



INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO PIAUÍ
CAMPUS TERESINA ZONA SUL
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

LYSIA VITÓRIA DANTAS SANTOS

**ANÁLISE COMPARATIVA DO IMPACTO DAS EQUAÇÕES DE PERDA DE
CARGA NOS CUSTOS DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA**

TERESINA

2025

LYSIA VITÓRIA DANTAS SANTOS

ANÁLISE COMPARATIVA DO IMPACTO DAS EQUAÇÕES DE PERDA DE CARGA
NOS CUSTOS DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Trabalho de Conclusão de Curso (monografia)
apresentado como exigência parcial para obtenção
do diploma do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação,
Ciência e Tecnologia do Piauí, Campus Teresina
Zona Sul.

Orientador: Prof. Dr. Mauro César de Brito Sousa.

TERESINA

2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD

Santos, Lysia Vitória Dantas

S237a Análise comparativa do impacto das equações de perda de carga nos custos de redes de abastecimento de água / Lysia Vitória Dantas Santos. - 2025.

88 f.: il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Piauí, Campus Teresina Zona Sul, 2025.

Orientador : Prof Dr. Mauro César de Brito Sousa.

1. Perda de carga. 2. Fator de atrito. 3. Fórmula universal. 4. Análise econômico -financeira. I. Título.

CDD - 624

Elaborado por Isabel dos Santos Lima CRB 3/1060

LYSIA VITÓRIA DANTAS SANTOS

ANÁLISE COMPARATIVA DO IMPACTO DAS EQUAÇÕES DE PERDA DE CARGA
NOS CUSTOS DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Trabalho de Conclusão de Curso (monografia)
apresentado como exigência parcial para obtenção
do diploma do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação,
Ciência e Tecnologia do Piauí, Campus Teresina
Zona Sul

Aprovada em: 12 / 02 / 2025.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Mauro César de Brito Sousa (Orientador)
Instituto Federal do Piauí (IFPI)

Prof. Me. Israel de Oliveira Costa
Instituto Federal do Piauí (IFPI)

Prof. Dr. Kelson de Sousa Leite
Instituto Federal do Piauí (IFPI)

Dedico este trabalho aos meus pais, amigos e mestres que me auxiliaram nessa caminhada, mas sobretudo a Deus que me permitiu trilhá-la.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha mãe, que, com muito zelo e dedicação, abriu caminho para todos os meus sonhos realizados e ainda não realizados, sendo sempre dedicação, amor e suporte. Sou grata ao meu pai, sempre sinônimo de disponibilidade, ajuda e confiança no meu futuro. A Deus, que me fortalece quando mais necessito, se revela nas mais pequenas coisas e concretiza sempre os melhores caminhos, muito além do meu entendimento. Sem o Senhor, eu nada seria.

Aos meus irmãos pela paciência e confiança conferidas a mim. A toda minha família pelo apoio e pela compreensão confiados a mim, pela fé no meu futuro e, mais que tudo, pelo amor dedicado a mim. A todos os meus amigos por me manterem sã, em especial: Maria Clara, Victor, Camila, Letícia, Eduarda e Thaynara, que souberam compreender minha ausência, me ensinar o valor da presença, me mostrar que a vida é melhor quando dividida com aqueles que amamos e que me apresentam os caminhos que nem sempre sou capaz de ver sozinha. Muito obrigada pela confiança na minha pessoa, na minha amizade e no meu futuro, toda a recíproca é verdadeira.

Sou grata a PALMA (Pedro, Angelo, Marcos e Ana Paula), grupo que se formou quando eu mais precisava, se tornou família e abrandou o meu coração nos momentos mais difíceis com boas risadas e uma boa energia. Devo a vocês muito da fé que hoje mantenho nas pessoas boas. Meu mais sincero agradecimento à Ana Paula, minha duplinha de graduação. Sou muito feliz pela nossa amizade, seja no final de um corredor fofocando, surtando por um trabalho, ou até conversando besta. Ao Tiago, que se revelou um verdadeiro amigo e que em pouquíssimo tempo, se tornou alguém muito importante para mim. Aos demais amigos de profissão, com os quais divido tantos momentos bons e engraçados, levo todos vocês no meu coração.

Agradeço, também, a todos os professores e servidores que passaram pela minha vida acadêmica, pois todos direto e indiretamente contribuíram para o alcance desse resultado e me ensinaram lições para além da sala de aula. Em especial, ao meu orientador, Mauro César, que se faz modelo de conduta na profissão, me inspira e me prestou suporte durante essa caminhada.

Ao professor Hamifrancy Brito, que me incentiva, me inspira e me apresentou diversas possibilidades que hoje me norteiam. Muito obrigada por todas as palavras de confiança dedicadas a mim e pelos ensinamentos sobre as estradas da vida.

Mas minha maior inspiração vem da minha melhor amiga, a deslumbrante mulher, de quem recebi o nome e o sangue da vida... Lorelai Gilmore. Minha mãe nunca me deu qualquer ideia de que eu não poderia fazer ou ser o que quisesse. Ela encheu nossa casa com amor, diversão, livros e música, incansável em seus esforços para me dar modelos, de Jane Austen a Eudora Welty a Patti Smith. Enquanto ela me guiava por esses incríveis dezoito anos, não sei se ela percebeu que a pessoa que eu mais queria ser era ela. Obrigada, mãe, você é meu exemplo para tudo.

Rory Gilmore

RESUMO

A perda de carga é um norteador de suma importância para a delimitação no processo do dimensionamento de obras hidráulicas, sendo também um elemento essencial para a redução de gastos na instalação desses sistemas hidráulicos, uma vez que a mesma afeta as seções e as medidas das tubulações, tal como os reservatórios de água e suas alturas. Nesse meandro, cabe ressaltar a relevância dos coeficientes de atrito para a perda de carga nesses condutos, visto que, pelas diversas equações e metodologias para calculá-la, faz-se necessário utilizar um valor ao fator de atrito e, ao passo que esse coeficiente diminui, a perda de carga aumenta. A Associação Brasileira de Normas Técnicas reconhece a Fórmula Universal, ou Fórmula de Darcy–Weisbach, como um método para a obtenção da perda de carga, pela ABNT NBR 12.218/2017 e, por sua vez, o programa de simulações hidráulicas EPANET utiliza a equação de Hazen–Williams, elaborada pelos engenheiros Allen Hazen e Garden Williams, da equação de Darcy–Weisbach formulada pelo engenheiro Henry Philibert Gaspard Darcy em parceria com o matemático Julius Weisbach e da equação de Chezy–Manning dos reconhecidos engenheiros Antoine de Chezy e Robert Manning. Esse trabalho tem como finalidade o comparativo entre as diferentes metodologias anteriormente citadas para a obtenção da perda de carga, no contexto da análise econômico–financeira, em uma mesma rede de distribuição de água, com os mesmos dados de entrada e, conseqüentemente, avaliar a influência do fator de atrito nas perdas de carga da malha em questão.

Palavras–chave: perda de carga, fator de atrito, fórmula universal, análise econômico–financeira, EPANET.

ABSTRACT

Head loss is an extremely important guideline in the process of designing hydraulic structures, also serving as a crucial element in reducing costs associated with installing these hydraulic systems. This happens because it affects pipe sections, their dimensions, water reservoirs, and their elevations. Notably, the significance of friction coefficients in these conduits for head loss must be emphasized. Various equations and methodologies exist to calculate it, necessitating the use of a friction factor. As this coefficient decreases, head loss increases. The Brazilian Association of Technical Standards recognizes the Universal Formula, as known as Darcy–Weisbach Formula, as a method to determine head loss through ABNT NBR 12.218/2017. Additionally, the hydraulic simulation program EPANET utilizes the Hazen–Williams equation developed by engineers Allen Hazen and Garden Williams, derived from the Darcy–Weisbach equation formulated by the engineer Henry Philibert Gaspard Darcy in collaboration with the mathematician Julius Weisbach, and the Chezy–Manning equation by the renowned engineers Antoine de Chezy and Robert Manning. This study aims to compare the previously mentioned methodologies for determining head loss, considering economic–financial analysis within the same water distribution network, using identical input data. Consequently, it evaluates the influence of the friction factor on the network's head losses.

Keywords: head loss; friction factor; universal formula; economic–financial analysis, EPANET.

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparativo do custo com tubo de 50 mm para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning	75
Gráfico 2 – Comparativo do custo com tubo de 75 mm para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning	76
Gráfico 3 – Comparativo do custo com tubo de 100 mm para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning	77
Gráfico 4 – Comparativo do custo com tubo de 150 mm para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning	78
Gráfico 5 – Comparativo do custo total das tubulações para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning	79
Gráfico 6 – Comparativo do custo total das conexões para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning	80
Gráfico 7 – Comparativo do custo total da rede para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning	81

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Distribuição da água no planeta Terra quanto à salinidade	23
Figura 2 – Representação da retirada de água no Brasil – 2019	24
Figura 3 – Esquema geral de um sistema de abastecimento de água	29
Figura 4 – Esquema de tratamento em uma ETA	32
Figura 5 – Reservatórios com diferentes geometrias	33
Figura 6 – Tipos de reservatório quanto disposição no terreno.....	33
Figura 7 – Esquema de uma Rede Ramificada.....	35
Figura 8 – Esquema de uma Rede Ramificada com traçado em espinha de peixe ..	35
Figura 9 – Esquema de uma Rede Ramificada com traçado em grelha	35
Figura 10 – Esquema de uma Rede Ramificada.....	36
Figura 11 – Esquema de uma rede em blocos utilizada no Japão	37
Figura 12 – Esquema de uma Rede Mista	37
Figura 13 – Uso de estação elevatória apenas na captação de água bruta (perfil)...	38
Figura 14 – Uso de estação elevatória na captação de água bruta e no transporte de água tratada do reservatório enterrado ao elevado (perfil)	38
Figura 15 – Esquema de uma estação elevatória de água	39
Figura 16 – Perda de carga no escoamento de um líquido por um tubo liso (A).....	41
Figura 17 – Perda de carga no escoamento de um líquido por um tubo rugoso	41
Figura 18 – Perda de carga localizada no escoamento de um líquido em conexões e acessórios	41
Figura 19 – Esquema das protuberâncias quanto à camada laminar em condutos lisos (a) e em condutos rugosos (b)	45
Figura 20 – Ilustração do experimento de Reynolds	48
Figura 21 – Escoamento em regime laminar.....	48
Figura 22 – Escoamento em regime transitório.....	48
Figura 23 – Escoamento em regime turbulento.....	49
Figura 24 – Planta de Situação do Loteamento adotado	56
Figura 25 – Disposição dos trechos, nós e reservatório pelo loteamento do projeto	65
Figura 26 – Planta executiva das tubulações da rede utilizando a equação de Hazen – Williams	66

Figura 27 – Planta executiva das tubulações da rede utilizando a equação de Darcy – Weisbach.....	67
Figura 28 – Planta executiva das tubulações da rede utilizando a equação de Chezy – Manning.....	68

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Marcos históricos quanto ao Saneamento Básico no cenário mundial	25
Quadro 2 – Marcos históricos quanto ao Saneamento Básico no cenário mundial	26
Quadro 3 – Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen–Williams	42
Quadro 4 – Coeficiente de rugosidade (Chezy–Manning) conforme o material	44
Quadro 5 – Informações comuns para o dimensionamento das redes de abastecimento projetadas	57
Quadro 6 – Ocupação das quadras do loteamento adotado	59
Quadro 7 – Planilha orçamentária do dimensionamento das tubulações da rede utilizando a equação de Hazen – Williams	69
Quadro 8 – Planilha orçamentária do dimensionamento das tubulações da rede utilizando a equação de Darcy – Weisbach.....	71
Quadro 9 – Planilha orçamentária do dimensionamento das tubulações da rede utilizando a equação de Chezy – Manning.....	73
Quadro 10 – Resumo comparativo do custo dos tubos para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning	84
Quadro 11 – Resumo comparativo do custo dos tubos, custo das conexões e custo total da rede para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente “C” (Hazen–Williams) conforme o material	42
Tabela 2 – Coeficiente “e” (Darcy–Weisbach) conforme o material.....	43
Tabela 3 – Indicação de altura da lâmina d’água em reservatórios.....	60
Tabela 4 – Estimativa do consumo per capita pelo porte da comunidade	59
Tabela 5 – Comparativo das pressões estáticas no Epanet (Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning).....	61
Tabela 6 – Comparativo das pressões dinâmicas no Epanet (Hazen – Williams, Darcy – Weisbach e Chezy – Manning)	62
Tabela 7 – Comparativo das perdas de carga obtidas no Epanet (Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning)	63
Tabela 8 – Comparativo dos diâmetros das tubulações dimensionados no Epanet (Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning).....	64

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AutoCAD	Computer Aided Design by Autodesk
EPANET	Programa de modelagem hidráulica e de qualidade de água
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
NBR	Norma Brasileira
PLANSAB	Plano Nacional de Saneamento Básico
ODS	Objetivo de Desenvolvimento Sustentável
FUNASA	Fundação Nacional de Saúde
SUCAM	Superintendência de Campanhas de Saúde Pública
FSESP	Fundação Serviços de Saúde Pública
SNSA	Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental
SINAPI	Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil
SEINFRA	Secretaria da Infraestrutura do Ceará
ORSE	Sistema de Orçamento de Obras de Sergipe
SICRO	Sistema de Custos Referenciais de Obras
EPA	<i>U.S. Environmental Protection Agency</i>
LENHS	Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento
UFPB	Universidade Federal da Paraíba
DAE S.A.	Departamento de Água e Esgoto

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 OBJETIVOS.....	21
2.1 OBJETIVO GERAL	21
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
3 REFERENCIAL TEÓRICO.....	22
3.1 ÁGUA	22
3.2 SANEAMENTO BÁSICO.....	24
3.3 SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	27
3.3.1 Mananciais	29
3.3.2 Captação	30
3.3.3 Adução	30
3.3.4 Tratamento	31
3.3.5 Reservação	32
3.3.6 Distribuição.....	34
3.3.7 Estações elevatórias	38
3.3.8 Ramal predial ou domiciliar.....	39
3.4 HIDRÁULICA.....	39
3.4.1 Definição da perda de carga.....	40
3.4.1.1 Equação de Hazen–Williams.....	42
3.4.1.2 Equação de Darcy–Weisbach ou Fórmula Universal da Perda de Carga	43
3.7.8.3 Equação de Chezy–Manning	45
3.4.2 Rugosidade.....	46
3.4.3 Número de Reynolds.....	47
3.4.4 Coeficiente de atrito	49
3.5 EPANET	49
3.6 ORÇAMENTO	50
4 MATERIAL E MÉTODOS.....	52
4.1 PROCEDIMENTO METODOLÓGICO.....	52
4.2 EQUAÇÕES UTILIZADAS	53
4.2.1 Vazão do Projeto	53
4.2.2 Vazão do Reservatório	53

4.2.3 Volume do reservatório.....	54
4.2.4 Diâmetro do reservatório cilíndrico	54
4.2.5 Vazão da rede	55
4.2.6 Velocidade.....	55
4.3 CRITÉRIOS E PARÂMETROS PARA O DIMENSIONAMENTO	56
4.4 DELIMITAÇÃO DA ÁREA DO PROJETO	57
4.5 DEFINIÇÃO DA POPULAÇÃO DE PROJETO	59
4.6 CONSUMO PER CAPITA.....	60
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	61
6 CONCLUSÕES FINAIS	85
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86

1 INTRODUÇÃO

Como necessidade básica para a manutenção da vida humana e de todos os seres vivos, a água, historicamente, sempre foi um elemento determinante sobre a disposição do ser humano pelo planeta. Hodiernamente, sua crucialidade se dá não apenas pela sua ingestão, mas também, pela sua utilização em diversos outros serviços básicos, dos quais, muitos deles hoje são considerados como direitos dos cidadãos, pelos Estados e devem ser assegurados conforme o previsto em suas respectivas constituições e planos traçados, por exemplo: o saneamento básico no Brasil.

No Brasil, o Plano Nacional de Saneamento Básico (Plansab) – elaborado pelo Governo Federal, em conformidade com a Lei nº 11.445/2007 – visando a garantia dos direitos tangentes ao Saneamento Básico, estabeleceu metas para o ano de 2033, sobre os serviços de coleta de resíduos sólidos, distribuição de água, coleta de esgoto sanitário, ou fossa séptica. Nesse meandro, cabe ressaltar umas dessas metas: a porcentagem de domicílios urbanos e rurais que deverão ser abastecidos com água por rede de distribuição ou por poço ou nascente até 2033 é de 99%. Sob essa perspectiva, cabe salientar o Objetivo de Desenvolvimento Sustentável 6 (Água Potável e Saneamento), o qual estabelece metas para o Brasil até o ano de 2030, uma delas: a Meta 6.1, por sua vez, ambiciona alcançar o acesso universal e equitativo à água para consumo humano, de maneira segura e também acessível para todas e todos. Dessa forma, à medida que as metas almejam a universalização desse serviço e, de acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, pela Pesquisa Nacional de Saneamento Básico nos anos de 2000 e de 2008, traçando um comparativo, constata-se que a quantidade de domicílios abrangida pela rede de distribuição de água cresceu em 14,7%, o que indica uma crescente, ainda que não ideal, das obras para tais serviços.

O dimensionamento, a execução das obras e a operação dessas malhas de distribuição de água devem assegurar que a água chegue em suas condições ideais nos seus múltiplos destinos, sem quaisquer complicações que impeçam seu trajeto e o funcionamento da rede e, caso esses aconteçam, sejam resolvidos pelos procedimentos de manutenção o mais rápido possível. Sob essa perspectiva, visto que para que esse processo ocorra sem tantos entraves, é trivial que o projeto e o

funcionamento sejam elaborados e executados seguindo parâmetros essenciais, como uma perda de carga máxima de 8 metros por quilômetro, como as pressões disponíveis nos nós obedeçam de um intervalo de 10 metros de coluna d'água e 40 metros de coluna d'água (para casos de terreno como topografia acidentada, o limite se estende para 50 metros de coluna d'água) em todos os seus cenários de consumo e, não menos importante, ainda em conformidade com a ABNT NBR 12.218/2017, a qual versa sobre o Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público.

Imerso nessa logística, a ABNT NBR 12.218/2017 preconiza a preferência do uso da Fórmula Universal para o cálculo da perda de carga distribuída e, para a mesma, se faz necessário o uso de um coeficiente de atrito (f). Ainda na NBR 12.218/17, não existe qualquer sugestão de método a se utilizar para o cálculo desse fator de atrito (f).

Sob esse meandro, tendo em vista a trivialidade do parâmetro da perda de carga, para a determinação das dimensões dos elementos da malha de distribuição de água, influenciando diretamente nos diâmetros das tubulações adotadas e na altura de instalação de torres piezométricas, o presente estudo pretende comparar os efeitos e resultados das diferentes equações, assim, avaliando qual delas se faz mais adequado e garante menos perdas para a malha em questão. Tais simulações para traçar esse comparativo foram realizadas pelo programa de simulação hidráulica EPANET, no qual se adota as equações Darcy–Weisbach, Chezy–Manning e Hazen–Williams, utilizando valores para o fator de atrito (f) conforme o material dos encanamentos.

Imbuído na atual perspectiva brasileira tangente aos serviços de saneamento básico e sua importância, somada às das tendências mundiais sobre tal, torna-se evidente que as incontáveis negligências no âmbito nacional frente a esse setor, ainda demonstram suas marcas e consequências no cenário hodierno nacional. Nesse sentido, tal fato impede, ao menos parcialmente, o acesso aos direitos de dignidade e qualidade de vida previstos a todas as pessoas e se demonstram como limitadores do desenvolvimento social.

Acerca deste aspecto, muitas das prerrogativas para o descaso governamental frente aos referidos imbróglis e adiamento da disponibilização em total conformidade a tais serviços essenciais, dão-se por meio do fator econômico–financeiro para que isso ocorra. Tal cenário ocorre devido à necessidade de estudos de viabilidade técnica

e ambiental aprofundados caso a caso, além de onerosas obras de engenharia, tais como: serviços de corte e aterro, projetos para ampliar a rede de abastecimento de água e o sistema de esgoto, incluindo a instalação de adutoras, construção de estações de tratamento de água (ETA), estações de tratamento de esgoto (ETE) e redes de coleta; obras de drenagem, como a construção de galerias, pontes e canais.

No contexto da perda de carga sendo diretamente impactada pelo coeficiente de atrito (f) e em função da sua capacidade de alterar as dimensões adotadas nas tubulações e demais dispositivos, torna-se perceptível a influência do fator de atrito nos custos das obras de sistema de abastecimento de água. Sob essa perspectiva, é notório que tais custos se tornam mais onerosos à medida que a perda de carga e o coeficiente de atrito aumentam e, conseqüentemente, à medida que os diâmetros da tubulação também crescem, por possuírem um preço mais elevado que os diâmetros menores.

Sob esse prisma, faz-se evidente a relevância do presente estudo, relacionando diferentes métodos adotados para a obtenção do fator do atrito, resultando em diferentes valores no cálculo da perda de carga, com intuito de relacionar resultados e concluir sobre a relevância desse elemento que impacta a economia e os custos despendidos para a execução de tais redes.

