



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
FACULDADE DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL

JOSÉ CLEBER SILVA DO CARMO

**PROPOSTA DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA EM UMA ÁREA
RESIDENCIAL NO MUNICÍPIO DE TOMÉ-AÇU-PA**

BELÉM-PA
2025

JOSÉ CLEBER SILVA DO CARMO

**PROPOSTA DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA EM UMA ÁREA
RESIDENCIAL NO MUNICÍPIO DE TOMÉ-AÇU-PA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Sanitária e Ambiental, do Instituto de Tecnologia, da Universidade Federal do Pará, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Sanitária e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Lindemberg Lima Fernandes

BELÉM-PA
2025

JOSÉ CLEBER SILVA DO CARMO

**PROPOSTA DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA EM UMA ÁREA
RESIDENCIAL NO MUNICÍPIO DE TOMÉ-AÇU-PA**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado como requisito parcial para obtenção de grau de Bacharel em Engenharia Sanitária e Ambiental, pela Universidade Federal do Pará.

Orientador: Prof. Dr. Lindemberg Lima Fernandes

APROVADO EM: ____ / ____ / ____

Conceito: _____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Lindemberg Lima Fernandes
Universidade Federal do Pará

Profa. Dra. Luiza C. Girard Mendes Teixeira
Universidade Federal do Pará

Prof. Dr. Rodrigo Silvano Silva Rodrigues
Universidade Federal do Pará

RESUMO

O presente trabalho propõe o dimensionamento de um sistema de abastecimento de água para um loteamento residencial no município de Tomé-Açu, estado do Pará. O sistema foi concebido para atender uma população de 11.085 habitantes na Área 1 e 3.310 habitantes na Área 2, com horizonte de projeto de 20 anos. A captação de água subterrânea foi estimada por meio de poços tubulares profundos, com vazões dimensionadas para 80 m³/h. O tratamento da água, necessária devido às elevadas concentrações de ferro características do Sistema Aquífero Barreiras, consiste em uma estação de tratamento de água (ETA) simplificada composta por aeradores tipo tabuleiro, filtros rápidos descendentes de camada simples e desinfecção com hipoclorito de cálcio. A rede de distribuição foi dimensionada pelo método de Hardy-Cross, configurada em malha, com diâmetros variando entre 50 mm e 250 mm, e pressões dinâmicas mínimas superiores a 10 m.c.a em todos os nós. Os reservatórios, um apoiado e um elevado em cada área, foram dimensionados para armazenar um terço do consumo do dia de maior demanda. Os resultados demonstram a viabilidade técnica do sistema proposto, que visa garantir o fornecimento contínuo de água potável, contribuindo para a melhoria das condições sanitárias da população local.

ABSTRACT

This paper proposes the design of a water supply system for a residential area in the municipality of Tomé-Açu, Pará state, Brazil. The system was designed to serve a population of 11,085 inhabitants in Area 1 and 3,310 inhabitants in Area 2, with a 20-year design horizon. Groundwater extraction will be carried out through deep tubular wells, with flow rates designed for 80 m³/h. Water treatment, necessary due to the high iron concentrations characteristic of the Barreiras Aquifer System, consists of a simplified water treatment plant (WTP) with cascade tray aerators, descending rapid sand filters, and disinfection with calcium hypochlorite. The distribution network was designed using the Hardy-Cross method, configured as a looped network, with diameters ranging from 50 mm to 250 mm, and minimum dynamic pressures exceeding 10 m.w.c at all nodes. The reservoirs, one ground-level and one elevated in each area, were designed to store one-third of the maximum daily consumption. The results demonstrate the technical feasibility of the proposed system, which aims to ensure a continuous supply of drinking water, contributing to the improvement of sanitary conditions for the local population.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Unidades de um sistema de abastecimento de água.....	19
Figura 2 - Vista de várias estruturas de captação de água bruta	21
Figura 3 - Estações elevatórias de bombeamento e linhas adutoras.....	23
Figura 4 - Estação de Tratamento de Água Convencional	24
Figura 5 - Fluxograma das unidades do SAA.....	25
Figura 6 – Aerador de queda tipo cascata.....	26
Figura 7 - Aerador de queda tipo tabuleiro.....	27
Figura 8 – Esquema de filtro de areia.....	28
Figura 9 - Reservatório Elevado do São Brás.....	29
Figura 10 – Rede ramificada	33
Figura 11 – Rede malhada com anel.....	34
Figura 12 – Rede Mista	34
Figura 13 – Esquema de uma ligação predial.....	35
Figura 14 – Etapas do Projeto.....	36
Figura 15 – Mapa de localização do município de Tomé-Açu.	55
Figura 16 – Mapa de localização do núcleo residencial em Tomé-Açu - PA.....	56
Figura 17 – Urbanização da área 1	58
Figura 18 - Urbanização da área 2.....	59
Figura 19 - Barrilete dos Poços 01 e 02.....	65
Figura 20 - Barrilete do Poço 03.	65
Figura 21 - Croqui (1) esquemático do traçado dos anéis da rede primária de distribuição.	70
Figura 22 - Croqui (2) esquemático do traçado dos anéis da rede primária de distribuição.	71
Figura 23 - Croqui (1) esquemático da distribuição das vazões no trecho.....	74
Figura 24 - Croqui (2) esquemático da distribuição das vazões no trecho.....	75

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Normas da ABNT utilizadas em projetos de SAA.....	17
Quadro 2 - Definições de soluções alternativas de abastecimento de água	18
Quadro 3 - Formas de captação.	20
Quadro 4 - Classificação das Adutoras.....	21
Quadro 5 - Classificação dos reservatórios quanto a localização no sistema.....	30
Quadro 6 - Classificação dos reservatórios quanto a localização no terreno	30
Quadro 7 - Nomenclaturas dos componentes das redes de distribuição de água	32
Quadro 8 - Tipos de redes de distribuição de água.....	32
Quadro 9 - Valores corrigidos das vazões e diâmetros nos trechos do projeto 1.	76
Quadro 10 - Valores corrigidos das vazões e diâmetros nos trechos do projeto 2.	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Consumo médio per capita para populações dotadas de ligações domiciliares.	38
Tabela 2 – Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Williams	41
Tabela 3 – Perdas localizadas expressas em diâmetros de canalização retilínea (comprimentos equivalentes).....	42
Tabela 4 - Parâmetros adotados para o dimensionamento do filtro rápido de camada simples de areia.....	46
Tabela 5 – Velocidades máximas usuais em função do diâmetro.	52
Tabela 6 - Limites práticos de velocidade e de vazão para tubulações de rede de distribuição.	54
Tabela 7 - Parâmetros de projeto adotados para o dimensionamento hidráulico.....	59
Tabela 8 - Resultados das vazões calculadas para o projeto 1.....	60
Tabela 9 - Resultados das vazões calculadas para o projeto 2.....	60
Tabela 10 - Resultado dos volumes calculados para o projeto 1.	60
Tabela 11 - Resultado dos volumes calculados para o projeto 2.....	60
Tabela 12 - Vazão dos poços próximos da área de projeto.	61
Tabela 13 – Número de poços em cada área.	61
Tabela 14 - Dados construtivos e técnicos dos poços 1 e 2.	61
Tabela 15 – Cálculos referentes aos poços 1 e 2.....	62
Tabela 16 - Dados construtivos e técnicos do poço 3.	62
Tabela 17 - Cálculos referentes ao poço 3.	62
Tabela 18 - Perdas de carga localizada expressas em diâmetros de canalização do barrilete nos Poços 1 e 2.	63
Tabela 19 - Perdas de carga localizada expressas em diâmetros de canalização na adutora dos poços 1 e 2.....	63
Tabela 20 - Perdas de carga localizada expressas em diâmetros de canalização do barrilete do poço 3.	63
Tabela 21 - Perdas de carga localizada expressas em diâmetros de canalização na adutora do poço 3.....	64
Tabela 22 - Parâmetros de projeto adotados no dimensionamento dos aeradores.....	66
Tabela 23 - Parâmetros utilizados para o dimensionamento do filtro rápido de camada simples de areia.....	67

Tabela 24 - Resultado do dimensionamento referente aos filtros do projeto 1.....	67
Tabela 25 - Resultado do dimensionamento referente aos filtros do projeto 2.....	67
Tabela 26 - Parâmetros adotados para o dimensionamento da vazão de dosadores de produtos líquidos.	68
Tabela 27 - Resultado dos cálculos referentes a etapa de desinfecção da ETA 1.	68
Tabela 28 - Resultado dos cálculos referentes a etapa de desinfecção da ETA 2.	68
Tabela 29 – Área de influência dos nós do projeto 1.....	71
Tabela 30 - Área de influência dos nós do projeto 2.....	72
Tabela 31 - Vazões concentradas nos nós do projeto 1.....	72
Tabela 32 - Vazões concentradas nos nós do projeto 2.....	73
Tabela 33 - Perda de carga por trecho do Projeto 1.	77
Tabela 34 - Perda de carga por trecho do Projeto 2.	78
Tabela 35 - Pressão disponível nos nós do projeto 1.	78
Tabela 36 - Pressão disponível nos nós do projeto 2.	79
Tabela 37 - Vazão específica por metro de canalização.....	80
Tabela 38 - Comprimentos máximos de tubulação secundária.....	80

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
DAE	Departamento de Água e Esgoto
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
ETA	Estação de Tratamento de Água
FAPESPA	Fundação Amazônia de Amparo a Estudos e Pesquisas
FUNASA	Fundação Nacional de Saúde
GM	Gabinete do Ministro
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
MS	Ministério da Saúde
NBR	Norma Brasileira
PVC	Policloreto de Vinila
ReCESA	Rede de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental
SAA	Sistema de Abastecimento de Água
SIAGAS	Sistema de Informação de Águas Subterrâneas
TCC	Trabalho de Conclusão de Curso

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 OBJETIVOS	16
2.1 OBJETIVO GERAL.....	16
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	16
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1 SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	17
3.2 CONCEPÇÃO DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	18
3.3 UNIDADES DE UM SAA.....	19
3.3.1 MANANCIAL	19
3.3.2 CAPTAÇÃO	20
3.3.3 ADUÇÃO	21
3.3.4 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA	22
3.3.5 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA	23
3.3.6 RESERVAÇÃO	29
3.3.7 REDE DE DISTRIBUIÇÃO	30
3.3.8 LIGAÇÕES PREDIAIS	35
4 METODOLOGIA	36
4.1 ETAPA 1: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	36
4.2 ETAPA 2: MEMORIAL DESCRITIVO.....	37
4.2.1 ESTUDO DE CONCEPÇÃO	37
4.3 ETAPA 3: MEMORIAL DE CÁLCULO	37
4.3.1 COLETA DE DADOS E ESTIMATIVA POPULACIONAL	37
4.3.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO	37
4.3.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA ..	44
4.3.4 DIMENSIONAMENTO DA REDE PRIMÁRIA	50
4.3.5 DIMENSIONAMENTO DA REDE SECUNDÁRIA	53
4.4 DESENVOLVIMENTO DE PEÇAS GRÁFICAS.....	54
5 RESULTADOS	55
5.1 MEMORIAL DESCRITIVO.....	55
5.1.1 LOCALIZAÇÃO	55

5.1.2 ACESSO.....	56
5.1.3 CLIMA	56
5.1.4 VEGETAÇÃO	57
5.1.5 TOPOGRAFIA.....	57
5.1.6 GEOLOGIA.....	57
5.1.7 HIDROGRAFIA.....	57
5.1.8 CONDIÇÕES SANITÁRIAS	58
5.2 MEMORIAL DE CÁLCULO	58
5.2.1 COLETA DE DADOS E ESTIMATIVA POPULACIONAL	58
5.2.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO.....	59
5.2.3 DIMENSIONAMENTO DA ETA.....	66
5.2.4 DIMENSIONAMENTO DA REDE PRIMÁRIA.....	68
5.2.5 DIMENSIONAMENTO DA REDE SECUNDÁRIA	79
6 CONCLUSÃO	81
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	82
ANEXO A: CROQUI ESQUEMÁTICO POÇO TUBULAR 01 E 02.	86
ANEXO B: CROQUI ESQUEMÁTICO POÇO TUBULAR 03.	87

1 INTRODUÇÃO

Os recursos hídricos constituem um bem natural, renovável, cujo volume total no globo terrestre é relativamente constante ao longo dos tempos, contudo com uma distribuição variável no tempo e no espaço, entre os diversos compartimentos ambientais (Heller; Pádua, 2010). A água abrange cerca de 3/4 da superfície terrestre; desse total, 97,0% referem-se aos mares e oceanos e 3% às águas doces, sendo que 2,7% estão presentes nas geleiras, vapor de água e aquíferos existentes em grandes profundidades (mais de 1.000 metros). Assim, somente 0,3% do volume total de água do planeta está disponível para o consumo, sendo 0,01% encontrado em fontes de superfície (rios, lagos), e o restante, ou seja, 0,29%, em depósitos subterrâneos (FUNASA, 2019, p. 36).

A necessidade de utilização da água para abastecimento é indissociável da história humana. Essa demanda determinou a própria localização das comunidades, desde que o homem passou a viver de forma sedentária, adotando a agricultura como meio de subsistência e abandonando a vida nômade, mais centrada na caça (Tsutiya, 2006, p. 34).

Com o aumento da população e o avanço industrial, a água passou a ser cada vez mais utilizada, como se fosse um recurso abundante e infinito. O conceito de abundância de água ainda é muito forte, principalmente no Brasil, um dos países que mais dispõem desse recurso, pois cerca de 13% de toda a água doce do planeta encontra-se em território brasileiro. A questão com a água no Brasil diz respeito à sua distribuição (ReCESA, 2008, p. 10).

Segundo Santos, Reis e Mendiondo (2020) o Brasil possui uma disponibilidade significativa de água superficial, mas sua distribuição é desigual entre as regiões. A Bacia Amazônica, por exemplo, ocupa quase metade do território nacional e concentra a maior parte dos recursos hídricos do país, atende a uma demanda relativamente baixa, abrigando uma pequena parcela da população.

As águas subterrâneas representam cerca de 95% daquela disponível para consumo humano, sendo bem mais protegidas da contaminação do que as águas superficiais. Apesar dessa relativa proteção, as águas subterrâneas podem apresentar problemas de qualidade, limitando o seu uso para diversos fins. Dentre estes, um dos mais frequentes consiste na presença de ferro dissolvido em teores elevados (Picanço; Lopes; Souza, 2022).

A concepção de um sistema de abastecimento de água, como qualquer empreendimento, é iniciada pela elaboração de estudos e projetos para a definição das obras a serem

empreendidas. Essas obras deverão ter a sua capacidade determinada para as necessidades iniciais e para o atendimento futuro, prevendo-se a construção por etapas (Netto; Fernández, 2018, p. 408). O sistema de abastecimento de água para consumo humano é um dos componentes do saneamento básico e consiste em um conjunto de infraestruturas, obras civis, materiais e equipamentos, desde a zona de captação até as ligações prediais, destinado à produção e ao fornecimento coletivo de água potável, por meio de rede de distribuição. No geral, é composto das seguintes unidades: captação, adução, tratamento, reservação, rede de distribuição, estações elevatórias e ramal predial (FUNASA, 2019, p. 56).

A água subterrânea para abastecimento público apresenta-se como notável recurso em muitas regiões onde existem condições favoráveis para seu aproveitamento (Tsutiya, 2006, p. 25). A escolha de se abastecer uma comunidade por meio de poço tubular profundo deve ter como pré-requisito um estudo detalhado de natureza hidrogeológica, com abrangências local e regional. Existe sempre o risco de insucesso na perfuração, sendo que o custo para a construção envolve um capital significativo. Entre os fatores que influenciam na decisão deve-se considerar a quantidade e a qualidade da água demandadas (Heller; Pádua, 2010, p. 378).

O tratamento de água consiste em melhorar suas características organolépticas, físicas, químicas e microbiológicas, a fim de que se torne adequada ao consumo humano (FUNASA, 2019, p. 94). O tratamento de água deverá ser adotado e realizado apenas depois de demonstrada sua necessidade e, sempre que a purificação for necessária, compreender somente os processos imprescindíveis à obtenção da qualidade que se deseja, com custo mínimo (Richter; Netto, 1991, p. 6).

Assim, o tratamento da água, em si, não garante a manutenção da condição de potabilidade, uma vez que a qualidade da água pode ser alterada entre o tratamento, a distribuição, a reservação e o consumo. Por esta razão é entendido na legislação brasileira que a obtenção e a manutenção da potabilidade da água dependem de uma visão sistêmica, abrangendo a dinâmica da água desde o manancial até o consumo (Heller; Pádua, 2010, p. 206).

Portanto, a água precisa passar por um processo de tratamento para se tornar benéfica, considerando suas características físicas, químicas e biológicas. Esse tratamento deve seguir os critérios estabelecidos pela Portaria GM/MS nº 888, de 4 de maio de 2021, do Ministério da Saúde, que atualizou e aprimorou os padrões de qualidade da água. A nova portaria substituiu a anterior (Portaria de Consolidação nº 5/2017), ampliando o monitoramento de contaminantes, ajustando limites de segurança e reforçando a responsabilidade dos fornecedores.

Nesse contexto, o trabalho em questão tem como objetivo propor um projeto de um sistema de abastecimento de água para um núcleo residencial, localizado no município de Tomé-Açu. O trabalho abordará o dimensionamento das unidades do sistema, com base na análise da área de estudo, assim como apresentará as peças gráficas das respectivas unidades.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Dimensionar um sistema de abastecimento de água potável para um loteamento localizado no município de Tomé-Açu, no estado do Pará, utilizando o método Hardy Cross para o dimensionamento da rede de distribuição de água.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterização da área de estudo do sistema proposto;
- Dimensionar as unidades do sistema de abastecimento de água proposto para a área residencial;
- Dimensionar a rede principal, projetada no formato anelar, utilizando o método Hardy Cross, a fim de determinar os diâmetros mais econômicos que atendam às condições hidráulicas previstas pela NBR 12.218/2017;
- Desenvolver as peças gráficas das respectivas unidades do sistema de abastecimento de água com auxílio do software AutoCAD 2D 2024.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Os sistemas de abastecimento de água são estruturas de engenharia necessárias para distribuir água potável para as populações a serem atendidas em zonas urbanas e rurais; compostas, pelas unidades de captação, tratamento, estações elevatórias, adutoras, reservatórios, redes de distribuição e as ligações prediais (Gomes, 2021, p. 12). Neste quadro, as instalações para abastecimento de água devem ser capazes de fornecer água com qualidade, com regularidade e de forma acessível para as populações, além de respeitar os interesses dos outros usuários dos mananciais utilizados, pensando na presente e nas futuras gerações (Heller; Pádua, 2010, p. 29). Ainda segundo Heller e Pádua (2010), como consumidor, o abastecimento de água é reconhecido como prioridade pela Lei Federal nº 9.433/1997.

As normas da ABNT que servem de referência para a elaboração de um projeto de abastecimento de água estão apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 – Normas da ABNT utilizadas em projetos de SAA

Norma	Título
NBR 12211/1992	Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água.
NBR 12212/2017	Projeto de poço tubular para captação de água subterrânea – Procedimento.
NBR 12213/1992	Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público.
NBR 12214/2020	Projeto de estação de bombeamento ou elevatória de água – Requisitos.
NBR 12215/2017	Projeto de adutora para abastecimento público.
NBR 12216/1992	Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público.
NBR 12217/1994	Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público.
NBR 12218/2017	Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público - Procedimento.
NBR 17015/2022	Execução de obras lineares para transporte de água bruta e tratada, esgoto sanitário e drenagem urbana, utilizando tubos rígidos, semirrígidos e flexíveis.

Fonte: Autor, 2025.

De acordo com Gomes (2021), a elaboração de um projeto de abastecimento de água requer a obtenção de dados sobre a demanda hídrica, a disponibilidade de recursos na região, as restrições hidráulicas e a configuração do sistema. Além disso, o projeto deve priorizar a eficiência econômica, minimizando custos de investimento e operação, enquanto considera possíveis impactos ambientais.

Com o objetivo de possibilitar o entendimento das diversas formas de SAA, a Portaria nº 2.914/2011 do Ministério da Saúde (MS) diferencia soluções alternativas (individuais e coletivas) de abastecimento de água para consumo humano (Heller; Pádua, 2016).

Conforme a Fundação Nacional de Saúde (2019), o abastecimento individual é mais comum em áreas rurais e periféricas, onde a população é dispersa e a água é destinada a um único domicílio. Enquanto o abastecimento coletivo predomina em áreas urbanas, onde a produção e o consumo ocorrem em locais diferentes, atendendo a uma população mais concentrada.

Quanto à modalidade de funcionamento, o abastecimento de água pode ser classificado em sistema de abastecimento de água e solução alternativa; este último, por sua vez, subdivide-se em solução alternativa individual e coletiva (FUNASA, 2019, p. 56) (Quadro 2).

Quadro 2 – Definições de soluções alternativas de abastecimento de água

Tipo de sistema	Definição
Sistema de abastecimento de água para consumo humano	Instalação composta por um conjunto de obras civis, materiais e equipamentos, desde a zona de captação até as ligações prediais, destinada à produção e ao fornecimento coletivo de água potável, por meio de rede de distribuição.
Solução alternativa coletiva de abastecimento de água para consumo humano	Modalidade de abastecimento coletivo destinada a fornecer água potável, com captação subterrânea ou superficial, com ou sem canalização e sem rede de distribuição.
Solução alternativa individual de abastecimento de água para consumo humano	Modalidade de abastecimento de água para consumo humano que atenda a domicílios residenciais com uma única família, incluindo seus agregados familiares.

Fonte: Ministério da Saúde, 2011 *apud* Moraes, 2018.

Em se tratando de centros urbanizados, a solução mais econômica e definitiva é a implantação de um sistema de abastecimento de água. Sob o ponto de vista sanitário, essa solução coletiva é a mais indicada, por ser mais eficiente no controle dos mananciais e da qualidade da água distribuída à população. Não obstante, as soluções individuais para as áreas periféricas não devem ser desprezadas, principalmente em situações pontuais, enquanto se aguardam soluções definitivas (FUNASA, 2019, p. 59).

3.2 CONCEPÇÃO DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Entende-se por concepção todos os estudos e conclusões referentes ao estabelecimento de todas as etapas necessárias e suficientes para a caracterização completa do sistema que se pretende projetar. A concepção é elaborada na fase inicial do projeto, com estudo de arranjos, sob os pontos de vista qualitativo e quantitativo, das diferentes partes do sistema, organizadas de modo a formarem um todo integrado para a escolha da concepção básica (FUNASA, 2019, p. 59).

