

Ana Raquel Faccioli

Otimização energética em sistemas de
abastecimento de água utilizando o
EPANET

Bauru - SP

Setembro de 2021

Ana Raquel Faccioli

**Otimização energética em sistemas de abastecimento
de água utilizando o EPANET**

Dissertação de Mestrado

Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"

Faculdade de Engenharia de Bauru

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Elétrica

Orientador: Prof^ª. Dr^a. Edilaine Martins Soler

Bauru - SP

Setembro de 2021

F138o Faccioli, Ana Raquel
Otimização energética em sistemas de abastecimento de água
utilizando o EPANET / Ana Raquel Faccioli. -- Bauru, 2021
111 f. : il., tabs.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista (Unesp),
Faculdade de Engenharia, Bauru
Orientadora: Edilaine Martins Soler

1. Sistemas de abastecimento. 2. Epanet. 3. Bombas hidráulicas. 4.
Otimização energética. 5. Modelos matemáticos. I. Título.

Sistema de geração automática de fichas catalográficas da Unesp. Biblioteca da Faculdade de
Engenharia, Bauru. Dados fornecidos pelo autor(a).

Essa ficha não pode ser modificada.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE ANA RAQUEL FACCIOLI, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA ELÉTRICA, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 10 dias do mês de setembro do ano de 2021, às 09:00 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de ANA RAQUEL FACCIOLI, intitulada **OTIMIZAÇÃO ENERGÉTICA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA UTILIZANDO O EPANET**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof^ª. Dr^ª. EDILAINE MARTINS SOLER (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Matemática / Faculdade de Ciências de Bauru - UNESP, Prof^ª. Dr^ª. MARISTELA OLIVEIRA DOS SANTOS (Participação Virtual) do(a) Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação / Universidade de São Paulo / USP, Prof. Dr. MARCOS MANSANO FURLAN (Participação Virtual) do(a) Faculdade de Ciências Exatas e Tecnológicas / Universidade Federal da Grande Dourados - UFGD. Após a exposição pela mestrande e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, a discente recebeu o conceito final: **APROVADA**. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.



Prof^ª. Dr^ª. EDILAINE MARTINS SOLER

“Nada pode ser obtido sem uma espécie de sacrifício.”
(Edward Elric)

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha mãe, Ana, que sempre me incentivou, apoiou e acreditou em mim. Obrigada por tudo.

À minha orientadora, professora Edilaine Martins Soler, por todos os momentos de aprendizado, orientação, paciência e ajuda.

À minha prima, Adriana, por todos os momentos de conhecimento, apoio e amparo. Gratidão.

Aos meus amigos de pós-graduação, por toda ajuda, apoio, conhecimento, incentivo e risadas. Sem vocês não seria possível.

À CAPES, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pelo apoio financeiro concedido.

RESUMO

A água é um recurso indispensável para a vida: precisamos dela tanto para o consumo quanto para a realização de tarefas das mais variadas. Para que tenhamos a nosso dispor toda a água necessária, é fundamental que os sistemas de abastecimento de água funcionem corretamente, levando água em qualidade e quantidades adequadas à população. Para isso, os sistemas de abastecimento utilizam bombas hidráulicas para elevar a água de modo a atender a demanda. Porém, isso envolve um alto custo elétrico, sendo do interesse das empresas de abastecimento diminuírem os mesmos. Além disso, a infraestrutura e os aspectos hidráulicos desses sistemas afetam diretamente o abastecimento da população e os custos com energia elétrica. Deste modo, este trabalho utiliza um modelo de programação linear inteira mista para otimização energética que considera condições estruturais do sistema e zonas de pressão, a fim de testar as soluções obtidas em um simulador hidráulico e avaliar o desempenho da rede e das soluções obtidas para cada uma das condições estruturais analisadas. Testes numéricos com duas redes hipotéticas propostas na literatura foram realizados, e as soluções obtidas juntamente com as redes consideradas foram implementadas no simulador hidráulico EPANET, testando e avaliando o funcionamento da rede em todos os períodos, para todos os dados originais, condições estruturais e soluções obtidas pelo modelo matemático. As simulações realizadas no EPANET comprovam a qualidade das soluções obtidas pelo modelo e sua viabilidade de aplicação.

Palavras-chave: Simulador Hidráulico. Sistemas de Abastecimento de Água. Bombas Hidráulicas. Otimização.