Nesse meandro, cabe salientar a importância da otimização de custos, em face às metas traçadas pelo Plano Nacional de Saneamento Básico (Plansab) para o ano de 2033, tal como a meta 6.1 do Objetivo de Desenvolvimento Sustentável 6 para o Brasil, que visa atingir o acesso universal e equitativo à água para consumo humano, de forma acessível e segura.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Comparar o impacto das equações de perda de carga na eficiência hidráulica e nos custos de redes de abastecimento de água, identificando o método que proporciona menor perda de carga e sua influência nos custos da rede.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Detalhar as condições ideais indicadas pelas normativas para o confronto das fórmulas adotadas para o projeto da Rede de Distribuição de Água, tal como apresentar o loteamento utilizado no estudo;
- Traçar e simular a rede de distribuição no software EPANET; considerando as equações: Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning;
- Observar os efeitos das perdas de cargas obtidos pelas diferentes metodologias empregadas no dimensionamento;
- Gerar planilhas orçamentárias quanto ao custo de aquisição dos itens dessa rede;
- Traçar o comparativo entre os custos orçamentários das redes obtidas pela simulação adotando a fórmula de Hazen–Williams, de Darcy–Weisbach e de Chezy–Manning.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 ÁGUA

Uma das substâncias mais primordiais a nível mundial, uma das grandes responsáveis pela manutenção da vida no Planeta Terra e pelo desencadeamento dos mais variados processos químicos, físicos e também biológicos, a água é um recurso essencial, impactando não somente como componente bioquímico para todos os seres vivos, mas também como fator de impacto geológico, uma das principais fontes para a geração da energia elétrica no mundo moderno e, não obstante, para todas as atividades industriais.

A ingestão dessa importante substância auxilia na hidratação, regula a temperatura corporal através do suor e também da sua evaporação, pode ajudar no processo de desintoxicação do organismo (mediante a urina e outros tipos de excreções), facilita a absorção dos nutrientes ingeridos na alimentação, compõe o plasma sanguíneo, transportando além de nutrientes, sais minerais e oxigênio até as células, dentre outras inúmeras atribuições devido sua condição de solvente universal, fato que possibilita a maioria das reações químicas.

Por meio do Art. 2º da Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, o Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA, especifica as classificações das águas quanto à salinidade ao definir:

- “I – águas doces: águas com salinidade igual ou inferior a 0,5 ‰;
- II – águas salobras: águas com salinidade superior a 0,5 ‰ e inferior a 30 ‰;
- III – águas salinas: águas com salinidade igual ou superior a 30 ‰”.

Figura 1 – Distribuição da água no planeta Terra quanto à salinidade



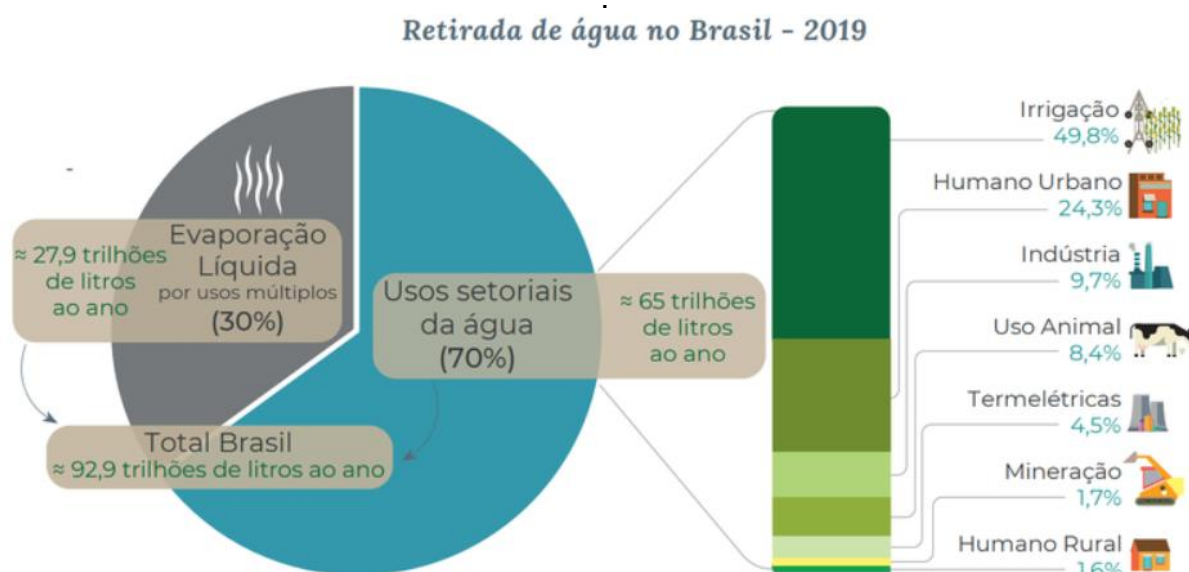
Fonte: Braulio (2015).

Nesse ínterim, faz-se relevante observar a atual distribuição desse recurso pela extensão do Planeta Terra (frequentemente referido como Planeta Água, devido à sua massiva presença e importância), cobrindo aproximadamente 70% (setenta por cento) de sua superfície. Dessa quantidade de água, cerca de 97,5% (noventa e sete por cento e meio) são classificados como água salgada e somente 2,5% (dois por cento e meio) são dados como água doce. Ainda nessa conjuntura, segundo a Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA), uma significativa parcela da água doce – cerca de 69% (sessenta e nove por cento) – é de difícil acesso, por sua concentração em geleiras, já outros 30% (trinta por cento) estão em aquíferos, o que os classifica como águas subterrâneas e, enquanto isso, menos de 1% (um por cento) da água doce mundial é encontrada nos rios, fato que chancela a necessidade de um uso e manejo adequados e conscientes da água, para a garantia da sua preservação, tendo em vista, o uso preferencial da água doce advinda dos rios – devidamente tratada – para o consumo e utilização em seus mais variados usos.

A ANA também aponta que o uso brasileiro desse valioso recurso se dá principalmente pela irrigação de lavouras, pelo abastecimento de água, pelo setor industrial, pelo fornecimento energético, pela mineração, pela aquicultura, pelas

navegações, assim como pelas atividades turísticas e de lazer. Desse modo, tendo em vista as mais diversas atividades desenvolvidas que necessitam da água para que ocorram, aproximadamente 92,9 trilhões de litros de água são captados para que as necessidades dessas atividades sejam supridas.

Figura 2 – Representação da retirada de água no Brasil – 2019



Fonte: Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (2020).

3.2 SANEAMENTO BÁSICO

Segundo o Manual do Saneamento Básico fornecido pelo Instituto Trata Brasil, saneamento básico é um conjunto de práticas na modificação ou preservação do meio ambiente em prol da promoção da saúde, da prevenção de doenças, da otimização da qualidade de vida, da produtividade da população e, assim, também em prol do favorecimento da atividade econômica da população atingida (Instituto Trata Brasil, 2012).

Historicamente, o saneamento básico demonstrou sua importância e íntima relação ao desenvolvimento da sociedade e das suas condições de vida, ao passo que o ser humano, ao longo dos anos, ainda sem todo o embasamento científico moderno, foi percebendo a necessidade de devidas práticas. em sua obra “A governança nos serviços municipais de água e esgoto”, Waldo Villani Jr (2017), traz um breve histórico de acontecimentos significativos nesse âmbito, como:

Quadro 1 – Marcos históricos quanto ao Saneamento Básico no cenário mundial

ANO	EVENTO HISTÓRICO
4500 a.C.	Construção do primeiro sistema de drenagem encontrado em uma casa no ocidente, na ilha de Orkney, na atual Escócia.
4000 a.C.	Início da irrigação na Mesopotâmia, com a utilização de sistemas rudimentares.
3750 a.C.	Executadas redes de esgoto em Babilônia.
2600 a.C.	Construção de condutos subterrâneos para a disposição das águas servidas ao longo de Tell-Asmar, próximo à cidade de Bagdá.
2100 a.C.	No Egito, um exército de três mil homens do faraó Mentuhotep escavou quatorze poços de água.
2000 a.C.	Os egípcios utilizam o sulfato de Alumínio para a decantação de água.
2000 a.C.	Escritos em sânscritos estabelecem os cuidados com a água de beber. Recomendam: armazenamento em vasos de cobre, filtração através de carvão, purificação por fervura no fogo, por aquecimento ao sol ou por introdução de uma barra de ferro aquecida na massa líquida, seguida por filtração em areia e cascalho grosso.
514 a.C.	Construção da Cloaca Máxima em Roma, para drenagem do solo na colina do Capitólio, coletar águas pluviais e residuárias do Fórum e desaguar no Tio Tibre. A galeria de 740 m de extensão e diâmetro máximo de 4,30 m, foi executada em pedras arrumadas, com base na tecnologia e experiência desenvolvida pelos etruscos em escavação de túneis.
400 a.C.	Hipócrates no livro “Ar, Água e Lugares”, classifica e compara as águas para uso humano, recomendando a filtragem e a fervura da água para assegurar a saúde da população.
280 a.C.	Em Roma é construída a primeira rede de abastecimento de água com o emprego de canalizações de chumbo.

Fonte: Adaptada de Villani (2017).

Nesse sentido, de acordo com Rezende e Heller (2002, p. 38), até o século 19, a Teoria dos Miasmas, a qual versava sobre a propagação das doenças sendo ocasionada através de “emanações gasosas provenientes da matéria orgânica em decomposição, constantemente encontrada em regiões pantanosas”, foi extensivamente reconhecida e disseminada na comunidade científica da época. Condição que já demonstrava noções, ainda rudimentares, referentes ao meio

ambiente ou espaços sociais não devidamente tratados, como um potencial disseminador de doenças.

Quadro 2 – Marcos históricos quanto ao Saneamento Básico no cenário nacional

ANO	EVENTO HISTÓRICO
1561	É escavado o primeiro poço de abastecimento de água no Rio de Janeiro, por determinação de Estácio de Sá.
1636	Vinda ao Brasil do príncipe João Maurício de Nassau, para governar o Brasil holandês. Nos anos de 1637 a 1644 foram realizadas obras hidráulicas, incluindo drenagem, diques canais e embarcadouros na cidade de Recife e Olinda.
1673	Início das obras de adução de água para a cidade do Rio de Janeiro.
1723	Concluído a primeira condução de águas do rio Carioca até o centro da cidade do Rio de Janeiro. O canal da carioca foi projetado em 1602, pelo engenheiro militar Félix Azevedo Carneiro e Cunha. As obras foram iniciadas em 1673 e somente concluídas em 1723. Captava água do rio da Carioca no alto do morro de Santa Tereza e chegando ao local hoje conhecido como Largo da Carioca, onde havia um chafariz. Por defeitos de construção e furtos de água faltava água no chafariz em algumas épocas do ano.
1876	O engenheiro Antônio Gabrielle foi contratado para projetar o primeiro sistema de abastecimento de água encanada no Rio de Janeiro.
1973	Criação da SEMA – Secretaria Especial do Meio Ambiente do Ministério do Meio Ambiente, para atuar nos campos de pesquisa, planejamento, coordenação e assessoramento, com vistas à preservação da qualidade dos recursos naturais.
1991	Criação da FUNASA (Fundação Nacional de Saúde), com a fusão da SUCAM (Superintendência de Campanhas de Saúde Pública) e FSESP (Fundação Serviços de Saúde Pública).
1992	Criada a SNSA – Secretaria Nacional de Saneamento básico para prover as questões de saneamento e passa a estimular à concorrência entre a atuação do setor público e da iniciativa privada, que já dava mostras de seu interesse por alguns setores controlados por estatais.
2001	LEI nº 10.257, de 10 de julho de 2001, conhecida como Estatuto das Cidades, regulamenta os artigos 182 e 183 da Constituição Federal, estabelece diretrizes gerais da política urbana e dá outras providências.
2003	Criação do Ministério das Cidades, responsável pela política de desenvolvimento urbano e saneamento básico. A SNSA (Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental) é transferida para o novo Ministério com a missão de promover o desenvolvimento e a redução das desigualdades sociais através de políticas públicas de sustentabilidade institucional e ambiental.

Fonte: Adaptada de Villani (2017).

No cenário brasileiro, o saneamento básico teve seu início no Rio de Janeiro, no ano de 1561, uma vez que, a fim de abastecer a sua capital, Estácio de Sá, primeiro governador-geral da Capitania do Rio de Janeiro, no período colonial, solicitou a execução de poços. Contudo, foi apenas no final do século XIX, que o saneamento básico começou a ser delineado de maneira mais consistente, quando, visando a melhoraria das condições da saúde pública da população e o combate às epidemias, os primeiros serviços de esgotamento sanitário e de abastecimento de água surgiram. Outro significativo marco foi, ainda no fim do século XIX, em 1894, em face das epidemias oriundas da população europeia, a promulgação do primeiro Código Sanitário do Estado de São Paulo (Miranzi et al., 2010).

Atualmente no Brasil, a Lei Nacional de Saneamento Básico (LNSB) define o saneamento básico como o conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de:

(i) abastecimento de água potável;

(ii) esgotamento sanitário;

(iii) limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos; e

(iv) drenagem e manejo das águas pluviais, limpeza e fiscalização preventiva das respectivas redes urbanas.

Nesse Contexto, a Lei de Saneamento Básico (Lei N° 11.445/2007), prevê, mediante o Art. 20, que a universalização do acesso e efetiva prestação do serviço, tal como a integralidade, compreendida como o conjunto de atividades e componentes de cada um dos diversos serviços de saneamento que propicie à população o acesso a eles em conformidade com suas necessidades e maximize a eficácia das ações e dos resultados.

3.3 SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Conforme o Manual de Saneamento da Fundação Nacional de Saúde – FUNASA (2007), um sistema de abastecimento público de água é composto por uma série de equipamentos, de obras, de instalações e de serviços que visam a produção e distribuição da água à população, atendendo em quantidade e qualidade às necessidades dessa população, tanto para uso doméstico, quanto industrial, para

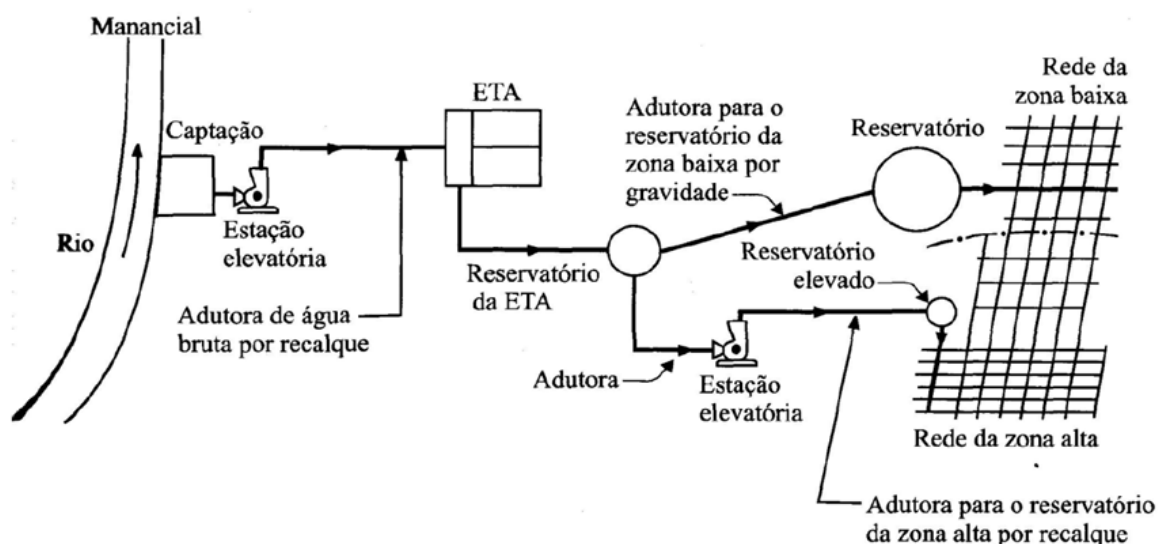
serviços públicos e também para outras modalidades de consumo. Imerso nessa lógica, cabe ressaltar que nos componentes sugeridos pelo manual de orientações técnicas da FUNASA para um projeto de rede de distribuição de água, constam:

- Memorial descritivo;
- Planilha orçamentária;
- Cronograma físico–financeiro;
- Anotação de Responsabilidade Técnica;
- Memorial de cálculo;
- Plantas (plantas baixas, croquis construtivos e cortes);
- Licenciamento ambiental;
- Documentos comprobatórios de posse da área ou de concessão da área para a execução dos serviços;
- Normas técnicas aplicáveis.

Nesse ínterim, os sistemas públicos são preferíveis, mais adequados e interessantes econômico e sanitariamente – uma vez que projetados de maneira apropriada – aos sistemas individuais, os quais, por sua vez, devem ser utilizados apenas provisoriamente, pois não substituem satisfatoriamente a importância das medidas públicas. No cenário brasileiro, segundo o Artigo 15 da Resolução de N° 192 da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico, salvo casos excepcionais como regulamentações específicas ou circunstâncias especiais, a exemplo: a inexistência de uma rede pública para a distribuição de água na localidade, a população é obrigada a se conectar às redes públicas. Isso se deve pela maior segurança e confiabilidade da água tratada fornecida por essas e, para os casos de recusa à conexão não devidamente justificados, podem ser aplicadas multas e penalidades, além do pagamento das taxas e tarifas de serviço e demais preços públicos em face da disponibilização e da manutenção da infraestrutura, ainda que a moradia não esteja conectada ou os utilize.

Dessa forma, o percurso e o procedimento quanto a água nesses sistemas – os quais devem garantir a condição própria para uso desse recurso, além do apropriado fornecimento do mesmo – devem ser dimensionados buscando atender as necessidades da população por muitos anos, além de serem propícios à manutenção. Desde a sua disposição inicial nos mananciais, até que a água chegue em conformidade com os parâmetros de quantidade e qualidade estabelecidos, esse processo pode passar por algumas fases. São elas: captação, adução, tratamento, reservação, distribuição, estações elevatórias e ramal predial.

Figura 3 – Esquema geral de um sistema de abastecimento de água



Fonte: Orsini (1996).

3.3.1 Mananciais

Corpos hídricos na qual a água é encontrada em grandes quantidades, para que possam ser considerados fontes primárias e naturais de tal fluido. Os mananciais podem ser classificados como fontes superficiais ou subterrâneas desse recurso, dependendo do local de disposição. Exemplos de mananciais superficiais: lagos e riachos. Já os mananciais subterrâneos podem ser representados por aquíferos e lençóis freáticos.

Esses cursos de água detêm papel essencial na obtenção de água para o consumo direto dos seres vivos de todas as espécies, na preservação da umidade do ar e, não obstante, nas atividades econômicas e de saneamento promovidas pelo ser humano. Nesse contexto, os imbrólios ecológicos a eles associados constituem

entraves diretos e indiretos para a manutenção da biodinâmica dos ecossistemas, como a poluição advinda dos processos de urbanização e industrialização, os quais, dentre vários outros problemas ambientais, afetam a qualidade de água e provocam crises hídricas com incontáveis efeitos negativos.

Para assegurar que esses imbróglis sejam atenuados, foram criadas legislações para a proteção dos mananciais e do meio ambiente, que apresentam justificativas, parâmetros para o uso de tais recursos, somados a penalidades e multas em casos de descumprimento, evidenciando a necessidade do cumprimento por parte da população, das grandes empresas, das ações fiscalizadoras e do Poder Judiciário competente por decidir como tais penalizações e multas serão aplicadas nos casos de não conformidade com as leis vigentes.

3.3.2 Captação

Segundo o Glossário Saneamento e Meio Ambiente do Atlas Água Brasil (uma colaboração do Instituto de Comunicação e Informação Científica e Tecnológica em Saúde da Fiocruz com o Ministério da Saúde e a Secretaria de Vigilância em Saúde), a captação pode ser definida como o processo no qual ocorre a extração da água de mananciais, com a utilização de equipamentos e instalações apropriados para tal. Sob esse prisma, a captação pode ser dividida em:

- Captação Superficial: coleta de água diretamente de corpos d'água superficiais;
- Captação Subterrânea: extração do recurso em aquíferos artesianos e freáticos;
- Captação de Poço Profundo: sucção de lençóis localizados em meio a estratos impermeáveis de solo;
- Captação de Poço Raso: captação do fluido de lençol freático (localizada sobre o primeiro estrato de solo impermeável. (ICICT–Fiocruz, 2010).

3.3.3 Adução

A adução se dá pelo traslado da água entre o local de sua extração do manancial, a estação de tratamento (ETA), o sistema de distribuição e para o reservatório, após os procedimentos de tratamento. Esse processo demanda

substancial tempo e espaço para que ocorra, possuindo não apenas condutos, mas bombas e outros tipos de dispositivos (EOS Consultores, 2022). Podendo ser categorizada quanto:

- À modalidade de escoamento (livre, forçada ou mista);
- Ao tipo energético adotado (recalque, gravitacional ou misto);
- À classe de água transportada (bruta ou tratada).

3.3.4 Tratamento

Procedimento que consiste no somatório de etapas até que a água bruta seja convertida em água própria ao consumo em suas mais variadas modalidades diretas e indiretas (água potável possui caracterização definida pela portaria nº 2.914 de 12 de dezembro de 2011). Assim, durante esse processo, devem ser realizadas regularizações quanto a suas propriedades físico-químicas, quanto às bactérias presentes e, não obstante, quanto ao seu perfil organoléptico. Em geral, as etapas desse procedimento são:

- Coagulação: adição de sulfato de alumínio, visando a formação de flocos que agreguem as impurezas. Processo essencial para que posteriormente sejam retiradas as impurezas de tamanho coloidal dessa mistura;
- Floculação: posteriormente, por intermédio de pás, ocorre a agitação mecânica dessa mistura, o que auxilia na união das partículas dos flocos;
- Decantação: procedimento lento (dura cerca de 3 horas) para que os flocos presentes na água fiquem depositados no fundo dos decantadores;
- Filtração: filtros que utilizam areia para a retirada de impurezas que resistiram ao processo de decantação, utilizam carvão ativado para a eliminação do o sabor e do odor residuais, além de camadas de cascalho que servem para assegurar a sustentação das camadas de carvão e areia;
- Desinfecção: neutralização dos micro-organismos patogênicos, realizada por meio de agentes físico-químicos, a exemplo da aplicação do cloro;
- Fluoretação: adição controlada de um composto de flúor. Prática comprovadamente efetiva na prevenção de cáries;

- Correção da acidez: correções do pH da água, por intermédio da cal hidratada. São recomendados valores de pH entre 6,9 e 7,5 (SANEP – Serviço Autônomo de Saneamento de Pelotas, [s.d.]).