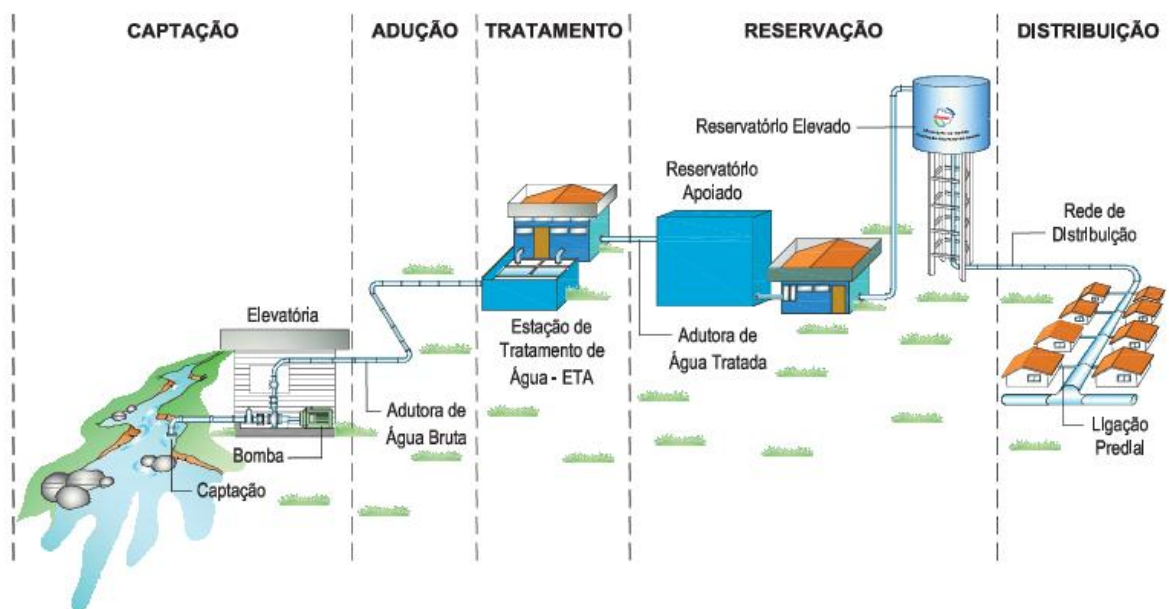
Segundo Tsutiya (2006), de modo geral a configuração dos sistemas de abastecimento de água varia conforme o tipo de manancial disponível, as características topográficas da região e o número de habitantes que serão atendidos.

De acordo com Heller e Pádua (2010), cada localidade possui características únicas que influenciam a solução para o abastecimento de água, mesmo em municípios de pequeno porte. Dessa forma, não é viável estabelecer um modelo padronizado para sistemas completos, embora seja possível padronizar unidades específicas, como captação em poços, estações de tratamento e reservatórios.

3.3 UNIDADES DE UM SAA

Os sistemas de abastecimento de água são formados, de uma maneira geral, das seguintes partes ou unidades: mananciais, estruturas de captação de água com suas estações elevatórias de bombeamento, adutoras, estações de tratamento de água (ETAs), reservatórios, redes de tubulações de distribuição e as ligações prediais (Gomes, 2021, p. 13) (Figura 1).

Figura 1 – Unidades de um sistema de abastecimento de água



Fonte: Adaptado de FUNASA, 2019.

3.3.1 MANANCIAL

Os mananciais que abastecem os sistemas de distribuição de água podem ser de fontes superficiais e subterrâneas. Os mananciais superficiais são os rios, barragens e lagos; os subterrâneos são os diversos tipos de aquíferos existentes, cuja água pode ser captada por meio de poços (Gomes, 2021, p. 13).

Conforme Tsutiya (2006), os mananciais são fontes essenciais de abastecimento de água, podendo ser superficiais, como rios e lagos, ou reservas, armazenadas em formações geológicas. Para garantir seu uso sustentável, a qualidade dessas águas deve atender a critérios físicos, químicos, biológicos e bacteriológicos. A água superficial tem um fluxo mais rápido pelos cursos d'água, que a subterrânea movendo-se lentamente através de fissuras e poros das rochas, sendo um recurso limitado e de grande importância econômica.

Um dos primeiros elementos a ser analisado é a disponibilidade hídrica dos mananciais, em termos de quantidade e qualidade, associando-se à distância do manancial à zona urbana consumidora da água, assim como à cota altimétrica do nível da fonte d'água a ser captada. Essa cota altimétrica se constitui na cota piezométrica, ou carga hidráulica, em relação aos níveis topográficos das áreas a serem abastecidas (Gomes, 2021, p. 13).

3.3.2 CAPTAÇÃO

As obras de captação são estruturas e dispositivos de engenharia, que permitem a captação da água dos mananciais e suas estruturas dependem dos tipos de mananciais em estudo (Gomes, 2021). Assim, a captação pode ser compreendida em dois modelos: superficial e subterrâneo.

De acordo com o tipo do manancial a ser aproveitado, podem ser utilizadas as seguintes formas de captação (FUNASA, 2019) (Quadro 3). A Figura 2 demonstra quatro tipos de estruturas distintas de captação de água bruta.

Quadro 3 – Formas de captação.

Fonte da água	Exemplo de formas de captação
Água de chuva	Superfície de coleta (cobertura)
Nascente de encosta	Caixa de tomada
Fundo de vales	Galeria filtrante
Lençol freático	Poço escavado
Lençol subterrâneo	Poço tubular profundo
Rios, lagos e açudes	Tomada direta (fixa ou móvel)

Fonte: Adaptado de FUNASA, 2019

Figura 2 - Vista de várias estruturas de captação de água bruta



Fonte: Gomes, 2021.

3.3.3 ADUÇÃO

A adução tem a função de transportar a água entre diferentes unidades do sistema de abastecimento, podendo conduzir tanto água bruta quanto tratada. Esse transporte pode ocorrer de diferentes formas, dependendo das características hidráulicas, como em conduto livre, conduto forçado por gravidade ou por recalque (Heller; Pádua, 2010). Adutora consiste em um conjunto de tubulações, peças especiais e obras de arte, destinado a conduzir a água entre as unidades que antecedem a rede de distribuição. Pode ser disposta entre: a captação e a Estação de Tratamento de Água (ETA); a captação e o reservatório de distribuição; a captação e a rede de distribuição; a ETA e o reservatório de distribuição; e a ETA e a rede de distribuição (FUNASA, 2019, p. 90).

De acordo com a Funasa (2019), as adutoras podem ser classificadas de acordo com a energia utilizada para o escoamento da água e com o modo de escoamento (Quadro 4).

Quadro 4 - Classificação das Adutoras

CALSSIFICAÇÃO	TIPO	DESCRIÇÃO
De acordo com a energia utilizada para o escoamento da água	Adutora por gravidade	Quando aproveita o desnível existente entre o ponto inicial e o final da adução
	Adutora por Recalque	Quando utiliza um meio elevatório qualquer (conjunto motobomba e acessórios).

Quadro 4 - Classificação das Adutoras

CALSSIFICAÇÃO	TIPO	DESCRIÇÃO
De acordo com a energia utilizada para o escoamento da água	Mista	Quando utiliza parte por recalque, e parte por gravidade.
De acordo com o modo de escoamento.	Adutora em Conduto Livre	Mantém a superfície sob o efeito da pressão atmosférica. Os condutos podem ser abertos (canal) ou fechados. A água ocupa apenas parte da seção de escoamento, não funcionam a seção plena (totalmente cheios).
	Adutora em Conduto Forçado	A água ocupa a seção de escoamento por inteiro, mantendo a pressão interna superior à pressão atmosférica. Permite à água movimentar-se, quer em sentido descendente por gravidade, quer em sentido ascende por recalque, graças à existência de uma carga hidráulica.

Fonte: Funasa, 2019.

3.3.4 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

As elevatórias de sistemas de abastecimento de água, quando destinadas a conduzir águas não tratadas, denominam-se elevatórias de água bruta. Caso contrário, são denominadas de elevatórias de água tratada e normalmente são instaladas após as estações de tratamento de água para o bombeamento até os reservatórios. Podem também estar entre reservatórios, ou ainda, em algum trecho da rede de distribuição de água, e neste caso são mais conhecidas por boosters (Heller; Pádua, 2010, p. 206). Os sistemas que funcionam por gravidade, com desníveis topográficos suficientes entre os mananciais e os pontos de consumo, possuem a vantagem de não necessitarem do uso de energia para o transporte e a pressurização da água. Caso contrário, a água é conduzida pressurizada mediante estação elevatória, também conhecida como de recalque ou de bombeamento (Gomes, 2021, p. 17) (Figura 3).

Figura 3 - Estações elevatórias de bombeamento e linhas adutoras



Fonte: Gomes, 2021.

Os componentes essenciais de uma estação elevatória de água incluem estruturas civis, como o poço de sucção e a casa de bomba, além de equipamentos eletromecânicos, como motores, bombas e quadros elétricos. Também fazem parte desse sistema as tubulações de sucção e recalque, bem como acessórios, conexões do edutor e do barrilete (FUNASA, 2019).

3.3.5 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

O tratamento de água tem como objetivo aprimorar suas características sensoriais, físicas, químicas e microbiológicas, tornando-a segura para o consumo humano. Embora seja tecnicamente possível potabilizar qualquer tipo de água, fatores como custos, operação e manutenção podem limitar a previsão de determinadas fontes para o abastecimento (FUNASA, 2019).

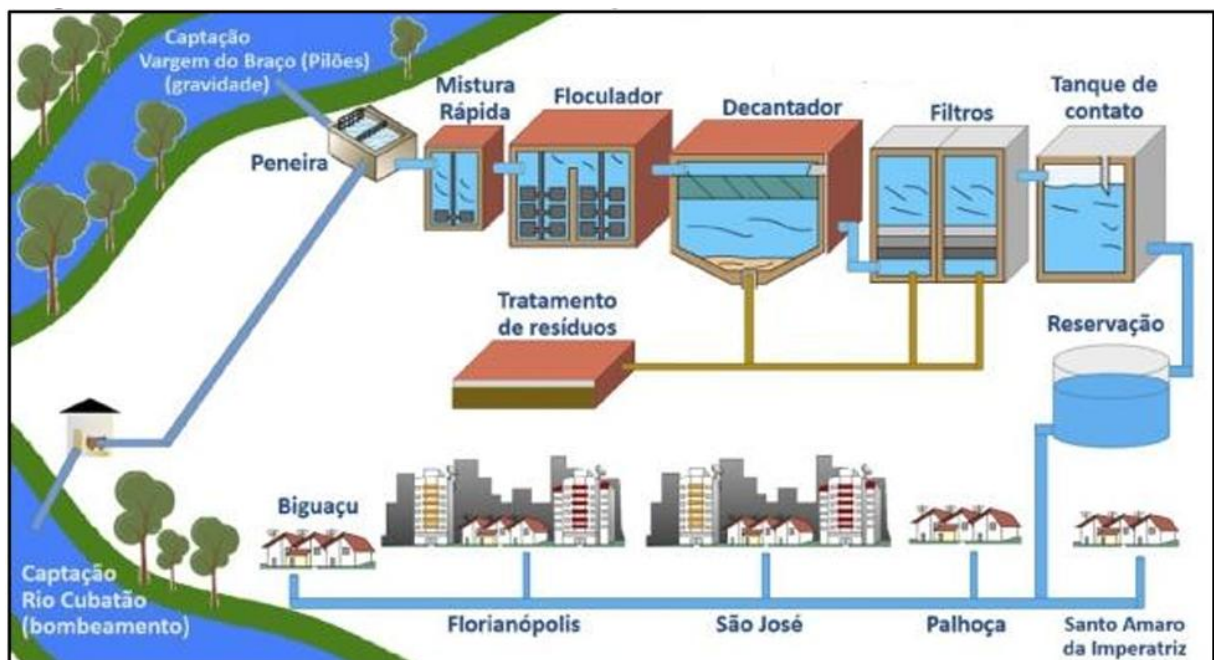
Mediante o tratamento, procede-se a eliminação de impurezas e/ou a redução de algumas substâncias ou propriedades que tornam a água inadequada para o uso humano, tais como: bactérias patogênicas, turbidez, cor, odor, sabor, dureza, corrosividade, ferro, manganês e sais minerais (Gomes, 2021, p. 16).

Os autores Richter e Netto (1991), afirmam que o tratamento da água deve ser realizado somente quando comprovada sua necessidade, garantindo que a purificação envolva apenas os processos essenciais para alcançar a qualidade desejada, de forma eficiente e com o menor custo possível.

O método de tratamento é utilizado para garantir que a água cumpra os padrões de potabilidade estabelecidos pela legislação vigente depende da qualidade físico-química e microbiológica da água proveniente do manancial (FUNASA, 2019). Dessa forma, o tratamento da água deve seguir os padrões de qualidade estabelecidos pela Portaria GM/MS nº 888, de 4 de maio de 2021, do Ministério da Saúde, que define os procedimentos de controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano, além de estabelecer os critérios para seu padrão de potabilidade.

De acordo com a FUNASA (2019), o tratamento convencional é composto pelas seguintes etapas: mistura rápida/coagulação, mistura lenta/floculação, decantação, filtração, desinfecção, correção de pH e fluoretação (Figura 4).

Figura 4 - Estação de Tratamento de Água Convencional



Fonte: Santur, 2015 *apud* Morais, 2018.

Segundo Di Bernardo (2003), as tecnologias de tratamento de águas para abastecimento são classificadas como convencionais, que incluem todas as etapas tradicionais do processo (coagulação, floculação, decantação e filtração), e não convencionais, incluindo a filtração direta ascendente e descendente, a dupla filtração e filtração lenta.

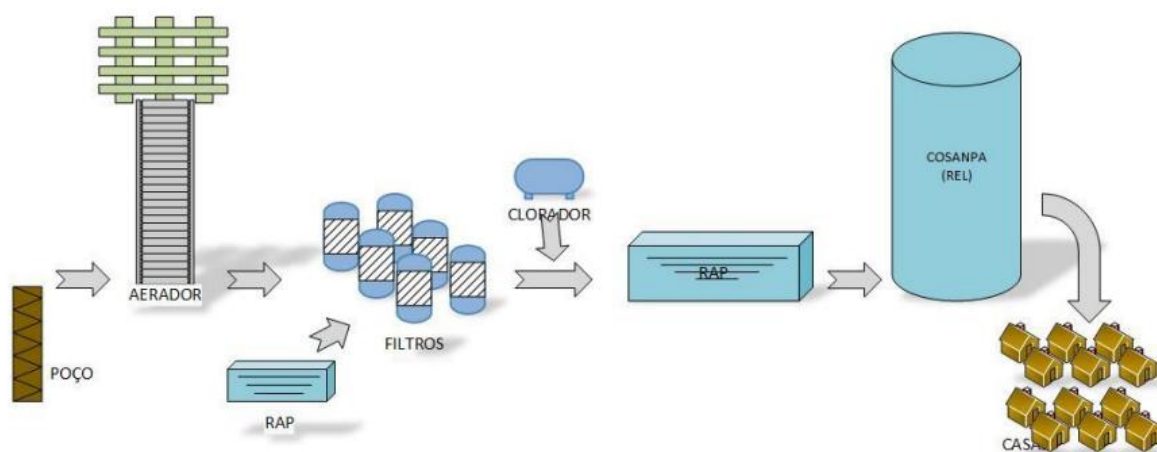
A água retirada de poços, fontes ou regiões profundas de grandes represas pode ter ferro e outros elementos dissolvidos, ou ainda ter perdido o oxigênio em contato com as camadas que atravessou, e, em consequência, seu gosto é desagradável. Torna-se necessário, portanto, arejá-la para que melhore sua qualidade (FUNASA, 2019, p. 104).

Concentrações excessivas de ferro podem produzir efeitos prejudiciais como, por exemplo, problemas de sabor e odor, manchas em roupas, manchas em instalações sanitárias, depósitos em canalizações, causando obstruções e redução de vazão, incrustações em caldeiras e em sistemas de refrigeração e, além desses, a proliferação das “ferrobactérias” (Lima; Girard, 2012, p. 6).

A oxidação, seja por processos químicos ou por aeração, pode ser empregada para diminuir a presença de contaminantes orgânicos e inorgânicos que não são eliminados de forma eficaz nas etapas convencionais das Estações de Tratamento de Água (ETAs) (Heller; Pádua, 2010).

Este estudo tratará da tecnologia simplificada para o tratamento de água, apresentado as etapas que fazem parte de uma ETA de Desferrização, como a aeração, filtração e desinfecção (Figura, 5).

Figura 5 - Fluxograma das unidades do SAA



Fonte: SEMEIA, 2017.

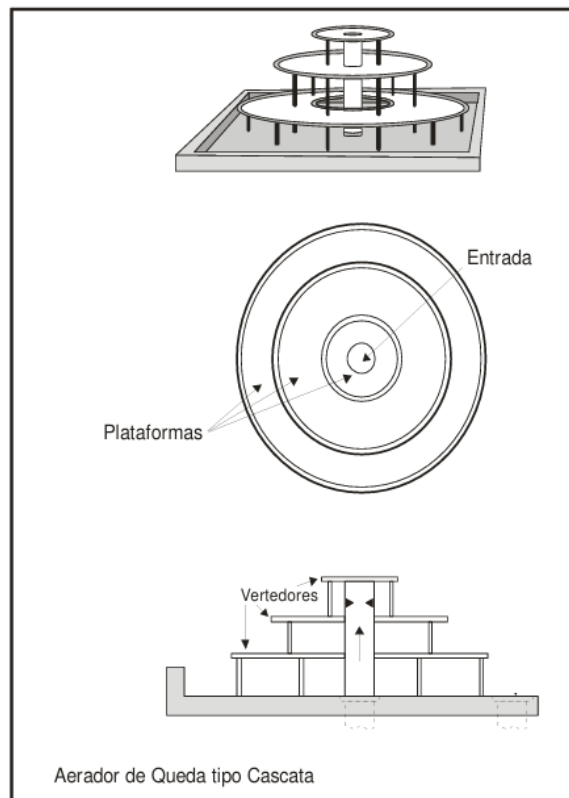
- AERAÇÃO

A aeração ou arejamento consiste no processo pelo qual uma fase gasosa — normalmente o ar — e a água são colocadas em contato estreito com a finalidade de transferência de matéria voláteis da água para o ar e emissão solúvel do ar para a água, de forma a obter-se o equilíbrio entre os teores das mesmas (Richter; Netto, 1991). De acordo com a

ABNT (1992), a aplicabilidade dos diferentes tipos de aeradores e suas taxas de aplicação devem ser determinadas preferencialmente por meio de ensaios. Os dispositivos de aeração citados na ABNT (1992) são: plano inclinado, bandejas perfuradas sobrepostas, cascatas, escadas, ar comprimido, tanques com aeradores mecânicos e torre de aeração, dentre outros (Heller; Pádua, 2010, p. 535).

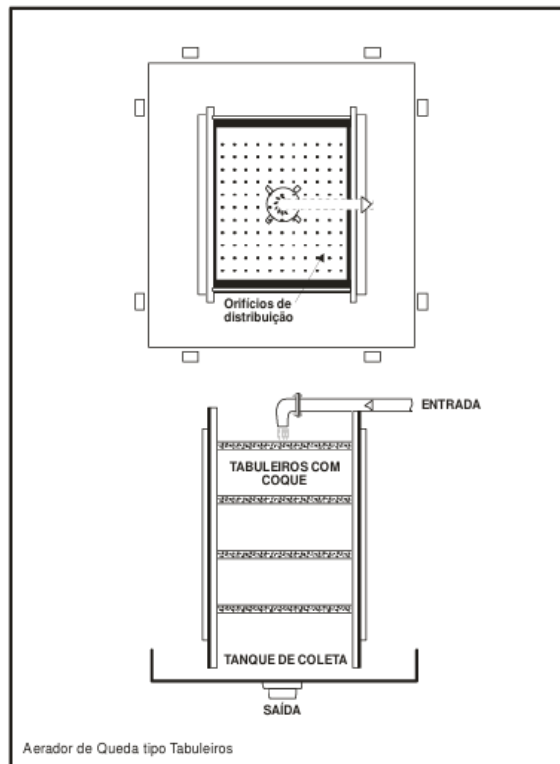
A aeração pode ser realizada ao fazer cair água sobre bandejas ou tabuleiros contendo cascalho ou pedra britada. Nesse processo, a água é liberada de uma fonte no topo do conjunto de bandejas e desce gradualmente até ser coletada na base (Figura 6). Outra forma de obtenção da aeração é por meio de cascatas, onde a água desce sucessivamente por diferentes degraus (Figura 7). (FUNASA, 2019).

Figura 6 – Aerador de queda tipo cascata



Fonte: Souza, 2007.

Figura 7 - Aerador de queda tipo tabuleiro



Fonte: Souza, 2007.

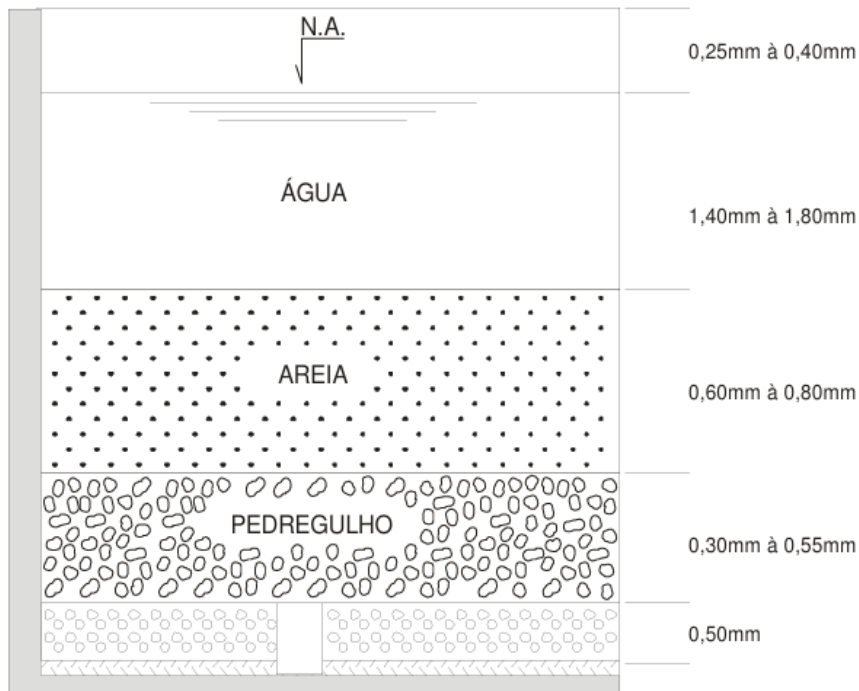
- FILTRAÇÃO

De acordo com Richter e Netto (1991), a filtração é um método de separação entre sólidos e líquidos que pode envolver processos físicos, químicos e até biológicos. Sua principal função é remover impurezas da água ao passar por um meio poroso. Além disso, a velocidade de passagem da água define o tipo de filtro utilizado: quando lento, trata-se de um filtro lento; quando rápido, trata-se de um filtro rápido. Nas ETAs, a filtração rápida em meio granular é o resultado da ação de três mecanismos: transporte, aderência e desprendimento (Heller; Pádua, 2010, p. 550).