ABSTRACT

Water is an indispensable resource for life: we need it both for consumption and for carrying out the most varied tasks. In order to have all the necessary water at our disposal, it is essential that the water supply systems work correctly, bringing water of adequate quality and quantities to the population. For this, the supply systems use hydraulic pumps to raise the water in order to meet the demand. However, this involves a high electrical cost, and it is in the interest of the supply companies to reduce them. In addition, the infrastructure and hydraulic aspects of these systems directly affect the population's supply and electricity costs. Thus, this work uses a mixed integer linear programming model for energy optimization that considers structural conditions of the system and pressure zones, in order to test the solutions obtained in a hydraulic simulator and evaluate the performance of the network and the solutions obtained for each one of the structural conditions analyzed. Numerical tests with two hypothetical networks proposed in the literature were carried out, and the solutions obtained along with the considered networks were implemented in the EPANET hydraulic simulator, testing and evaluating the operation of the network in all periods, for all original data, structural conditions and solutions obtained by the mathematical model. The simulations carried out in EPANET prove the quality of the solutions obtained by the model and its application feasibility.

Keywords: Electricity. Water Supply Systems. Hydraulic Pumps. Optimization.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 3.1 – Tipos de poços profundos.	37
Figura 3.2 – Localização da captação em curso d'água.	38
Figura 3.3 – Tipos de adutoras.	39
Figura 3.4 – Etapas do tratamento de água.	40
Figura 3.5 – Tipos de reservatórios de água.	41
Figura 3.6 – Reservatório de montante e de jusante.	42
Figura 3.7 – Rede ramificada tipo espinha de peixe.	43
Figura 3.8 – Rede ramificada tipo grelha.	43
Figura 3.9 – Rede malhada tipo anéis.	44
Figura 3.10–Rede malhada tipo blocos.	44
Figura 3.11–Sistema de Abastecimento de Água.	45
Figura 3.12–Diagrama de Moody.	53
Figura 3.13–Ábaco de Hazen-Williams.	55
Figura 3.14–Altura manométrica.	56
Figura 3.15–Bombas em série.	57
Figura 3.16–Bombas em paralelo.	57
Figura 3.17–Exemplo de curvas características.	58
Figura 3.18–Representação de zonas de pressão relacionadas a altura da água de reservatórios.	59
Figura 3.19–Componentes físicos utilizados em uma rede no EPANET.	63
Figura 3.20–Representação de uma rede de abastecimento completa no EPANET.	64
Figura 4.1 – Sistema de abastecimento hipotético de Parras (2020)	66
Figura 5.1 – Sistema de abastecimento hipotético de Parras (2020) adaptado.	80
Figura 5.2 – Curva para cada bomba de captação.	80
Figura 5.3 – Curva para cada bomba que eleva água para o reservatório apoiado.	81
Figura 5.4 – Curva da bomba que eleva água para o reservatório elevado.	81
Figura 5.5 – Curva da bomba que transfere água do reservatório apoiado para o elevado.	82
Figura 5.6 – Cotas topográficas.	83
Figura 5.7 – Política de operação das bombas da rede - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.	85
Figura 5.8 – Controle simples implementado no EPANET - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.	86
Figura 5.9 – Pressões nos nós e vazões de captação - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.	87

Figura 5.10–Balanço de Vazão - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.	88
Figura 5.11–Carga Hidráulica - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.	88
Figura 5.12–Política de operação das bombas da rede - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.	89
Figura 5.13–Controle simples implementado no EPANET - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.	90
Figura 5.14–Pressões nos nós e vazões de captação - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.	91
Figura 5.15–Balanço de Vazão - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.	92
Figura 5.16–Carga Hidráulica - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.	92
Figura 5.17–Política de operação das bombas da rede - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.	93
Figura 5.18–Controle simples implementado no EPANET - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.	94
Figura 5.19–Pressões nos nós e vazões de captação - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.	95
Figura 5.20–Balanço de Vazão - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.	96
Figura 5.21–Carga Hidráulica - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.	96
Figura 5.22–Política de operação das bombas da rede - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.	97
Figura 5.23–Controle simples implementado no EPANET - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.	98
Figura 5.24–Pressões nos nós e vazões de captação - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.	99
Figura 5.25–Balanço de Vazão - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.	100
Figura 5.26–Carga Hidráulica - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.	100
Figura 5.27–Rede hipotética Anytown modificada.	101
Figura 5.28–Curva para cada bomba de captação - Anytown modificada.	102
Figura 5.29–Padrão multiplicativo de consumo diário de água por período - Anytown modificada.	103