Figura 4 – Esquema de tratamento em uma ETA



Fonte: Serviço Autônomo de Saneamento de Pelotas – SANEP (2024).

3.3.5 Reservação

Utilização de reservatórios como modalidade de armazenamento par água a ser distribuída. O processo projetual deve ter como parâmetros: possíveis alterações climáticas, quantidade de habitantes a ser abarcada, além da projeção de crescimento populacional, porções destinadas ao combate de incêndios, etc. Esses recipientes, sua geometria, localidade e altura (de cota do terreno e do seu fuste) também são de extrema importância para a definição das pressões na rede, além da gestão no tocante à variação do consumo do líquido tratado (EOS Consultores, 2022).

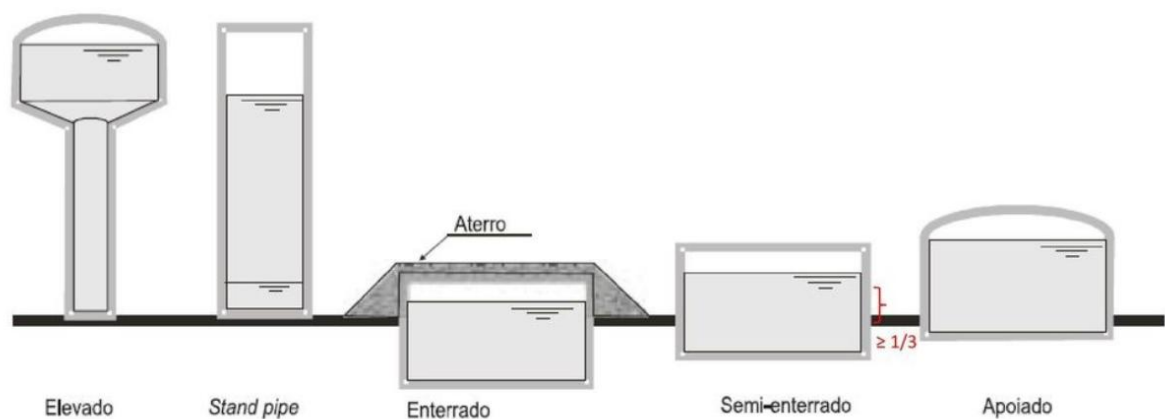
Ainda sobre esses dispositivos de armazenamento, os reservatórios podem ser de diversos materiais, como: polietileno, poliéster reforçado, concreto, aço carbono e fibra de vidro. Além desse parâmetro, os reservatórios também podem estar dispostos de distintas formas perante ao terreno (elevado, enterrado, semienterrado, apoiado ou *stand-pipe*) e, não obstante, pode apresentar diferentes geometrias conforme a necessidade e as escolhas do projetista. No entanto, apesar das suas variadas possibilidades, que devem ser escolhidas caso a caso, levando em consideração o valor econômico despendido e a devida adequação ao projeto, os reservatórios devem preservar a qualidade da água, protegendo-a de fatores e agentes externos.

Figura 5 – Reservatórios com diferentes geometrias



Fonte: Faz Forte (2016).

Figura 6 – Tipos de reservatório quanto disposição no terreno



Fonte: Mello (2019).

Segundo o engenheiro ambiental Marlon Capello, a altura útil a ser adotada oscila entre 3 metros a 6 metros, no entanto, comumente são adotadas alturas que variam de 2,40 metros até 8,00 metros.

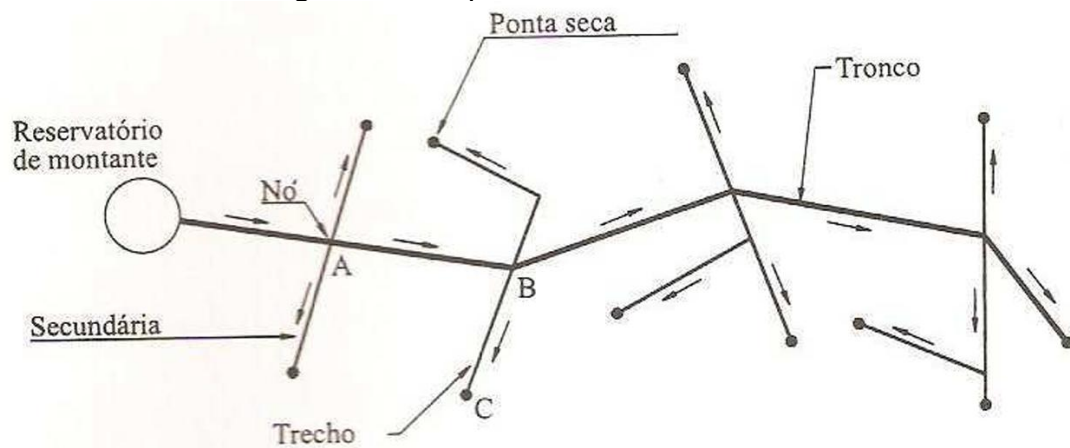
3.3.6 Distribuição

Ocorre mediante a ação conjunta de tubulações e dispositivos acessórios, os quais objetivam o abastecimento da população devidamente projetada para a rede de distribuição. Critérios como vazão, pressão e a perda de carga são de suma relevância e devem ser analisadas a cada tubulação e dispositivo empregado na tubulação seguindo as recomendações dadas pela norma de Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público – NBR 12.218/2017 (EOS Consultores, 2022).

Nesse meandro, as redes de distribuição consistem em canalizações sob a pavimentação das ruas e camadas de aterro, para que a água consiga chegar até o seu destino final, seja esse domiciliar, comercial ou até industrial. Assim, cabe salientar a classificação das redes quando à disposição desses condutos.

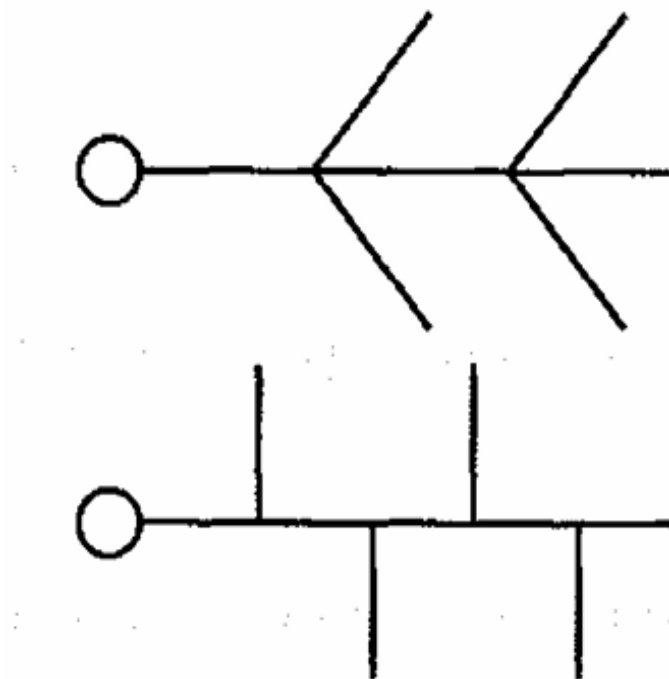
- a) **Redes Ramificadas:** Usualmente utilizada para populações e regiões pequenas, esse tipo de rede tem sua geometria caracterizada por uma tubulação (a qual tem início a partir de um reservatório a montante). Dessa forma, dando origem a canalizações secundárias que, por sua vez, conectam diretamente a tubulação tronco aos pontos a serem abastecidos. Algumas das geometrias aplicadas nessas redes recebem, usualmente, a denominação de “espinha de peixe” e “traçado em grelha”, conforme apresentado nas seguintes imagens.

Figura 7 – Esquema de uma Rede Ramificada



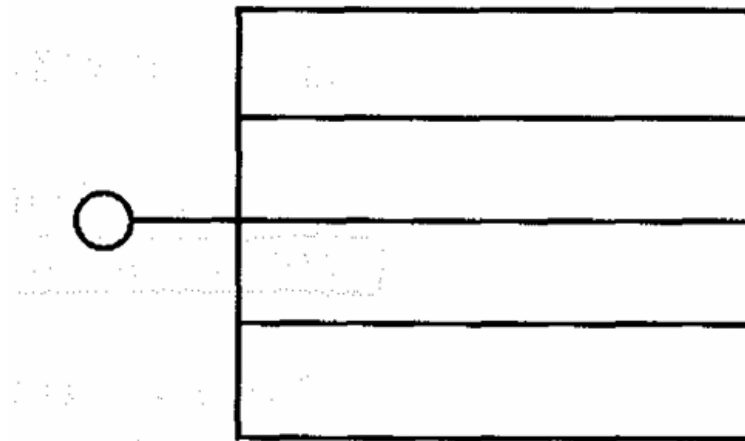
Fonte: Tsutiya (2004).

Figura 8 – Esquema de uma Rede Ramificada com traçado em espinha de peixe



Fonte: Tsutiya (2004).

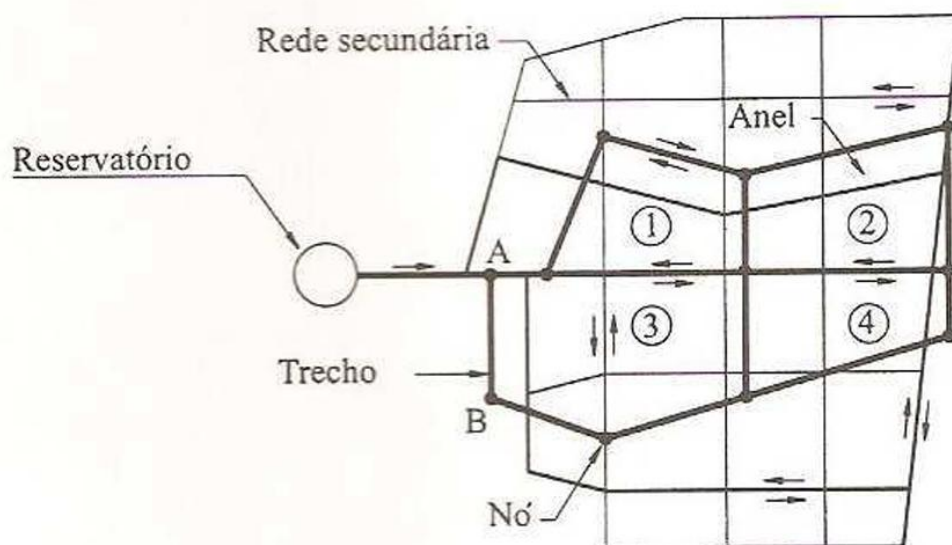
Figura 9 – Esquema de uma Rede Ramificada com traçado em grelha



Fonte: Tsutiya (2004).

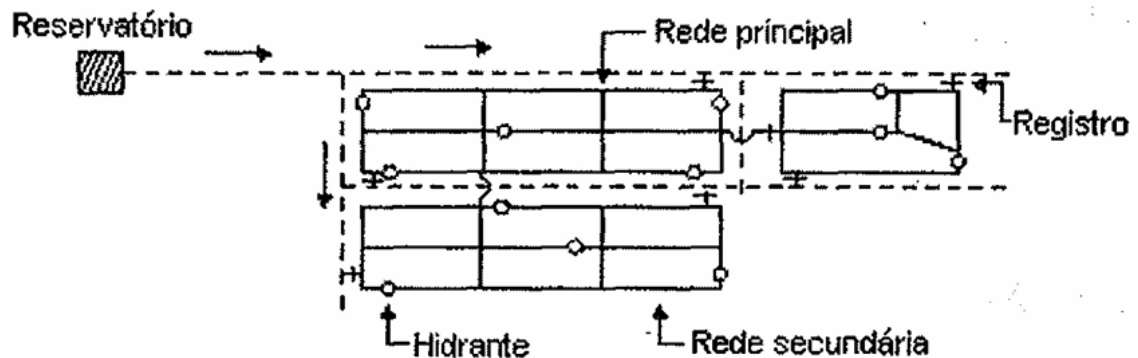
- b) **Redes Malhadas:** Solução mais rebuscada e resiliente, composta apenas por tubulações tronco, as quais se interligam em malha, formando anéis. Permite com que um ponto seja abastecido por mais que apenas uma rota, assegurando uma menor probabilidade de interrupção em casos de manutenção ou reparos ocasionais. Esse tipo de rede também garante uma mudança no sentido do fluxo, tal como uma maior flexibilidade para regiões e horários com alta demanda, assim, não sobrecarregando apenas uma via de canalização.

Figura 10 – Esquema de uma Rede Ramificada



Fonte: Tsutiya (2004).

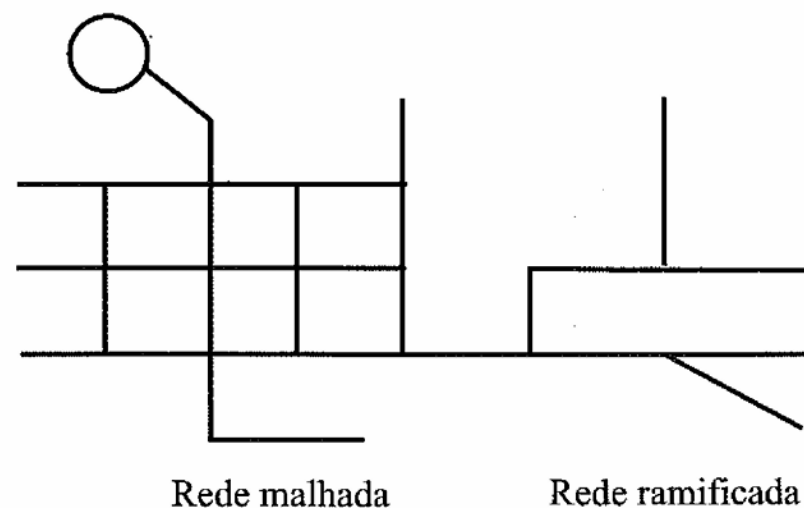
Figura 11 – Esquema de uma rede em blocos utilizada no Japão



Fonte: JWWA (1978).

- c) **Redes Mistas:** São caracterizadas por combinarem a estrutura das redes ramificadas e malhadas, de forma a dispor também da combinação de suas respectivas vantagens. Solução estratégica para a otimização da distribuição de água, garantindo fatores como: a resiliência do sistema, a eficiência e a flexibilidade da disposição dos condutos e dispositivos quanto às necessidades da região.

Figura 12 – Esquema de uma Rede Mista

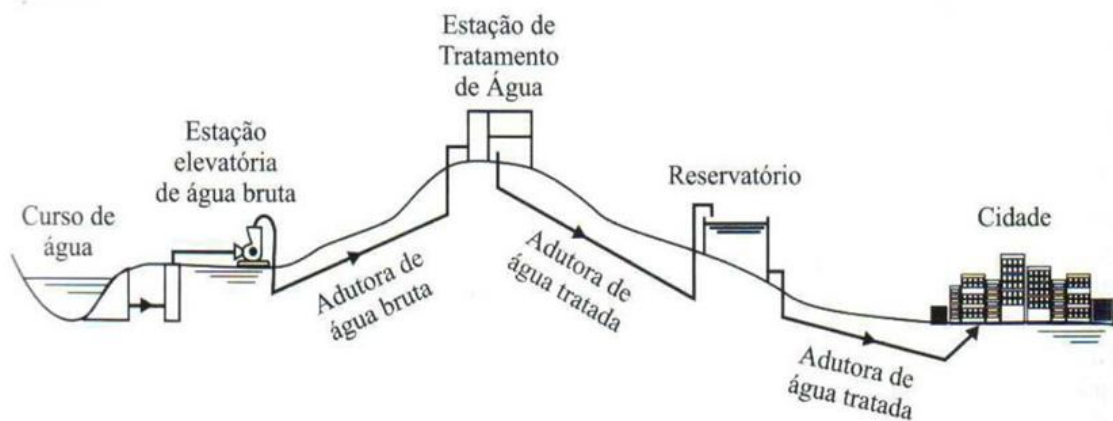


Fonte: Tsutiya (2004).

3.3.7 Estações elevatórias

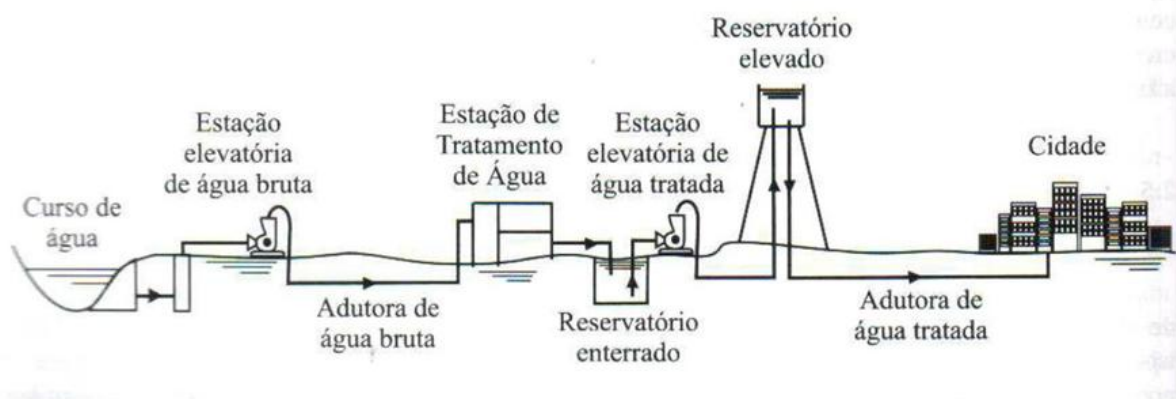
Promovem a elevação da água bruta (captação da água dos mananciais) ou tratada (elevação da água do reservatório enterrado, para o reservatório elevado), além da interligação com outras estações, fato que revela a importância dessa etapa, uma vez que sua ação permite que problemas topográficos sejam superados.

Figura 13 – Uso de estação elevatória apenas na captação de água bruta (perfil)



Fonte: Tsutiya (2004).

Figura 14 – Uso de estação elevatória na captação de água bruta e no transporte de água tratada do reservatório enterrado ao elevado (perfil)



Fonte: Tsutiya (2004).

São reconhecidas como estações de bombeamento, pois fazem uso de bombas (abrigadas pela casa de bombas), mas seus componentes operacionais não se limitam a essas, também utilizando motores, encanamentos, reservatórios, tubos e outros acessórios no processo de recalque da água.

Figura 15 – Esquema de uma estação elevatória de água



Fonte: Adaptado de Homero Soares (2015).

3.3.8 Ramal predial ou domiciliar

Mediante encanamentos, é realizada a conexão entre a rede de distribuição com a unidade consumidora, seja o consumo domiciliar, comercial, etc. Alguns profissionais da área salientam a importância da construção da rede por quadra, visando a maior facilidade na manutenção, na necessidade de intervenção de outras naturezas e para contornar problemas quanto a vazamentos (EOS Consultores, 2022).

3.4 HIDRÁULICA

A hidráulica pode ser definida como parte da física que estuda e se encarrega do controle e comportamento da água e diversos fluidos em seus variados contextos, estejam eles em estado de repouso (confinados) ou em movimento (escoamentos), se tratando assim, respectivamente, da hidráulica hidrostática e da hidráulica hidrodinâmica.

Segundo o Instituto Nacional de Pesquisa (INPE), os fluidos podem ser descritos como substâncias nas quais a deformação ocorre continuamente mediante a aplicação de uma força ou tensão de cisalhamento, ou seja, de forma tangencial, compreendendo resumidamente, nos estados líquido e gasoso/vapor.

Nesse meandro, os líquidos podem ser transportados por tubulações de diferentes materiais e composições, como o aço, ou o concreto. Esses canais

recebem a denominação de condutos, os quais também podem receber classificação de acordo com o seu escoamento, sendo condutos forçados aqueles que ocorrem por condutos fechados, que geralmente apresentam pressão distinta da atmosférica e, nos quais o perímetro molhado do seu escoamento coincide com o perímetro do conduto. E sendo denominados condutos livres aqueles que se dão por condutos abertos e, conseqüentemente, estão submetidos à pressão atmosférica por terem sua superfície em contato com a atmosfera. No entanto, são aplicadas as mesmas expressões em ambas as classificações quanto à pressão (Netto et al, 1998).

A hidráulica possui papel fundamental para o dimensionamento eficiente e econômico dos condutos de uma rede de distribuição de água, à medida que define parâmetros essenciais para esse processo, sendo um deles, a perda de carga ao decorrer de um escoamento.

3.4.1 Definição da perda de carga

Admitida como um parâmetro primordial para o dimensionamento de sistemas hidráulicos, a perda de carga consiste no processo de perda de energia, em forma de calor liberado, que um fluido proporciona no seu escoamento, uma vez que a energia liberada não pode ser restituída cinética e potencialmente (Baptista et al, 2001). Sob esse prisma, tendo em vista a importância das decisões dos projetistas de um sistema hidráulico quanto a vários critérios, como: os diâmetros adotados (os quais não necessariamente precisam ser lineares), as declividades enfrentadas, a velocidade do escoamento, o material e a geometria das canalizações (que nem sempre será retilíneo), além dos custos financeiros que essas decisões carregam consigo, faz-se notória a incidência da perda de carga em função da colisão das partículas de um fluido pelos dispositivos de uma rede, podendo essa, direta ou indiretamente, ser afetada por essas escolhas projetuais.

Nesse sentido, a perda de carga também pode assumir diferentes classificações. Perdas contínuas se dão quando se dá ao longo da extensão de uma tubulação regular – localizada ou acidental.