Conforme a ABNT NBR 12216/1992, os filtros podem ser de camada filtrante simples ou dupla, de fluxo ascendente ou descendente, sendo os de fluxo ascendente sempre de camada simples.

Nos filtros rápidos de fluxo descendente, a água é introduzida na parte superior do filtro; percola através do leito filtrante e, logo após, atravessa a camada suporte; para então ser encaminhada ao fundo falso e finalmente chegar, ao duto ou reservatório de água filtrada (Pedrosa, 2021, p. 27). Assim, este trabalho tratará somente do Filtro Rápido Descendente (Figura 8).

Figura 8 – Esquema de filtro de areia



Fonte: Souza, 2007.

Para lavar um filtro, fecha-se a comporta ou registro de entrada de água, pro cedendo-se à lavagem do filtro pela introdução de água (e ar, quando for o caso) no sentido ascensional, com velocidade tal que promova a expansão do meio filtrante e que resulte em forças de cisalhamento que superem as forças de adesão que mantêm as partículas aderidas aos grãos do meio filtrante (Heller; Pádua, 2010).

- DESINFECÇÃO

A desinfecção constitui-se na etapa do tratamento da água cuja função precípua consiste na inativação dos micro-organismos patogênicos, realizada por intermédio de agentes físicos e/ou químicos. Ainda que nas demais etapas do tratamento haja redução do número de micro-organismos presentes na água, a desinfecção é operação unitária obrigatória (FUNASA, 2019, p. 107).

A desinfecção não destrói todas as formas vivas, o que se objetiva é a eliminação dos organismos patogênicos. A destruição completa das formas vivas é denominada esterilização. Dentre os agentes químicos utilizados na desinfecção, em geral, têm-se de água os oxidantes cloro, bromo, iodo, ozônio, permanganato de potássio e peróxido de hidrogênio e os íons metálicos, prata e cobre, enquanto que dentre os agentes físicos destacam-se o calor e a radiação ultravioleta (Heller; Pádua, 2010, p. 555). O cloro é o produto mais utilizado para a desinfecção da água em sistemas de abastecimento. A escolha da forma de sua aplicação envolve critérios

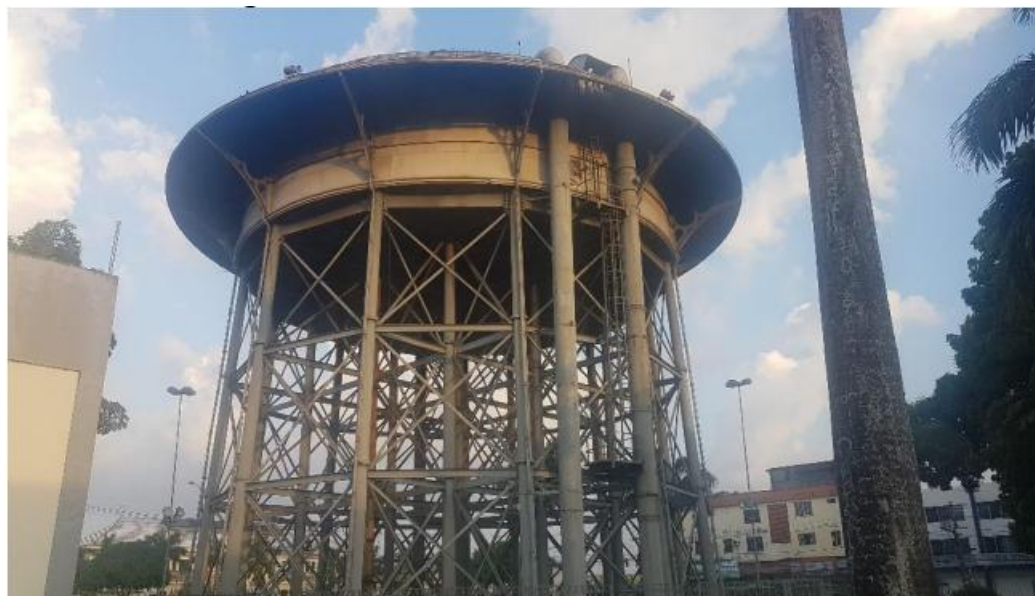
técnicos e econômicos. Pode ser aplicado sob as formas sólida, líquida e gasosa (FUNASA, 2019).

O dosador de hipoclorito mais utilizado é a bomba de diafragma. A solução de hipoclorito é preparada na concentração de 1 a 2,5%, em tanques colocados próximos aos dosadores e carregados periodicamente (Richter; Netto, 1991).

3.3.6 RESERVAÇÃO

Os reservatórios são unidades hidráulicas de acumulação e passagem de água, situadas em pontos estratégicos do sistema (Morais, 2018, p. 26). Conforme Gomes (2021), os reservatórios possuem as seguintes finalidades: regularizar as diferenças entre o abastecimento e o consumo máximo diário (reserva de equilíbrio), promover condições de abastecimento contínuo durante períodos curtos de paralisação do abastecimento (reserva de emergência), armazenar água para combater incêndio e condicionar as pressões disponíveis nas redes de distribuição (Figura 9).

Figura 9 - Reservatório Elevado do São Brás



Fonte: Plano Municipal de Saneamento Básico de Belém-PA, 2020.

Os reservatórios são sempre um ponto de atenção no sistema de distribuição de água. Para evitar sua contaminação, é necessário que sejam protegidos com estrutura adequada, tubo de ventilação, impermeabilização, cobertura, sistema de drenagem, abertura para limpeza, registro de descarga, extravasor e indicador de nível. Sua limpeza e desinfecção devem ser realizadas rotineiramente (FUNASA, 2019, p. 115).

Os autores Heller e Pádua (2010), afirmam que os reservatórios podem ser classificados quanto às localizações no sistema de abastecimento e no terreno, quanto à forma e o material de construção da unidade.

Quanto a localização no sistema, o autor Tsutiya (2006) classifica os reservatórios em Reservatório de Montante, Reservatório de Jusante e Reservatório de Posição Intermediária (Quadro 5).

Quadro 5 – Classificação dos reservatórios quanto a localização no sistema

Classificação	Tipo	Descrição
Posição no Sistema	Reservatório de Montante	Localiza-se a montante da rede de distribuição, sendo o reservatório que sempre fornece água à rede de distribuição
	Reservatório de Jusante	Localiza-se a jusante da rede de distribuição de água. Recebe água durante as horas de menor consumo e auxilia o abastecimento nas horas de maior consumo, também possibilita uma menor oscilação da pressão nas zonas a jusante da rede.
	Reservatório de Posição Intermediária	Localiza-se intercalado no sistema de adução e tem a função de servir de volante de regularização das transições entre bombeamento e/ou adução por gravidade.

Fonte: Adaptado de Tsutiya, 2006.

Em relação a posição no terreno, Heller e Pádua (2010) classificam os Reservatórios em: Reservatórios Elevados, Reservatórios Enterrados, Reservatórios Semienterrados e Reservatórios Apoiados (Quadro 6).

Quadro 6 - Classificação dos reservatórios quanto a localização no terreno

Classificação	Tipo	Descrição
Posição no Terreno	Reservatório Elevado	Apresenta fundo em cota superior à do terreno, usualmente de menores dimensões, e objetiva primordialmente condicionar as pressões dinâmicas nas áreas de maior cota topográfica.
	Reservatório Enterrado	Situa-se construído abaixo da cota do terreno e, salvo em cidades montanhosas, estão associados a unidades elevadas respondendo pela maior parte do volume de reservação do sistema.
	Reservatório Semienterrado	Apresenta pelo menos um terço de sua altura abaixo da cota do terreno.
	Reservatório Apoiado	Apresenta menos de um terço da altura está abaixo do nível do solo.

Fonte: Adaptado de Heller e Pádua, 2010.

3.3.7 REDE DE DISTRIBUIÇÃO

É a unidade do sistema que conduz a água aos pontos de consumo (residências, indústrias etc.) de forma adequada, nas quantidades desejadas, sob as pressões estabelecidas e

preservando a qualidade do líquido (Netto; Fernández, 2018, p. 434). É o conjunto de tubulações, conexões, registros e peças especiais do sistema de abastecimento de água, destinados a distribuir a água de forma contínua e como pressão adequada aos consumidores. Quanto ao tipo, as redes são classificadas em ramificadas e malhadas (FUNASA, 2019).

O desenvolvimento de projetos de redes de distribuição de água para abastecimento deve preceder de uma análise técnica, a norma ABNT NBR 12.218/2017 recomenda os elementos que devem ser considerados:

- a) Dados do sistema de água existente;
- b) Estudos, planejamentos e projetos existentes correlacionados;
- c) Estudo de concepção do sistema de abastecimento, elaborado conforme a ABNT NBR 12211;
- d) Planos diretores do sistema de abastecimento de água
demais planos diretores;
- e) Plano de urbanização e legislação relativa ao uso e ocupação do solo;
- f) Plano de saneamento básico;
- g) Levantamento planialtimétrico da área do projeto com detalhes de arruamento, tipo de pavimento, obras especiais, indicação das interferências;
- h) Programa de controle e redução de perdas;
- i) Condições mínimas de segurança e medicina do trabalho conforme legislação vigente;
- j) Legislações pertinentes vigentes;
- k) Critérios, procedimentos e diretrizes da operadora do sistema de abastecimento de água.

A rede de distribuição é, em geral, o componente de maior custo do sistema de abastecimento de água, compreendendo, cerca de 50 a 75% do custo total de todas as obras do abastecimento (Tisutiya, 2006, p. 389).

O grau de detalhamento desses estudos e levantamentos prévios depende do porte da comunidade envolvida. Para pequenas comunidades, pode ser bastante simplificado, principalmente no que se refere a levantamentos planialtimétricos, cadastro da rede existente e detalhes de arruamentos, dos tipos de pavimento, de obras especiais e de interferências, desde que não haja a omissão de dados e informações cuja ausência possa comprometer a qualidade do projeto, inclusive no que se refere às especificações e ao orçamento das obras a executar (Heller; Pádua, 2010, p. 616).

Outro ponto relevante relacionado às redes de distribuição de água é a questão das nomenclaturas específicas padronizadas, que uniformizam e ordenam os componentes que serão utilizados para as metodologias de dimensionamento (Morais, 2018, p. 28) (Quadro 7).

Quadro 7 - Nomenclaturas dos componentes das redes de distribuição de água

NOMENCLATURA	DESCRIÇÃO
Trecho	Compreende cada um dos percursos da rede de distribuição, onde a vazão permanece constante.
Nó	Ponto de conexão entre dois trechos. Nos nós se produzem modificações na vazão circulante.
Nó de derivação	Nó que conecta três ou mais trechos
Ramal	Conjunto de trechos conectados em série sem nenhum nó de derivação
Artérias	Percursos principais da rede de distribuição, formados por ramais agrupados em série.
Traçado da rede	Configuração da distribuição das tubulações, com a definição da situação topográfica de todos os componentes da rede.
Alimentação ou cabeceira da rede	Origem da rede de distribuição. Normalmente coincide o ponto inicial do sistema de transporte, onde se localiza o reservatório de distribuição ou bombeamento direto. Algumas redes são alimentadas diretamente por mais de um reservatório.

Fonte: Adaptado de Gomes, 2004 *apud* Moraes, 2018.

Ademais, de acordo com Tisutiya (2006), são dois tipos de canalizações que constituem os condutos das redes de distribuição de água (Quadro 8).

Quadro 8 – Tipos de redes de distribuição de água

Tipos de canalizações	Descrição
Tubulação Principal	Também denominada de conduto tronco ou canalização mestra são tubulações de maior diâmetro que tem por finalidade abastecer as canalizações secundárias.
Tubulação Secundária	São condutos de menor diâmetro e tem a função de abastecer diretamente os pontos de consumo do SAA.

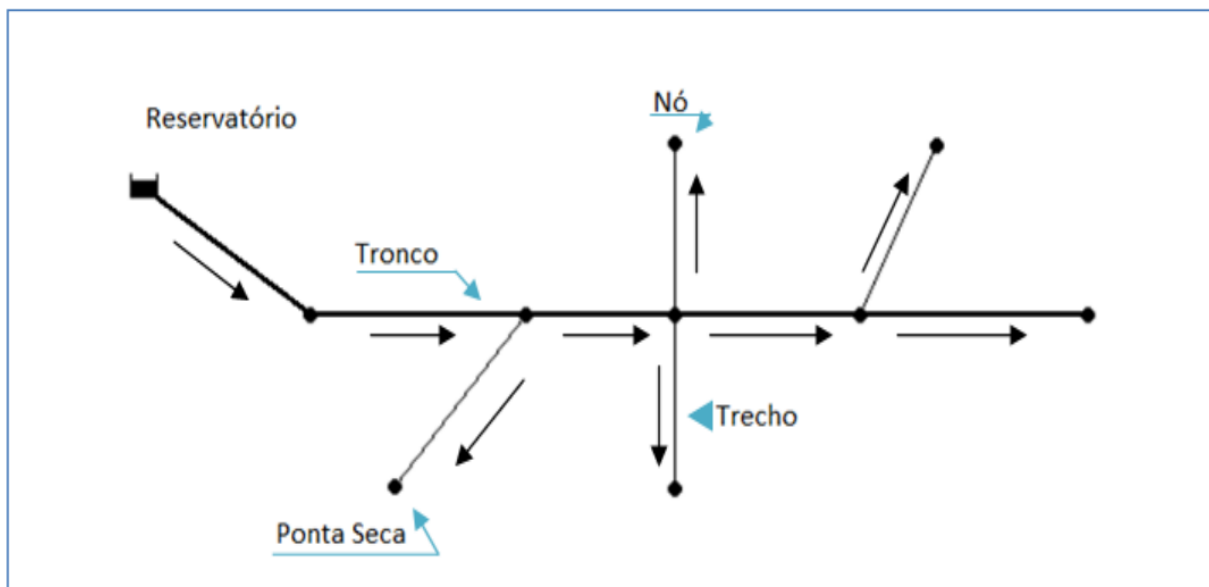
Fonte: Adaptado de Tisutiya, 2006.

Os traçados das redes de distribuição são, basicamente, de dois tipos: malhado e ramificado, segundo suas tubulações sejam dispostas em forma de malhas e de ramos, respectivamente. O traçado misto corresponde a uma combinação dos dois tipos, sendo uma parte em forma de malha, e outra do tipo ramificada ou aberta, normalmente posicionada nas periferias ou áreas de expansão de alguns setores do sistema de abastecimento (Gomes, 2021, p. 16). Dessa forma, a definição do tipo de rede mais adequada está diretamente relacionada a três fatores principais: as condições físicas e topográficas do terreno, o *layout* da malha viária e o padrão de ocupação urbana da localidade (FUNASA, 2019).

a) Ramificadas

A rede é classificada como ramificada quando o abastecimento se faz a partir de uma tubulação tronco, alimentada por um reservatório ou através de uma estação elevatória, e a distribuição da água é feita diretamente para os condutos secundários, sendo conhecido o sentido da vazão em qualquer trecho (Tisutiya, 2006, p. 390). Este arranjo apresenta como principal vantagem econômica custos de implantação significativamente inferiores aos de sistemas malhados com porte equivalente (Gomes, 2021) (Figura 10).

Figura 10 – Rede ramificada



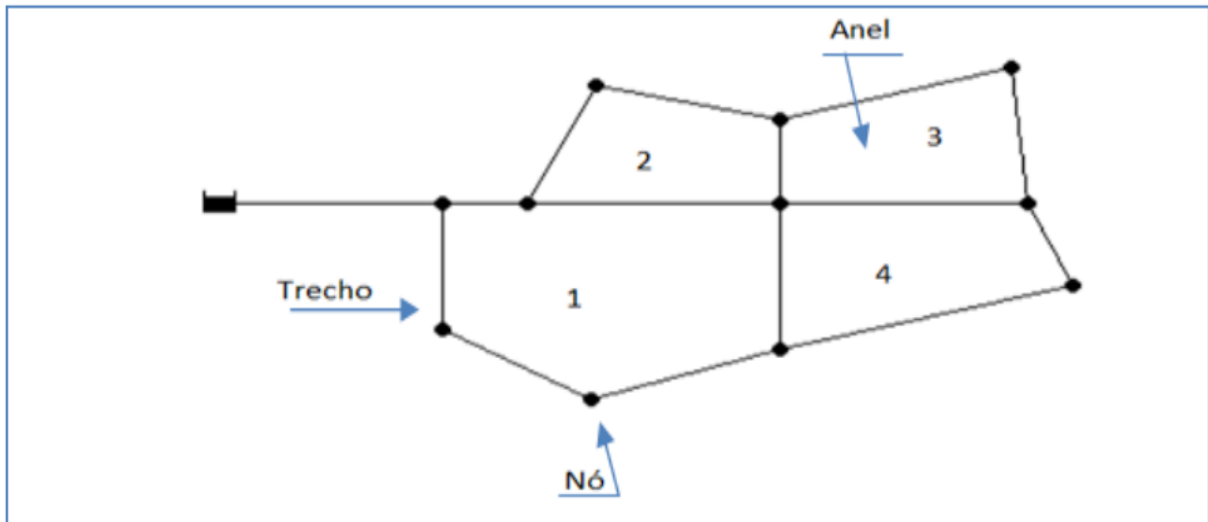
Fonte: Araújo, 2017.

Gomes (2021) ressalta que as redes ramificadas, embora mais econômicas na instalação do que as malhadas, apresentam desvantagens significativas na manutenção devido à interrupção obrigatória do fluxo em trechos subsequentes. Essa característica limita sua aplicação a contextos onde paralisações são aceitáveis, como em sistemas de irrigação ou abastecimento de pequenas localidades.

b) Malhadas

As redes malhadas são constituídas por tubulações principais que formam anéis ou blocos, de modo que, pode-se abastecer qualquer ponto do sistema por mais de um caminho, permitindo uma maior flexibilidade em satisfazer a demanda e manutenção da rede, com o mínimo de interrupção no fornecimento de água (Tisutiya, 2006, p. 391). Por essa razão o dimensionamento de uma rede malhada é mais complexo, quando comparado com o cálculo de uma rede ramificada (Gomes, 2021, p. 21). As redes em anéis permitem a alimentação de um mesmo ponto por diversas vias, reduzindo as perdas de carga (FUNASA, 2019) (Figura 11).

Figura 11 – Rede malhada com anel



Fonte: Araújo, 2017.

De acordo com Tisutiya (2006), as redes malhadas, amplamente utilizadas em centros urbanos, demonstram eficiência operacional quando implementadas com base em estudos criteriosos do comportamento hidráulico e dos padrões de circulação de água no sistema.

Silva (2016), afirma que as redes malhadas sofrem poucas alterações no nível de pressão, no caso de eventuais flutuações do consumo. Também são mais apropriadas para a realização de manutenção, tendo em vista que o abastecimento a jusante do trecho que receberá o reparo não é afetado, devido ao isolamento da zona através de válvulas. Contudo, os custos de implantação são maiores, em virtude do maior número de órgãos e componentes requeridos.

c) Mista

Consiste na associação de redes ramificadas com as redes malhadas (Tisutiya, 2006, p. 394).

Figura 12 – Rede Mista



Fonte: Tisutiya, 2006.

A NBR 12218/2017 fornece orientações técnicas para o projeto de redes de distribuição, enfatizando a importância de um traçado adequado dos condutos para garantir eficiência hidráulica, qualidade da água, operação otimizada e redução de custos em todas as fases do sistema:

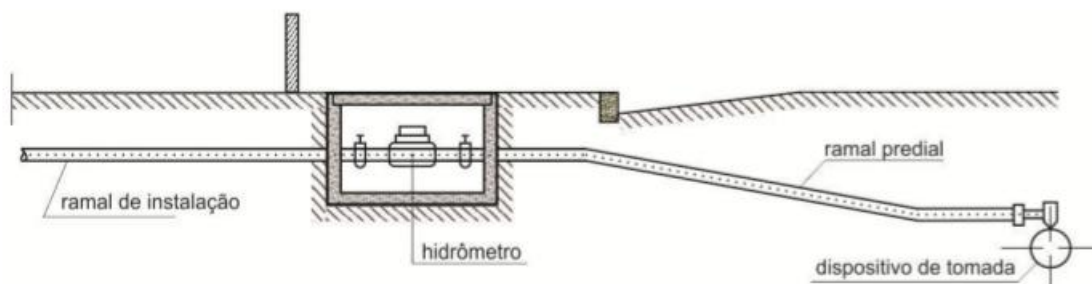
- a) Em áreas urbanas, as tubulações devem ser localizadas preferencialmente em áreas ou vias públicas, em passeios, formando circuitos fechados, evitando pontas de rede e água estagnada;
- b) Ao longo das tubulações principais, independentemente dos seus diâmetros, devem ser previstas tubulações secundárias de distribuição para atender as ligações prediais no trecho. Exceção pode ser aceita, desde que técnica e economicamente justificada;
- c) Na concepção do traçado da rede devem ser respeitadas as características técnicas dos materiais aplicados, para evitar esforços e assegurar a estanqueidade;
- d) A rede pode ser dupla nos seguintes casos: 1. Quando o estudo técnico, considerando aspectos da operação, manutenção e econômicos, demonstrar que esta seja a solução mais indicada; 2. Quando as características geométricas e operacionais das vias exigirem; 3. Quando, nos municípios, houver exigência na legislação e/ou a critério técnico da operadora responsável pelo sistema de abastecimento de água.

Além disso, conforme estabelece a NBR 12218/2017, a pressão estática máxima nas tubulações distribuidoras deve ser de 400 kPa, admitindo-se 500 kPa em áreas de topografia acidentada, enquanto a pressão dinâmica mínima deve ser de 100 kPa em relação ao nível do terreno. A norma recomenda ainda a adoção (quando possível) de pressões estáticas entre 250 kPa e 300 kPa para redução de perdas, e sugere o uso de dispositivos de controle automático quando houver grande variação pressórica entre períodos de consumo.

3.3.8 LIGAÇÕES PREDIAIS

Conforme a Fundação Nacional de Saúde (2019), a conexão entre a rede pública e as instalações domiciliares é estabelecida através de um sistema padronizado composto por: Colar de tomada ou derivação, Ramal predial e Cavalete.