Figura 5.30–Política de operação das bombas de captação da rede - Anytown modificada.	105
Figura 5.31–Controle simples implementado no EPANET - Anytown modificada. . .	106
Figura 5.32–Relatório de Estado no EPANET - Anytown modificada.	106
Figura 5.33–Controle simples alterado implementado no EPANET - Anytown modificada.	107
Figura 5.34–Pressões nos reservatórios e vazões de captação - Anytown modificada.	108
Figura 5.35–Balanço de Vazão - Anytown modificada.	109
Figura 5.36–Número de bombas acionadas por período - Anytown modificada. . . .	109
Figura 5.37–Nível de água nos reservatórios - Anytown modificada.	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Trabalhos que utilizaram o EPANET.	35
Tabela 3.1 – Rugosidade dos tubos (em metros).	52
Tabela 3.2 – Coeficiente de Hazen-Williams.	54
Tabela 3.3 – Coeficiente de Hazen-Williams para ferro fundido encontrados utilizando o ábaco de Hazen-Williams.	55
Tabela 5.1 – Demandas de cada nó consumidor em cada período.	84
Tabela 5.2 – Fator de atrito de Darcy–Weisbach (F).	84
Tabela 5.3 – Características dos reservatórios - Anytown modificada.	102
Tabela 5.4 – Demandas base - Anytown modificada.	103
Tabela 5.5 – Dados da tubulação - Anytown modificada.	104

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
<i>cv</i>	Cavalo-vapor
ETA	Estação de Tratamento de Água
<i>gal</i>	Galões americanos
<i>gpm</i>	Galões americanos por minuto
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
<i>in</i>	Polegadas
<i>kV</i>	Kilovolts
<i>kW</i>	Kilowatts
<i>mca</i>	Metros de coluna d'água
<i>mW</i>	Megawatts
<i>psi</i>	Libra por polegada quadrada
<i>rpm</i>	Rotações por minuto
SAA	Sistema de Abastecimento de Água
SNIS	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
<i>tW</i>	Terawatts

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
3	SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA, HIDRÁU- LICA E DINÂMICA DE FLUIDOS	36
3.1	Sistemas de abastecimento de água	36
3.1.1	Mananciais	37
3.1.2	Captação	37
3.1.3	Adução	38
3.1.4	Tratamento	40
3.1.5	Reservatórios	41
3.1.6	Redes de distribuição	42
3.1.7	Componentes e termos técnicos relacionados aos sistemas de abasteci- mento de água	45
3.2	Energia Elétrica	46
3.3	Hidráulica e dinâmica de fluidos	48
3.3.1	Regimes de escoamento	49
3.3.2	Viscosidade e atrito externo	49
3.3.3	Perda de Carga	50
3.3.4	Fórmula de Darcy-Weisbach	51
3.3.5	Fórmula de Hazen-Williams	53
3.4	Potência de conjuntos elevatórios	55
3.5	Curvas características das bombas	58
3.6	Zonas de pressão e altura da água nos reservatórios	58
3.7	EPANET	60
3.7.1	Caracterização do EPANET	60
3.7.2	Capacidade de Modelagem Hidráulica	61
3.7.3	Capacidade de Modelagem da Qualidade da Água	62
3.7.4	Como descrever uma rede no EPANET	63
3.7.5	Componentes Físicos do EPANET	63
4	MODELO MATEMÁTICO PARA MINIMIZAÇÃO DO FA- TURAMENTO DE ENERGIA ELÉTRICA	65
4.1	Descrição do problema	65
4.2	Modelo Matemático	66

4.2.1	Função objetivo	67
4.2.2	Restrições para o cálculo da demanda contratada	70
4.2.3	Cálculo do volume de água nos reservatórios	71
4.2.4	Restrições para as zonas de pressão	71
4.2.5	Restrições para o volume de água nos reservatórios	72
4.2.6	Restrição para a vazão de água captada	72
4.2.7	Restrições para os acionamentos das bombas	73
4.2.8	Modelo completo	76
5	SIMULAÇÃO DA REDE	79
5.1	Rede adaptada de Parras (2020)	79
5.1.1	1º cenário de simulações: rede de abastecimento de água com tubulação nova e bombas com rendimento de 60%	84
5.1.2	2º cenário de simulações: rede de abastecimento de água com tubulação nova e bombas com rendimento de 70%	89
5.1.3	3º cenário de simulações: rede de abastecimento de água com tubulação antiga e bombas com rendimento de 60%	93
5.1.4	4º cenário de simulações: rede de abastecimento de água com tubulação antiga e bombas com rendimento de 70%	97
5.2	Simulações com a rede Anytown modificada	101
6	CONCLUSÕES	112
6.1	Trabalhos Publicados	113
	REFERÊNCIAS	114