Figura 16 – Perda de carga no escoamento de um líquido por um tubo liso (A)



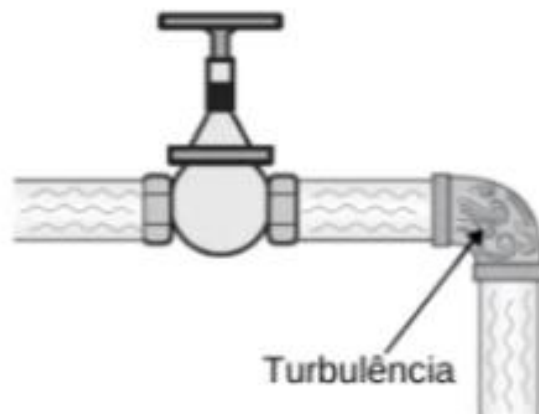
Fonte: Adaptado de Carvalho (2013).

Figura 17 – Perda de carga no escoamento de um líquido por um tubo rugoso



Fonte: Adaptado de Carvalho (2013).

Figura 18 – Perda de carga localizada no escoamento de um líquido em conexões e acessórios



Fonte: Adaptado de Carvalho (2013).

Mediante o estudo do comportamento dos fluidos, alguns autores conseguiram formular equações para a definição da perda de carga em tubulações, conexões e outras tipologias de dispositivos. Com isso, cabe salientar as fórmulas de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning para a dedução da perda de carga em escoamentos, como equações importantíssimas nesse aspecto.

3.4.1.1 Equação de Hazen–Williams

Muito utilizada para simulações hidráulicas, a equação de Hazen–Williams foi, inicialmente, formulada para o uso exclusivo em tubulações com regime turbulento. Diferentemente de outras equações, a equação de Hazen–Williams pode ser utilizada apenas para o escoamento de água não é aconselhada para outros tipos de fluidos.

Equação 1 – Equação de Hazen–Williams:

$$hf = 10,674C^{-1,852}D^{-4,871}Q^{1,852}L$$

Onde:

hf: perda de carga pela extensão da canalização, em metros (m);

C: coeficiente de atrito (adimensional);

D: diâmetro da tubulação, em metros (m);

Q: vazão do escoamento, em metros cúbicos por segundo (m³/s);

L: comprimento da canalização, em metros (m);

Quadro 3 – Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen–Williams

Tubos	Novos	Usados ± 10 anos	Usados ± 20 anos
Aço corrugado (chapa ondulada)	60	–	–
Aço galvanizado roscado	125	100	–
Aço rebitado, novos	110	90	80
Aço soldado, comum (revestimento betuminoso)	125	110	90
Aço soldado com revestimento epóxico	140	130	115
Chumbo	130	120	120
Cimento–amianto	140	130	120
Cobre	140	135	130
Concreto, bom acabamento	130	–	–
Concreto, acabamento comum	130	120	110
Ferro fundido, revestimento epóxico	140	130	120
Ferro fundido, revestimento de argamassa de cimento	130	120	105
Grés cerâmico, vidrado (manilhas)	110	110	110
Latão	130	130	130
Madeira, em aduelas	120	120	110
Tijolos, condutes bem executados	100	95	90
Vidro	140	–	–
Plástico (PVC)	140	135	130

Fonte: Netto *et al.* (1998).

As Normas para elaboração de projeto hidráulico do DAE S.A. - Departamento de Água e Esgoto (empresa de economia mista que atua na área de saneamento básico), por sua vez, também sugerem valores para tal coeficiente, dando maiores especificações quanto ao material PVC PBA e MPVC DeFoFo na tabela a seguir.

Tabela 1 – Coeficiente “C” (Hazen–Williams) conforme o material

MATERIAL	COEFICIENTE DE RUGOSIDADE
FOFO	130
AÇO	130
PVC PBA	130
PEAD	140
FIBRA	155

Fonte: DAE S.A. – Água e Esgoto (2022).

3.4.1.2 Equação de Darcy – Weisbach ou Fórmula Universal da Perda de Carga

A Fórmula Universal de Perda de Carga tem como variável o coeficiente de atrito (f), cujo valor é encontrado mediante tabelas e gráficos montados e organizados pelo método empírico.

Equação 2 – Fórmula Universal da Perda de Carga ou Darcy–Weisbach:

$$hf = f \frac{L \times v^2}{D \times 2 \times g}$$

Onde:

hf : perda de carga pela extensão da canalização, em metros (m);

f : coeficiente de atrito (adimensional);

L : comprimento da canalização, em metros (m);

v : velocidade do escoamento, em metros por segundo (m/s);

D : diâmetro da tubulação, em metros (m);

g : aceleração da gravidade, em metros por segundo ao quadrado (m/s²).

A equação de Darcy–Weisbach é aplicável para todos os tipos de regime e no escoamento de todos os líquidos.

Equação 3 – Equação de Darcy–Weisbach:

$$hf = 0,0827 f D^{-5} Q^2 L$$

Onde:

hf : perda de carga pela extensão da canalização, em metros (m);

f : coeficiente de atrito (adimensional);

D : diâmetro da tubulação, em metros (m);

Q : vazão do escoamento, em metros cúbicos por segundo (m³/s);

L : comprimento da canalização, em metros (m);

Tabela 2 – Coeficiente “e” (Darcy–Weisbach) conforme o material

Características da tubulação	Rugosidade e (mm)		
	Mínima	Usual	Máxima
Ferro galvanizado, fundido revestido	0,06	0,15	0,3
Ferro fundido, não revestido, novo	0,25	0,5	1,0
Ferro fundido com corrosão	1,0	1,5	3,0
Ferro fundido com depósito	1,0	2,0	4,0
Latão, cobre, chumbo	0,04	0,007	0,01
Tubos de plástico – PVC	0,0015	0,06	–

Fonte: Adaptado de Lencastre (1996).

3.7.8.3 Equação de Chezy–Manning

A equação de Chezy–Manning é comumente adotada para escoamentos com superfície livre. No entanto, segundo Azevedo Netto, ainda que essa equação tenha uma melhor aplicação para condutos livres, também pode ser utilizada para condutos forçados. Fato que ocorre devido a sua simplicidade e por consequência da influência da técnica norte-americana (Netto *et al.*, 1998).

Equação 4 – Equação de Chezy–Manning:

$$hf = 20,29n^2 D^{-5,33} Q^2 L$$

Onde:

hf: perda de carga pela extensão da canalização, em metros (m);

n: coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional);

D: diâmetro da tubulação, em metros (m);

L: comprimento da canalização, em metros (m);

Q: vazão, em metros cúbicos por segundo (m³/s).

A Norma 10844/1989 fornece os valores para o coeficiente de rugosidade, quanto ao material, para um escoamento segundo a equação de Chezy–Manning no quadro a seguir.

Quadro 4 – Coeficiente de rugosidade (Chezy–Manning) conforme o material

MATERIAL	COEFICIENTE DE RUGOSIDADE " η "
Plástico, fibrocimento, alumínio, aço inoxidável, aço galvanizado, cobre e latão	0,011
Ferro fundido, concreto alisado e alisado e alvenaria revestida	0,012
Cerâmica e concreto não alisado	0,013
Alvenaria de tijolos não revestida	0,015

Fonte: ABNT (1989).

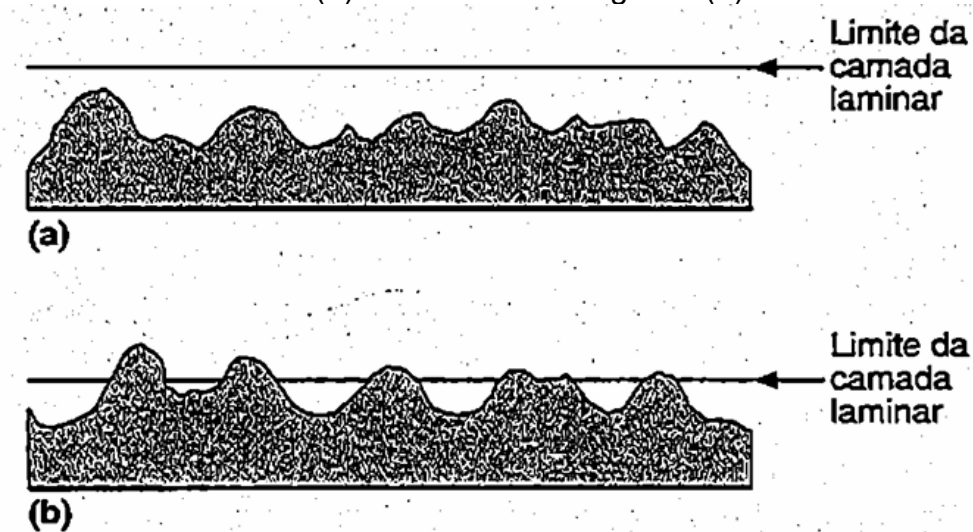
3.4.2 Rugosidade

Define-se como rugosidade absoluta e a medida das saliências da parede do tubo, ou seja, se houver protuberâncias de 1 mm, essa é a rugosidade absoluta. A rugosidade relativa é a divisão da rugosidade absoluta pelo diâmetro do tubo (Netto et al, 1998).

Nesse contexto, cabe salientar que a estimativa da rugosidade é adotada através de uma média, em razão da variância da medida dessas saliências ao longo das tubulações. Assim, também cabe ressaltar que essas protuberâncias podem se sobrepor ou não ao limite da camada laminar, o que define a classificação do tubo quanto a sua superfície.

Ainda que não existam condutos com ausência total de rugosidade, enquanto essas saliências se encontram abaixo da camada laminar, a superfície é classificada como lisa. Já quando as protuberâncias ultrapassam o limite da camada laminar, a superfície é classificada como rugosa.

Figura 19 – Esquema das protuberâncias quanto à camada laminar em condutos lisos (a) e em condutos rugosos (b)

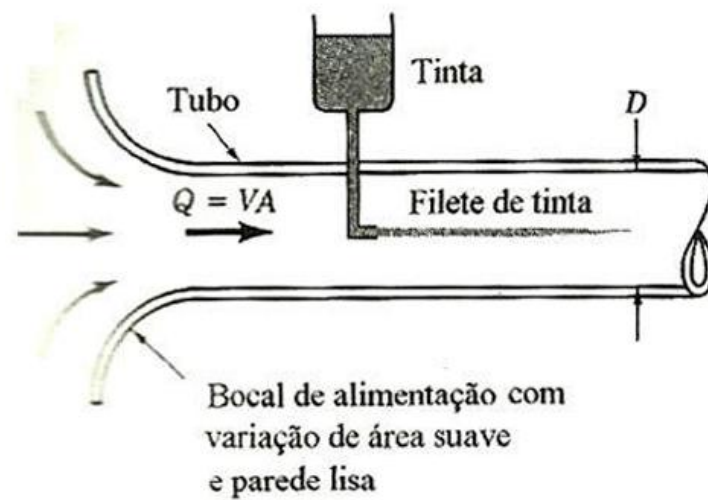


Fonte: Netto et al (1998).

3.4.3 Número de Reynolds

Azevedo Netto aborda o número de Reynolds (Re) como um parâmetro adimensional para a definição de um regime quanto ao seu escoamento, sendo esse, para o condutos forçados: laminar para valores menores que 2000 (dois mil) – para os quais devem ser adotados a fórmula de Poiseuille – turbulento para valores maiores que 4000 (quatro mil) – para os quais devem ser adotados a fórmula de Hazen–Williams ou a fórmula universal – e de transição para valores de Re entre 2000 (dois mil) e 4000 (quatro mil) – para os quais devem ser utilizados o diagrama de Rouse ou o de Moody.

Figura 16 – Ilustração do experimento de Reynolds



Fonte: Adaptado de Munson et al. (2025).

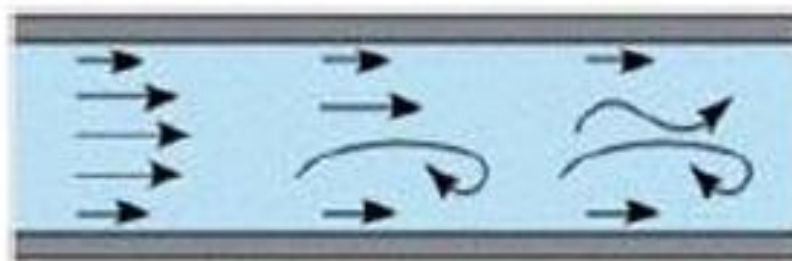
Figura 17 – Escoamento em regime laminar



$$Re < 2000$$

Fonte: Adaptado de Munson et al. (2025).

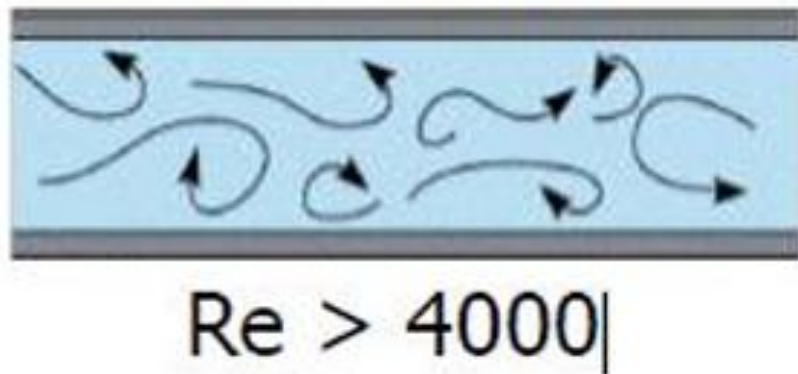
Figura 18 – Escoamento em regime transitório



$$2000 < Re < 4000$$

Fonte: Adaptado de Munson et al. (2025).

Figura 19 – Escoamento em regime turbulento



Fonte: Adaptado de Munson et al. (2025).

3.4.4 Coeficiente de atrito

O coeficiente de atrito (f), ou também chamado de fator de atrito, é um parâmetro essencial para a hidráulica, uma vez que pode ser definido como a resistência que a tubulação oferece ao escoamento de um fluido que por ela passe. O coeficiente de atrito proporciona uma perda de energia no escoamento de fluidos, de forma relativa e proporcional à sua grandeza, ao material que promove essa resistência, ao fluido escoado e a diversos outros fatores, como geometria, idade e condição dos materiais escolhidos. O valor do fator de atrito apurado e preciso é essencial para uma melhor previsão do comportamento do líquido na tubulação, considerando a rugosidade das paredes das canalizações impactando na velocidade do escoamento.

3.5 EPANET

Sendo um dos softwares mais adotados para a simulação de redes hidráulicas de maneira gratuita, o EPANET foi desenvolvido nos Estados Unidos da América pela agência norte-americana U.S. Environmental Protection Agency – EPA. Esse programa auxilia no cálculo de diversos parâmetros essenciais no dimensionamento de sistemas hidráulicos, uma vez que, com base nos dados de entrada e na modelagem de tal sistema, inseridos pelo usuário, o software gera automaticamente

resultados para cenários estáticos e dinâmicos, além de analisar a qualidade da água, etc.

O uso do programa original, ou ainda da versão em português brasileiro, traduzida pelo Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da Universidade Federal da Paraíba (LENHS/UFPB), auxilia a análise de sistemas de distribuição pressurizados e serve como uma valiosa ferramenta para o dimensionamento desses. A utilização dessa ferramenta traz as seguintes funcionalidades e características:

- Não possui limite para o número de componentes para a rede;
- Estima a perda de carga adotando as fórmulas de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach ou Chezy–Manning;
- Pode prever perdas específicas em curvas, expansões e contrações;
- Pode calcular custos de energia e bombeamento;
- Um reservatório com nível de água variável pode ser representado por uma curva de volume de acordo com a altura do nível da água;
- Variadas categorias de consumo nos nós, cada categoria possui um padrão próprio de variação no tempo;
- Pode demonstrar a relação entre pressão e a vazão que sai de dispositivos de descarga (*sprinklers*, consumo relacionado à pressão, etc);
- Controles operacionais simples ou múltiplos baseados em variáveis como nível de água, altura ou tempo. (LENHS/UFPB, [s.d.])

3.6 ORÇAMENTO

Derivada da palavra, de origem italiana, *Orzare* (aproximar a proa do navio na direção do vento), o termo orçamento comumente pode significar o ato de planejar, calcular e estimar, assumindo assim, um importantíssimo papel na construção civil, por servir na previsão de custos da execução das etapas de uma obra e seus serviços. No entanto, na bibliografia, essa palavra pode divergir pensamentos e inspirar filosofias distintas quanto ao ato orçamentário.

Para Mattos (2014), orçamento e orçamentação se distinguem ao passo que a primeira se define como um produto e já a segunda, como o processo que produz a

primeira mediante os custos diretos, indiretos e o preço de venda de uma obra. Outros autores também trazem o orçamento como um produto, mas o mesmo dando-se por outra composição, na qual aos custos diretos e indiretos devem ser descritos, quantificados, precificados e somados a um percentual de lucro sob os mesmos.

Considerando as variáveis cabíveis em um orçamento, as cotações, para além das obtidas diretamente com o fornecedor ou com o prestador do serviço, também podem ser obtidas em variadas fontes e bases de valores, a exemplo das tabelas: SINAPI – Sistema Nacional de Preços e Índices para a Construção Civil, SEINFRA – Secretaria da Infraestrutura do Ceará, ORSE – Sistema de Orçamento de Obras de Sergipe, e SICRO – Sistema de Custos Referenciais de Obras.

Dessa forma, cabe pontuar a relevância da tabela SINAPI, base que disponibiliza preços e custos referentes a itens muito importantes para a construção civil, como da mão de obra, dos materiais e dos equipamentos. Não obstante, esse sistema apresenta índices gerais e dados atualizados de forma mensal pela Caixa Econômica Federal e pelo IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, organizando essas informações de maneira confiável e as separando pelos respectivos Estados brasileiros a quais esses valores refletem. Já a tabela do SEINFRA demonstra seu potencial para a engenharia, uma vez que essa está mais relacionada com os custos em sistemas e objetos de infraestrutura.

4 MATERIAL E MÉTODOS

Com intuito de traçar um comparativo econômico–financeiro entre as abordagens para a obtenção da perda de carga, foi necessário um conjunto de ações sistematizadas, delimitações, fórmulas e materiais.

4.1 PROCEDIMENTO METODOLÓGICO

- Adotar e dimensionar uma rede de distribuição de um loteamento habitacional;
- Utilizar as mesmas informações básicas, como a quantidade de lotes, quantidade de habitantes média por lote, taxa de crescimento populacional igual a zero, a população atendida pelo projeto, o consumo médio de água por habitante/dia, as cotas nos nós, o tipo, a localização e a altura do reservatório adotado nos cenários estático e dinâmico da rede;
- Calcular a vazão do projeto, a vazão do reservatório, o volume e a geometria do reservatório cilíndrico adotado (diâmetro e altura), a vazão da rede e a velocidade do escoamento;
- Adicionar as informações dos trechos com suas respectivas nomenclaturas e seus comprimentos as planilhas do Excel, tal como as informações relativas aos nós, suas nomenclaturas e suas cotas;
- Calcular as vazões distribuídas de cada trecho, pelas planilhas eletrônicas do Excel;
- Realizar pesquisas e revisões bibliográficas para nortear o processo do dimensionamento, que deverá ser baseado na NBR 12.218/2017;
- Traçar a rede de distribuição de água, inicialmente, com ajuda do software AutoCAD;
- Empregar as fórmulas de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning, utilizando o programa de executar simulações do comportamento hidráulico EPANET, sendo exportada a rede de distribuição modelada no AutoCAD;
- Adotar os mesmos parâmetros a serem obedecidos: perda de carga máxima de 8 metros por quilometro; pressão disponível nos nós entre 10 metros de coluna d'água e 40 metros de coluna d'água (uma vez que o terreno não tem

topografia acidentada); o coeficiente do dia de maior consumo (K1) igual a 1,2; o coeficiente da hora de maior consumo (K2) igual a 1,5;

- Registrar os resultados obtidos;
- Analisar os resultados das perdas de carga, considerando a influência do coeficiente de atrito em cada um dos métodos para a rede de distribuição de água em questão;
- Formular planilhas orçamentárias que relacionem os custos com tubulações para as diferentes configurações da rede,
- Anexar o memorial de cálculo, contendo todas as informações utilizadas;
- Anexar os seguintes materiais feitos com ajuda do programa AutoCAD: as pranchas de execução, da setorização, das pressões nos cenários estático e dinâmico – nas quais constaram os materiais, diâmetros encontrados de acordo com a metodologia empregada –, conexões e dispositivos adotados no dimensionamento.

4.2 EQUAÇÕES UTILIZADAS

4.2.1 Vazão do Projeto

Equação 5 – Vazão do projeto:

$$Qp = \frac{P \times q \times K1 \times K2}{3600 h}$$

Onde:

Qp: vazão do projeto, em litros por segundo (L/s);

P: população de projeto, em habitantes (hab);

q: consumo per capita, em Litros por habitante por dia (L/hab.dia);

K1: coeficiente do dia de maior consumo (adimensional);

K2: coeficiente da hora de maior consumo (adimensional);

h: tempo de funcionamento do sistema, em horas (h);

4.2.2 Vazão do Reservatório

Equação 6 – Vazão do reservatório:

$$Q_{res} = \frac{P \times q \times K1}{3600}$$

Onde:

Q_{res} : vazão do reservatório, em litros por segundo (L/s);

P: população de projeto em habitantes (hab);

q: consumo per capita, em litros por habitante por dia (L/hab.dia);

K1: coeficiente do dia de maior consumo (adimensional);

4.2.3 Volume do reservatório

Equação 7 – Volume do reservatório:

$$V_{res} = \frac{1}{3} \times Q_{res} \times 86400$$

Onde:

V_{res} : volume do reservatório, em litros (L);

Q_{res} : vazão do reservatório, em metros cúbicos por segundo (m³/s);

Tabela 3 – Indicação de altura da lâmina d'água em reservatórios

Volume (m³)	Altura da lâmina de água (m)
Até 3500	De 2,5 a 3,5
Entre 3500 e 15000	De 3,5 a 5,0
Acima de 15000	De 5,0 a 7,0

Fonte: Adaptada de Botto et al (2021).