Figura 13 – Esquema de uma ligação predial

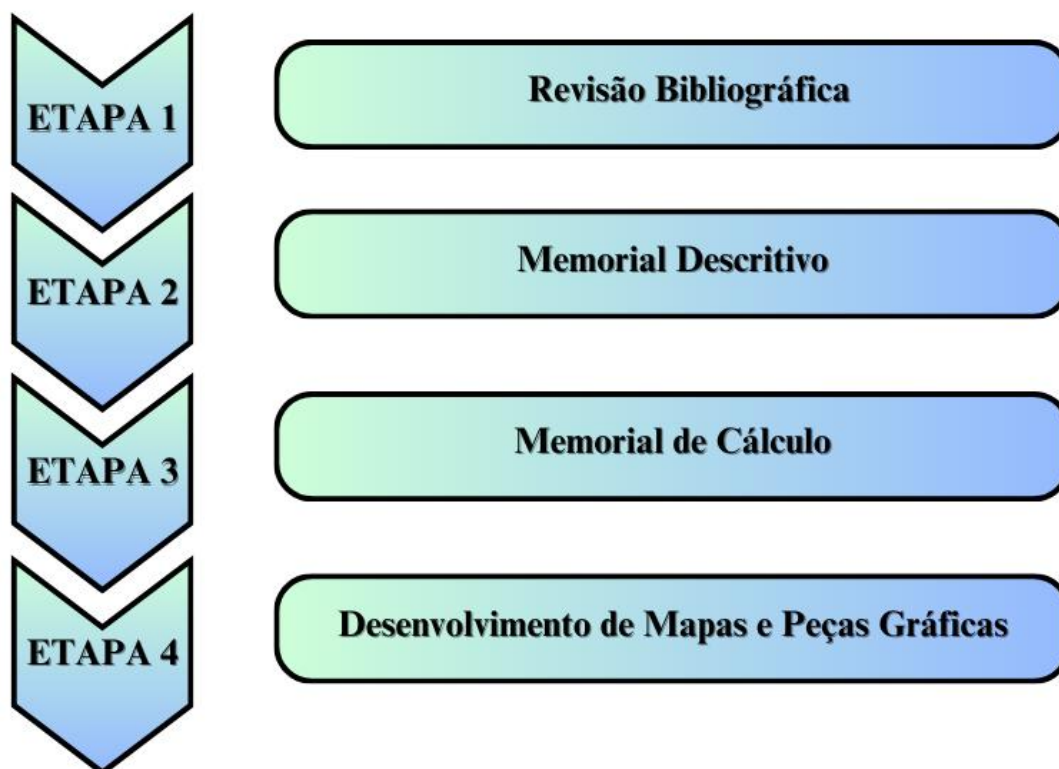


Fonte: Gomes, 2021.

4 METODOLOGIA

Este trabalho desenvolveu uma proposta de dimensionamento de sistema um de abastecimento de água destinado a um loteamento residencial no município de Tomé-Açu-PA. A pesquisa abrangeu desde os componentes de captação até a rede de distribuição final. Dessa forma, para atingir os objetivos deste trabalho, foram realizadas 4 (quatro) etapas.

Figura 14 – Etapas do Projeto



Fonte: Autor, 2025.

4.1 ETAPA 1: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O levantamento bibliográfico deste estudo foi conduzido com o objetivo de fundamentar os métodos, parâmetros, aplicações hidráulicas e a compreensão do funcionamento das unidades integrantes dos sistemas de abastecimento de água. Nesta fase, foi conduzida uma pesquisa em diversas fontes, como livros, artigos científicos, dissertações, monografias, normas técnicas, legislação pertinente, portais especializados, trabalhos de conclusão de curso (TCC), relatórios técnicos, entre outros.

4.2 ETAPA 2: MEMORIAL DESCRITIVO

4.2.1 ESTUDO DE CONCEPÇÃO

Descrição sucinta da área de estudo e do município, abordando quanto a aspectos físicos (clima, relevo, hidrografia, vegetação, topografia), socioeconômicos (perfil urbano e industrial) e condições sanitárias. Para obter informações sobre a descrição da localidade e desenvolver as concepções foram realizados levantamentos com base em dados da Estatística Municipal de Tomé-Açu, (Fundação Amazônia de amparo a estudos e pesquisas, 2023), Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), e informações topográficas obtidas a partir do modelo digital de elevação disponíveis na plataforma Topographic-map.com (TOPOGRAFIC-MAP.COM, 2025).

4.3 ETAPA 3: MEMORIAL DE CÁLCULO

4.3.1 COLETA DE DADOS E ESTIMATIVA POPULACIONAL

A coleta de dados censitários do loteamento considerou o número de unidades residenciais existentes. A estimativa populacional para 20 anos projetou a ocupação total dos lotes, adotou-se uma taxa de ocupação de 5 habitantes por residência.

4.3.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

- VAZÃO PARA DIMENSIONAMENTO

De acordo com Tsutiya (2006), as equações para cálculo das vazões para os diversos componentes do sistema de abastecimento de água, são:

Para o cálculo do **consumo médio diário** utiliza-se a Equação 1:

$$CMD = P \times q_{pc} \quad (1)$$

Para o cálculo da **vazão de produção até a ETA** utiliza-se a Equação 2:

$$Q_{prod} = \left(\frac{P \times q_{pc} \times K_1}{3600 \cdot N} + Q_{esp} \right) \times C_{ETA} \quad (2)$$

Para o cálculo da **vazão da ETA até o reservatório** utilizou-se a Equação 3:

$$Q_{ETA} = \frac{P \times q_{pc} \times K_1}{3600 \times N} + Q_{esp} \quad (3)$$

Para o cálculo da **vazão de distribuição** utiliza-se a Equação 4:

$$Q_{dist} = \frac{P \times q_{pc} \times K_1 \times K_2}{86400} \quad (4)$$

Onde:

- P = População da área abastecida (habitantes);
- q_{pc} = Consumo per capita de água (l/hab.dia);
- Q_{esp} = Vazão específica, como, grandes consumidores (l/s);
- $CETA$ = Consumo na ETA (%)
- K_1 = Coeficiente do dia de maior consumo;
- K_2 = Coeficiente da hora de maior consumo;

Segundo a FUNASA (2019), os critérios para dimensionar um sistema de abastecimento de água devem levar em conta as particularidades da região, incluindo o consumo registrado (ligações medidas) e não registrado (ligações não medidas), além das perdas de água na rede. Portanto, consumo per capita foi determinado com base em parâmetros recomendados para localidades onde não houve medições diretas, utilizando valores de referência estabelecidos em função do tamanho da população (Tabela 1).

Tabela 1 - Consumo médio per capita para populações dotadas de ligações domiciliares.

Porte da comunidade	Faixa de população (habitantes)	Consumo médio per capita (L/hab.dia)
Povoado rural	< 5.000	90 a 140
Vila	5.000 a 10.000	100 a 160
Pequena localidade	10.000 a 50.000	110 a 180
Cidade média	50.000 a 250.000	120 a 220
Cidade grande	> 250.000	150 a 300

Fonte: FUNASA, 2019.

No dimensionamento de sistemas de abastecimento de água, dois coeficientes hidráulicos são particularmente relevantes: o coeficiente do dia de maior consumo (K_1) e o coeficiente da hora de maior consumo (K_2). Esses parâmetros técnicos são amplamente empregados no cálculo da infraestrutura de distribuição, permitindo que o sistema seja projetado com capacidade suficiente para atender às demandas máximas registradas. Quando há inexistência de dados de consumo na localidade, a NBR 12218/2017 recomenda a utilização dos seguintes valores para estes coeficientes: $K_1=1,2$ e $K_2=1,5$.

- **VOLUME DE RESERVAÇÃO**

De acordo com a NBR 12217 (ABNT, 1994), o cálculo do volume útil de reservação deve considerar um fator de segurança de 1,2 sobre os volumes obtidos tanto pelo método da

curva de consumo quanto pelo método do consumo assimilado a uma curva senoidal. Quando a aplicação desses métodos não for possível, a norma recomenda que o volume do reservatório corresponda a 1/3 da demanda máxima do dia de maior consumo.

Para o cálculo do **volume de reservação** utiliza-se a Equação 5:

$$Vol_{arm} = \frac{1}{3} \times CMD \times K_1 \quad (5)$$

NBR 12.217 da ABNT (1994) estabelece como recomendação que o volume útil de reservatórios apoiados deve ser dimensionado para armazenar **dois terços (2/3)** do volume total distribuído no dia de maior consumo.

- **NÚMERO DE POÇOS**

Para orientar o pré-dimensionamento da unidade de captação, utilizaram-se como referência os dados cadastrais de poços existentes na região, disponíveis no Sistema de Informação de Águas Subterrâneas (SIAGAS) da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM). Essas informações preliminares permitem uma estimativa técnica inicial das capacidades do sistema, que devem ser confirmadas após a execução dos poços.

O cálculo do número de poços necessários para atender à demanda diária de água de uma população segue uma metodologia na relação entre a produção hidráulica dos poços e a demanda diária da comunidade. Para tal dimensionamento, consideram-se três variáveis principais: a demanda diária total ($Q_{diária}$ m³/dia), a produção do poço ($Q_{poço}$ m³/h) e o tempo operação do sistema de bombeamento (h/dia).

Para o cálculo da **vazão diária** utiliza-se a Equação 6:

$$Q_{diária} = N \times Q_{poço} \quad (6)$$

Para o cálculo do **número de Poços** necessários utiliza-se a Equação 7:

$$N^{\circ} \text{ de poços} = \frac{CMD}{Q_{diária}} \quad (7)$$

Onde:

- $Q_{diária}$ = Vazão diária para um regime de bombeamento de “n” horas (m³/d).
- N = Número de horas de bombeamento do sistema por dia (h/dia);
- $Q_{poço}$ = Vazão média do poço (m³/h);

- CMD = Consumo médio diário (m³/d);
- TUBO EDUTOR

O sistema convencional de extração de água de poços tubulares com conjunto motobomba submerso, consta basicamente de: conjunto motobomba propriamente dito; tubulação edutora acoplada a saída da bomba. A profundidade de lançamento do equipamento dentro do poço é determinada em função da cota do nível d'água dinâmico (ND) para a vazão a ser extraída (Tsutiya, 2014).

Para o cálculo do **comprimento do tubo edutor** utilizou-se a Equação 8:

$$L_{edutor} = CTP + CNB \quad (8)$$

Onde:

- CTP = Cota de terreno do poço (m);
- CNB = Cota do nível da bomba (m).

O diâmetro útil dos poços tubulares está diretamente relacionado à vazão de aproveitamento, o que influencia a escolha do equipamento de elevação de água. Geralmente, esses diâmetros variam entre 150 e 300 mm, sendo comum alcançar 600 mm (Netto; Fernández, 2018).

- DIÂMETRO DE RECALQUE

A NBR 5626 (1998), recomenda a Equação 9 para dimensionamento do diâmetro de recalque em sistemas de bombeamento para tempo de operação intermitente ou não contínuo ("N", em horas).

$$D_R = 1,3 \left(\frac{N}{24} \right)^{1/4} \times \sqrt{Q} \quad (9)$$

Onde:

- D_R = Diâmetro de Recalque (m);
- Q = Vazão de produção (m³/s);
- N = número de horas por dia do funcionamento do sistema.

- VELOCIDADE MÉDIA DA SEÇÃO

Conhecendo a vazão e o diâmetro, a velocidade pode ser determinada por meio da equação da continuidade. Dessa forma, a **velocidade média da seção** é calculada utilizando a Equação 10:

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (10)$$

Onde:

- Q = Vazão de produção (m³/s);
- V = Velocidade média da seção (m/s);
- D = Diâmetro da seção de escoamento (m).

- PERDA DE CARGA

Um método frequentemente utilizado para dimensionamento hidráulico em sistemas de distribuição de água pressurizada é a equação de Hazen-Williams. Nesta fórmula, o parâmetro "C" corresponde ao coeficiente de rugosidade interna da tubulação, cujos valores de referência (Gomes, 2021). Netto e Fernández (2018) afirmam que a fórmula foi desenvolvida a partir de um estudo estatístico baseado em dados experimentais previamente disponíveis. Esses dados foram coletados de diversas fontes e complementados por observações dos próprios autores, considerando uma ampla variedade de materiais, como tubos de aço, ferro fundido, concreto, alvenaria, madeira, latão (bronze), chumbo e vidro.

Os valores do coeficiente de rugosidade "C" da fórmula de Hazen-Williams estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Williams

Tubos	Novos
Aço Corrugado	60
Aço Galvanizado Roscado	125
Aço Rebitado	110
Aço soldado comum (rev. bet.)	125
Aço soldado com rev. epoxico	140
Chumbo	130
Cimento amianto	140
Cobre	140
Concreto, bom acabamento	130
Concreto, acabamento comum	130
Ferro fundido, rev. Epox.	140

Ferro fundido, rev. Arg	130
Grés ceramico, vidrado	110
Latão	130
Tijolos, condutos bem executados	100
Plástico (PVC)	140

Fonte: Adaptado de Gomes, 2021.

Dessa forma, o cálculo da **perda de carga** foi dado pela Equação 11:

$$J = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{-4,87} \times L \quad (11)$$

Onde:

- J = Perda de carga (m);
- Q = Vazão (m³/s);
- C = Coeficiente de rugosidade do tipo de material da tubulação;
- D = Diâmetro (m);
- L = Comprimento (m).

O método dos comprimentos equivalentes oferece uma abordagem simplificada para quantificar perdas localizadas em sistemas hidráulicos. Ao converter singularidades (como conexões e válvulas) em um comprimento fictício de tubulação retilínea, é possível calcular as perdas de carga total de forma unificada (Netto; Fernández, 2018). Dessa forma, para calcular a perda de carga total é necessário determinar os comprimentos equivalentes das peças existentes no conduto.

Os valores dos comprimentos equivalentes correspondentes a cada uma das peças existentes no conduto, estão representados na Tabela 3.

Tabela 3 – Perdas localizadas expressas em diâmetros de canalização retilínea (comprimentos equivalentes)

Peça	Comprimento em número de diâmetros
Cotovelo de 90°	45
Cotovelo de 45°	20
Curva de 90°	30
Curva de 45°	15
Entrada Normal	17
Entrada de Borda	35
Redução Gradual	6
Registro de gaveta aberto	8
Registro tipo globo aberto	350
Saída de canalização	35

Tê, passagem direta	20
Tê, saída lateral	65
Válvula de pé com crivo	250
Válvula de retenção	100

Fonte: Netto e Fernández, 2018.

- **ALTURA MANOMÉTRICA**

A altura manométrica representa a energia absorvida pelo líquido em escoamento, por unidade de peso deste, ao atravessar a bomba (Heller; Pádua, 2010). Portanto, a bomba tem que fornecer energia para vencer o desnível geométrico, e a soma das perdas de energia distribuídas e localizadas.

Em poços equipados com motobomba submersa, a altura desde a entrada da bomba até a saída no barrilete é totalmente considerada como recalque, pois a bomba já está imersa no líquido.

Para o cálculo da **altura manométrica** utilizou-se a equação 12:

$$H_{man} = HG_R + \Delta H_{R1} + \Delta H_{R2} \quad (12)$$

Onde:

- H_{man} = Altura manométrica (m);
- HG_R = Altura geométrica de recalque (m);
- ΔH_R = Perda de carga no recalque (m);

Como o material do tubo edutor e do barrilete até o aerador são distintos, foram realizados dois cálculos para a perda de carga, denominados $\Delta HR1$ e $\Delta HR2$, respectivamente.

- **POTÊNCIA**

Para que a bomba efetue o escoamento da água, é essencial que o motor forneça uma potência mecânica ou motriz maior do que a potência hidráulica exigida pela bomba. As perdas ocorridas nesse processo estão relacionadas ao rendimento ou à eficiência do sistema como um todo (FUNASA, 2019). Segundo Heller e Pádua (2010), os rendimentos das bombas apresentam variações significativas dependendo da vazão, da altura manométrica e do tipo de bomba, geralmente ficando na faixa entre 30% e 90%.

Para o **cálculo da potência da bomba** utilizou-se a Equação 13:

$$Pot = \frac{Q \times H_{man} \times \gamma}{75 \times n} \quad (13)$$

Onde:

- Pot = Potência (cv);
- Q = Vazão produção (m³/s);
- Hman = Altura manométrica (m);
- γ = Peso específico da água (kgf/m³);
- n = Rendimento da bomba.

4.3.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

Segundo a FUNASA (2019), as características físico-químicas e microbiológicas da água captada no manancial determinam o processo de tratamento necessário para adequação aos padrões de potabilidade legais. Os sistemas de tratamento podem ser classificados em duas categorias principais: com ou sem coagulação química. A seleção da tecnologia apropriada deve considerar ainda a possível necessidade de etapas adicionais de pré-tratamento ou processos complementares, conforme as particularidades da água bruta.

Conforme os dados cadastrais de poços existentes na região, disponíveis no Sistema de Informação de Águas Subterrâneas (SIAGAS), e com base em artigos científicos que descrevem as características hidrogeológicas dos aquíferos na área de estudo, verificou-se que a profundidade desses poços varia entre 50 e 100 metros. Dessa forma, eles são abastecidos pelo sistema hidrogeológico Barreiras, cuja profundidade geralmente varia de 25 a 90 metros e que fornece vazões entre 10 e 70 m³/h (Matta, 2002).

Segundo Matta (2002) *apud* Almeida et al. (2006) as concentrações de ferro no Sistema Barreiras ultrapassam 10 mg/L, tornando indispensável a implantação de uma estação de tratamento.

Dessa forma, para viabilizar o tratamento da água bruta na área de estudo, foi escolhida a instalação de uma ETA não convencional para desferrização, composta pelas seguintes etapas: Aeração, Filtração e Desinfecção.



- AERAÇÃO

Os aeradores são construídos com três a nove tabuleiros ou 'bandejas', iguais e superpostos, distanciados de 0,30 a 0,75 m (em altura), através dos quais a água percola (Richter; Netto, 2021, p. 43). A NBR 12.216/92 recomenda que os aeradores tipo tabuleiro sejam constituídos de no mínimo com quatro unidades superpostas.

Conforme a ABNT NBR 12.216/92, na ausência de ensaios para determinação das taxas de aplicação, o dimensionamento dos aeradores pode ser realizado com base em parâmetros específicos, considerando um limite máximo de 100 m³ de água por metro quadrado de área em projeção horizontal por dia. No entanto, os autores Richter e Netto (2021) afirmam que os aeradores podem ser dimensionados utilizando taxas de aplicação de 540 a 163 m³.

O primeiro tabuleiro (mais alto) serve apenas para distribuir uniformemente a água, sendo executado com perfurações. Os demais tabuleiros são construídos com uma treliça, sobre a qual é disposta uma camada de pedras, ou seja, material granular, de preferência coque de ½” a 6”. Essa camada oferece superfície de contato e concorre para acelerar as reações de oxidação (Richter; Netto, 2021)

De acordo com Souza (2007) *apud* Pedrosa (2021), o dimensionamento do aerador pode ser realizado conforme as Equações 14 e 15 a seguir.

Para o cálculo da **área a ser ocupada pelo aerador** utilizou-se a Equação 14:

$$Tx = \frac{Q}{A} \quad (14)$$

Onde:

- Tx = Taxa de aplicação superficial (m³/m².d);
- Q = Vazão (m³/d);
- A = Área (m²).

Para o cálculo do **volume necessário de coque**, utilizou-se a Equação 15:

$$V_C = A \times A_C \times N_b \quad (15)$$

Onde:

- V_C = volume necessário de coque (m³);
- A_C = altura do coque (m);
- A = Área (m²);

- N_b = número de bandejas (unidade).
- FILTRAÇÃO RÁPIDA DESCENDENTE DE CAMADA SIMPLES

O filtro de camada simples é mais vantajoso em cenários onde custo, simplicidade e remoção de microrganismos são prioritários, mesmo com lavagens mais frequentes. Enquanto a camada dupla compensa em sistemas de grande porte ou com água bruta mais contaminada.

Para água bruta com valores médios de impurezas, não superiores a valores que justifiquem o ciclo completo, pode ser utilizada a metodologia de filtração direta, na qual o filtro rápido é o único responsável pela remoção de impurezas (Brasil, 2006 *apud* Silva, 2020).

Os autores Junior e Chaudhry (1993) compararam filtros rápidos de camada única (areia com grãos maiores/uniformes) e camada dupla (antracito/areia). Embora os convencionais de camada única percam eficiência após retrolavagem, os experimentos mostraram que uma versão otimizada superou o desempenho da camada dupla em taxas de 200-750 m³/m².dia. A descoberta revela que ajustes granulométricos podem simplificar sistemas sem perder eficácia, oferecendo alternativa prática ao uso do antracito.

Não sendo possível proceder a experiências em filtro-piloto, a norma ABNT NBR 12.216/92 a taxa de aplicação de 180 m³/m² x dia, para filtros de camada simples.

Para o dimensionamento de filtros de areia considerou-se os valores dos parâmetros apresentados por Souza (2007), presentes na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros adotados para o dimensionamento do filtro rápido de camada simples de areia.

Parâmetro	Valor	Unidade
Taxa de filtração	120	m ³ /m ² .dia
Número mínimo de filtros	3	unidades
Altura de água acima do leito filtrante	1,40 a 1,80	m
Altura livre adicional	0,25 a 0,40	m
Altura do leito filtrante	0,60 a 0,80	m
Camada suporte	0,30 a 0,55	m
Fundo falso	>0,50	m
Tamanho efetivo do material filtrante	0,45 a 0,55	mm

Fonte: Adaptado de Souza, 2007.

Segundo Souza (2007) *apud* Pedrosa (2021), o dimensionamento do filtro pode ser realizado conforme as equações a seguir.

Dessa forma, para o cálculo da **vazão diária de cada filtro** utilizou-se a Equação 16.

$$Q_{df} = \frac{Q_d}{N_f} \quad (16)$$

Onde:

- Q_{df} = vazão diária para cada filtro (m^3/d);
- Q_d = vazão diária (m^3/d);
- N_f = número de filtros (filtros).

Para o cálculo da **seção transversal de cada filtro**, utilizou-se a Equação 17.

$$A_f = \frac{Q_{df}}{Tx_f} \quad (17)$$

Onde:

- A_f = área de cada filtro (m^2);
- Q_{df} = vazão diária para cada filtro (m^3/d);
- Tx_f = taxa de filtração ($m^3/m^2.dia$).