1 INTRODUÇÃO

A água é, sem dúvidas, um recurso indispensável para a população. É usada para o consumo, para a realização de tarefas das mais variadas e também no desenvolvimento de diversas atividades econômicas. Para que a água alcance seu destino, ela percorre um longo caminho, sendo um dos objetivos preservá-la desde a fonte de abastecimento até a entrega aos consumidores. Assim, é de extrema importância que os sistemas de abastecimento funcionem adequadamente para que possam levar água em qualidade e quantidades adequadas para atender a demanda. [L&L Engenharia Ambiental \(2018\)](#) frisa que um sistema de abastecimento mal dimensionado, seja por construção ou operação, gera grande desperdício de água em decorrência de vazamentos. De acordo com dados do [Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento \(2019\)](#), no ano de 2019 a média de desperdício de água tratada por vazamentos ou furtos nas redes de abastecimento de água no Brasil foi de 39,2%, variando de 29,2% no estado de Goiás e 73,6% no Amapá. Essas perdas compreendem principalmente os vazamentos em tubulações da rede de distribuição, provocados sobretudo pelo excesso de pressão em locais com grande variação topográfica, associados ao estado de conservação das tubulações, aos materiais utilizados, à idade da rede, à qualidade da instalação executada pela mão de obra, entre outros fatores.

Devido à topografia da região onde se encontra a rede de abastecimento, se faz necessária a utilização de estações elevatórias para recalcar água até os reservatórios de distribuição e, caso necessário, até a população. Para que isso ocorra, bombas hidráulicas são utilizadas para captar água de poços (ou estações de tratamento de água) e abastecer todos os reservatórios que são distribuídos pelos bairros de uma cidade, de onde a população é atendida. As bombas hidráulicas também são necessárias para fazer o transporte de água entre os reservatórios sempre que houver necessidade, e para que elas funcionem é essencial o uso de energia elétrica. Segundo [Tsutiya \(2001\)](#) as bombas hidráulicas consomem aproximadamente 95% de toda a energia elétrica utilizada em um sistema de abastecimento de água.

A energia elétrica é essencial para que os sistemas de abastecimento funcionem. De acordo com [Gomes e Carvalho \(2012\)](#), os sistemas de abastecimento de água consomem até 3% da energia elétrica no mundo, e no Brasil não é diferente. Em 2019, as despesas com energia elétrica nos sistemas de saneamento atingiram R\$ 7,12 bilhões, consumindo 13,26 tW/h , dos quais 11,84 tW/h foi consumido apenas com os sistemas de abastecimento de água ([Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento, 2019](#)). Estima-se que a ineficiência energética na área de saneamento básico esteja entre 25% a 30% ([GONÇALVES, 2009](#)), sendo que essa despesa gerada pelo desperdício normalmente é repassada ao

consumidor na tarifa. Ainda, sob o ponto de vista ambiental, o [Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento \(2019\)](#) reforça que o uso de energia sem considerações de eficiência contribui desnecessariamente para a emissão de gases de efeito estufa, impactando nas alterações climáticas em escala global.

Para abastecer os reservatórios, na prática, é possível observar um procedimento muito comum que consiste em ligar as bombas hidráulicas de captação quando o nível mínimo do reservatório é atingido e mantê-las ligadas até que o nível máximo do reservatório seja alcançado. Porém este procedimento não é eficiente do ponto de vista energético, pois as tarifas de energia elétrica no Brasil são dinâmicas, as quais são estabelecidas pela [ANEEL \(2010\)](#). O sistema tarifário para as empresas de saneamento é horo-sazonal, fazendo com que o preço do kWh varie de acordo com a hora do dia e também com o período do ano, podendo ser até cinco vezes mais cara nos horários de ponta, onde também há maior demanda de água. No Estado de São Paulo, o horário de ponta é compreendido das 18h às 21h, que corresponde aos horários onde há uma maior sobrecarga do sistema elétrico. Ainda, a tarifa das empresas de saneamento caracterizam-se como binômias onde cobra-se dois itens: a energia consumida e a demanda contratada. Sendo assim, é necessário o cálculo da potência energética consumida por essas empresas juntamente com a demanda energética que deve ser contratada da empresa fornecedora de energia.

Dadas essas características, existe a necessidade de fazer um planejamento da operação das bombas hidráulicas, o que acarretará no controle dos níveis de volume de água nos reservatórios. Ainda, o funcionamento das bombas nos horários de ponta deve ser evitado e o atendimento da demanda sempre deve ser garantido. É preciso diminuir as perdas de água já que quanto mais elevadas elas forem, maior será o gasto com energia elétrica para fazer o bombeamento de água e atender toda a demanda. Esse planejamento se torna complexo principalmente devido a dimensão dos sistemas e inúmeras ligações entre os reservatórios, e também devido às variações de demanda, de acordo com o horário, dia e época do ano.