4.2.4 Diâmetro do reservatório cilíndrico

Equação 8 – Diâmetro do reservatório cilíndrico:

$$D = \sqrt{\left(\frac{V_{res} \times 4}{\pi \times h \times 1000}\right)}$$

Onde:

D: diâmetro do reservatório cilíndrico, em metros (m);

V_{res}: volume do reservatório, em litros (L);

h: altura do reservatório cilíndrico, em metros (m).

4.2.5 Vazão da rede

Equação 9 – Vazão da rede:

$$Q_{rede} = Q_{res} \times K_2$$

Onde:

Q_{rede}: vazão da rede, em litros por segundo (L/s);

Q_{res}: vazão do reservatório, em litros por segundo (L/s);

K₂: coeficiente do horário de maior consumo (adimensional).

4.2.6 Velocidade

A área da seção do canal e a velocidade do escoamento são inversamente proporcionais, e à medida que a velocidade em uma canalização cresce, a perda de carga também aumenta.

Equação 10 – Velocidade do escoamento:

$$v = \frac{Q_{esc}}{A}$$

Onde:

v: velocidade do escoamento, em metros por segundo (m/s);

Q_{esc}: vazão do escoamento, em metros cúbicos por segundo (m³/s);

A: área da seção, em metros quadrados (m^2).

4.3 CRITÉRIOS E PARÂMETROS PARA O DIMENSIONAMENTO

Para o coeficiente do dia de maior consumo (K_1), adota-se o valor de 1,2. Já para o coeficiente da hora de maior consumo (K_2), considera-se um valor igual a 1,5.

Para a simulação utilizando a equação de Hazen–Williams, foi adotado um coeficiente “C” igual a 130, devido a utilização de tubulações PVC PBA e PVC DeFoFo (tipos de plástico). Nesse sentido, o valor em questão possibilita também prever o comportamento desse escoamento quando a idade das tubulações for de aproximadamente 20 anos.

Dessa forma, foram obtidos valores com relação à perda de carga trecho a trecho, aos diâmetros dimensionados para atender os parâmetros de perda de carga máxima e às pressões. Assim, cabe ressaltar que as pressões devem atender os valores norteadores tanto no cenário dinâmico (quando a população atinge, em conjunto, o seu maior consumo simultâneo da água distribuída), quanto no cenário estático (quando a população atinge, em conjunto, o seu menor consumo da água distribuída).

Já para a simulação utilizando a equação de Darcy–Weisbach, foi adotado o valor de 0,06 para o coeficiente “e”, devido a utilização de tubulações PVC PBA e PVC DeFoFo.

Também foram obtidos valores com relação à perda de carga trecho a trecho, aos diâmetros dimensionados para atender os parâmetros de perda de carga máxima e às pressões no cenário dinâmico e no cenário estático.

Por fim, no uso da fórmula de Chezy–Manning, adotou-se 0,011 para o coeficiente de rugosidade “ η ”, face ao emprego de tubulações PVC PBA e PVC DeFoFo.

Obtendo-se, assim, os valores da perda de carga trecho a trecho, dos diâmetros dimensionados para atender os parâmetros de perda de carga máxima e das pressões no cenário dinâmico e no cenário estático.

As tabelas abaixo organizam os resultados atingidos em cada uma dessas metodologias anteriormente citadas (todos as pressões respeitaram os parâmetros de

pressão – entre 10 a 40 mca – e perda de carga inferior a 8 m/km por trecho), além dos respectivos orçamentos das três redes modeladas no presente projeto.

Dessa forma, para as simulações realizadas no presente estudo, utilizando as diferentes equações da hidráulica, além do material utilizado para os tubos (PVC PBA e PVC DeFoFo), foram adotados dados de entrada padronizados como apresentados no seguinte quadro.

Quadro 5 – Informações comuns para o dimensionamento das redes de abastecimento projetadas

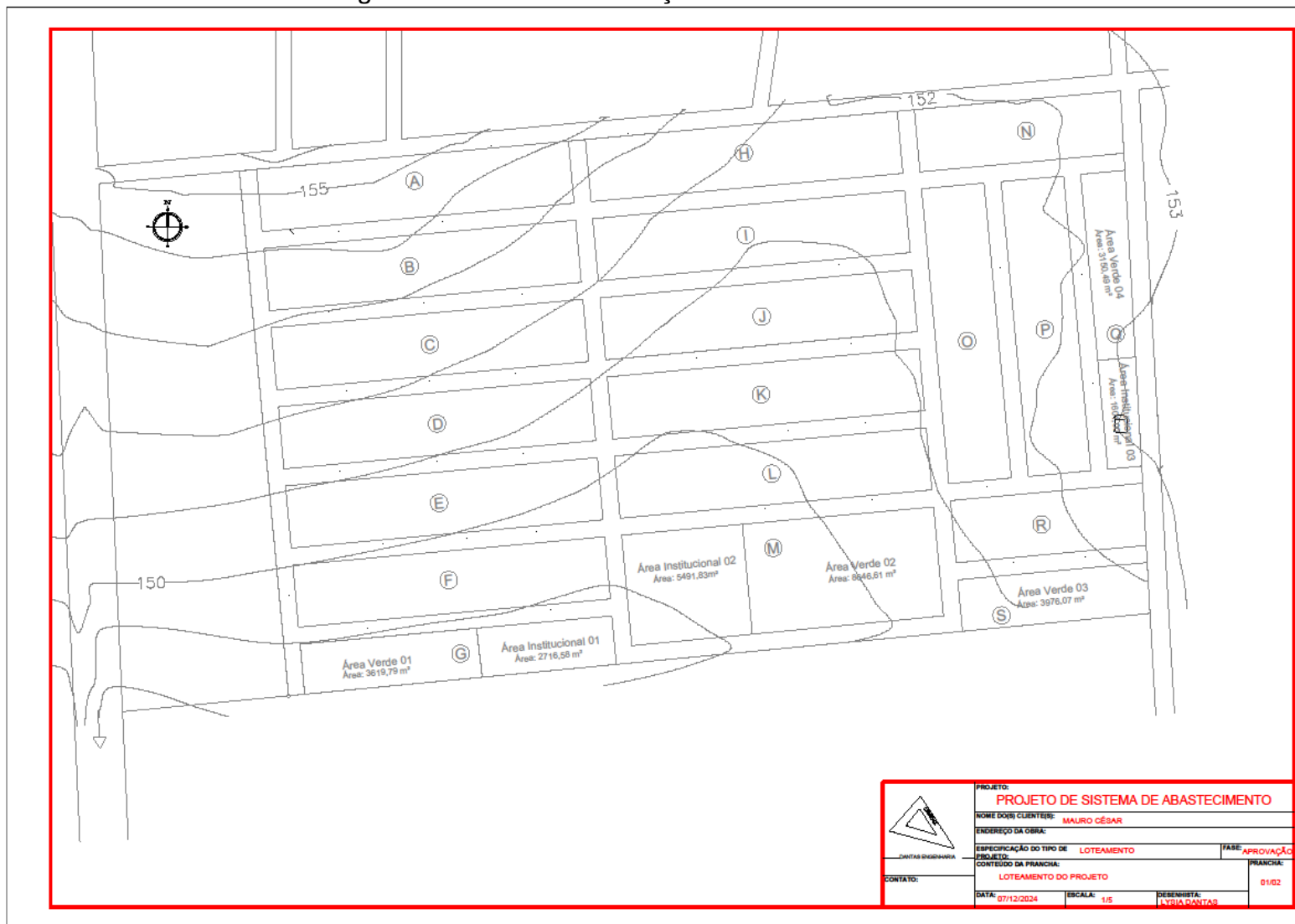
DADOS COMUNS	
QUANTIDADE DE LOTES	566
QUANTIDADE DE HABITANTES POR CASA	4
POPULAÇÃO DE PROJETO	2264 hab
CONSUMO PER CAPITA DE ÁGUA	210 L/hab.dia
CONSUMO COMERCIAL	0 L/s
K1	1,2
K2	1,5
COMPRIMENTO TOTAL DA REDE	4739,73 m
VAZÃO DO RESERVATÓRIO	6,60 L/s
VAZÃO DA REDE	9,91 L/s
TIPO DE RESERVATÓRIO	CILÍNDRICO
VOLUME DO RESEVATÓRIO	200 m ³
ALTURA DA LÂMINA DE ÁGUA	3 m
DIÂMETRO DO RESEVATÓRIO	9,2 m
ALTURA DO FUSTE DO RESEVATÓRIO	16 m
TAXA DE CONSUMO LINEAR	0,002089781 L/s.m

Fonte: Autora (2024).

4.4 DELIMITAÇÃO DA ÁREA DO PROJETO

O loteamento adotado para o projeto é fictício e abrange 19 quadras e um total de 566 lotes residenciais, 3 áreas institucionais e 4 áreas verdes. Sua área totaliza 188.342 m² e as cotas naturais dessa região estão compreendidas entre 148 m e 156 m, já as cotas dos nós da rede traçada estão entre 148,73 m e 155,85 m. Ainda que fictício, para o loteamento em estudo, foram adotados os parâmetros de projeto do município de Teresina – Piauí.

Figura 20 – Planta de Situação do Loteamento adotado



Fonte: Autora (2025).

4.5 DEFINIÇÃO DA POPULAÇÃO DE PROJETO

Sendo o loteamento bastante delimitado com relação a sua área e possibilidade de expansão, a fins de cálculo do presente estudo, considera-se a população futura como igual à população inicial. Dessa forma, a população de projeto se dá pelo produto pela quantidade de lotes e a média de habitantes por lote. A quantidade de lotes a ser trabalhada é demonstrada no seguinte quadro.

Quadro 6 – Ocupação das quadras do loteamento adotado

OCUPAÇÃO DAS QUADRAS			
QUADRA	LOTES	ÁREA INSTITUCIONAL	ÁREA VERDE
A	40	–	–
B	40	–	–
C	40	–	–
D	40	–	–
E	40	–	–
F	40	–	–
G	–	1	1
H	40	–	–
I	40	–	–
J	40	–	–
K	40	–	–
L	40	–	–
M	–	1	1
N	26	–	–
O	38	–	–
P	38	–	–
Q	–	1	1
R	24	–	–
S	–	–	1
TOTAL	566	3	4

Fonte: Autora (2025).

Sob essa perspectiva, tendo um total de 566 lotes e admitindo que o lote padrão do projeto possui 200 m², a média utilizada foi de 4 habitantes por lote residencial. A população de projeto se dá de tal forma:

$$\text{Pop. Projeto} = 566 \text{ lotes} \times 4 \text{ habitantes por lote}$$

Pop. Projeto = 2264 pessoas.

O dado inicial fornecido foi de uma região com a estimativa de 2264 habitantes. Com base nessa população, adotou-se um consumo per capita de 210 L/hab.dia, consumo pertencente ao intervalo recomendado pelo Plano Municipal De Saneamento Básico de Teresina – Piauí de 2018. Tal adoção é justificada pela cidade de Teresina possuir uma população superior a 250 mil habitantes e, assim, segundo a estimativa de Von Sperling, ser considerada, uma cidade de grande porte.

Nesse meandro, para o loteamento estudado, foi adotada uma rede malhada anelar. A disposição dos trechos e dos nós da malha dimensionada, além da localização e da cota do reservatório padronizado, também foram mantidas para todas as simulações realizadas, de forma a atender as necessidades da mesma população do loteamento adotado, como pode é esquematizado na figura abaixo.

4.6 CONSUMO PER CAPITA

No Diagnóstico da situação do saneamento básico do Plano Municipal De Saneamento Básico de Teresina – Pi de 2018 são encontradas recomendações e algumas bases estimativas quanto ao consumo local. Em tal diagnóstico é apresentada a tabela de Von Sperling como referência para esse dimensionamento (Diário Oficial do Município de Teresina, 2018).

Tabela 4 – Estimativa do consumo per capita pelo porte da comunidade		
Porte da comunidade	Faixa da população (hab)	Consumo per capita (L/hab.dia)
Povoado rural	< 5000	90 – 140
Vila	5.000 a 10.000	100 – 160
Pequena localidade	10.000 a 50.000	110 – 180
Cidade média	50.000 a 250.000	120 – 220
Cidade grande	>250.000	150 – 300

Fonte: Von Sperling (2005).

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

De acordo com as recomendações para o dimensionamento de uma rede de distribuição de água, os parâmetros da perda de carga, dos diâmetros obtidos, tal como das pressões estáticas e dinâmicas desempenham um papel crucial no dimensionamento e na seleção da melhor opção. Nesse tocante, visto que são quesitos determinantes para a análise do desempenho geral. No contexto da perda de carga e dos diâmetros dimensionados, a equação de Darcy–Weisbach obteve resultados menores em relação à equação de Hazen–Williams, como pode ser observado na Tabela 7 e na Tabela 8, o que reflete uma vantagem significativa no que tange a esse critério. Contudo, apesar das metodologias apresentarem valores distintos quanto a perda de carga nos trechos, a Tabela 8 demonstra que a rede utilizando Hazen–Williams resultou nos mesmos diâmetros que a rede utilizando Chezy–Manning, indicando assim, paridade e equivalência entre as duas abordagens nesse quesito. Tal fato, por si só, não se faz suficiente para a decisão final, já que as pressões dos cenários também foram consideradas.

Em relação às pressões estáticas e dinâmicas (Tabelas 5 e 6, respectivamente), para a altura da cota natural do terreno (153 metros) adicionada à altura do fuste escolhida 16 metros, a rede de Hazen–Williams, de Darcy–Weisbach e de Chezy–Manning demonstraram resultados dentro do intervalo de 10 mca à 40 mca, o que demonstra que o dimensionamento se adequou às recomendações antes citadas. Mas, uma vez que para combinações dessas alturas inferiores a 169 metros, a equação de Chezy–Manning não atendeu este quesito, apresentando pressões inferiores a 10 mca, o dimensionamento adotando Hazen–Williams e Darcy–Weisbach se destacou ao apresentar valores satisfatórios em ambos os cenários.

Dessa forma, confirmando que apesar de também poder ser utilizada no dimensionamento de condutos forçados, a metodologia de Chezy–Manning, também pode não oferecer os melhores resultados, uma vez que um fuste mais alto foi necessário para a devida adequação às boas práticas de dimensionamento. Por sua vez, mesmo demonstrando um desempenho melhor que o de Chezy–Manning, no tocante à necessidade de adequação do tamanho do fuste, a equação de Hazen–Williams não apresenta os menores diâmetros alcançados no presente estudo, fato que implica valores de aquisição da tubulação maiores (conforme o apresentado na

Tabela 8). A superioridade de Darcy–Weisbach, para o caso em estudo, se configurou, pois atingiu os valores mais adequados em relação à perda de carga, diâmetros e pressões nos cenários estáticos e dinâmicos, os quais não apresentaram necessidade de adaptação da altura do reservatório quanto ao terreno.

Com relação à análise dos custos das tubulações de cada rede, elucidada pelo Gráfico 5, percebe-se a veracidade da prerrogativa de menores diâmetros acarretam menores valores de aquisição desses tubos. Nesse meandro, gerando uma diferença de 4.548,68 reais, a equação de Darcy–Weisbach também obteve menores custos nesse quesito que as de Hazen–Williams e Chezy–Manning, em consequência de seus menores diâmetros adotados aos trechos.

Quanto às conexões descritas nos orçamentos, através do Gráfico 6, é perceptível que a mesma prerrogativa também se aplica a essas peças, pois a abordagem de Darcy–Weisbach foi 935,83 reais mais barata que as outras. Dessa forma, a metodologia de Darcy–Weisbach forneceu o menor custo global (tubulações, conexões e reservatório – que se mantém inalterado para todas as abordagens), conforme disposto no Gráfico 7, com uma diferença de 5.484,51 reais.

Conclui-se que, para a rede estudada em questão, apesar de não oferecer o melhor desempenho dentre as metodologias adotadas, a equação de Chezy–Manning demonstrou ter resultados semelhantes aos de Hazen–Williams. Fato que chancela a sua aplicabilidade a sistemas hidráulicos de regime forçado, ainda que não seja o cenário mais propício para sua utilização. Por sua vez, a equação da fórmula universal demonstra condições mais apropriadas para o dimensionamento utilizando o software EPANET, além de fornecer melhores condições econômico–financeiras para o projeto.

Os resultados e produtos desse estudo podem ser observados nas seguintes tabelas, figuras, quadros e gráficos, para assim, elucidar e demonstrar os parâmetros abordados.

Tabela 5 – Comparativo das pressões estáticas no Epanet (Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning)

NÓ	HAZEN–WILLIAMS	DARCY–WEISBACH	CHEZY–MANNING
N1	19,00	19,02	18,99
N2	19,40	19,43	19,38
N3	20,09	20,13	20,05
N4	20,67	20,40	20,63
N5	21,05	20,81	20,69
N6	20,05	19,80	19,60
N7	19,29	19,22	19,26
N8	20,99	20,76	20,94
N9	21,69	21,46	21,28
N10	21,06	20,80	20,60
N11	17,97	17,58	17,67
N12	18,72	18,29	18,40
N13	16,11	15,79	15,65
N14	14,22	13,92	13,75
N15	18,09	17,71	17,81
N16	18,80	18,43	18,54
N17	19,44	19,07	19,18
N18	19,44	18,94	19,19
N19	17,49	17,17	17,02
N20	15,85	15,55	15,38
N21	19,80	19,49	19,57
N22	17,31	17,01	16,85
N23	17,03	16,74	16,56
N24	20,14	19,71	20,00
N25	19,19	18,91	18,75
N26	17,89	17,61	17,43
N27	20,33	20,13	20,23
N28	20,15	19,90	19,73
N29	18,96	18,69	18,50

Fonte: Autora (2025).

Tabela 6 – Comparativo das pressões dinâmicas no Epanet (Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning)

NÓ	HAZEN–WILLIAMS	DARCY–WEISBACH	CHEZY–MANNING
N1	16,00	16,02	15,99
N2	16,40	16,43	16,38
N3	17,09	17,13	17,05
N4	17,67	17,40	17,63
N5	18,05	17,81	17,69
N6	17,05	16,80	16,60
N7	16,29	16,22	16,26
N8	17,99	17,76	17,94
N9	18,69	18,46	18,28
N10	18,06	17,80	17,60
N11	14,97	14,58	14,67
N12	15,72	15,29	15,40
N13	13,11	12,79	12,65
N14	11,22	10,92	10,75
N15	15,09	14,71	14,81
N16	15,80	15,43	15,54
N17	16,44	16,07	16,18
N18	16,44	15,94	16,19
N19	14,49	14,17	14,02
N20	12,85	12,55	12,38
N21	16,80	16,49	16,57
N22	14,31	14,01	13,85
N23	14,03	13,74	13,56
N24	17,14	16,71	17,00
N25	16,19	15,91	15,75
N26	14,89	14,61	14,43
N27	17,33	17,13	17,23
N28	17,15	16,90	16,73
N29	15,96	15,69	15,50

Fonte: Autora (2025).