Para o cálculo do **diâmetro de cada filtro**, utilizou-se a Equação 18.

$$D_f = \sqrt{\frac{4A_f}{\pi}} \quad (18)$$

Onde:

- D_f = diâmetro de cada filtro (m);
- A_f = área de cada filtro (m^2);

Para o cálculo do **volume consumido na lavagem de 1 (um) filtro**, utilizou-se a Equação 19.

$$V_l = \frac{Txl \times A_f \times t \times 60}{86400} \quad (19)$$

Onde:

- V_l = volume consumido na lavagem de 1 (um) filtro (m^3);
- Txl = Taxa de lavagem ($m^3/m^2.d$);
- A_f = área de cada filtro (m^2);
- t =tempo de lavagem (min);

Para o cálculo da **vazão de lavagem para cada filtro**, utilizou-se a Equação 20.

$$Q_l = \frac{V_l}{t \times 60} \quad (20)$$

Onde:

- V_l = volume consumido na lavagem de 1 (um) filtro (m^3);
- Q_l = vazão de lavagem para cada filtro (m^3/h);
- t =tempo de lavagem (min);

Para o cálculo do **volume de areia (material filtrante) para cada filtro**, utilizou-se a Equação 21.

$$V_a = A_f \times H_{lf} \quad (21)$$

Onde;

- V_a = volume de areia para cada filtro (m^3);
- H_{lf} = altura do leito filtrante (m);
- A_f = área de cada filtro (m^2);

Para o cálculo do **volume de pedregulho para a camada suporte de cada filtro**, utilizou se a Equação 22.

$$V_p = A_f \times H_{cs} \quad (22)$$

Onde:

- V_p = volume de pedregulho para cada filtro (m^3);
- H_{cs} = altura da camada suporte (m);
- A_f = área de cada filtro (m^2);

Para o cálculo do **volume de água acima do leito filtrante de cada filtro**, utilizou-se a Equação 23.

$$V_{ag} = A_f \times H_{ag} \quad (23)$$

Onde:

- V_{ag} = volume de água acima do leito filtrante para cada filtro (m^3);
- H_{ag} = altura da água acima do leito filtrante (m);
- A_f = área de cada filtro (m^2);

- **DESINFECÇÃO**

Segundo a NBR 12216/1992, o cloro utilizado no tratamento de água pode ser armazenado e aplicado tanto na forma líquida quanto gasosa, sendo comercializado em cilindros. Para a desinfecção eficiente, recomenda-se uma dosagem entre 1 mg/L (mínimo) e 5 mg/L de cloro. Além disso, a norma estabelece que a capacidade de armazenamento nos depósitos deve cobrir, no mínimo, dez dias de consumo máximo, garantindo assim a continuidade do processo de desinfecção mesmo em situações de interrupção no fornecimento.

Na forma de hipoclorito de cálcio ou de sódio, o emprego de cloro normalmente se restringe a ETAs menores (Heller; Pádua, 2010). Nesse contexto, adotou-se pela desinfecção com hipoclorito de cálcio Ca(OCl)_2 .

Conforme Souza (2007), o cálculo das etapas de desinfecção com hipoclorito de cálcio pode ser realizado de acordo com as equações 24, 24, 26 e 27. Considerou-se o teor de cloro ativo 60% a 70% e dosagem de cloro de 2 a 5mg/L (ppm).

O **consumo diário de cloro** foi obtido através da Equação 24, utilizou-se uma dosagem de cloro de 4mg/L:

$$C_c = \frac{Q \times d \times n \times 3600}{1000000} \quad (24)$$

Onde:

- C_c = Consumo diário de cloro (Kg);
- Q = Vazão da ETA (L/s);
- d = dosagem em ppm (mg/L);
- n = período diário de operação em horas.

Para o cálculo do **consumo diário de hipoclorito de cálcio** utilizou-se a Equação 25:

$$C_h = \frac{C_c \times 100}{i} \quad (25)$$

Onde:

- C_h = Consumo de hipoclorito de cálcio (kg);
- C_c = Consumo de cloro (kg);
- i = teor percentual do cloro no hipoclorito de cálcio (%).

Para o cálculo do **volume da solução** utilizou-se a Equação 26:

$$V_s = \frac{100 \times C_h}{C} \quad (26)$$

Onde:

- V_s = Volume da solução (L);
- C_h = Consumo de hipoclorito de cálcio (kg);
- C = Concentração da solução (%).

Para o cálculo da **vazão de dosagem** utilizou-se a Equação 27:

$$Q_d = \frac{V_s}{n} \quad (27)$$

Onde:

- Q_d = Vazão (L/h);
- V_s = Volume da solução (L);
- n = Número de horas de operação por dia.

Segundo Richter e Netto, (2021), os sistemas de dosagem de hipoclorito mais comumente empregados utilizam bombas dosadoras de diafragma, operando com soluções na faixa de concentração de 1% a 2,5%. Estas soluções são armazenadas em tanques próximos aos pontos de dosagem, exigindo recargas periódicas. Alternativamente, sistemas de dosagem por gravidade - como frascos Mariotte ou dosadores de nível constante - também podem ser implementados, desde que fabricados com materiais resistentes à corrosão característica dos compostos clorados.

4.3.4 DIMENSIONAMENTO DA REDE PRIMÁRIA

O dimensionamento de uma rede de distribuição compreende a determinação de todos os diâmetros das tubulações dos seus trechos, das pressões de serviço nos seus nós e da carga hidráulica na sua origem - seja a rede abastecida por um reservatório ou por uma estação de bombeamento -, de forma a atender as demandas de vazão e pressão nos seus pontos de consumo, na situação mais desfavorável de demanda de água, para um horizonte futuro de projeto (Gomes, 2021, p. 1).

Para o dimensionamento da rede utilizou-se o método Hardy-Cross. Segundo Netto e Fernández (2018), o método de Hardy-Cross é aplicável a redes malhadas, caracterizadas por uma distribuição em anéis, em que cada ponto pode ser abastecido por múltiplos caminhos.

Essa configuração proporciona maior flexibilidade e uma distribuição mais equilibrada das pressões, diferentemente das redes ramificadas, que não são o foco do método. Ademais, Héller; Pádua (2016) afirmam que o método de Hardy-Cross é mais adequado para aplicação em sistemas de grande extensão, nos quais o dimensionamento pode ser efetuado com base em áreas de influência e pontos nodais.

Dessa forma, utilizou-se a seguinte sequência para a aplicação do método:

- (1) Definiu-se o traçado dos anéis da rede primária na planta;
- (2) Posicionaram-se os pontos nodais e suas respectivas numerações;
- (3) Obtiveram-se os comprimentos dos trechos e suas respectivas cotas;
- (4) Foram delimitadas as áreas de influência dos nós, através do traçado das mediatrizes entre os nós;
- (5) Mediu-se a área de influência de cada nó, em hectares, utilizando o software AutoCAD 2D;
- (6) Foi adotado o sentido positivo de escoamento;
- (7) Determinou-se a vazão de distribuição utilizando a Equação 4;
- (8) Calculou-se a vazão específica de distribuição por meio da Equação 28:

$$Q_{esp} = \frac{Q_{dist}}{A_{total}} \quad (28)$$

Onde:

- Q_{esp} = Vazão de específica de distribuição (L/s.ha);
- Q_{dist} = Vazão de distribuição (L/s);
- A_{total} = Área Total do Projeto (ha).

- (9) Foi calculada a vazão de carregamento dos nós, dada pelo produto da vazão específica pela área de influência de cada nó (Equação 29):

$$Q_{nó} = Q_{esp} \times A_{nó} \quad (29)$$

Onde:

- $Q_{nó}$ = Vazão concentrada no nó (L/s);
- Q_{esp} = Vazão de específica de distribuição (L/s.ha);

- Anó = Área de influência do nó (ha).

(10) Tendo-se identificado os pontos de entrada e saída de água, bem como os valores das vazões correspondentes, procedeu-se a distribuição inicial de vazões ao longo de cada trecho da rede, de forma arbitrária, atendendo em cada nó $\Sigma Q = 0$.

(11) Admitiu-se um diâmetro para cada trecho do anel, respeitando as faixas de velocidade admissíveis, seguindo os critérios da Tabela 5.

Tabela 5 – Velocidades máximas usuais em função do diâmetro.

Diâmetro (mm)	Velocidade máxima (m/s)	Vazão Máxima (L/s)
50	0,50	1,00
075	0,50	2,20
100	0,60	4,70
150	0,80	14,10
200	0,90	28,30
250	1,10	53,90
300	1,20	84,80
350	1,30	125,00
400	1,40	176,00
450	1,50	238,00
500	1,60	314,00
550	1,70	403,00
600	1,80	509,00

Fonte: Adaptado de Martins, 1976 *apud* Furusawa, 2011.

(12) Em cada trecho da rede em anel, foram calculadas as perdas de carga, considerando seus respectivos sinais, positivos e negativos. Posteriormente, realizou-se a soma das perdas de carga para todos os anéis. O equilíbrio hidráulico da rede é alcançado quando a somatória das perdas de carga é nula, ou seja, $\Sigma \Delta H = 0$. Para determinar as perdas de carga, empregou-se a equação da resistência: $\Delta H = r \times Q^n$, onde utiliza-se a fórmula de Hazen-Williams (Equação 30):

$$r = \frac{1}{(0,278C)^{1,85}} \times \frac{L}{D^{4,87}} \quad e \quad n = 1,85 \quad (30)$$

Onde:

- ΔH = Perda de carga em cada trecho da rede de distribuição (m.c.a.);
- Q = Vazão de distribuição em cada trecho (L/s);
- C = Coeficiente de rugosidade em cada trecho;
- L = Comprimento de cada trecho (m);

- D = diâmetro encontrado em cada trecho (m).

(13) Obtendo-se os diâmetros e as vazões em cada trecho foi possível calcular as velocidades de escoamento de cada respectivo trecho;

(14) Por último, conhecidas as cotas piezométricas da água nos pontos de alimentação da rede (cotas piezométricas nos reservatórios), foi possível calcular as cotas piezométricas e as pressões disponíveis nos diversos pontos da rede.

4.3.5 DIMENSIONAMENTO DA REDE SECUNDÁRIA

O dimensionamento da rede secundária foi realizado conforme o método de comprimento máximo de uma sequência, com diâmetro mínimo de 50 mm. De acordo com Heller e Pádua (2010) esse comprimento é determinado pela relação entre: o diâmetro do conduto, a vazão máxima permitida para esse diâmetro específico e o coeficiente de vazão específica de distribuição por metro de tubulação da respectiva área de projeto. Dessa forma, o seu cálculo é feito pelas seguintes equações:

(1) Para tubulação secundária alimentada por apenas uma derivação de tubulação principal (Equação 31);

$$L_{m\acute{a}x} = \frac{Q_s}{q_m} \quad (31)$$

(2) Para tubulação secundária alimentada por duas derivações de tubulações principais (Equação 32);

$$L_{m\acute{a}x} = \frac{2 \times Q_s}{q_m} \quad (32)$$

Onde:

- $L_{m\acute{a}x}$ = Comprimento máximo da tubulação secundária (m);
- Q_s = Vazão máxima relativa ao diâmetro da tubulação secundária (L/s);
- q_m = Vazão específica de distribuição por metro de tubulação (L/s.m).

(3) Para o cálculo da vazão específica por metro de tubulação, utilizou-se a Equação 33.

$$q_m = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{L_{total}} \quad (33)$$

Onde:

- q_m = Vazão específica de distribuição por metro de tubulação (L/s.m);
- $Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima (L/s);
- L_{total} = Comprimento total da rede de distribuição (m).

Os valores de vazão máxima relativa ao diâmetro da tubulação podem ser retirados da Tabela 6.

Tabela 6 - Limites práticos de velocidade e de vazão para tubulações de rede de distribuição.

D (mm)	Velocidade máxima (m/s)	Vazão Máxima (L/s)	Perda de carga unitária (J) em m/100 m	
			Para Q	Para Q/2
50	0,70	1,4	1,49	0,41
75	0,90	4,0	1,44	0,39
100	1,00	7,9	1,25	0,34
150	1,00	17,7	0,77	0,21
200	1,10	35	0,65	0,18
250	1,10	54	0,50	0,14
300	1,20	85	0,48	0,13
350	1,30	125	0,46	0,13
400	1,40	176	0,45	0,13
450	1,50	238	0,45	0,12
500	1,60	314	0,45	0,12
600	1,80	509	0,45	0,12
700	2,00	769	0,46	0,13
800	2,20	1.105	0,47	0,13

Fonte: Adaptado de Heller; Pádua, 2010.

4.4 DESENVOLVIMENTO DE PEÇAS GRÁFICAS

O material gráfico foi desenvolvido no *software* AutoCAD 2D 2024, apresentou-se dados do projeto considerados relevantes.

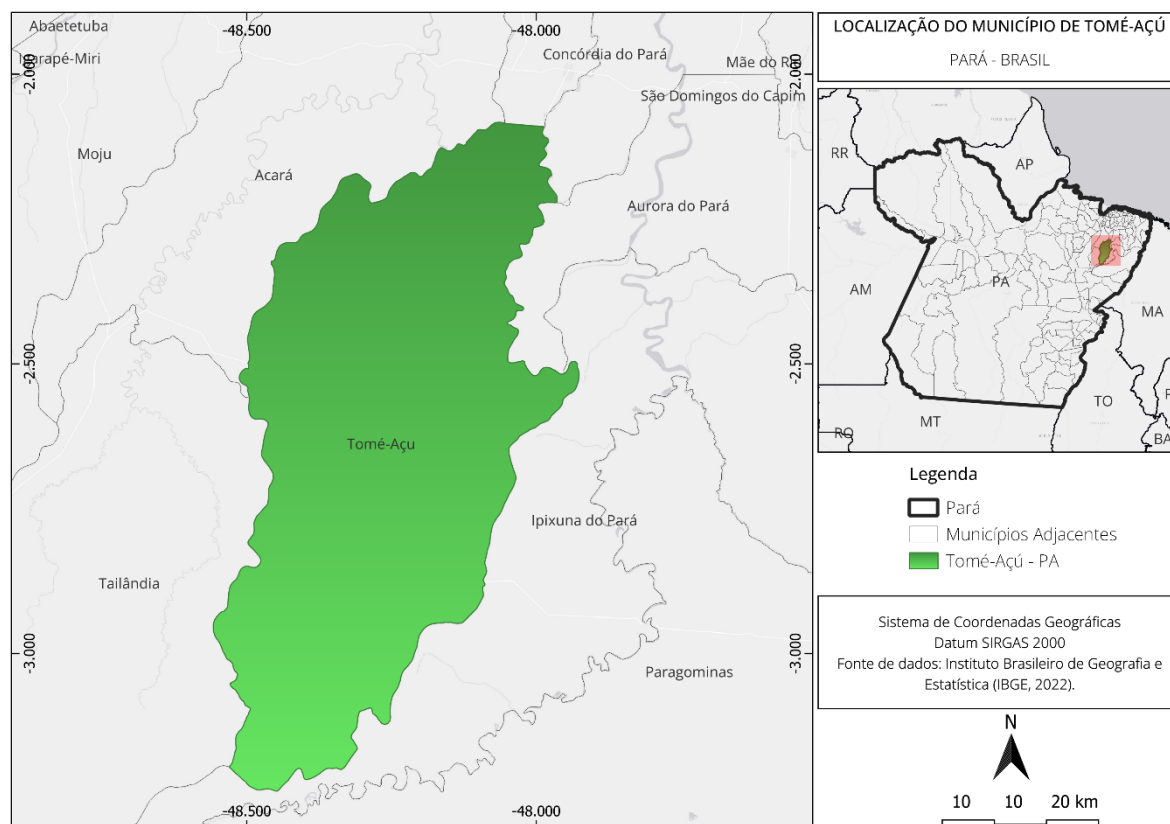
5 RESULTADOS

5.1 MEMORIAL DESCRITIVO

5.1.1 LOCALIZAÇÃO

O município de Tomé-Açu está situado na Mesorregião do Nordeste Paraense e a Microrregião de Tomé-Açu. O município foi oficialmente elevado à categoria de município em 17 de março de 1959, originou-se de terras desmembradas do município de Acará, ao qual pertencia como distrito. Localizada nas coordenadas 02° 25' 08" de latitude Sul e 48° 09' 08" de longitude Oeste (PREFEITURA MUNICIPAL DE TOMÉ-AÇU, 2025). Abrange uma extensão territorial de 5.145,361 km², com uma população de 67.585 habitantes e densidade demográfica de 13,14 hab/km² (IBGE, 2022) (Figura 15).

Figura 15 – Mapa de localização do município de Tomé-Açu.

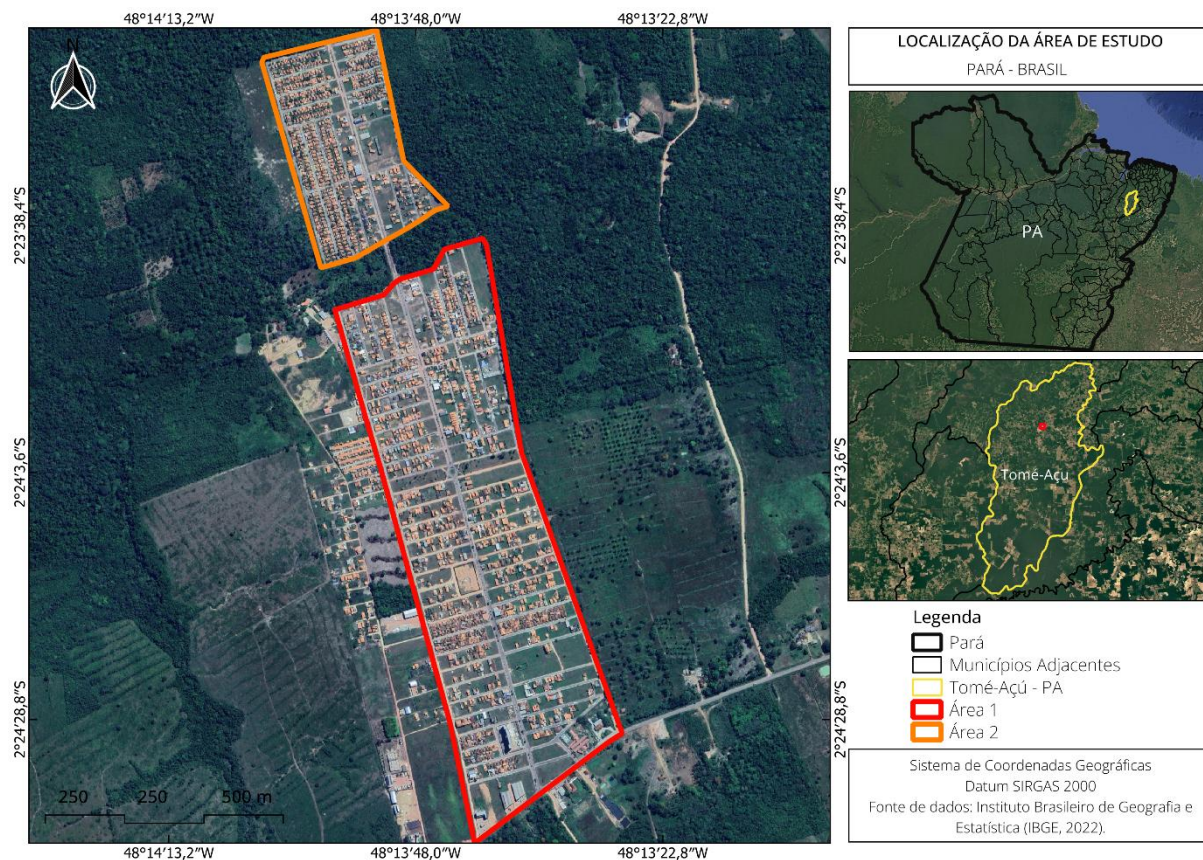


Fonte: Autor, 2025.

Deste modo, a presente pesquisa será desenvolvida em uma área de loteamento residencial, a qual pertence a zona urbana do município de Tomé-Açu-PA. Este loteamento possui uma área total de 103,4 ha e situa-se entre as coordenadas geográficas 2° 24' 27" S e 48° 13' 37" W (Figura 16). Devido às características específicas da área do projeto, optou-se pela

divisão do loteamento em duas zonas distintas, resultando na necessidade de dois sistemas independentes de abastecimento de água para garantir a cobertura total do loteamento. A primeira área compreende 80,22 ha, enquanto a segunda possui 23,18 ha.

Figura 16 – Mapa de localização do núcleo residencial em Tomé-Açu - PA



Fonte: Autor, 2025.

5.1.2 ACESSO

Os principais meios de transporte e comunicação são: por via terrestre, as rodovias PA-140 e PA-255, a partir das BR-316 (Belém-São Luís), BR-010 (Belém-Brasília) e da PA-150 (Belém-Marabá); por via fluvial, através de embarcações de passageiros e cargas, pelos Rios Acará-Miri/Acará/ Guamá; por via aérea, em aviões de pequeno porte, mantendo linha regular para a cidade de Belém, PA (EMBRAPA, 2001).

5.1.3 CLIMA

O clima do município apresenta-se no clima zonal equatorial úmido com um a dois meses seco, conta com índice pluviométrico com uma média anual em torno de 2.250 mm, com alta umidade do ar em quase todo o ano, as temperaturas são elevadas e com médias anuais em torno de 25°C e conta com uma amplitude térmica baixa (FAPESPA, 2023). Nesse sentido,

Moura et al. (2023) explana que o município apresenta precipitações elevadas e prolongadas nos meses de dezembro a março.

5.1.4 VEGETAÇÃO

O tipo de vegetação encontrada nesse município é a floresta ombrófila densa que apresenta períodos de chuvas intensas e constantes e uma vegetação de folhas extensas e perenifólios, e é encontrada na subformação terras baixas, essa vegetação é facilmente encontrada ao longo das margens dos cursos d'água que cortam o município (FAPESPA, 2023). O mosaico paisagístico é dominado por pastagens, campos agrícolas e florestas secundárias. Remanescentes florestais são observados especialmente nas margens de córregos (CHEN et al., 2016).

5.1.5 TOPOGRAFIA

A topografia da região é caracterizada por planaltos baixos, terraços e planícies com altitudes variando de 14 a 96 m (CHEN et al., 2016). Segundo a FAPESPA (2023), o município apresenta altitude média de 59 metros e conta com áreas de tabuleiros, onde o relevo oscila entre plano e ondulado.

5.1.6 GEOLOGIA

A estrutura geológica de Tomé - Açú encontra-se situada na bacia sedimentar de Marajó e é composta por sedimentos argilosos, arenosos e cascalhos, sedimentos arenosos e argilosos, podendo incluir níveis carbonosos do terciário e seguindo a escala de tempo geológico essa estrutura é datada da era Mesozóico e Cenozóico (FAPESPA, 2023).