Nos últimos anos, muitos trabalhos foram publicados abordando esse problema de otimização energética em sistemas de abastecimento de água. De acordo com [Likeman \(1994\)](#) e [Brdys \(1994\)](#), o objetivo da otimização da operação em sistemas de abastecimento de água é fornecer um nível aceitável de serviço aos clientes, atendendo a demanda, as restrições do sistema, a legislação vigente e minimizando os custos operacionais. [Barbosa, Costa e Santos \(1999\)](#) afirmam que os problemas relacionados aos sistemas de abastecimento de água podem ser descritos de maneira a atingir objetivos técnicos, relacionados ao desempenho hidráulico. Tais objetivos podem ser a garantia de pressões mínimas e máximas no sistema, água suficiente para proteção contra incêndios, atendimento de demanda, confiabilidade operacional, entre outros. Também objetivos econômicos, relacionados à minimização dos custos associados aos componentes dos sistemas e aos custos operacionais.

Devido a dificuldade de solução dos modelos mais completos, métodos de solução também tem sido propostos na literatura. Zyl, Savic e Walters (2004) propõem um método de otimização híbrido para o problema, cujo principal objetivo é melhorar a eficiência da otimização operacional do Algoritmo Genético. O método foi testado em uma rede de distribuição hipotética criada pelos autores e amplamente utilizada por autores em trabalhos posteriores. O Algoritmo Genético também é utilizado por Wang, Chang e Chen (2009), que propõem um método de programação das bombas baseado nele, minimizando os custos com energia, número de acionamento das bombas e tempo total de funcionamento das mesmas. Kurek e Ostfeld (2013) apresentam um modelo multiobjetivo para o problema levando em consideração não só a operação das bombas, mas também o custo de projeto dos tanques e a qualidade da água fornecida aos consumidores. Já Costa et al. (2016) propõem uma rotina geral de otimização integrada ao EPANET, permitindo determinar regras estratégicas de operação para qualquer tipo de sistema. Além disso, é usado o algoritmo *Branch-and-Bound* para encontrar a solução ótima global.

Em Parras (2020) é proposto um modelo matemático de otimização linear inteiro misto, visando minimizar os custos com energia elétrica em um sistema de abastecimento de água. Um planejamento do estoque de água nos reservatórios é realizado objetivando garantir o atendimento da demanda. Ainda, características de hidráulica e dinâmica de fluidos são consideradas no modelo, além da atual estrutura tarifária energética do Brasil. Destaca-se o modelo de Parras (2020) por se tratar de um modelo de otimização linear inteiro misto que considera tais características dos sistemas de abastecimento.

Visando analisar o desempenho do modelo matemático de Parras (2020) neste trabalho propõe-se explorar o *software* de simulação hidráulica EPANET a fim de avaliar a aplicabilidade das soluções obtidas pelo modelo matemático. Para isso foi realizada a implementação no EPANET do sistema de abastecimento hipotético criado por Parras (2020). Simulações foram feitas com o modelo matemático e o simulador hidráulico EPANET objetivando validar as soluções obtidas e a rede proposta, a qual é constituída por um manancial, uma estação de tratamento de água, um reservatório apoiado e outro elevado, seis bombas hidráulicas e dois nós de consumo. Além disso, a rede Anytown modificada proposta por Walters et al. (1999) também foi implementada no EPANET para validação das soluções obtidas por Parras (2020).

Apresentam-se seis capítulos neste trabalho. O Capítulo 1 é introdutório. O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre a otimização energética nos sistemas de abastecimento de água. O Capítulo 3 descreve a estrutura e as etapas de funcionamento de um sistema de abastecimento de água, as estruturas elétricas tarifárias brasileiras, tópicos sobre a teoria da hidráulica e mecânica dos fluidos e apresenta o *software* EPANET. O Capítulo 4 descreve o modelo de otimização energética considerado. O Capítulo 5 apresenta os testes numéricos realizados juntamente com os resultados obtidos. No Capítulo 6 são

apresentadas as conclusões e os trabalhos oriundos dessa dissertação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os trabalhos referentes ao planejamento da operação de bombas hidráulicas em sistemas de abastecimento de água aumentaram nas últimas décadas decorrente da necessidade de otimizar o custo com energia elétrica, e dos recursos tecnológicos disponíveis que permitem um controle dos sistemas de abastecimento.