Tabela 7 – Comparativo das perdas de carga obtidas no Epanet (Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning)

TRECHO	HAZEN–WILLIAMS	DARCY–WEISBACH	CHEZY–MANNING
T1	2,60	2,19	3,01
T2	2,29	1,85	2,63
T3	1,83	1,41	2,08
T4	1,43	7,63	1,60
T5	5,10	4,91	6,59
T6	1,97	2,07	2,43
T7	0,17	0,97	0,15
T8	3,29	3,28	4,25
T9	0,07	0,08	0,07
T10	0,93	2,19	1,02
T11	1,14	1,23	1,36
T12	0,53	0,79	0,62
T13	2,47	1,94	3,13
T14	0,42	0,33	0,46
T15	1,69	2,01	2,11
T16	4,32	3,01	5,60
T17	0,29	0,39	0,30
T18	0,05	0,07	0,05
T19	2,43	2,76	3,12
T20	0,09	0,04	0,14
T21	0,81	3,35	0,76
T22	3,45	2,57	4,42
T23	0,48	0,41	0,52
T24	4,53	6,51	5,71
T25	4,04	6,17	5,15
T26	2,17	6,05	2,70
T27	0,85	1,28	0,95
T28	0,31	0,52	0,33
T29	3,75	3,70	4,83
T30	0,60	0,59	0,67
T31	5,72	3,26	7,57
T32	1,62	1,93	1,92
T33	0,60	0,89	0,68
T34	4,75	4,04	6,20
T35	0,86	0,85	0,97
T36	2,78	7,27	3,38
T37	2,27	2,90	2,80
T38	0,70	1,01	0,81
T39	4,86	5,07	6,32
T40	1,25	1,32	1,47
T41	4,59	3,20	5,77
T42	3,59	3,91	4,66
T43	0,51	0,71	0,57
T44	2,22	3,85	2,66

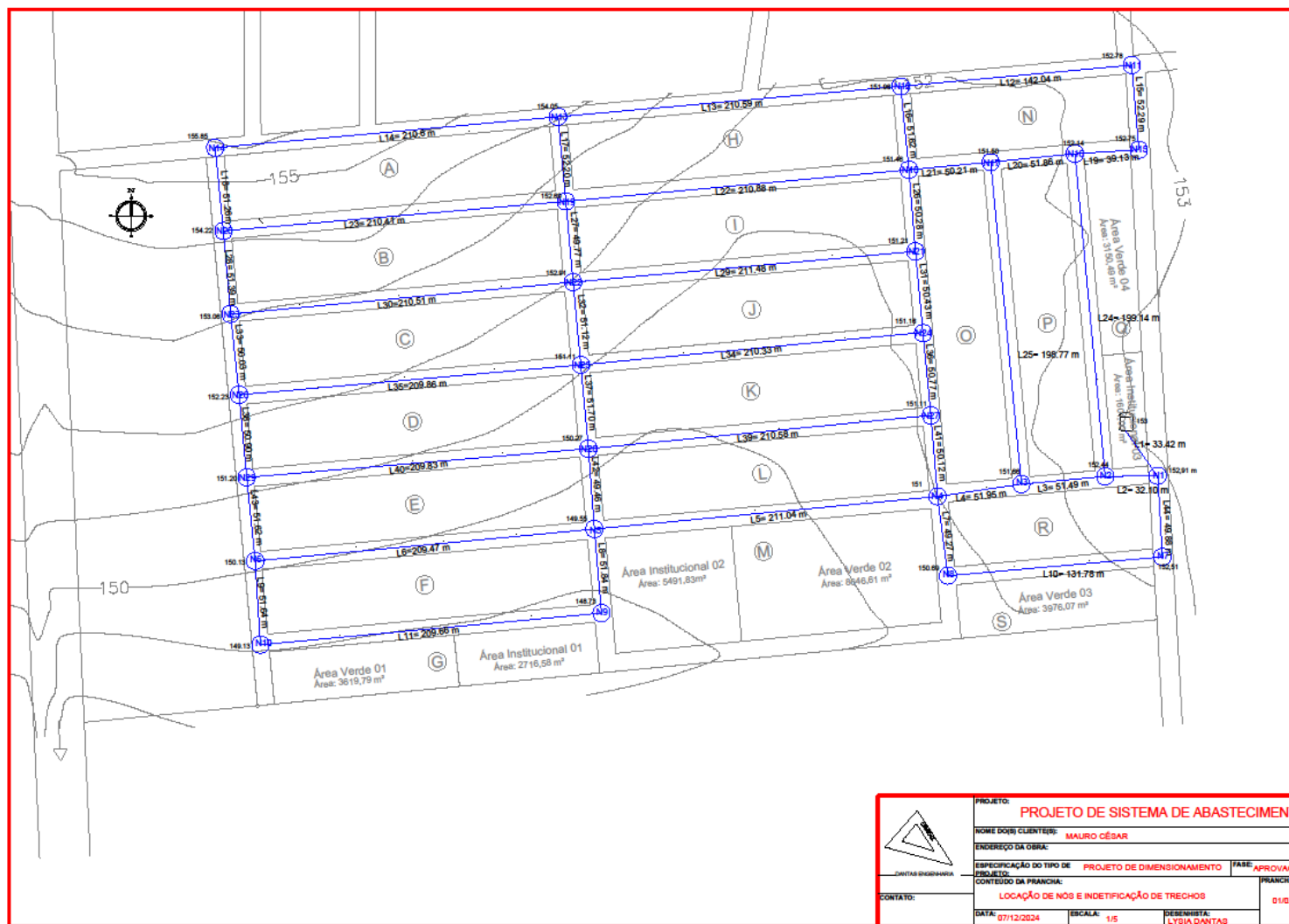
Fonte: Autora (2025).

Tabela 8 – Comparativo dos diâmetros das tubulações dimensionados no Epanet (Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning)

TRECHO	HAZEN–WILLIAMS	DARCY–WEISBACH	CHEZY–MANNING
T1	150	150	150
T2	150	150	150
T3	150	150	150
T4	150	100	150
T5	75	75	75
T6	50	50	50
T7	50	50	50
T8	50	50	50
T9	50	50	50
T10	50	50	50
T11	50	50	50
T12	50	50	50
T13	50	50	50
T14	50	50	50
T15	50	50	50
T16	50	50	50
T17	50	50	50
T18	50	50	50
T19	50	50	50
T20	50	50	50
T21	50	50	50
T22	50	50	50
T23	50	50	50
T24	50	50	50
T25	50	50	50
T26	75	50	75
T27	50	50	50
T28	50	50	50
T29	50	50	50
T30	50	50	50
T31	75	75	75
T32	50	50	50
T33	50	50	50
T34	50	50	50
T35	50	50	50
T36	100	75	100
T37	50	50	50
T38	50	50	50
T39	50	50	50
T40	50	50	50
T41	100	100	100
T42	50	50	50
T43	50	50	50
T44	50	50	50

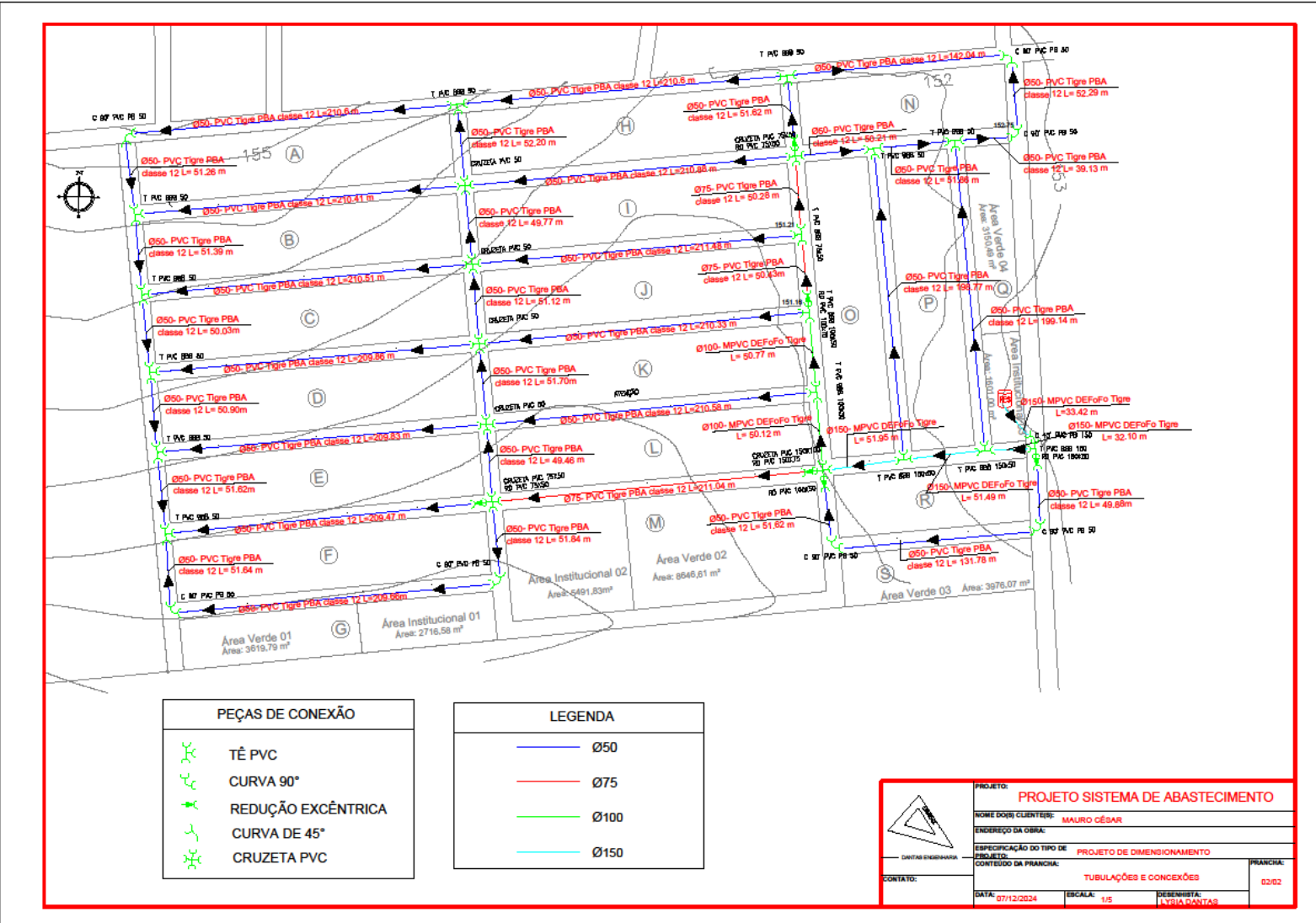
Fonte: Autora (2025).

Figura 21 – Disposição dos trechos, nós e reservatório pelo loteamento do projeto



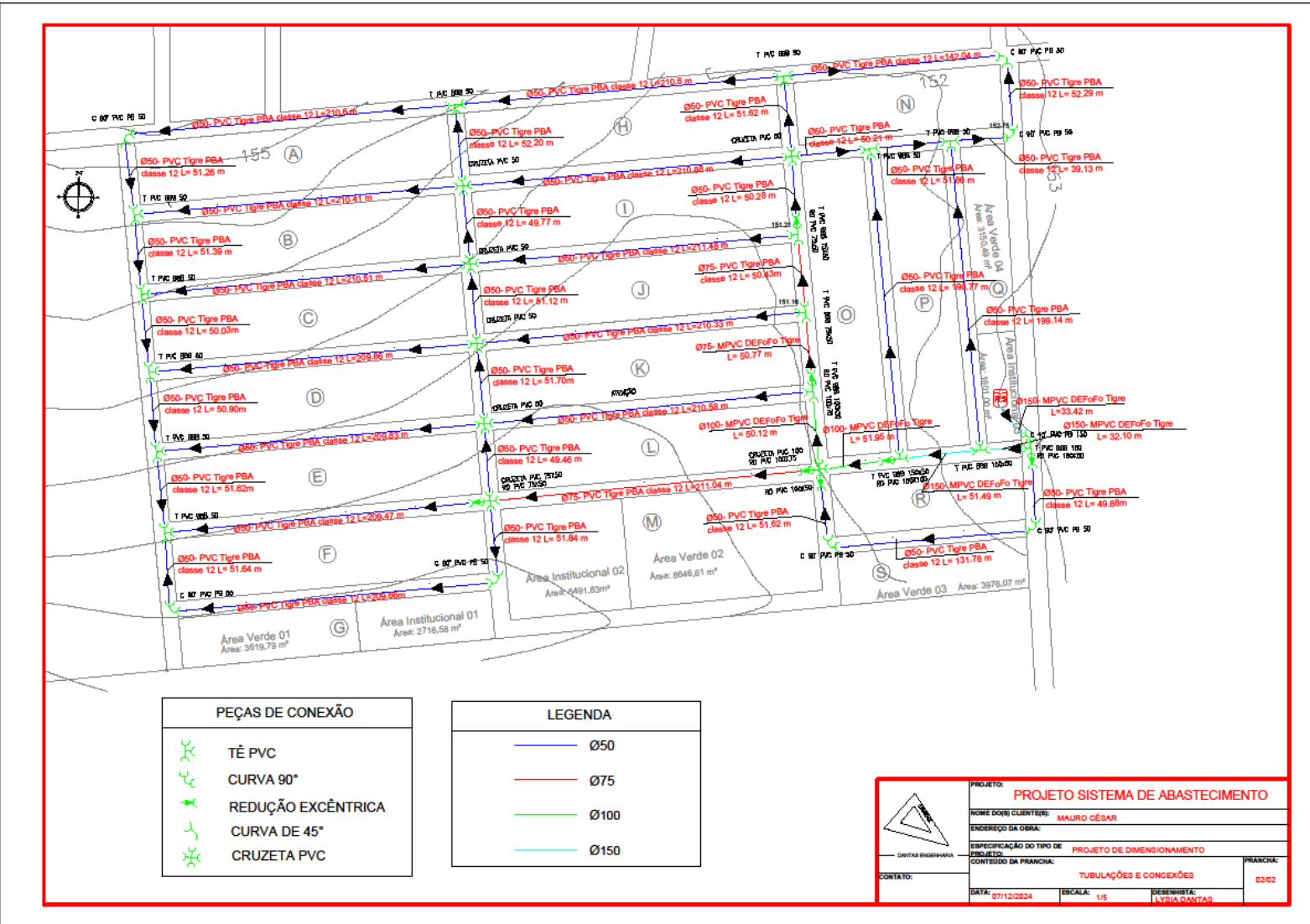
Fonte: Autora (2025)

Figura 22 – Planta executiva das tubulações da rede utilizando a equação de Hazen – Williams



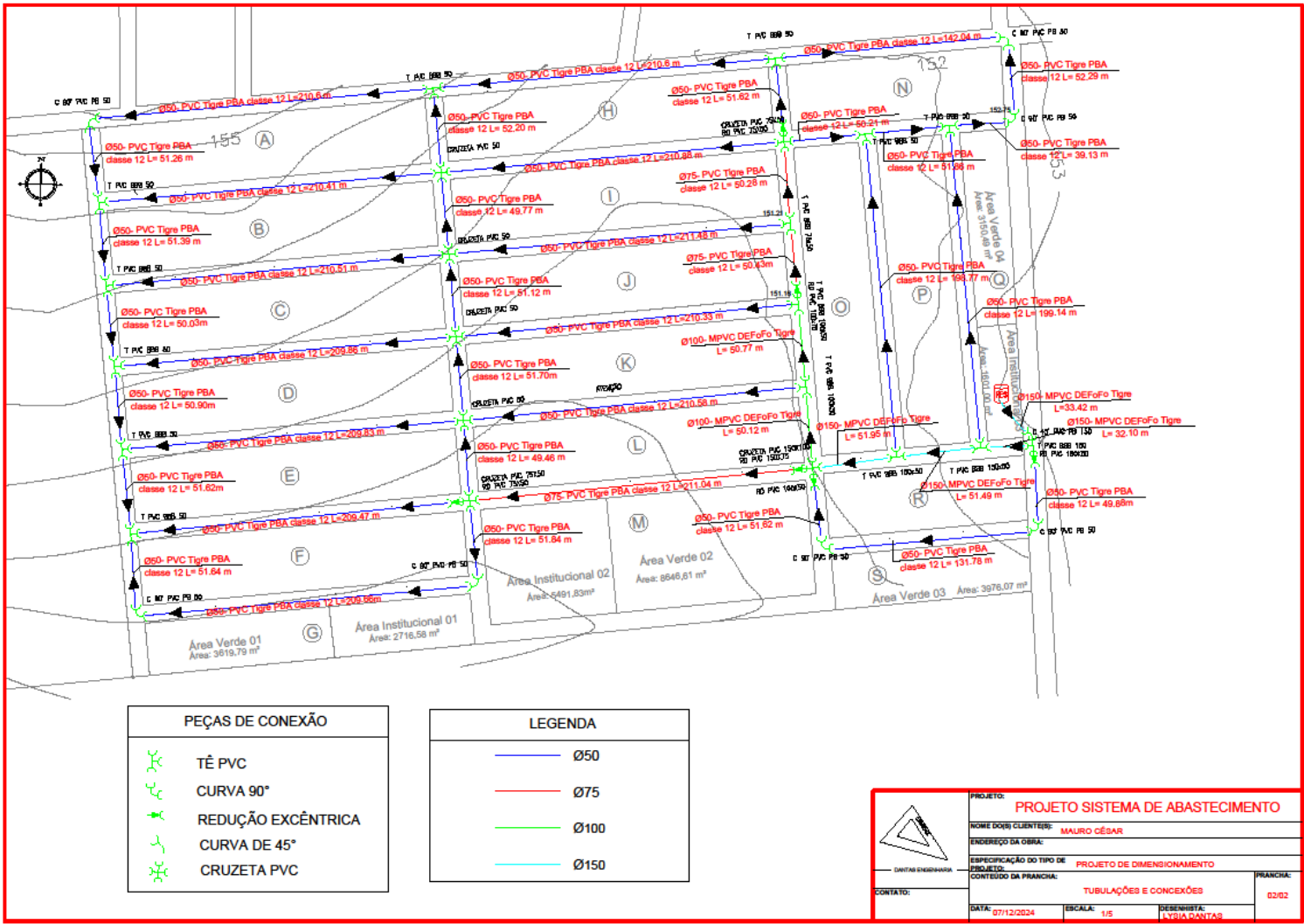
Fonte: Autora (2025).

Figura 23 – Planta executiva das tubulações da rede utilizando a equação de Darcy – Weisbach



Fonte: Autora (2025).

Figura 24 – Planta executiva das tubulações da rede utilizando a equação de Chezy – Manning



Fonte: Autora (2025).

Quadro 7 – Planilha orçamentária do dimensionamento das tubulações da rede utilizando a equação de Hazen – Williams

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DE UM LOTEAMENTO USANDO A FÓRMULA DE HAZEN– WILLIAMS (2024)
PLANILHA ORÇAMENTÁRIA

DATA BASE: SINAPI PI-09/2024, SEINFRA 28 (SEM DESONERAÇÃO)				LEIS SOCIAIS (%):	0,00	BDI (%):	0,00
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID	QUANT	P. UNIT. S/BDI	TOTAL (R\$)	
1	TUBULAÇÕES					89.229,41	
1.1	36084/SINAPI	TUBO PVC PBA JEI, CLASSE 12, DN 50 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 5647)	M	4.159,00	13,88	57.726,92	
1.2	36373/SINAPI	TUBO PVC PBA JEI, CLASSE 12, DN 75 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 5647)	M	312,00	28,82	8.991,84	
1.3	36374/SINAPI	TUBO PVC PBA JEI, CLASSE 12, DN 100 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 5647)	M	101,00	46,85	4.731,85	
1.4	9828/SINAPI	TUBO PVC DEFOFO, JEI, 1 MPA, DN 150 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 7665)	M	169,00	105,20	17.778,80	
2	CONEXÕES					6.864,46	
1.5	1845/SINAPI	CURVA PVC PBA, JE, PB, 90 GRAUS, DN 50 / DE 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	7,00	30,97	216,79	
1.6	I3348/SEINFRA	CURVA 45 FoFo BB JUNTA ELÁSTICA PARA ÁGUA DN 150	UN	1,00	473,39	473,39	
1.7	I4080/SEINFRA	REDUÇÃO FoFo FF DN 100 x 50 PN10	UN	1,00	494,80	494,80	
1.8	I11120/SEINFRA	REDUÇÃO FoFo FF DN 150 x 50 PN10/16	UN	1,00	612,74	612,74	
1.9	I4066/SEINFRA	REDUÇÃO EXCÊNTRICA C/ FLANGES DN 100 x 75 PN10	UN	1,00	541,44	541,44	
1.10	I4067/SEINFRA	REDUÇÃO EXCÊNTRICA C/ FLANGES DN 150 x 75 PN10	UN	1,00	546,60	546,60	

1.11	I4064/SEINFRA	REDUÇÃO EXCÊNTRICA C/ FLANGES DN 75 x 50 PN10	UN	2,00	310,80	621,60
1.12	I3494/SEINFRA	CRUZETA FoFo JUNTA ELÁSTICA DN 150 x 100	UN	1,00	1.519,97	1.519,97
1.13	I3105/SEINFRA	CRUZETA DE REDUÇÃO PBA COM BOLSAS DN 75 x 50	UN	2,00	26,50	53,00
1.14	I3102/SEINFRA	CRUZETA PBA COM BOLSAS DN 50	UN	4,00	18,87	75,48
1.15	7048/SINAPI	TE, PVC PBA, BBB, 90 GRAUS, DN 50 / DE 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	9,00	20,82	187,38
1.16	I3146/SEINFRA	TE DE REDUCAO, PVC PBA, BBB, JE, DN 100 X 50 / DE 110 X 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	2,00	132,25	264,50
1.17	I10073/SEINFRA	TE RPVC BBB JUNTA ELÁSTICA DN 150	UN	1,00	438,65	438,65
1.18	11493/SINAPI	TE DE REDUCAO, PVC PBA, BBB, JE, DN 75 X 50 / DE 85 X 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	1,00	37,36	37,36
1.19	I3631/SEINFRA	TE JE FoFo/ PVC BBB DN 150 x 50	UN	2,00	390,38	780,76
3	RESERVATÓRIO					195.000,00
1.20	COMP001	RESERVATÓRIO TIPO TUBULAR ALTO (200.000 L) – TBL 20007	UN	1,00	195.000,00	195.000,00

TOTAL						291.093,87
--------------	--	--	--	--	--	-------------------

Fonte: Autora (2025).