5.1.7 HIDROGRAFIA

A drenagem do município de Tomé-Açú está inserida na bacia hidrográfica do rio Acará-Mirim, cuja nascente localiza-se na porção sul do território municipal. O curso d'água segue em direção predominante norte-nordeste até sua foz, onde deságua no rio Acará, no município homônimo (FAPESPA, 2023).

O Rio Acará-Mirim recebe inúmeros afluentes que drenam a região, sendo os mais conhecidos os rios Tomé-Açú, Mariquita e Cuxiú e os igarapés Tucumandeuá, Mocões e Água Azul (EMBRAPA, 2001).

5.1.8 CONDIÇÕES SANITÁRIAS

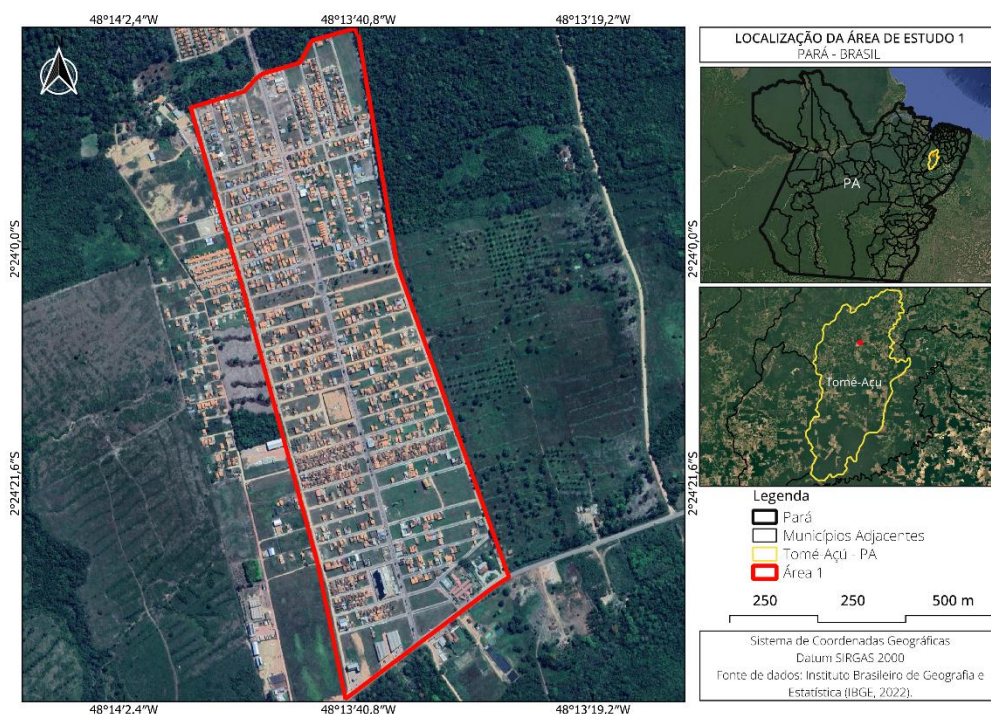
No município de Tomé-Açu, a prestação dos serviços de abastecimento de água é de responsabilidade da Prefeitura Municipal, administrada diretamente pelo Departamento de Água e Esgoto (DAE) (SILVA; PAIVA, 2024). Conforme os autores, 96,21% da população urbana tem acesso ao abastecimento de água, na área rural apenas 57,81%, porém, 20,75% da população do município não tem acesso a água potável para necessidades básicas. Quanto ao esgotamento sanitário, apenas 2,75% é adequadamente coletado e tratado, por meio de sistemas centralizados de coleta e tratamento ou soluções individuais, 1,85% é coletado, mas não tem a etapa de tratamento. Na gestão de resíduos sólidos urbanos, cerca de 97,23% da população urbana é atendida, enquanto a drenagem de águas pluviais conta com apenas 49,1% de cobertura em vias públicas pavimentadas com meio-fio.

5.2 MEMORIAL DE CÁLCULO

5.2.1 COLETA DE DADOS E ESTIMATIVA POPULACIONAL

Os dados do estudo populacional da comunidade do loteamento foram extraídos a partir das imagens de satélite do Google e processados no *Software* QGIS (Figura 17). Considerando todos os 2217 lotes existentes na área 1 do loteamento, com uma capacidade de 5 pessoas por lote, obteve-se um total de 11085 habitantes a serem atendidos.

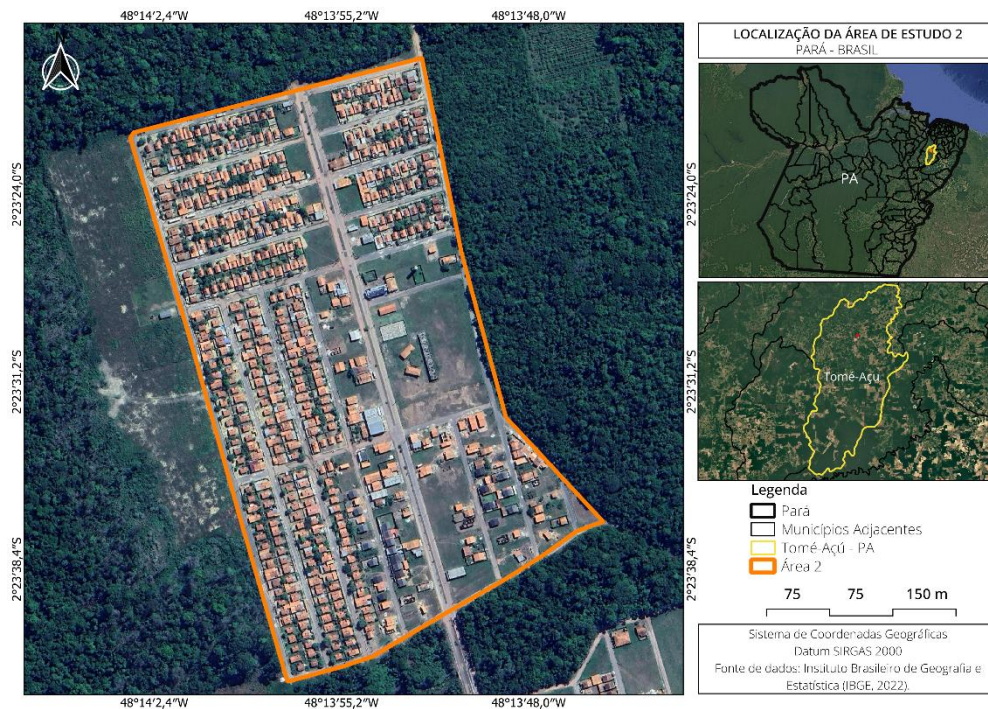
Figura 17 – Urbanização da área 1



Fonte: Autor, 2025.

Na área 2 foram contabilizados 662 lotes existentes, totalizando 3310 consumidores a serem atendidos (Figura 18).

Figura 18 - Urbanização da área 2



Fonte: Autor, 2025.

5.2.2 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

- VAZÃO

Para o dimensionamento hidráulico considerou-se os seguintes parâmetros (Tabela 7).

Tabela 7- Parâmetros de projeto adotados para o dimensionamento hidráulico.

Parâmetros	Valores	Unidades
Início de Plano	2025	ano
Horizonte de Projeto	20	anos
População abastecida	100	%
Cobertura de hidrometração	100	%
População de final de plano (área 1)	11085	hab.
População de final de plano (área 2)	3310	hab.
Número de Habitantes por Domicílio	5	hab./Dom.
Consumo Per Capita (QPC)	150	L/hab.dia
Coeficiente do dia de maior consumo (k1)	1,2	-
Coeficiente da hora de maior consumo (k2)	1,5	-
Tempo de funcionamento da unidade de captação subterrânea	12	horas/dia
Consumo da ETA	3	%
Volume de reservação	1/3	Vol. Máx.

Coeficiente de Bresse (K)	1,00	-
Altura da Entrada do Aerador (área 1)	10	m
Altura da Entrada do Aerador (área 2)	10	m
Coeficiente de rugosidade para a fórmula de Hazen-Willians (ferro fundido)	130	-
Coeficiente de rugosidade para a fórmula de Hazen-Willians (aço carbono)	60	-

Fonte: Autor, 2025.

A partir dos parâmetros adotados na Tabela 7 realizou-se os cálculos do consumo médio diário, das vazões de produção e distribuição para os dois projetos, ou seja, área 1 e 2. Conforme resultados apresentados nas Tabela 8 e 9 a seguir.

Tabela 8 - Resultados das vazões calculadas para o projeto 1.

Parâmetros	Valores	Unidades
Consumo médio diário	1662750	L
Vazão de produção	47,57	L/s
Vazão da ETA até o reservatório	46,19	L/s
Vazão de distribuição	34,64	L/s

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 9 - Resultados das vazões calculadas para o projeto 2.

Parâmetros	Valores	Unidades
Consumo médio diário	496500	L
Vazão de produção	14,21	L/s
Vazão da ETA até o reservatório	13,79	L/s
Vazão de distribuição	10,34	L/s

Fonte: Autor, 2025.

- **VOLUME DE RESERVAÇÃO**

A partir dos parâmetros adotados nas Tabelas 8 e 9 realizou-se o cálculo do volume de reservação para cada área do projeto. Conforme resultados apresentados nas Tabelas 10 e 11 a seguir.

Tabela 10 - Resultado dos volumes calculados para o projeto 1.

Parâmetros	Valores	Unidades
Volume de armazenamento	665,1	m ³
Volume Reservatório elevado	200	m ³
Volume Reservatório apoiado	470	m ³

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 11 - Resultado dos volumes calculados para o projeto 2.

Parâmetros	Valores	Unidades
Volume de armazenamento	198,6	m ³
Volume Reservatório elevado	60	m ³
Volume Reservatório apoiado	140	m ³

Fonte: Autor, 2025.

- NÚMERO DE POÇOS

Para orientação de pré-dimensionamento das unidades de captação, considerou-se os dados dos poços existentes próximos à localidade e disponibilizados no Sistema de Informação de Águas Subterrâneas (SIAGAS) (Tabela 12). Utilizou-se como parâmetro de projeto as características do poço com a profundidade de 100 metros e vazão 80 m³/h. Assim, os dados apresentados deverão ser confirmados após a execução dos poços propostos.

Tabela 12 - Vazão dos poços próximos da área de projeto.

Poço	Código	Profundidade	Vazão (m ³ /h)
A	1500007608	50	27
B	1500007610	50	40
C	1500007606	80	70
D	1500007605	100	80

Fonte: Autor, 2025.

Considerando um bombeamento diário de 12h, calculou-se o valor da vazão diária. Dividindo o consumo médio diário pela vazão diária, obtivemos a quantidade de 2 (dois) poços para atender a demanda da primeira área e 1 (um) poço para a demanda da área 2. Considerou-se a existência de uma unidade adicional em ambos os projetos para ser utilizado como reserva e substituições temporárias.

Tabela 13 – Número de poços em cada área.

Projeto	Vazão diária (m ³ /d)	Número de poços
Área 1	960	2
Área 2	960	1

Fonte: Autor, 2025.

- TUBO EDUTOR

As características dos poços 1 e 2 (área 1) estão expostas na Tabela 14 a seguir.

Tabela 14 - Dados construtivos e técnicos dos poços 1 e 2.

Descrição	Valores	Unidades
Cota do Terreno do Poço	46,00	m
Cota na Entrada do Aerador	56,00	m
Profundidade Final	100,00	m
Nível Estático	-8,00	m
Nível Dinâmico	-12,00	m
Nível da Bomba	-22,00	m
Diâmetro dos Filtros	16	pol.
Nível dos Filtros	-78,0 à -98,0	m
Comprimento dos Filtros	20	m

Fonte: Autor, 2025.

A partir dos parâmetros das tabelas 7 e 14 e considerando que o material do tubo edutor é aço carbono, obteve-se os seguintes resultados referentes ao poço 1 (Tabela 15):

Tabela 15 – Cálculos referentes aos poços 1 e 2.

Parâmetros	Valores	Unidades
Comprimento do tubo edutor	68,00	m
Diâmetro de recalque	0,240	m
Diâmetro de recalque comercial	250	mm
Velocidade no tubo edutor	0,97	m/s
Perda de carga no tubo edutor	1,14	m

Fonte: Autor, 2025.

No croqui esquemático do Anexo A é possível visualizar as características dos Poços 01 e 02.

As características do poço 3 (área 2) estão expostas na Tabela 16 a seguir.

Tabela 16 - Dados construtivos e técnicos do poço 3.

Parâmetros	Valores	Unidades
Cota do Terreno do Poço	44	m
Cota na Entrada do Aerador	54	m
Profundidade Final	100	m
Nível Estático	-8,00	m
Nível Dinâmico	-12,00	m
Nível da Bomba	-22,00	m
Diâmetro dos Filtros	8	pol.
Nível dos Filtros	-78,0 à -98,0	m
Comprimento dos Filtros	20	m

Fonte: Autor, 2025.

A partir dos parâmetros das tabelas 7 e 16 e considerando que o material do tubo edutor é aço carbono, obteve-se os seguintes resultados referentes ao poço 2 (Tabela 17):

Tabela 17 - Cálculos referentes ao poço 3.

Parâmetros	Valores	Unidades
Comprimento do tubo edutor	66	m
Diâmetro de recalque	0,130	m
Diâmetro de recalque comercial	150	mm
Velocidade no tubo edutor	0,80	m/s
Perda de carga no tubo edutor	1,42	m

Fonte: Autor, 2025.

No croqui esquemático do Anexo B é possível visualizar as características do Poço 03.

- PERDA DE CARGA NO RECALQUE

O barrilete de recalque dos poços 1 e 2 terão o mesmo diâmetro do tubo edutor, isto é, será constituído com diâmetro de 250 mm e possuirá 4,00 m de comprimento. Assim, a perda de carga no barrilete dos poços 1 e 2 foi calculada através do método de diâmetros de canalização (Tabela 18).

Tabela 18 - Perdas de carga localizada expressas em diâmetros de canalização do barrilete nos Poços 1 e 2.

Descrição das Peças	DN	Nº PÇ	Nº DN	Ltotal
Curva de 90° Longa	250	1	30	7,50
Válvula de Retenção	250	1	100	25,00
Tê Passagem Direta	250	2	20	10,00
Registro de Gaveta	250	1	8	2,00
Curva de 45° Longa	250	2	15	7,50
Redução Gradual	250x200	1	6	6,00
TOTAL				53,50

Fonte: Autor, 2025.

Tendo em vista que o material do barrilete é ferro fundido, a perda de carga no recalque calculada para os poços 1 e 2 foi de 0,23 m em cada poço.

A adutora de água bruta de cada um dos poços 01 e 02 será composta por tubulação em ferro fundido de 200 mm e 20,00 m de extensão. Considerou-se a altura na entrada do aerador com 10,00 m. Assim, podem-se calcular as perdas de carga na adutora de água bruta através do método de diâmetro de canalização (Tabela 19).

Tabela 19 - Perdas de carga localizada expressas em diâmetros de canalização na adutora dos poços 1 e 2.

Descrição das Peças	DN	Nº PÇ	Nº DN	Ltotal
Curva de 90° Longa	200	2	30	12,00
Curva de 45° Longa	200	2	15	6,00
TOTAL				18,00

Fonte: Autor, 2025.

Logo, a perda de carga calculada na adutora de água bruta de cada poço (poço 1 e 2) foi de 0,45 m.

O barrilete de recalque do poço 3 terá o mesmo diâmetro do tubo edutor, assim, será composto com diâmetro de 150 mm e possuirá 4,00 m de comprimento. Considerou-se a altura na entrada do aerador com 10,00m. Deste modo, a perda de carga no barrilete do poço 3 foi calculada através do método de diâmetros de canalização (Tabela 20).

Tabela 20 - Perdas de carga localizada expressas em diâmetros de canalização do barrilete do poço 3.

Descrição das Peças	DN	Nº PÇ	Nº DN	Ltotal
----------------------------	-----------	--------------	--------------	---------------

Curva de 90° Longa	150	1	30	4,50
Válvula de Retenção	150	1	100	15,00
Tê Passagem Direta	150	2	20	6,00
Registro de Gaveta	150	1	8	1,20
Curva de 45° Longa	150	2	15	4,50
Redução Gradual	150x100	1	6	0,90
TOTAL				32,10

Fonte: Autor, 2025.

Tendo em vista que o material do barrilete é ferro fundido, a perda de carga no recalque calculada para o poço 3 foi de 0,19 m.

A adutora de água bruta do poço 03 será composta por tubulação em ferro fundido de 100 mm e 20,00 m de extensão. Considerou-se a altura na entrada do aerador com 10,00 m. Assim, podem-se calcular as perdas de carga na adutora de água bruta através do método de diâmetro de canalização (Tabela 19).

Tabela 21 - Perdas de carga localizada expressas em diâmetros de canalização na adutora do poço 3.

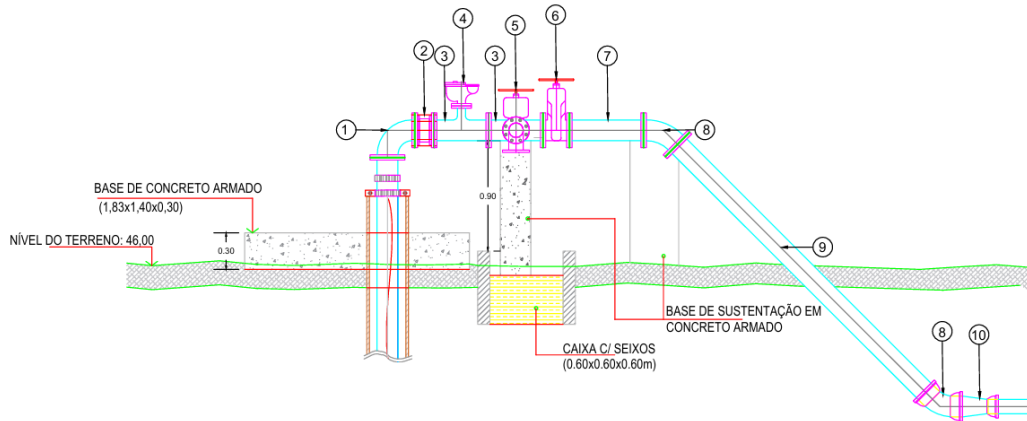
Descrição das Peças	DN	N° PÇ	N° DN	Ltotal
Curva de 90° Longa	100	2	30	6,00
Curva de 45° Longa	100	2	15	3,00
TOTAL				9,00

Fonte: Autor, 2025.

Assim, a perda de carga calculada na adutora de água bruta do poço 3 foi de 1,07 m.

No croqui esquemático das Figuras 19 e 20 é possível visualizar as características do Barrilete dos Poços.

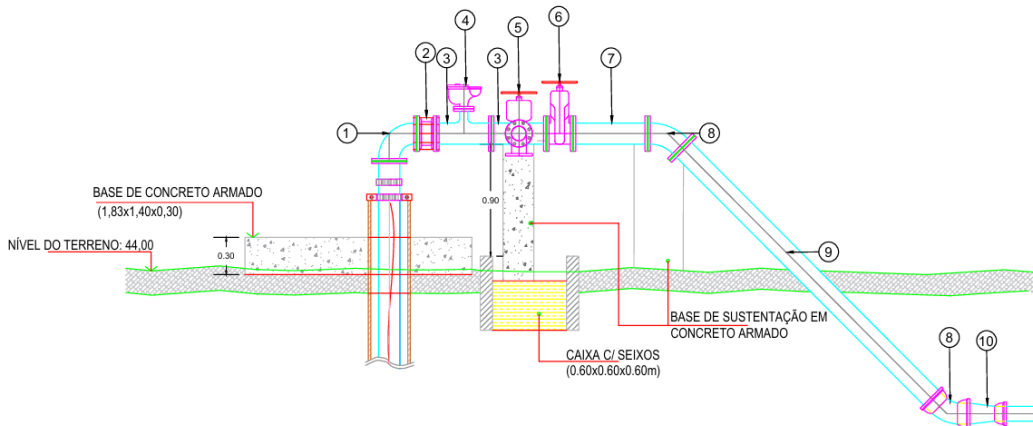
Figura 19 - Barrilete dos Poços 01 e 02.



RELAÇÃO DE MATERIAL HIDRÁULICO		
ITEM	DESCRIÇÃO	QUANT.
1	CURVA 90° FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø250 mm	01
2	VÁLVULA DE RETENÇÃO C/ PORT 2 EM FoFo - PN 10 - Ø250 mm	01
3	TE FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø250 x 100 mm	02
4	VENTOSA TRÍPLICE FUNÇÃO - PN 10 - Ø100 mm	01
5	REGISTRO DE GAVETA FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø100 mm	01
6	REGISTRO DE GAVETA FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø250 mm	01
7	TOCO FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø250 mm - L = 0,50 m	01
8	CURVA 45° FoFo - Ø250 mm	02
9	TUBO FoFo C/FLANGES - PN 10 - Ø250 mm - L = 2,00 m	01
10	REDUÇÃO GRADUAL - Ø250x200 mm	01

Fonte: Autor, 2025.

Figura 20 - Barrilete do Poço 03.



RELAÇÃO DE MATERIAL HIDRÁULICO		
ITEM	DESCRIÇÃO	QUANT.
1	CURVA 90° FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø150 mm	01
2	VÁLVULA DE RETENÇÃO C/ PORT 2 EM FoFo - PN 10 - Ø150 mm	01
3	TE FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø150 x 50 mm	02
4	VENTOSA TRÍPLICE FUNÇÃO - PN 10 - Ø50 mm	01
5	REGISTRO DE GAVETA FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø50 mm	01
6	REGISTRO DE GAVETA FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø150 mm	01
7	TOCO FoFo C/ FLANGES - PN 10 - Ø150 mm - L = 0,50 m	01
8	CURVA 45° FoFo - Ø150 mm	02
9	TUBO FoFo C/FLANGES - PN 10 - Ø150 mm - L = 2,00 m	01
10	REDUÇÃO GRADUAL - Ø150x100 mm	01

Fonte: Autor, 2025.

- ALTURA MANOMÉTRICA E POTÊNCIA

A partir dos resultados das tabelas 14, 15, 18 e 19 obteve-se a altura manométrica para o poço 1 de 69,81 m e potência requerida da bomba de 31,00 cv.

A partir dos resultados das tabelas 14, 15, 18 e 19 obteve-se a altura manométrica para o poço 2 de 69,81 m e potência requerida da bomba de 31,00 cv.

A partir dos resultados das tabelas 16, 17, 20 e 21 obteve-se a altura manométrica para o poço 2 de 68,68 m e potência requerida da bomba de 9,11 cv.

Para o revestimento do poço tubular, foi empregado PVC geomecânico, tubo edutor em aço carbono e barrilete de recalque constituído por tubos e conexões de ferro fundido.

