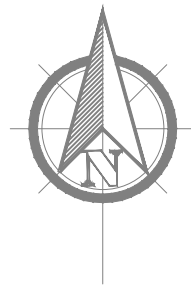
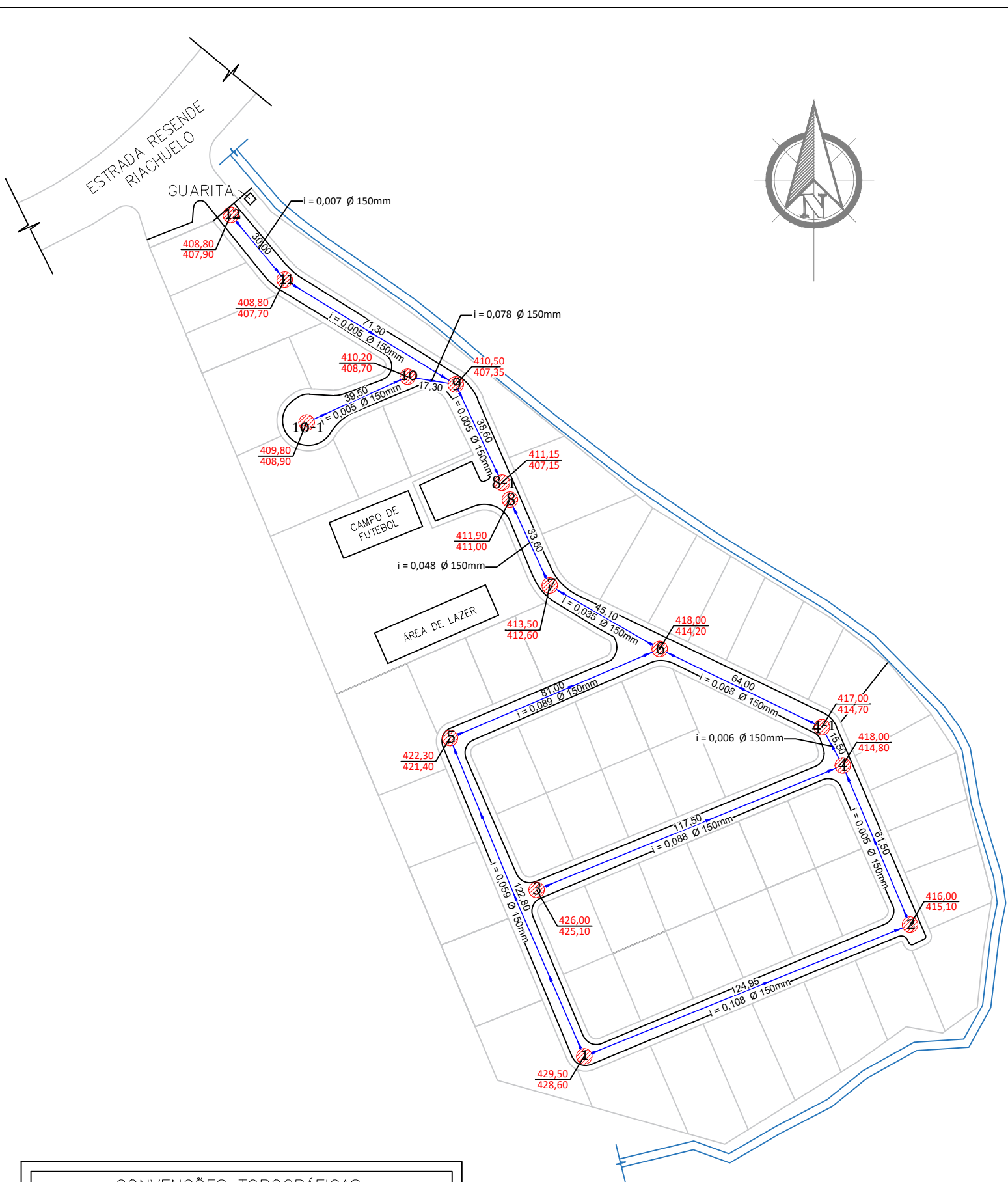
01/01

ESCALA:

1/1750

ANEXO-A

ANEXO – 2

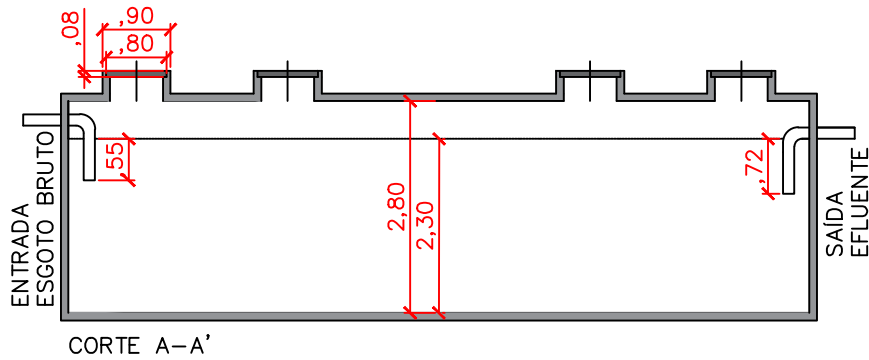
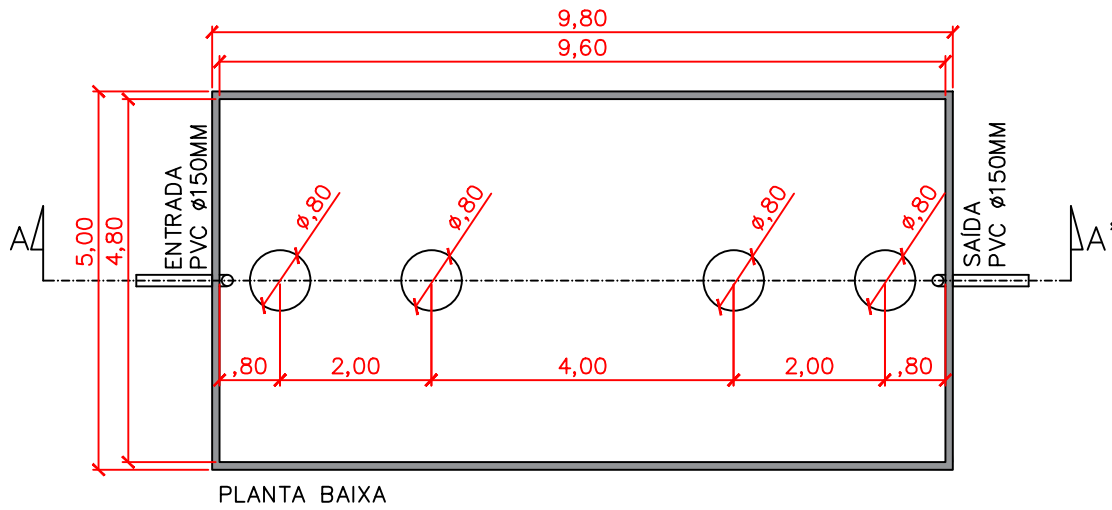


| CONVENÇÕES TOPOGRÁFICAS | | |
|-------------------------|-------------------|---------------------|
| CALÇADA | CORPO HÍDRICO | CURVAS DE NÍVEL |
| RUA PAVIMENTADA | REDE COLETORA | POÇO DE VISITA |

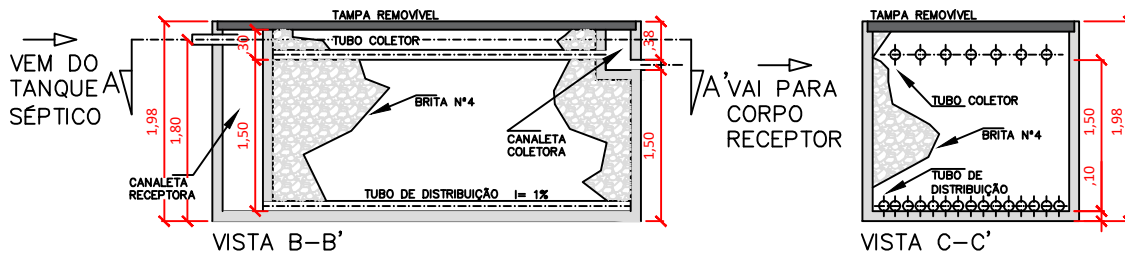
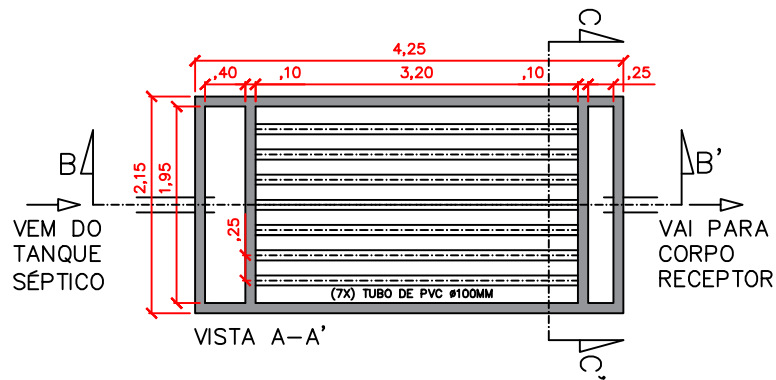
| | | |
|--|-----------------|-------------------|
| TÍTULO PRANCHA: PROJETO REDE COLETORA – COND. MIRANTE DAS AGULHAS | | |
| ALUNO: DOUGLAS SOARES ALVES DE AGUIAR | | |
| ALUNO: GUILHERME DE CASTRO NUNES | | |
| PÁGINA: 93 | FOLHA: 01/01 | ESCALA: 1/1750 |
| ANEXO-B | | |

ANEXO - 3

TANQUE SÉPTICO



FILTRO ANAERÓBIO



TÍTULO PRANCHA:
 PROJETO TANQUE SÉPTICO E FILTRO ANAERÓBIO

ALUNO:
 DOUGLAS SOARES ALVES DE AGUIAR

ALUNO:
 GUILHERME DE CASTRO NUNES

| | | | | |
|---------------|-----------------|---------------------------------|----------------------------------|---------|
| PÁGINA: 94 | FOLHA: 01/01 | ESCALA TANQUE SÉPTICO: 1/100 | ESCALA FILTRO ANAERÓBIO: 1/75 | ANEXO-C |
|---------------|-----------------|---------------------------------|----------------------------------|---------|