Quadro 8 – Planilha orçamentária do dimensionamento das tubulações da rede utilizando a equação de Darcy – Weisbach

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DE UM LOTEAMENTO USANDO A FÓRMULA DE DARCY-WEISBACH (2024)
PLANILHA ORÇAMENTÁRIA

DATA BASE: SINAPI PI-09/2024, SEINFRA 28 (SEM DESONERAÇÃO)				LEIS SOCIAIS (%):	0,00	BDI (%):	0,00
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID	QUANT	P. UNIT. S/BDI	TOTAL (R\$)	
1	TUBULAÇÕES					84.680,73	
1.1	36084/SINAPI	TUBO PVC PBA JEI, CLASSE 12, DN 50 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 5647)	M	4.209,00	13,88	58.420,92	
1.2	36373/SINAPI	TUBO PVC PBA JEI, CLASSE 12, DN 75 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 5647)	M	313,00	28,82	9.020,66	
1.3	36374/SINAPI	TUBO PVC PBA JEI, CLASSE 12, DN 100 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 5647)	M	103,00	46,85	4.825,55	
1.4	9828/SINAPI	TUBO PVC DEFOFO, JEI, 1 MPA, DN 150 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 7665)	M	118,00	105,20	12.413,60	
2	CONEXÕES					5.928,63	
1.5	1845/SINAPI	CURVA PVC PBA, JE, PB, 90 GRAUS, DN 50 / DE 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	7,00	30,97	216,79	
1.6	I3348/SEINFRA	CURVA 45 FoFo BB JUNTA ELÁSTICA PARA ÁGUA DN 150	UN	1,00	473,39	473,39	
1.7	I4068/SEINFRA	REDUÇÃO EXCÊNTRICA C/ FLANGES DN 150 x 100 PN10	UN	1,00	605,11	605,11	
1.8	I4066/SEINFRA	REDUÇÃO EXCÊNTRICA C/ FLANGES DN 100 x 75 PN10	UN	2,00	541,44	1.082,88	
1.9	I4080/SEINFRA	REDUÇÃO FoFo FF DN 100 x 50 PN10	UN	1,00	494,80	494,80	

1.10	I11120/SEINFRA	REDUÇÃO FoFo FF DN 150 x 50 PN10/16	UN	1,00	612,74	612,74
1.11	I4064/SEINFRA	REDUÇÃO EXCÊNTRICA C/ FLANGES DN 75 x 50 PN10	UN	2,00	310,80	621,60
1.12	I3104/SEINFRA	CRUZETA PBA COM BOLSAS DN 100	UN	1,00	86,71	86,71
1.13	I3105/SEINFRA	CRUZETA DE REDUÇÃO PBA COM BOLSAS DN 75 x 50	UN	1,00	26,50	26,50
1.14	I3102/SEINFRA	CRUZETA PBA COM BOLSAS DN 50	UN	5,00	18,87	94,35
1.15	7048/SINAPI	TE, PVC PBA, BBB, 90 GRAUS, DN 50 / DE 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	9,00	20,82	187,38
1.16	I3146/SEINFRA	TE DE REDUCAO, PVC PBA, BBB, JE, DN 100 X 50 / DE 110 X 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	1,00	132,25	132,25
1.17	I10073/SEINFRA	TE RPVC BBB JUNTA ELÁSTICA DN 150	UN	1,00	438,65	438,65
1.18	11493/SINAPI	TE DE REDUCAO, PVC PBA, BBB, JE, DN 75 X 50 / DE 85 X 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	2,00	37,36	74,72
1.19	I3631/SEINFRA	TE JE FoFo/ PVC BBB DN 150 x 50	UN	2,00	390,38	780,76
3	RESERVATÓRIO					195.000,00
1.20	COMP001	RESERVATÓRIO TIPO TUBULAR ALTO (200.000 L) – TBL 20007	UN	1,00	195.000,00	195.000,00
TOTAL						285.609,36

Fonte: Autora (2025).

Quadro 9 – Planilha orçamentária do dimensionamento das tubulações da rede utilizando a equação de Chezy – Manning

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DE UM LOTEAMENTO USANDO A FÓRMULA DE CHEZY – MANNING (2024)
PLANILHA ORÇAMENTÁRIA

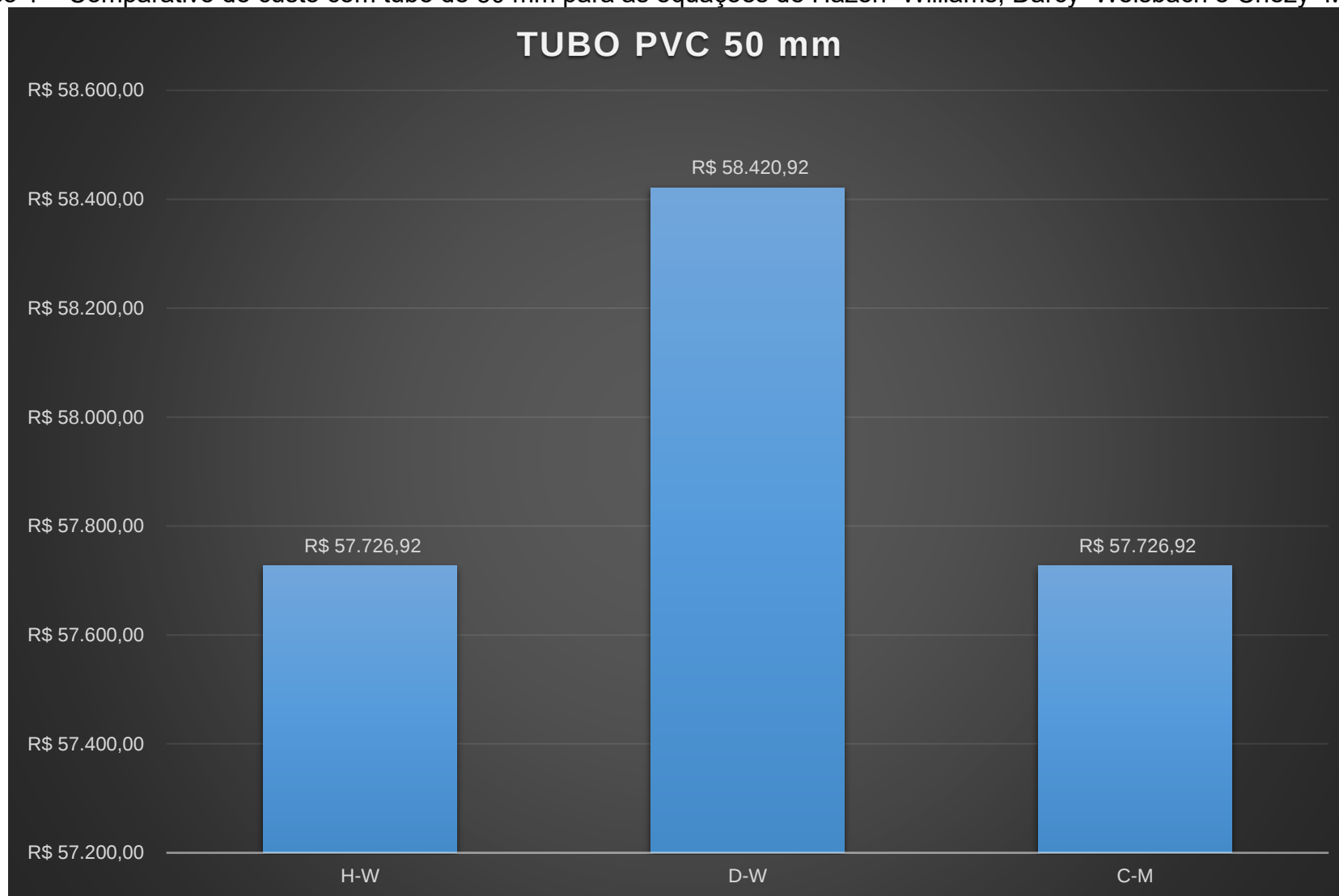
DATA BASE: SINAPI PI-09/2024, SEINFRA 28 (SEM DESONERAÇÃO)				LEIS SOCIAIS (%):	0,00	BDI (%):	0,00
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNID	QUANT	P. UNIT. S/BDI	TOTAL (R\$)	
1	TUBULAÇÕES					89.229,41	
1.1	36084/SINAPI	TUBO PVC PBA JEI, CLASSE 12, DN 50 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 5647)	M	4.159,00	13,88	57.726,92	
1.2	36373/SINAPI	TUBO PVC PBA JEI, CLASSE 12, DN 75 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 5647)	M	312,00	28,82	8.991,84	
1.3	36374/SINAPI	TUBO PVC PBA JEI, CLASSE 12, DN 100 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 5647)	M	101,00	46,85	4.731,85	
1.4	9828/SINAPI	TUBO PVC DEFOFO, JEI, 1 MPA, DN 150 MM, PARA REDE DE ÁGUA (NBR 7665)	M	169,00	105,20	17.778,80	
2	CONEXÕES					6.864,46	
1.5	1845/SINAPI	CURVA PVC PBA, JE, PB, 90 GRAUS, DN 50 / DE 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	7,00	30,97	216,79	
1.6	I3348/SEINFRA	CURVA 45 FoFo BB JUNTA ELÁSTICA PARA ÁGUA DN 150	UN	1,00	473,39	473,39	
1.7	I4080/SEINFRA	REDUÇÃO FoFo FF DN 100 x 50 PN10	UN	1,00	494,80	494,80	
1.8	I11120/SEINFRA	REDUÇÃO FoFo FF DN 150 x 50 PN10/16	UN	1,00	612,74	612,74	
1.9	I4066/SEINFRA	REDUÇÃO EXCÊNTRICA C/ FLANGES DN 100 x 75 PN10	UN	1,00	541,44	541,44	

1.10	I4067/SEINFRA	REDUÇÃO EXCÊNTRICA C/ FLANGES DN 150 x 75 PN10	UN	1,00	546,60	546,60
1.11	I4064/SEINFRA	REDUÇÃO EXCÊNTRICA C/ FLANGES DN 75 x 50 PN10	UN	2,00	310,80	621,60
1.12	I3494/SEINFRA	CRUZETA FoFo JUNTA ELÁSTICA DN 150 x 100	UN	1,00	1.519,97	1.519,97
1.13	I3105/SEINFRA	CRUZETA DE REDUÇÃO PBA COM BOLSAS DN 75 x 50	UN	2,00	26,50	53,00
1.14	I3102/SEINFRA	CRUZETA PBA COM BOLSAS DN 50	UN	4,00	18,87	75,48
1.15	7048/SINAPI	TE, PVC PBA, BBB, 90 GRAUS, DN 50 / DE 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	9,00	20,82	187,38
1.16	I3146/SEINFRA	TE DE REDUCAO, PVC PBA, BBB, JE, DN 100 X 50 / DE 110 X 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	2,00	132,25	264,50
1.17	I10073/SEINFRA	TE RPVC BBB JUNTA ELÁSTICA DN 150	UN	1,00	438,65	438,65
1.18	11493/SINAPI	TE DE REDUCAO, PVC PBA, BBB, JE, DN 75 X 50 / DE 85 X 60 MM, PARA REDE DE ÁGUA	UN	1,00	37,36	37,36
1.19	I3631/SEINFRA	TE JE FoFo/ PVC BBB DN 150 x 50	UN	2,00	390,38	780,76
3	RESERVATÓRIO					195.000,00
1.20	COMP001	RESERVATÓRIO TIPO TUBULAR ALTO (200.000 L) – TBL 20007	UN	1,00	195.000,00	195.000,00

TOTAL						291.093,87
--------------	--	--	--	--	--	-------------------

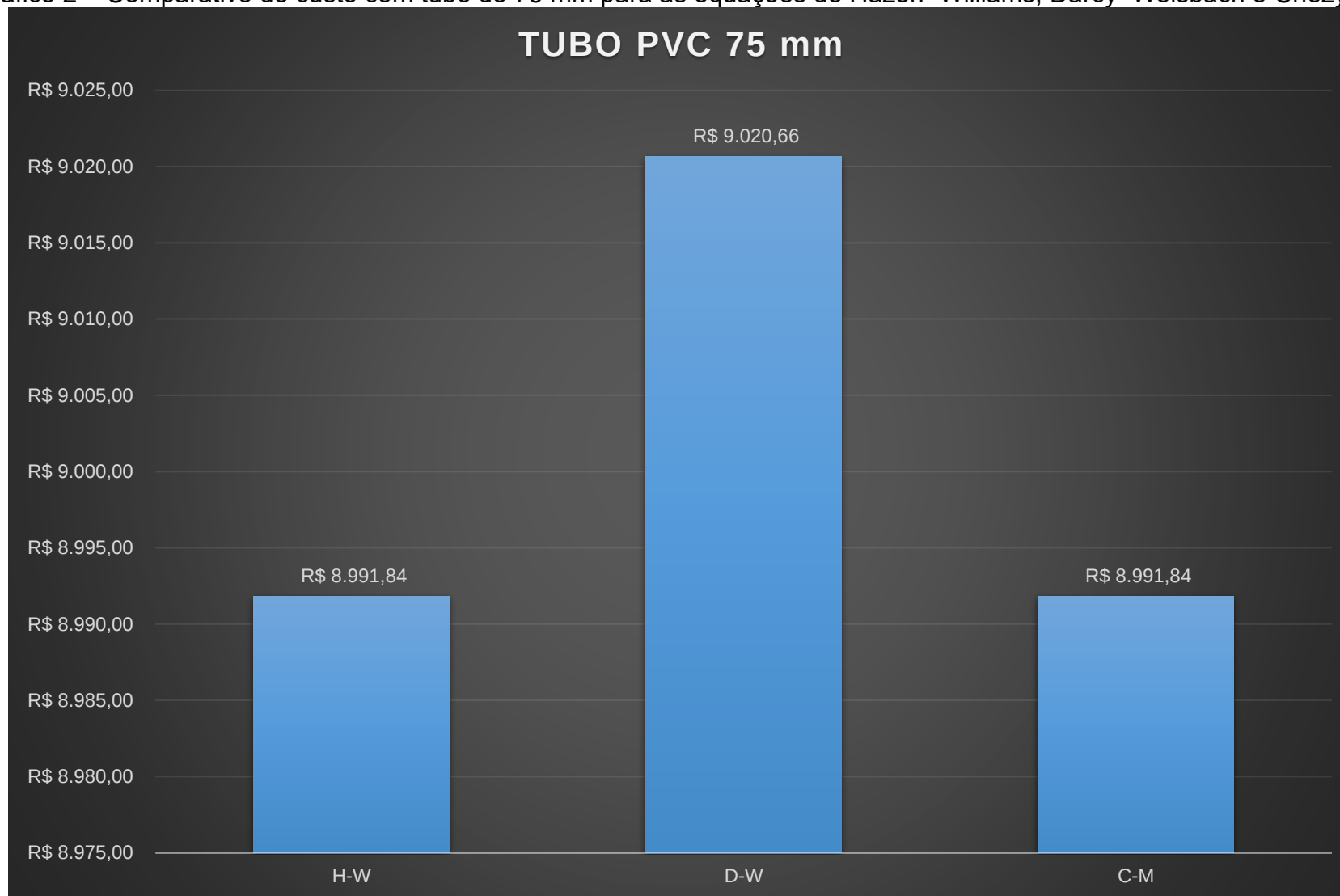
Fonte: Autora (2025).

Gráfico 1 – Comparativo do custo com tubo de 50 mm para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning



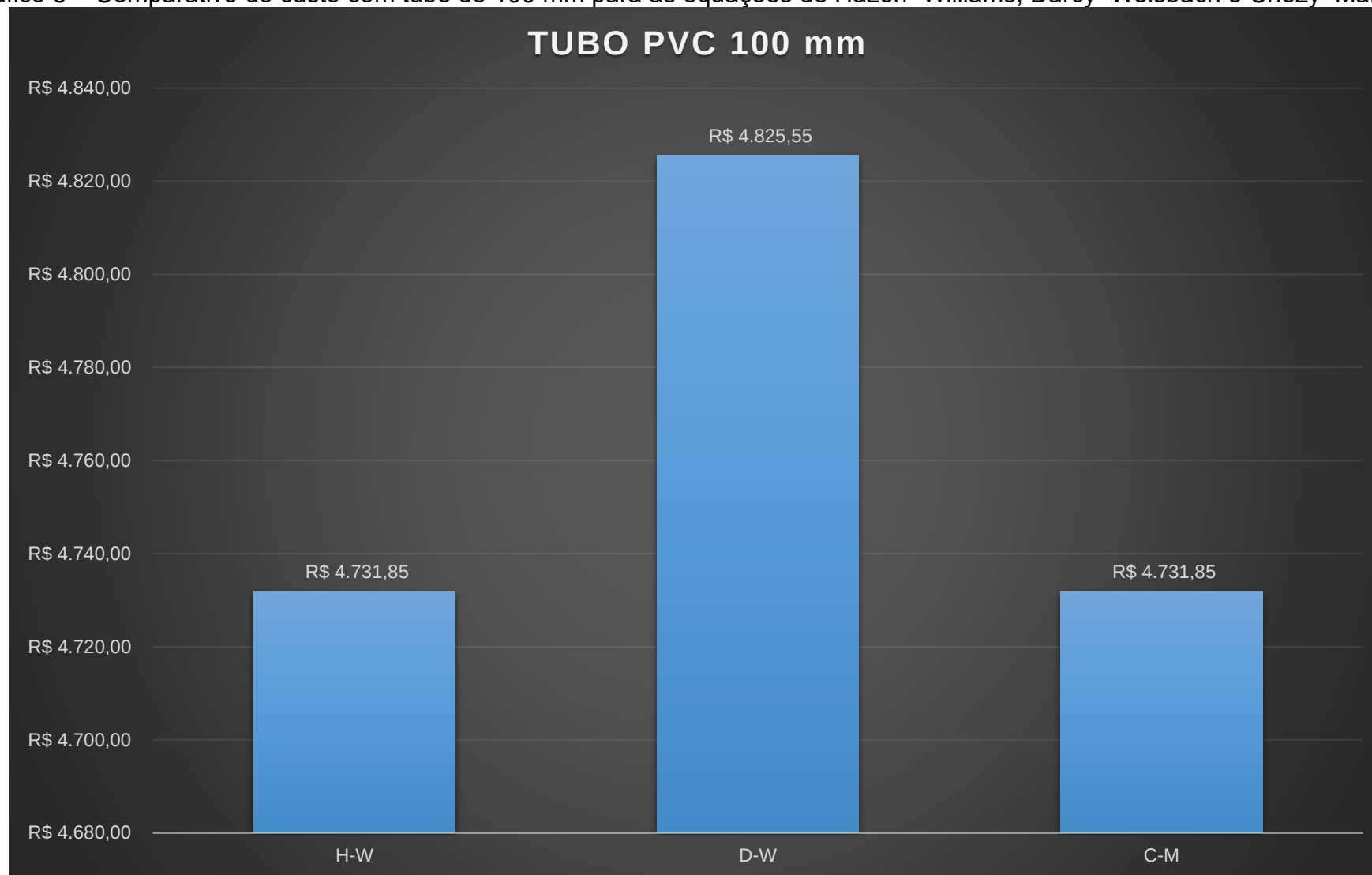
Fonte: Autora (2025).

Gráfico 2 – Comparativo do custo com tubo de 75 mm para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning



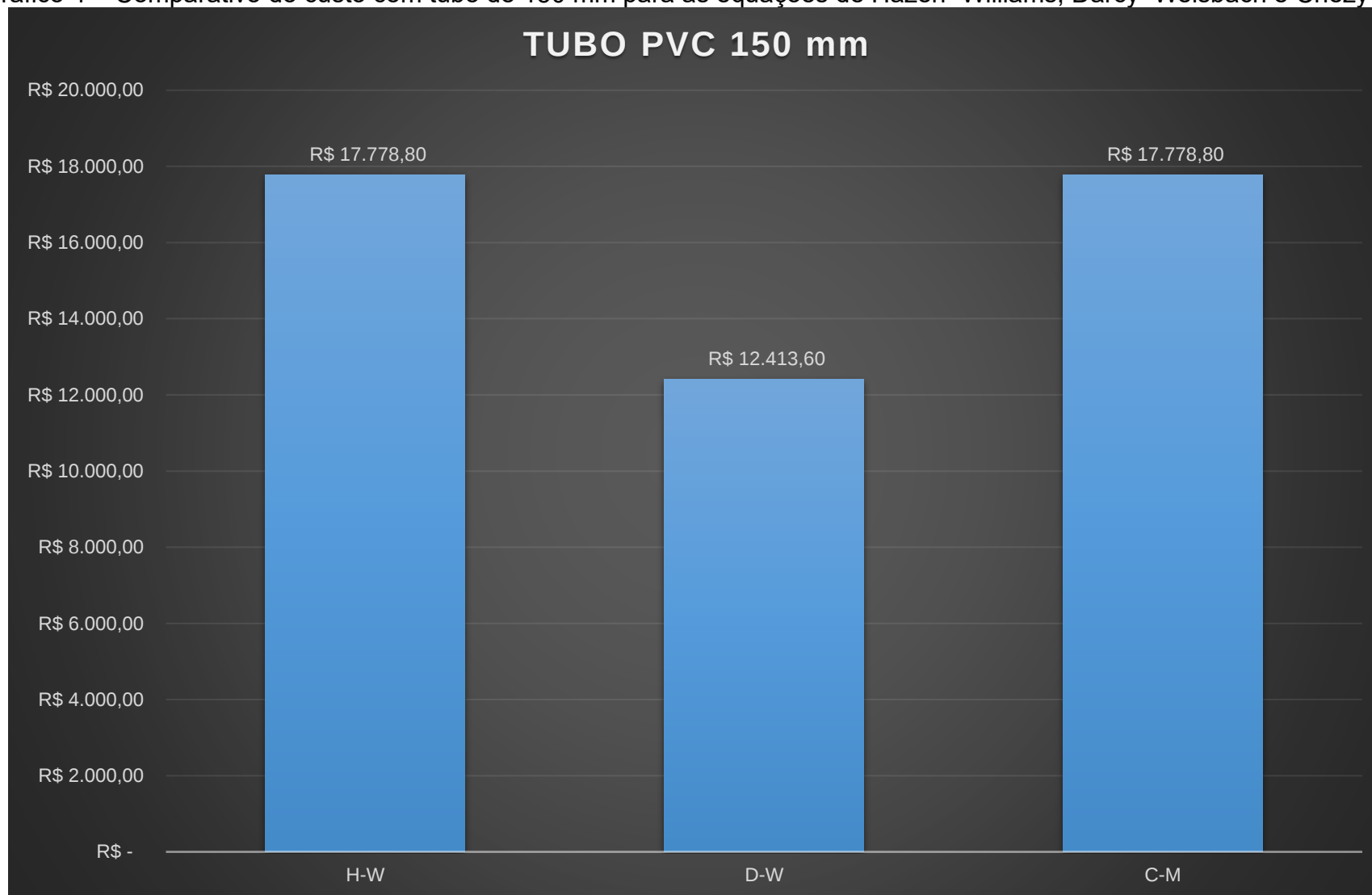
Fonte: Autora (2025).