5.2.3 DIMENSIONAMENTO DA ETA

- AERAÇÃO

No projeto do aerador, os parâmetros adotados para dimensionamento estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 - Parâmetros de projeto adotados no dimensionamento dos aeradores.

Parâmetros	Valores	Unidades
Taxa de aplicação superficial	540	m ³ /m ² .dia
Tempo de funcionamento da bomba	12	h
Diâmetro do coque	1	Pol.
Camada de altura de coque (m)	0,10	m
Distância entre tabuleiros	0,60	m
Número de tabuleiros	5	Unidade
Altura do aerador	3,50	m

Fonte: Autor, 2025.

Para sistema de tratamento da ETA 1 (área 1) considerou-se a quantidade de 3 aeradores, visto que a demanda de água é consideravelmente maior em relação aos consumidores do segundo projeto. Dessa forma, a partir parâmetros adotados na Tabela 22 calculou-se a área a ser ocupada por cada aerador em 2,46 m² e L=1,57 m. Considerando o uso de coque com 1” (2,54cm), e um aerador com 5 (cinco) bandejas, calculou-se o volume necessário de coque para 4 (quatro) bandejas em 0,99 m³, totalizando 2,96 m³ necessários para as três unidades.

Para a ETA 2 (área 2), com base nos parâmetros estabelecidos (Tabela 22) determinou-se que a área necessária para o aerador seria de 2,21 m², com L = 1,49 m. Utilizando-se coque de 1" (2,54 cm) e um sistema de 5 (cinco) bandejas, calculou-se um volume de 0,88 m³ de coque para preencher 4 (quatro) bandejas.

- **FILTRAÇÃO**

Para o dimensionamento dos filtros foram utilizados os seguintes parâmetros (Tabela 23).

Tabela 23 - Parâmetros utilizados para o dimensionamento do filtro rápido de camada simples de areia.

Parâmetros	Valores	Unidades
Taxa de filtração	120	m ³ /m ² .dia
Taxa de lavagem	1200	m ³ /m ² .dia
Número mínimo de filtros	3	unidades
Altura de água acima do leito filtrante	1,50	m
Altura livre adicional	0,25	m
Altura do leito filtrante	0,80	m
Camada suporte	0,40	m
Fundo falso	0,50	m
Tempo de lavagem	10	min

Fonte: Autor, 2025.

Com base nos parâmetros estabelecidos na Tabela 23, efetuou-se o dimensionamento dos filtros do Primeiro projeto (área 1), cujos resultados estão detalhados na Tabela 24 a seguir.

Tabela 24 - Resultado do dimensionamento referente aos filtros do projeto 1.

Parâmetros	Valores	Unidades
Vazão diária de cada filtro	665,10	m ³ /d
Área de cada filtro	5,54	m ²
Diâmetro de cada filtro	2,66	m
Volume consumido na lavagem de 1(um) filtro	46,19	m ³
Vazão de lavagem para cada filtro	0,08	m ³ /s
Volume de areia para cada filtro	4,43	m ³
Volume de pedregulho para a camada suporte	2,22	m ³
Volume da água acima do leito filtrante	8,31	m ³

Fonte: Autor, 2025.

Com base nos parâmetros estabelecidos na Tabela 23, efetuou-se o dimensionamento dos filtros da área 2, cujos resultados estão detalhados na Tabela 25 a seguir.

Tabela 25 - Resultado do dimensionamento referente aos filtros do projeto 2.

Parâmetros	Valores	Unidades
Vazão diária de cada filtro	297,90	m ³ /d
Área de cada filtro	2,48	m ²
Diâmetro de cada filtro	1,78	m

Volume consumido na lavagem de 1(um) filtro	20,69	m ³
Vazão de lavagem para cada filtro	0,03	m ³ /s
Volume de areia para cada filtro	2,00	m ³
Volume de pedregulho para a camada suporte	1,00	m ³
Volume da água acima do leito filtrante	3,72	m ³

Fonte: Autor, 2025.

- **DESINFECÇÃO**

O cálculo da **vazão** dos dosadores de produtos líquidos foi realizado com base nos parâmetros especificados na Tabela 26.

Tabela 26 - Parâmetros adotados para o dimensionamento da vazão de dosadores de produtos líquidos.

Parâmetros	Valores	Unidades
Dosagem de cloro	2,5	ppm
Teor percentual do cloro no hipoclorito de cálcio	60	%
Concentração da solução	5	%
Período diário de operação em horas	12	h

Fonte: Autor, 2025.

A partir dos critérios definidos na Tabela 26, calculou-se a vazão dos dosadores de líquidos para a ETA 1, obtendo-se os valores apresentados na Tabela 27.

Tabela 27 - Resultado dos cálculos referentes a etapa de desinfecção da ETA 1.

Parâmetros	Valores	Unidades
Consumo diário de cloro	5,0	Kg
Consumo de hipoclorito de cálcio	8,3	Kg
Volume da solução	166,3	L
Vazão de dosagem	13,9	L/h

Fonte: Autor, 2025.

A partir dos critérios definidos na Tabela 26, calculou-se a vazão dos dosadores de líquidos para a ETA 2, obtendo-se os valores apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 - Resultado dos cálculos referentes a etapa de desinfecção da ETA 2.

Parâmetros	Valores	Unidades
Consumo diário de cloro	1,5	Kg
Consumo de hipoclorito de cálcio	2,5	Kg
Volume da solução	49,7	L
Vazão de dosagem	4,1	L/h

Fonte: Autor, 2025.

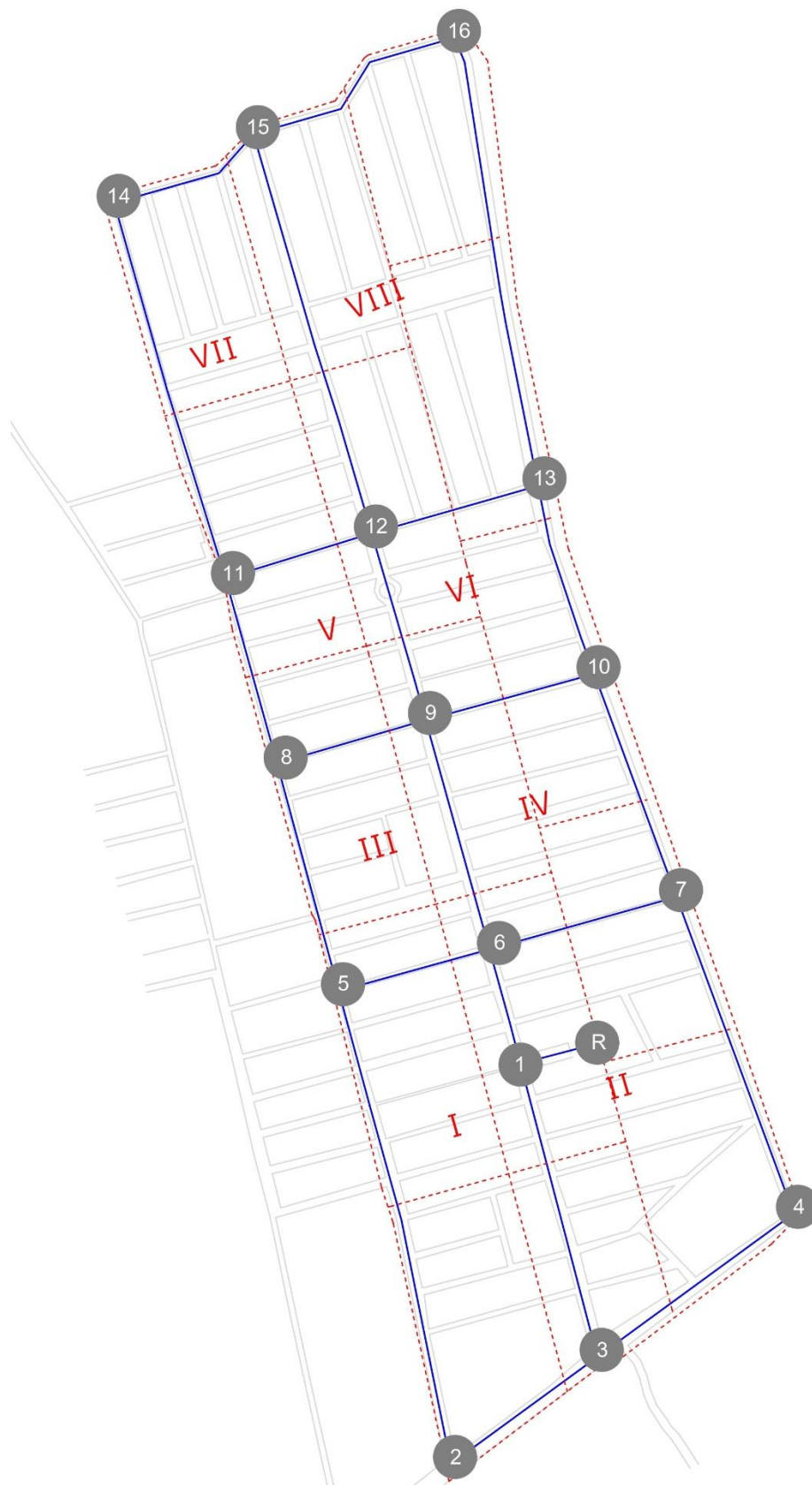
5.2.4 DIMENSIONAMENTO DA REDE PRIMÁRIA

O projeto da rede primária de distribuição envolveu a elaboração de dois estudos distintos, cada um correspondente a uma das duas áreas, teve início com a delimitação da área a ser atendida em cada um projeto, totalizando 80,22 hectares para a área 1 e 23,18 hectares

para a área 2. Para definir a localização ideal do reservatório de cada área, levou-se em consideração as características topográficas.

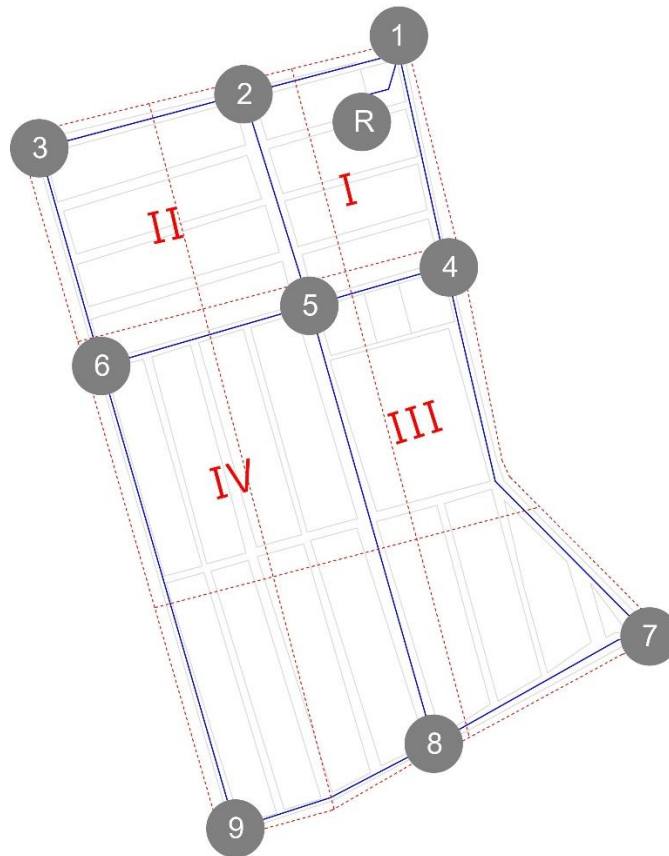
Uma vez definidas as posições dos reservatórios, procedeu-se à configuração do traçado das redes principais, incluindo a disposição dos anéis e a numeração dos nós específicos para cada projeto. Na etapa seguinte, determinou-se a área de influência correspondente a cada nó em ambos os sistemas. As Figura 21 e 22 ilustram o croqui esquemático dos traçados dos anéis e das respectivas áreas de influência, enquanto os valores detalhados por nó encontram-se discriminados nas Tabela 29 e 30.

Figura 21 - Croqui (1) esquemático do traçado dos anéis da rede primária de distribuição.



Fonte: Autor, 2025.

Figura 22- Croqui (2) esquemático do traçado dos anéis da rede primária de distribuição.



Fonte: Autor, 2025.

Tabela 29 – Área de influência dos nós do projeto 1.

Número do nó	Área (ha)
01	-
02	5,63
03	4,29
04	5,55
05	5,90
06	5,89
07	5,13
08	5,60
09	5,53
10	5,19
11	5,82
12	5,88
13	5,09
14	4,78
15	5,59
16	4,35
Σ	80,22

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 30 - Área de influência dos nós do projeto 2.

Número do nó	Área (ha)
01	1,89
02	2,62
03	2,16
04	2,47
05	3,62
06	2,78
07	2,59
08	2,82
09	2,23
Σ	23,18

Fonte: Autor, 2025.

Posteriormente, determinou-se a vazão específica de distribuição, uma para cada uma das duas áreas do projeto, utilizando a Equação 28. Para a Área 1, obteve-se o valor de 0,4318 L/s.ha, enquanto para a Área 2 o resultado foi de 0,4462 L/s.ha. Com base nestes resultados utilizando a Equação 29, calcularam-se as vazões concentradas em cada nó de ambas as redes. Os valores obtidos encontram-se detalhados na Tabela 31 e Tabela 32, apresentando a distribuição hidráulica completa do sistema.

Tabela 31 - Vazões concentradas nos nós do projeto 1.

Número do nó	Área (ha)	Vazão (L/s)
01	-	-
02	5,63	2,43
03	4,29	1,85
04	5,55	2,40
05	5,90	2,55
06	5,89	2,54
07	5,13	2,22
08	5,60	2,42
09	5,53	2,39
10	5,19	2,24
11	5,82	2,51
12	5,88	2,54
13	5,09	2,20
14	4,78	2,06
15	5,59	2,41
16	4,35	1,88
Σ	80,22	34,64

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 32 - Vazões concentradas nos nós do projeto 2.

Número do nó	Área (ha)	Vazão (L/s)
01	1,89	0,84
02	2,62	1,17
03	2,16	0,96
04	2,47	1,10
05	3,62	1,62
06	2,78	1,24
07	2,59	1,16
08	2,82	1,26
09	2,23	1,00
Σ	23,18	10,34

Fonte: Autor, 2025.

Desse modo, as vazões concentradas em cada nó de cada um dos projetos foram transferidas para o esquema hidráulico da rede de distribuição, conforme as Figuras 23 e 24, permitindo a determinação das vazões em todos os trechos do sistema. Ressalta-se que, foi adotado como convenção o sentido horário para o escoamento em toda a rede.

Figura 23 - Croqui (1) esquemático da distribuição das vazões no trecho.

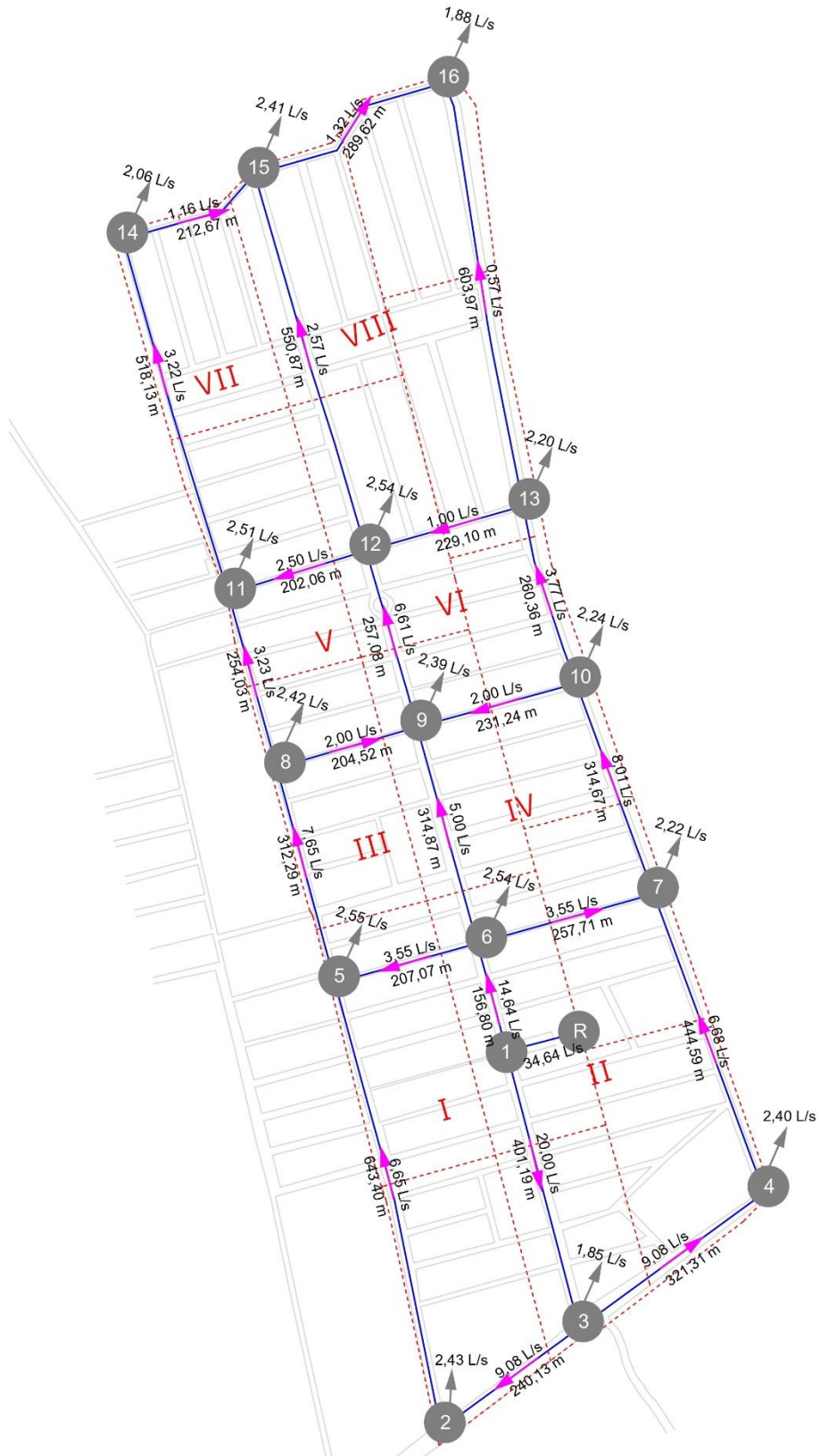
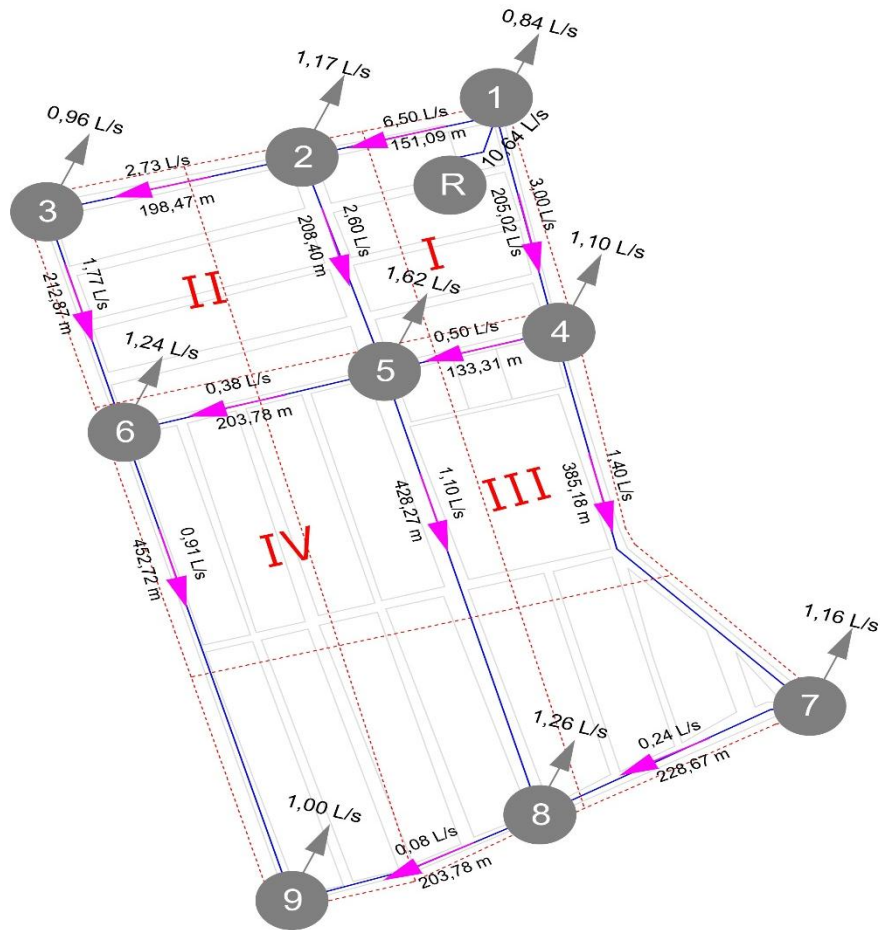


Figura 24- Croqui (2) esquemático da distribuição das vazões no trecho.



Fonte: Autor, 2025

Conhecendo-se as vazões de distribuição em cada trecho já estabelecidas para ambos os projetos, determinou-se os diâmetros adequados para todas as seções das duas redes distintas, utilizando como referência a Tabela 5. Este procedimento permitiu realizar separadamente o dimensionamento hidráulico dos anéis de cada sistema, visando o balanceamento das vazões nos trechos em cada projeto.

O processo de balanceamento hidráulico pelo método Hardy-Cross foi realizado de forma independente para cada uma das redes projetadas. No Projeto 1, o sistema atingiu o equilíbrio hidráulico após **29 interações**. Já o Projeto 2 necessitou de **15 interações** para que as variáveis hidráulicas atingissem os valores equilibrados.

Quadro 9 - Valores corrigidos das vazões e diâmetros nos trechos do projeto 1.