[Little e McCrodden \(1989\)](#) realizaram um estudo na cidade de Raleigh, Carolina do Norte, para determinar políticas eficientes de bombeamento de água não tratada para aproveitar o armazenamento existente e as taxas de energia disponíveis no momento de uso das bombas, através de um modelo de programação linear inteiro misto. Considerou-se também o uso de geradores de reserva para evitar o consumo comercial de energia nos horários de pico. As restrições do problema incluem a satisfação das demandas de água, os níveis mínimo e máximo do tanque e os tempos mínimo e máximo de funcionamento da bomba. Testes foram realizados com os dados da estação de tratamento de Northside, na cidade de Raleigh, Carolina do Norte, onde a estação de bombeamento é equipada com três geradores a diesel, originalmente adquiridos para fornecer energia de emergência em caso de interrupção no serviço comercial. Através das soluções do modelo, os autores obtiveram uma economia energética de aproximadamente 29% comparada a operação realizada na prática do sistema.

[Ormsbee et al. \(1989\)](#) desenvolveram uma metodologia para otimizar a operação de bombas de abastecimento de água a fim de minimizar os custos de operação da bomba. A metodologia desenvolvida é diretamente aplicável a sistemas completos de distribuição de água ou zonas de pressão isoladas com uma única instalação de armazenamento dominante e várias estações de bombeamento. A metodologia ideal de operação da bomba envolve duas fases básicas: o desenvolvimento de uma trajetória ideal do tanque e o desenvolvimento de uma política ideal de operação da bomba para alcançar a trajetória ideal. A trajetória ideal foi determinada usando programação dinâmica, enquanto a política de bomba associada foi determinada usando um esquema de enumeração explícita. Ao aplicar a programação dinâmica ao problema ideal de trajetória do tanque, o problema é dividido em uma série de subproblemas. Isso é feito dividindo o período operacional em unidades de tempo menores. Cada intervalo de tempo no problema corresponde a um estágio individual da formulação da programação dinâmica.

Para testar a aplicabilidade da metodologia desenvolvida, ela foi aplicada à terceira zona de alta pressão do sistema de água de Washington DC. Para examinar o impacto de um cronograma de taxa elétrica variável e um cronograma de demanda variável na política ótima resultante da bomba, a metodologia foi aplicada a quatro dias representativos

diferentes. Foram projetadas economias anuais referente ao uso de energia elétrica de aproximadamente 6,7%.

Em Jowitt e Germanopoulos (1992) é apresentado modelo de programação linear para determinar a programação ótima das bombas em um horizonte de planejamento de 24 horas, onde são considerados os custos de energia unitária e demanda máxima. É descrito o uso de simulação de rede por período estendido na determinação dos parâmetros das equações e restrições lineares da rede, e no estudo da operação de rede otimizada, através do método *Simplex* Revisado. A aplicação do método é realizada numa rede existente no Reino Unido, mostrando que são possíveis economias de até 7,7% apenas para as cobranças de energia unitárias. Considerando as cobranças de energia unitárias e as cobranças de demanda máxima, os autores obtiveram uma economia correspondente a 15,6%. Um dos fatores para essa redução nos custos é o uso das estações de bombeamento mais eficientes em seus limites de uso máximos. Este trabalho destaca-se, pois, segundo os autores, a metodologia utilizada é robusta, porém com baixo tempo computacional, tornando-se adequada para otimização em tempo real.

Em Ormsbee e Lansey (1994) são apresentados e discutidos os requisitos e componentes básicos de um ambiente de controle ótimo para sistemas de bombeamento no abastecimento de água. Os componentes básicos incluem um modelo hidráulico da rede, previsão de demanda e controle ótimo. É apresentada uma revisão das metodologias de controle ótimo existentes para sistemas de bombeamento de abastecimento de água, as quais são classificadas com base no tipo de sistema em que determinada metodologia pode ser aplicada, tipo de modelo hidráulico, tipo de modelo de demanda, tipo de método de otimização e a natureza da política de controle resultante, explanando as vantagens e desvantagens que cada abordagem possui, totalizando vinte e dois modelos para controle ótimo do bombeamento em Sistemas de Abastecimento de Água (SAAs) analisados.