Gráfico 3 – Comparativo do custo com tubo de 100 mm para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning



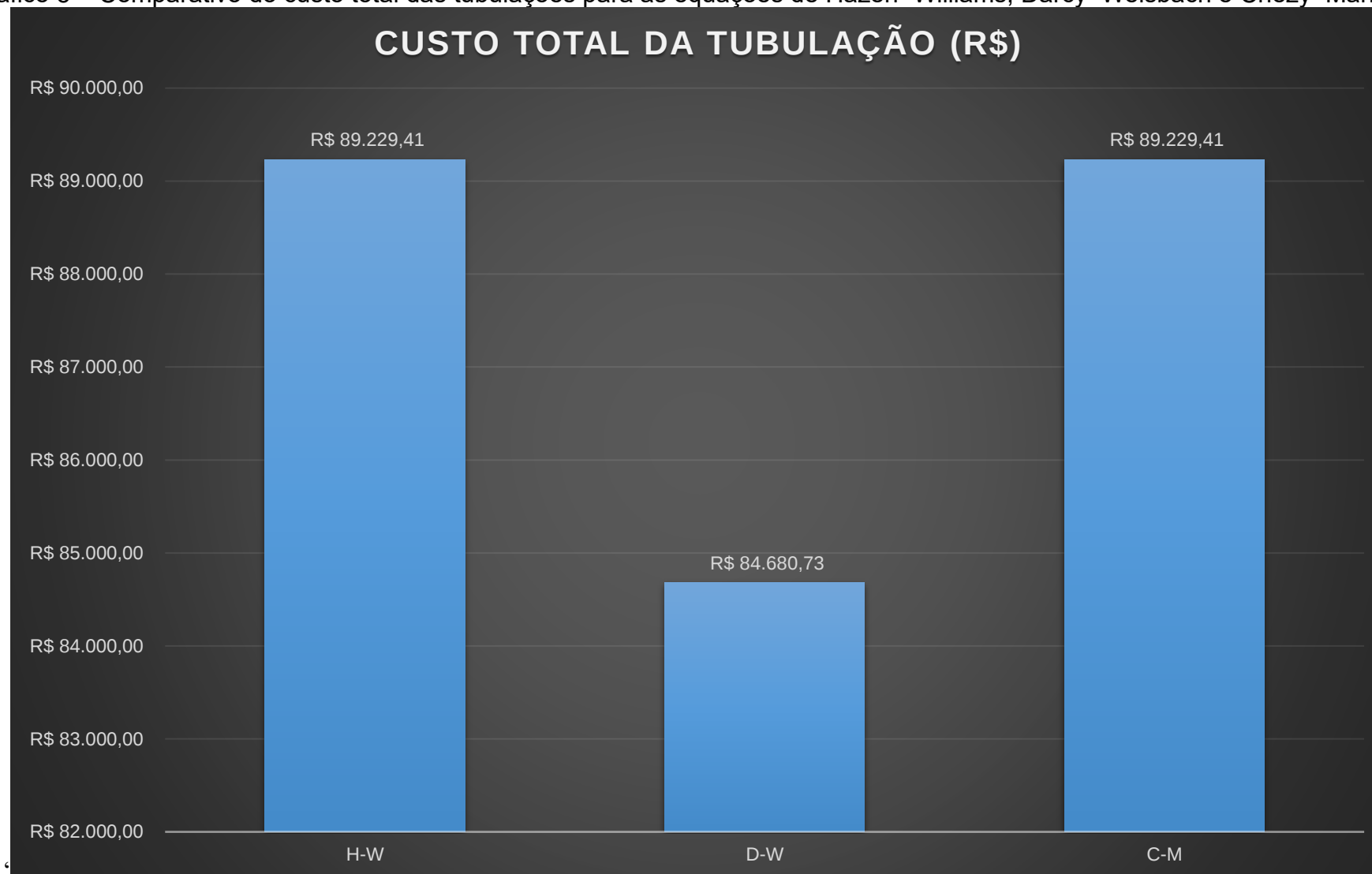
Fonte: Autora (2025).

Gráfico 4 – Comparativo do custo com tubo de 150 mm para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning



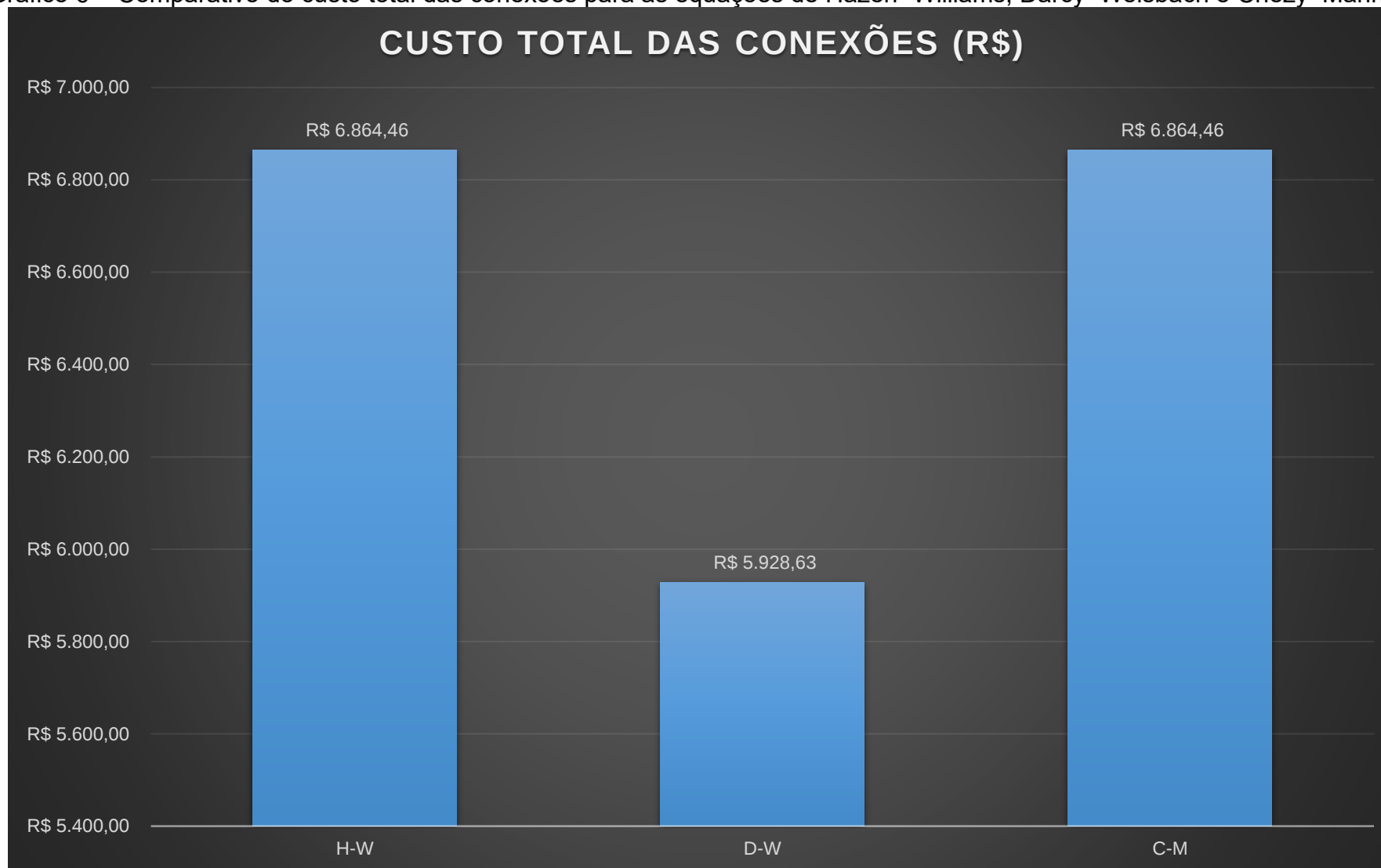
Fonte: Autora (2025).

Gráfico 5 – Comparativo do custo total das tubulações para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning



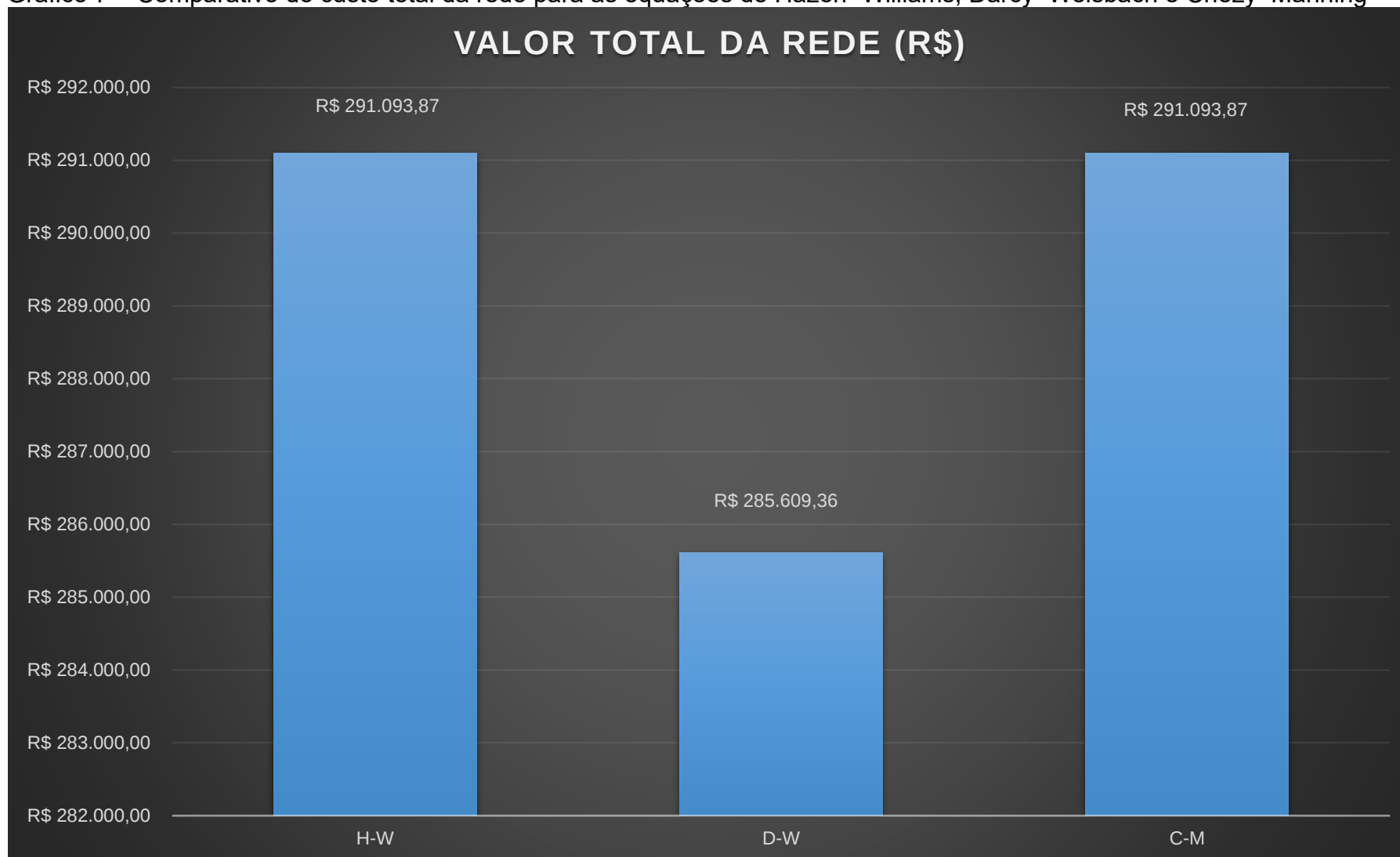
Fonte: Autora (2025).

Gráfico 6 – Comparativo do custo total das conexões para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning



Fonte: Autora (2025).

Gráfico 7 – Comparativo do custo total da rede para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning



Fonte: Autora (2025).

Quadro 10 – Resumo comparativo do custo dos tubos para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning

	TUBO PVC 50 mm	TUBO PVC 75 mm	TUBO PVC 100 mm	TUBO PVC 150 mm
H-W	R\$ 57.726,92	R\$ 8.991,84	R\$ 4.731,85	R\$ 17.778,80
D-W	R\$ 58.420,92	R\$ 9.020,66	R\$ 4.825,55	R\$ 12.413,60
C-M	R\$ 57.726,92	R\$ 8.991,84	R\$ 4.731,85	R\$ 17.778,80

Fonte: Autora (2025).

Quadro 11 – Resumo comparativo do custo dos tubos, custo das conexões e custo total da rede para as equações de Hazen–Williams, Darcy–Weisbach e Chezy–Manning

	VALOR TOTAL DAS TUBULAÇÕES (R\$)	VALOR TOTAL DAS CONEXÕES (R\$)	VALOR TOTAL DA REDE (R\$)
H-W	R\$ 89.229,41	R\$ 6.864,46	R\$ 96.093,87
D-W	R\$ 84.680,73	R\$ 5.928,63	R\$ 90.609,36
C-M	R\$ 89.229,41	R\$ 6.864,46	R\$ 96.093,87

6 CONCLUSÕES FINAIS

Este trabalho teve como finalidade averiguar como as diferentes equações de perda de carga podem influir nos custos com os dispositivos de uma rede de distribuição de água. Com auxílio do software EPANET para simular os diferentes cenários que norteiam e otimizam o processo de dimensionamento, foram confrontados os valores da perda de carga trecho a trecho, do diâmetro dos trechos, da pressão nos cenários estático e dinâmico, além dos respectivos orçamentos dessas redes.

A comparação se deu definindo parâmetros e dados de entrada em comum e obteve resultados que demonstram significativa variação de custos com relação às fórmulas empregadas na perda de carga, que resultou em uma diferença final de preço total da rede de 5.484,51 reais. Tal variação de custo se demonstrou favorável ao uso da Fórmula Universal da perda de carga (equação de Darcy–Weisbach), ao passo que essa obteve um número maior entre os menores diâmetros e, conseqüentemente, uma quantidade menor entre os maiores diâmetros utilizados.

Com isso, tendo em vista o loteamento analisado, conclui-se que apesar das equações de Hazen–Williams e Chezy–Manning também representarem alternativas para o dimensionamento de uma rede de abastecimento de água, a Fórmula Universal da perda de carga apresentou menores custos para tal. Fato que chancela a necessidade do presente estudo, em face ao notório impacto das equações de perda de carga nos custos de redes de abastecimento de água e, também, em face à necessidade da execução dessas obras para a garantia dos direitos básicos humanos de saneamento básico, saúde e qualidade de vida.

Pesquisas futuras podem considerar as perdas de carga localizadas nas conexões e demais dispositivos para além das tubulações. Outra sugestão seria a simulação desses sistemas hidráulicos com uma taxa de crescimento populacional diferente de zero ou com o uso de outros materiais para os encanamentos (por exemplo, tubos PEAD – Polietileno) e, assim, avaliando se as conclusões foram semelhantes acerca das equações empregadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 10844:1989 – Instalações prediais de águas pluviais**. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12218**: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público: condições específicas. Rio de Janeiro, 2017.

BAPTISTA, Márcio; LARA, Márcia. **Fundamentos de Engenharia Hidráulica**. 3. ed. Belo Horizonte: UFMG, 2014.

BOTTO, Márcio Pessoa; ARAÚJO, Juliana. **Aula 7 – Reservatórios**. [Disciplina Redes de Água e Esgotos]. Sobral, CE: [s.n.], 2021. Disponível em: <https://www.passeidireto.com/arquivo/103185595/aula-7-reservatorios-redes-de-agua-e-esgoto-fff-2>. Acesso em: 26 ago. 2024.

BRASIL. **Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico**. *Resolução nº 192, de 1º de março de 2007*. Dispõe sobre a regulação dos serviços públicos de saneamento básico. Art. 15. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 2007.

BRAULIO, Cléber. **Água Doce, O Bem Maior**. Blog do Professor Clebinho, São Paulo, SP: 2018. Disponível em: <https://www.clebinho.pro.br/wp/?p=26>. Acesso em: 26 set. 2024.

CARVALHO JÚNIOR, R. **Instalações Hidráulicas e o Projeto de Arquitetura**. 7ª. ed. São Paulo: Editora Blücher, 2013.

DAE S.A. – Água e Esgoto. **Normas para elaboração de projeto hidráulico e execução de rede de distribuição de água potável**. Jundiaí, SP, 2022. Disponível em: dae.jundiai.com.br/wp-content/uploads/2022/06/NORMAS-REDES-DE-ABASTECIMENTO-DE-AGUA-DAE-REV-MAIO-2022a.pdf. Acesso em: 30 out. 2024.

DE ARAÚJO, F. M. Algumas Características de uma Estação Elevatória de Água. **Universidade Estadual da Paraíba**, 2014.

EOS CONSULTORES. **Sistema de abastecimento de água: Funcionamento e Projeção**. Campo Grande, MS: EOS Consultores, 2022. Disponível em: <https://www.eosconsultores.com.br/sistema-de-abastecimento-de-agua-funcionamento/>. Acesso: 11 nov 2024.

FAZ FORTE. **Diferença entre os materiais dos reservatórios de água**. São Paulo, SP: 2016. Disponível em: <https://www.fazforte.com.br/blog/diferenca-entre-os-materiais-dos-reservatorios-de-agua/>. Acesso em: 20 set. 2024.

FIOcruz, Instituto de Comunicação e Informação Científica e Tecnológica em Saúde (ICICT). **Glossário Saneamento e Meio Ambiente do Atlas Água Brasil**.

Disponível em: <https://www.aguabrasil.iciet.fiocruz.br/index.php?pag=sane>. Acesso em: 30 set. 2024.

GOVERNO FEDERAL. **Água no mundo**. Brasília, DF: Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico, 2020. Disponível em: <https://www.gov.br/ana/pt-br/acesso-a-informacao/acoes-e-programas/cooperacao-internacional/agua-no-mundo#:~:text=Dos%20%2C5%25%20de%20%C3%A1gua,%25%20encontra%2Dse%20nos%20rios>. Acesso em: 09 out 2024.

GOVERNO FEDERAL. **Plano Nacional de Saneamento Básico: Relatório de Avaliação Anual 2020**. Brasília, DF: Ministério do Desenvolvimento Regional Secretaria Nacional de Saneamento, 2022. Disponível em: www.gov.br/cidades/pt-br/acesso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/plano-nacional-de-saneamento-basico-plansab/arquivos/relatriodeavaliacaoanualdoplansab2020.pdf. Acesso em: 30 nov. 2023.

GOVERNO FEDERAL. **Plano Nacional de Saneamento Básico: Painéis de indicadores de acesso ao saneamento básico**. Brasília, DF: Ministério do Desenvolvimento Regional Secretaria Nacional de Saneamento, 2022. Disponível em: <https://www.gov.br/cidades/pt-br/acesso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/plano-nacional-de-saneamento-basico-plansab/paineis-de-plansab-em-power-bi>. Acesso em: 30 nov 2023.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo 2000**. Rio de Janeiro: IBGE, 2000.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo 2008**. Rio de Janeiro: IBGE, 2008.

INSTITUTO DE PESQUISA ECONOMICA APLICADA. FEDERAL DO PIAUÍ. **Objetivo de Desenvolvimento Sustentável 6: Água potável e saneamento**. Brasília: IPEA, 2019. Disponível em: https://www.ipea.gov.br/ods/ods6.html#coll_6_1. Acesso em: 30 nov. 2023.

INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISA. **O que é física dos fluidos**. São José dos Campos, SP: INPE. Disponível em: <http://www.las.inpe.br/~microg/fisicafluidos.htm>. Acesso em: 30 nov, 2023.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Manual do Saneamento Básico**. São Paulo, SP: Instituto Trata Brasil, 2012. Disponível em: <https://tratabrasil.org.br/wp-content/uploads/2022/09/manu...al-imprensa.pdf>. Acesso em: 10 out 2024.

JAPAN WATER WORKS ASSOCIATION et al. **Design criteria for waterworks facilities**. JWWA, 1978.

LABORATÓRIO DE EFICIÊNCIA ENERGÉTICA E HIDRÁULICA EM SANEAMENTO DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA (LENHS/UFPB). **EPANET**. João Pessoa, PB: 2020. Disponível em: <https://ct.ufpb.br/lenhs/contents/menu/assuntos/epanet>. Acesso em: 30 out. 2024.

LENCASTRE, A. **Hidráulica Geral**. Lisboa, Portugal: Fundação Armando Lencastre, 1996.

MAGALHÃES, Lana. **Tratamento de Água**. Toda Matéria, [s.d.]. Disponível em: <https://www.todamateria.com.br/tratamento-de-água/>. Acesso em: 16 nov. 2024.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras**. 3. ed. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2019.

MELLO, Carlos Eduardo Ferraz. Reservatórios de distribuição de água. Disponível em: <https://docplayer.com.br/36874226-Reservatorios-de-distribuicao-de-agua.html>. Acesso em: 24 out 2024.

MUNSON, B. R. et al. **Fundamentos da mecânica dos fluidos**. [s.l.] Editora Blucher, 2013.

NETTO, Azevedo; Y FERNÁNDEZ, Miguel Fernández. **Manual de hidráulica**. [s.l.] Editora Blucher, 2018.

ORSINI, E. Q. **Sistemas de abastecimento de água. Apostila da disciplina PHD 412 – Saneamento II**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, SP, 1996.

PREFEITURA DE TERESINA. **Plano Municipal de Saneamento Básico de Teresina – PI**. Produto 02 – Diagnóstico da Situação do Saneamento Básico. Teresina, PI: Diário Oficial do Município de Teresina, 2018.

SANEP. **Tratamento da água – Abastecimento**. Pelotas, RS: [s.d.]. Disponível em: <https://portal.sanep.com.br/agua/tratamento-agua>. Acesso em: 30 out. 2024.

TSUTIYA, Milton Tomoyuki. **Abastecimento de água**. São Paulo, SP: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.

VILLANI, Waldo. **A governança nos serviços municipais de água e esgoto: Uma visão estruturada para o século XXI**. São Paulo, SP: TOMO I, 2017.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. Princípios de tratamento biológico das águas residuárias, v. 1. Belo Horizonte, MG: Departamento de Engenharia Ambiental – UFMG, 2005.