Anel	Trecho	Q (m³/s)	Q corrigida (m³/s)	D corrigido (m)
I	01-03	0,0200	0,0144	0,200
	03-02	0,0091	0,0064	0,150
	02-05	0,0065	0,0037	0,150
	05-06	-0,0036	-0,0039	0,100
	06-01	-0,0146	-0,0203	0,200
II	01-06	0,0146	0,0203	0,200
	06-07	0,0036	0,0034	0,100
	07-04	-0,0067	-0,0038	0,150
	04-03	-0,0091	-0,0062	0,150
	03-01	-0,0200	-0,0144	0,200
III	05-08	0,0076	0,0053	0,150
	08-09	0,0020	-0,0004	0,075
	09-06	-0,0050	-0,0104	0,150
	06-05	0,0036	0,0039	0,100
IV	06-09	0,0050	0,0104	0,150
	09-10	-0,0020	-0,0005	0,075
	10-07	-0,0080	-0,0050	0,150
	07-06	-0,0036	-0,0034	0,100
V	08-11	0,0032	0,0032	0,100
	11-12	-0,0025	-0,0020	0,100
	12-09	-0,0066	-0,0077	0,150
	09-08	-0,0020	0,0004	0,075
VI	09-12	0,0066	0,0077	0,150
	12-13	-0,0010	0,0001	0,050
	13-10	-0,0038	-0,0027	0,100
	10-09	0,0020	0,0005	0,075
VII	11-14	0,0032	0,0027	0,100
	14-15	0,0012	0,0006	0,075
	15-12	-0,0026	-0,0031	0,100
	12-11	0,0025	0,0020	0,100
VIII	12-15	0,0026	0,0031	0,100
	15-16	0,0013	0,0013	0,075
	16-13	-0,0006	-0,0006	0,050
	13-12	0,0010	-0,0001	0,050

Fonte: Autor, 2025.

Quadro 10 - Valores corrigidos das vazões e diâmetros nos trechos do projeto 2.

Anel	Trecho	Q (m³/s)	Q corrigida (m³/s)	D corrigido (m)
I	01-02	-0,0065	-0,0066	0,150
	02-05	-0,0026	-0,0027	0,100
	05-04	0,0005	0,0003	0,050
	04-01	0,0030	0,0029	0,100
II	02-03	-0,0027	-0,0028	0,100
	03-06	-0,0018	-0,0018	0,075
	06-05	0,0004	0,0007	0,050
	05-02	0,0026	0,0025	0,100
III	04-05	-0,0005	-0,0007	0,050
	05-08	-0,0011	-0,0008	0,075
	08-07	0,0002	0,0002	0,050
	07-04	0,0014	0,0013	0,075
IV	05-06	-0,0004	-0,0001	0,050
	06-09	-0,0009	-0,0006	0,050
	09-08	0,0001	0,0004	0,050
	08-05	0,0011	0,0014	0,075

Fonte: Autor, 2025.

Verificou-se que ao término das iterações em cada projeto, o balanceamento hidráulico atendeu as recomendações fundamentais da NBR 12218/2017 para o funcionamento global da rede, pois apresentou um residual do somatório de vazões e perdas de carga em cada anel menor ou igual que 0,1 L/s e 0,5 kPa, respectivamente, atendendo aos limites normativos.

Desta forma, após a correção das vazões nos trechos de cada uma das redes e possíveis mudanças de diâmetro, foi possível determinar as perdas de carga por trecho (Tabela 33 e Tabela 34) e pressões dos nós (Tabela 34 e Tabela 35).

Tabela 33 - Perda de carga por trecho do Projeto 1.

Trecho	ΔH (m)
R-01	0,1029
01-03	0,5095
03-02	0,2689
02-05	0,2960
05-06	0,6916
06-01	0,3795
06-07	0,6726
07-04	0,1956
04-03	0,3502
05-08	0,2467

Tabela 3334 - Perda de carga por trecho do Projeto 1.

Trecho	ΔH (m)
08-09	0,0389
09-06	0,9037
09-10	0,0002
10-07	0,2297
08-11	0,5817
11-12	0,2000
12-09	0,4216
12-13	0,0160
13-10	0,4374
11-14	0,8756
14-15	0,1021
15-12	1,1789
15-16	0,5184
16-13	1,6851

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 35 - Perda de carga por trecho do Projeto 2.

Trecho	ΔH (m)
R-01	0,0809
01-02	0,2871
02-05	0,4105
05-04	0,2586
04-01	0,4387
02-03	0,2560
03-06	0,4172
06-05	0,2629
05-08	0,8737
08-07	0,2447
07-04	0,8898
06-09	1,0322
09-08	0,4212

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 36 - Pressão disponível nos nós do projeto 1.

Nó	Pressão dinâmica mín. (m)	Cota do terreno (m)	Pressão (m)
1	10	46,0	17,90
2	10	49,0	14,12
3	10	48,0	15,39
4	10	45,0	18,04
5	10	44,0	18,83
6	10	46,0	17,52

Tabela 35 - Pressão disponível nos nós do projeto 1.

Nó	Pressão dinâmica mín. (m)	Cota do terreno (m)	Pressão (m)
7	10	46,0	16,85
8	10	44,0	18,58
9	10	47,0	15,62
10	10	50,0	12,62
11	10	43,0	18,99
12	10	46,0	16,19
13	10	46,0	16,18
14	10	30,0	31,12
15	10	31,0	30,01
16	10	22,0	38,50

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 37 - Pressão disponível nos nós do projeto 2.

Nó	Pressão dinâmica mín. (m)	Cota do terreno (m)	Pressão (m)
1	10	42,0	20,90
2	10	48,0	14,61
3	10	50,0	12,36
4	10	41,0	21,46
5	10	49,0	13,20
6	10	47,0	14,94
7	10	26,0	35,57
8	10	30,0	31,33
9	10	28,0	32,91

Fonte: Autor, 2025.

Dessa forma, para a **Área 1** adotou-se um reservatório com torre de **18 metros** de altura, enquanto para a **Área 2** projetou-se uma estrutura com **19 metros** de altura. Essas alturas foram capazes de garantir os níveis de pressões adequadas nas respectivas redes de distribuição do loteamento, sem necessidade de divisão dos sistemas em zonas de pressão distintas.

5.2.5 DIMENSIONAMENTO DA REDE SECUNDÁRIA

O dimensionamento da rede secundária foi realizado mediante o método do comprimento máximo de uma sequência de rede secundária. Para tanto, calculou-se a vazão específica por metro de canalização da rede de distribuição para os dois projetos, utilizando a Equação 33.

Tabela 38 - Vazão específica por metro de canalização.

Rede de distribuição	Vazão específica (L/s.m)
Área 1	0,00466
Área 2	0,00344

Fonte: Autor, 2025.

Para determinar o comprimento máximo da tubulação secundária, adotou-se o diâmetro de 50 mm, por representar o menor diâmetro recomendado para redes de distribuição. A partir da Tabela 9, retirou-se a vazão máxima permitida para esse diâmetro. Em seguida, calculou-se os comprimentos máximos da tubulação secundária alimentada por uma única derivação da tubulação principal e por duas derivações, utilizando as Equações 31 e 32, respectivamente (Tabela 38).

Tabela 39 - Comprimentos máximos de tubulação secundária.

Rede de distribuição	Vazão específica (L/s.m)	Comprimento máx. 1 derivação (m)	Comprimento máx. 2 derivações (m)
Área 1	0,00466	300,2	600,4
Área 2	0,00344	407,6	815,1

Fonte: Autor, 2025.

Deste modo, uma vez que nenhum trecho das redes secundárias de distribuição de água apresentou comprimento superior aos valores calculados, adotou-se o diâmetro de 50 mm em todos os trechos da rede secundária em cada uma das áreas.

6 CONCLUSÃO

O sistema de abastecimento de água proposto constitui uma alternativa relevante para universalizar o acesso à água potável por meio de rede de distribuição, com o objetivo de expandir os índices de cobertura desse serviço no município de Tomé-Açu. Ressalta-se que a implementação desse sistema possibilitará melhorias significativas para as condições de saúde da população, reduzindo sua vulnerabilidade a doenças de veiculação hídrica, provenientes frequentemente pelo consumo de água de poços rasos e construídos de forma inadequada, suscetíveis à contaminação.

Para aprimorar as unidades dimensionadas neste projeto, recomenda-se:

- Realizar um estudo hidrogeológico detalhado dos poços existentes na região, a fim de obter informações precisas sobre as características litológicas e as condições hidráulicas dos aquíferos locais;
- Elaborar orçamentos para todas as unidades do sistema de abastecimento de água em trabalhos futuros, considerando que a implantação da rede de distribuição representa a etapa mais onerosa do sistema.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Fabíola Magalhães de et al. **Proposta de abastecimento de água utilizando os aquíferos da região de Barcarena-Abaetetuba, Pará-brasil.** In: XIV Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, 2006, Curitiba. **Anais [...].** Curitiba: Associação Brasileira de Águas Subterrâneas, 2006.

ARAÚJO, Machado de. **Comparativo entre os algoritmos de newton-raphson para o dimensionamento de redes de distribuição de água.** 2017. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco, Recife 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12211: Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água.** Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12212: Projeto de poço tubular para captação de água subterrânea – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12213: Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público.** Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12214: Projeto de estação de bombeamento ou elevatória de água – Requisitos.** Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12215: Projeto de adutora para abastecimento público.** Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12216: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público.** Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12217: Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público.** Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12218: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5626: Instalação predial de água fria.** Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 17015: Execução de obras lineares para transporte de água bruta e tratada, esgoto sanitário e drenagem urbana, utilizando tubos rígidos, semirrígidos e flexíveis.** Rio de Janeiro, 2022.

BERNARDO, Luiz di. **Tratamento de água para abastecimento por filtração direta.** Rio de Janeiro: Rima, 2003. 498 p.

BRASIL. Ministério da Saúde. Portaria GM/MS nº 888, de 4 de maio de 2021. Altera o Anexo XX da Portaria de Consolidação GM/MS nº 5, de 28 de setembro de 2017, para dispor sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu

padrão de potabilidade. **Diário Oficial da União: seção 1, Brasília, DF, ed. 84, p. 127, 7 maio 2021.**

CHEN, Q.; Lu, D.; Keller, M.; Dos-Santos, M.N.; Bolfe, E.L.; Feng, Y.; Wang, C. **Modeling and Mapping Agroforestry Aboveground Biomass in the Brazilian Amazon Using Airborne Lidar Data.** Remote Sens., v.8, p.21. 2016.

CPRM, Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. **Sistema de Informação de Águas Subterrâneas.** Disponível em: <https://siagasweb.sgb.gov.br/layout/visualizar_mapa.php>. Acesso em: 31 ago. 2025.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA (EMBRAPA). **Caracterização e classificação dos solos do município de Tomé-Açu, PA.** Belém: Embrapa, 2001.

FUNDAÇÃO AMAZÔNIA DE AMPARO A ESTUDOS E PESQUISAS DO PARÁ (FAPESPA). **Estatística Municipal de Tomé-Açu.** Belém: Fapespa, 2023.

FUNDAÇÃO NACIONAL DA SAÚDE (FUNASA). **Manual de Saneamento.** 5. ed. Brasília: Funasa, 2019.

FURUSAWA, Rubens Tadashi. **Contribuição ao dimensionamento de rede de distribuição de água por critério de custo global.** 2011. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

GOMES, Heber Pimentel. **Abastecimento de Água.** 2. ed. João Pessoa: LENHS UFPB, 2021.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de Água para Consumo Humano.** 2. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010.

IBGE, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Estimativa Populacional.** Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pa/tome-acu/panorama>>. Acesso em: 31 ago. 2025.

JUNIOR, Nelson Peralta Cunha; CHAUDHRY, Fazal Hussain. **Estudo comparativo de filtros rápidos de camada simples de areia e de camada dupla.** 1992. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.

LIMA, Ferreira de; GIRARD, Luiza. Influência do leito de contato na eficiência de remoção de ferro de águas subterrâneas. **Revista de Ciências Ambientais**, v. 6, n. 1, p. 5 a 17, 2012.

MORAIS, Allan Bruce Paiva de. **Proposta de sistema de abastecimento de água para a comunidade de vila nova, BARCARENA-PA.** 2018. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal do Pará, Belém, 2018.

MOURA, E. S. et al. **Relação Clima, Relevo e Desastres Naturais na microrregião de Tomé Açu, Pará.** In: 14º Simpósio Nacional de Geomorfologia, 2023, Corumbá / MS. **Anais [...].** Corumbá: União da Geomorfologia Brasileira, 2023.

NETTO, J. M. A.; FERNÁNDEZ, M. F. **Manual de Hidráulica.** 9. ed. São Paulo: Editora Edgar Blücher, 2018.

PEDROSA, Priscilla Pinheiro Veloso. **Projeto de um sistema de abastecimento de água potável em uma área residencial no município Abaetetuba-PA**. 2021. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal do Pará, Belém, 2021.

PICANÇO, F. E. L.; LOPES, E. C. S; SOUZA, E. L. de. Fatores responsáveis pela ocorrência de ferro em águas subterrâneas da região metropolitana de Belém/PA. In: XII Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas, 2002, Florianópolis. **Anais [...]**. Florianópolis: Associação Brasileira de Águas Subterrâneas, 2002.

Prefeitura Municipal de Tomé-Açu. **Sobre o município**. Disponível em: <<https://www.prefeituratomeacu.pa.gov.br/sobre-o-munic%C3%ADpio>>. Acesso em: 31 ago. 2025.

Prefeitura Municipal de Belém. **Plano Municipal de Saneamento Básico**. Disponível em: <<https://arbel.belem.pa.gov.br/wp-content/uploads/2022/05/VOLUME-II-SAA.pdf>>. Acesso em: 31 ago. 2025.

Rede de Capacitação e Rede de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental (ReCESA). **Abastecimento de Água: Gerenciamento de Perdas de Água e Energia Elétrica em Sistemas de Abastecimento**. Brasília: Agência Nacional de Águas, 2008.

RICHTER, C. A.; NETTO, J. M. A. **Tratamento de Água: tecnologia atualizada**. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1991.

SANTOS, Alessandra Campos dos; REIS, Alan.; MENDIONDO, Eduardo Mario. Segurança hídrica no Brasil: situação atual, principais desafios e perspectivas futuras. **Revista DAE**, v. 68, n 225, p 167-179, 2020.

SEMEIA, Secretaria Municipal de Meio Ambiente. **Plano municipal de saneamento do município de Abaetetuba**. Disponível em: <https://abaetetuba.pa.gov.br/wp-content/uploads/2025/01/PMS_ABAETETUBA_MS_2017_DIAG_01.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2025.

SILVA, Karlos Marx de Sousa. **Descrição das tecnologias de tratamentos de água no brasil e suas distribuições por regiões no país**. 2020. TCC (Graduação) - Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2020.

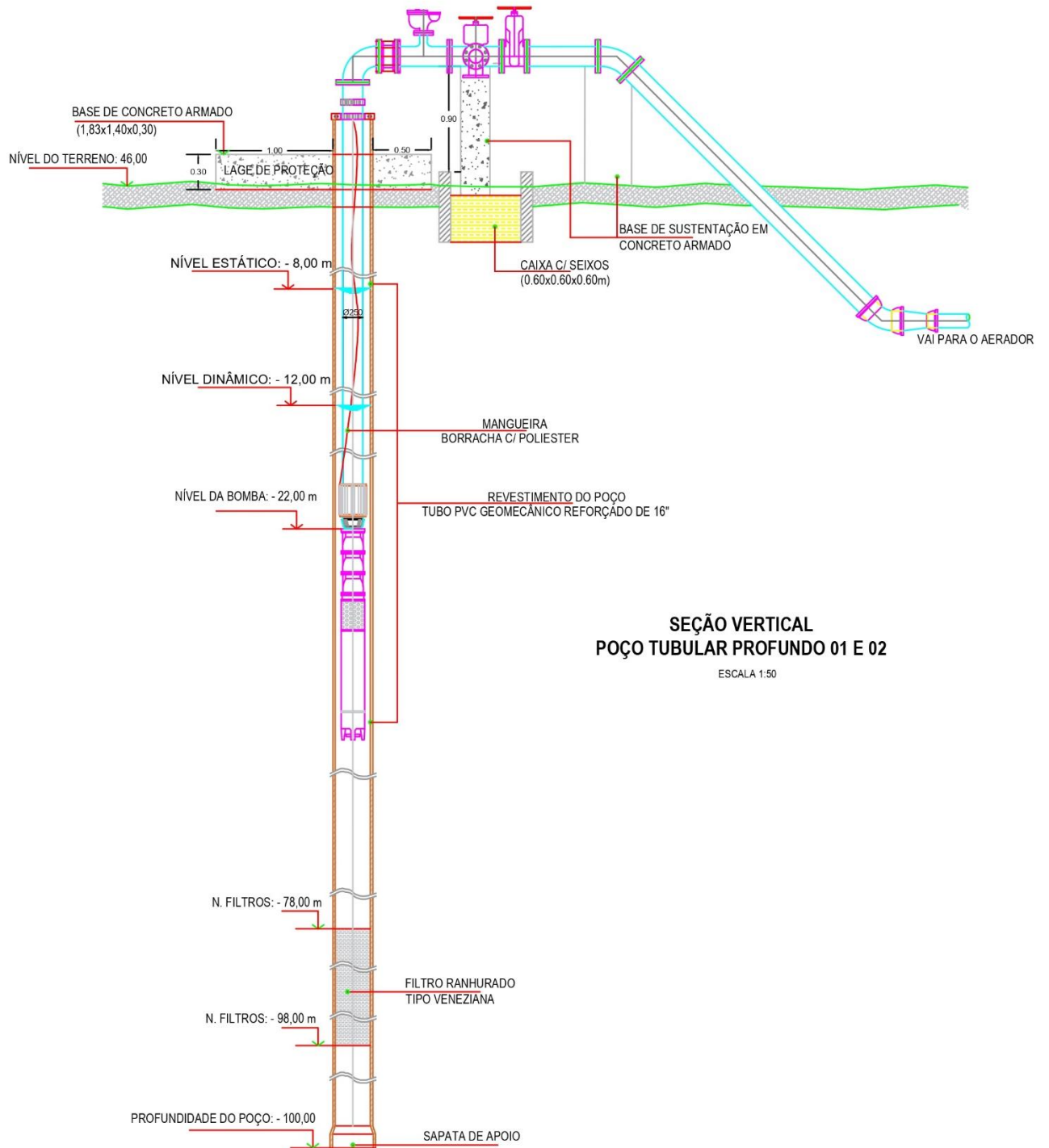
SILVA, Matheus Brito da; PAIVA, Pedro Lucas Siqueira. **Diagnóstico do saneamento básico no município de Tomé-açu, Pará, Amazônia Oriental**. 2024. TCC (Graduação) - Curso de Bacharelado em Engenharia Agrícola, Universidade Federal Rural da Amazônia, Tomé-Açu, 2024.

SOUZA, Walterler Alves de. **Tratamento de água**. Natal: CEFET/RN, 2007.

TOPOGRAFIC-MAP.COM. **Mapa topográfico Tomé-Açu**. Disponível em: <<https://pt-br.topographic-map.com/map-7s731/Tom%C3%A9-Açu/?center=-5.15003%2C-47.72206&zoom=6>>. Acesso em: 31 ago. 2025.

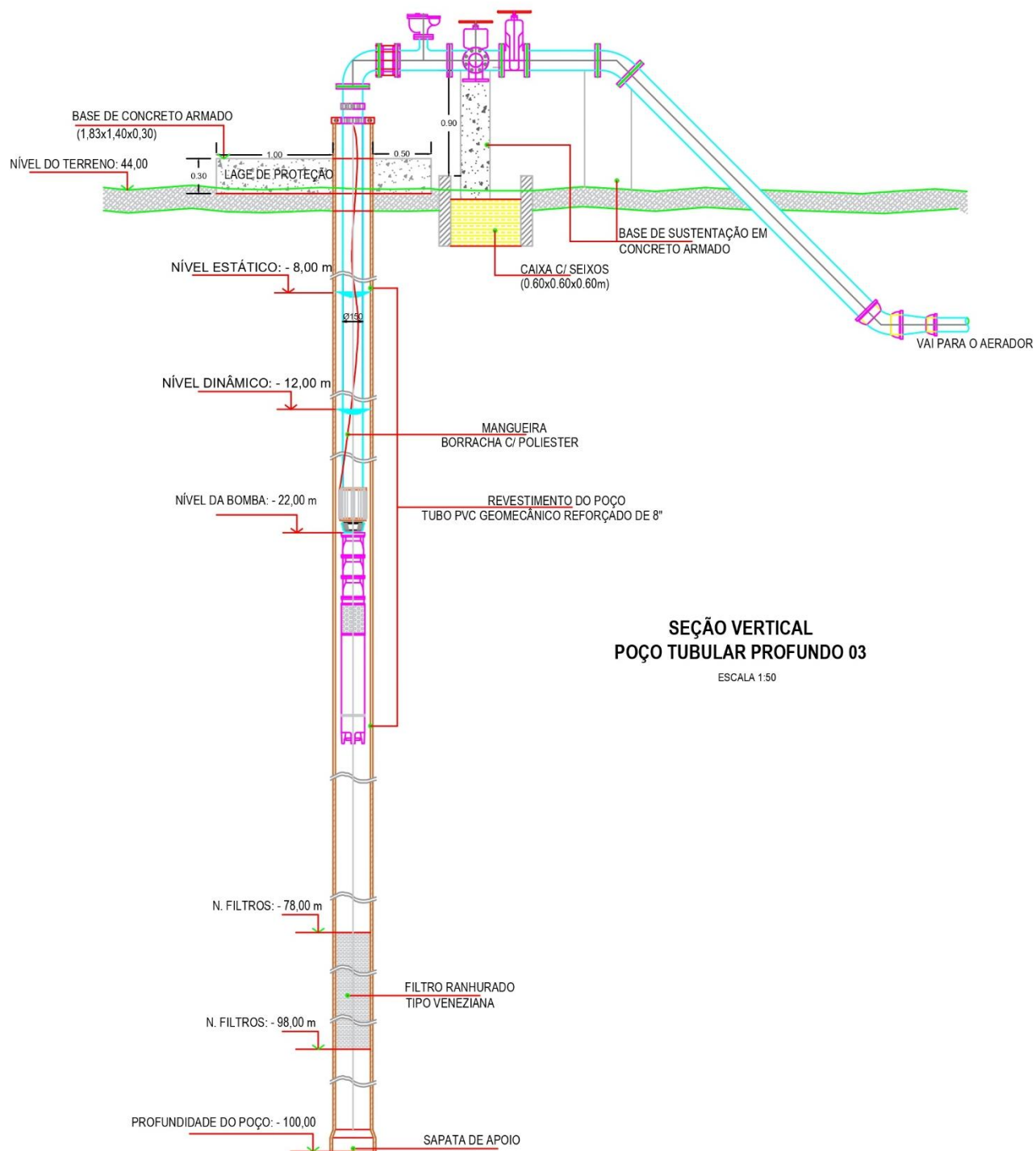
TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de Água**. 3. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

ANEXO A: CROQUI ESQUEMÁTICO POÇO TUBULAR 01 E 02.



Fonte: Autor, 2025.

ANEXO B: CROQUI ESQUEMÁTICO POÇO TUBULAR 03.



Fonte: Autor, 2025.