Ormsbee e Lansey (1994) elencam e classificam os vários tipos de modelos e algoritmos que foram desenvolvidos até 1994 para solucionar problemas de controle ótimo relacionados a sistemas de abastecimento de água. As formulações dos modelos são classificadas com base na composição física do sistema e é apresentada uma avaliação geral dos vários algoritmos. A principal vantagem dos modelos de balanço de massa apontada pelos autores é que sua resposta pode ser rapidamente determinada, diferente dos modelos de simulação, sendo estes adequados para uso juntamente com estratégias de otimização que exigem muitas simulações. Já nos modelos de regressão, são destacadas as vantagens em relação a possibilidade da incorporação de um grau de não linearidade do sistema e a eficiência para avaliar sua resposta. Por outro lado, modelos de regressão possuem informações apenas para uma determinada rede em um determinado período, onde, se a rede ou as demandas mudarem, esse tipo de abordagem fornecerá resultados incorretos. Os modelos de simulação são adaptáveis às mudanças do sistema e variações de demanda

espacial, no entanto exigem modificações do banco de dados ou das curvas de regressão para levar em consideração as alterações na resposta do sistema, além de exigirem maior tempo computacional. Ainda, os autores comentam que, apesar de existirem várias aplicações de técnicas de controle ótimo para bombeamento, estas ainda eram muito limitadas, principalmente pela insegurança por parte dos operadores do sistema, que na época não consideravam uma boa opção a automatização dos serviços.

Yu, Powell e Sterling (1994) propuseram um modelo matemático de otimização não linear para determinar a operação ótima de sistemas de distribuição de água contendo várias fontes e reservatórios. O modelo utiliza dados de previsão de demanda de um período de 24 horas para calcular os níveis iniciais e finais nos reservatórios, assim como para estabelecer as restrições hidráulicas do sistema. Desenvolveu-se um algoritmo de resolução que utiliza o método do gradiente reduzido generalizado juntamente com uma análise de sensibilidade, onde o algoritmo utiliza uma solução inicial viável, calculando novas soluções viáveis a cada iteração, melhorando gradualmente dentro de uma região factível, até convergir para um ótimo local. Os autores ressaltam que a precisão do modelo proposto para a programação da bomba é a mesma que a encontrada em simulações hidráulicas, garantindo a viabilidade da solução, em um bom tempo computacional. Ainda, os autores comentam que o modelo não utiliza simplificações da rede de distribuição de água a ser testada.

O trabalho de Cembrano et al. (2000) trata-se do uso de técnicas ótimas de controle em redes de distribuição de água, no qual os autores desenvolveram uma ferramenta de controle ideal integrada a um sistema de controle supervísório, que pode ser usado por uma grande classe de empresas de serviços de água. Inicialmente, foi obtido o estado atual da rede do Controle Supervísório e Aquisição de Dados (SCADA). Em seguida, foram previstas as demandas futuras usando o raciocínio indutivo nebuloso. Por fim, a otimização foi executada com o módulo de controle ideal WATERNET, um projeto utilizado neste trabalho que desenvolveu a disseminação de técnicas e ferramentas avançadas para gerenciamento e planejamento da água, usando o método de gradiente reduzido generalizado. Todo o sistema, incluindo o controle ideal, foi demonstrado em um protótipo da cidade de Sintra, Portugal. Os resultados mostram uma economia de 18%, resultante, principalmente, do bombeamento de água em períodos em que a energia elétrica é mais barata.

No modelo proposto por Sakarya e Mays (2000) para determinar a operação ótima das bombas é considerada a qualidade da água através de um problema de programação ótima de tempo discreto. Já a metodologia de solução é baseada em programação matemática, resultando, assim, em um problema de programação não linear de larga escala, o qual não pode ser resolvido através dos métodos não lineares clássicos de otimização. Para isso, através da interface do *software* EPANET e o código de otimização não linear GRG2 é possível obter a solução do problema de otimização. Para testar a eficácia da metodologia

proposta, os autores consideraram um sistema hipotético de distribuição de água. Para as três funções objetivo propostas para o modelo foi encontrado um cronograma ideal de bombeamento, considerando a qualidade da água. Porém, a metodologia proposta pode ser impraticável, pois pode resultar em um tempo de bombeamento muito curto durante um intervalo de tempo, fazendo com que as bombas sejam ligadas e desligadas excessivamente, ocasionando o desgaste de tais.

Em Zyl, Savic e Walters (2004) é proposto um método híbrido cujo principal objetivo é melhorar a eficiência da otimização operacional do Algoritmo Genético, pois este, apesar de encontrar a região da solução ótima do problema com eficiência, não encontra o ponto ótimo, que é melhor encontrado através de métodos de busca direta, que exploram a vizinhança de uma solução a fim de melhorá-la. Para isso, um método híbrido foi utilizado. Duas estratégias diretas de *hillclimber* foram investigadas para possível inclusão no método híbrido: o método de coordenadas de Fibonacci e o método de busca de padrões Hooke e Jeeves. Embora o método de Fibonacci tenha apresentado melhores taxas de convergência inicial, o método Hooke e Jeeves foi capaz de sustentar sua convergência por mais tempo e encontrar soluções finais consideravelmente melhores. Por esse motivo, o método Hooke e Jeeves foi selecionado para inclusão no método híbrido.

O método híbrido foi testado aplicando-o a uma rede de distribuição de água hipotética criada pelos autores - a qual foi amplamente utilizada por autores em trabalhos posteriores - e a um grande sistema de distribuição de água existente no Reino Unido, chamado Richmond. Através de inovações, duas melhorias foram alcançadas neste trabalho com relação ao trabalho de Atkinson et al. (2000). A primeira melhoria diz respeito a redução de custos com energia elétrica que foi de 7,8%. Já a segunda melhoria trata-se da redução do tempo de execução de 69 horas para 21 horas, que foi feita conectando o *software* EPANET diretamente à biblioteca de *software* do Algoritmo Genético do *Center for Water Systems da University of Exeter*. Foi mostrado que o método híbrido teve um desempenho significativamente melhor do que o método do Algoritmo Genético puro, tanto na velocidade de convergência quanto na qualidade das soluções encontradas.

Rao e Salomons (2007) apresentaram uma nova abordagem para o controle quase ótimo em tempo real das redes de distribuição de água. O processo é baseado no uso combinado de uma rede neural artificial para prever as consequências de diferentes configurações de controle e um Algoritmo Genético para selecionar a melhor combinação. Dessa maneira, é possível encontrar as configurações ótimas, ou pelo menos próximas das ótimas, da bomba e da válvula para o presente intervalo de tempo, bem como as de um horizonte operacional selecionado, levando em consideração as flutuações da demanda a curto prazo, estrutura tarifária da eletricidade e restrições operacionais, como pressões mínimas de entrega. A partir de então, as configurações de controle quase ideais para o presente período de tempo são implementadas. Todo o processo é repetido continuamente

e uma nova estratégia operacional é calculada. Ao calcular esta estratégia de controle, os autores observaram que a função objetivo convergiu rapidamente para a solução quase ideal em menos de 1000 gerações do Algoritmo Genético. A rede de distribuição considerada é a Any Town modificada, a qual foi baseada em uma versão expandida da conhecida rede Any Town de [Walski et al. \(1987\)](#).

[Wang, Chang e Chen \(2009\)](#) propõem um método de programação das bombas baseado no Algoritmo Genético, no qual as bombas precisam ser usadas intermitentemente, não apenas para redução de custos, mas também para a proteção do meio ambiente, característica que não é considerada em trabalhos anteriores. Nessa metodologia, é realizada uma busca local binária baseada no Algoritmo Genético para aumentar a força de intensificação, onde destaca-se uma codificação cromossômica em número real para atender às necessidades dos problemas reais, já que trabalhos anteriores trouxeram uma codificação de tempo simplificada, de difícil flexibilidade para aumentar a economia de energia. O algoritmo proposto foi implementado utilizando Delphi 7, um protótipo de aplicativo.

Na primeira fase de testes foi implementado o Algoritmo Genético aprimorado de [Savic, Walters e Schwab \(1997\)](#) para avaliar o algoritmo proposto pelos autores em relação a qualidade da solução, ou seja, custo de eletricidade ou benefícios ambientais. Em todas as simulações os resultados de [Wang, Chang e Chen \(2009\)](#) geraram melhores soluções. Na segunda fase dois objetivos são otimizados simultaneamente. O algoritmo evolucionário *Strength Pareto Evolutionary Algorithm* (SPEA) de [Barán, Lücken e Sotelo \(2005\)](#) foi implementado e comparado com o algoritmo proposto. O algoritmo proposto por [Wang, Chang e Chen \(2009\)](#) pôde fornecer soluções ecologicamente corretas e econômicas, no entanto, ao buscar custo de energia mais baixo, não superou o SPEA.

Segundo os autores, uma vez que o custo de eletricidade é reduzido, é difícil melhorar os benefícios ambientais, de modo que o Algoritmo Genético aprimorado proposto irá sacrificar os benefícios ambientais até um determinado ponto ao executar teste com dois objetivos. Mesmo assim, o método resolveu o problema de operação de bombas com maior eficiência do que os métodos convencionais, pois a codificação cromossômica em número real o torna mais flexível e a busca local binária o força a explorar cada área possível, complementando, assim, a codificação de número real e também produzindo soluções quase ideais.

[Bagirov et al. \(2013\)](#) propuseram uma nova abordagem para modelagem da programação explícita das bombas para minimizar o consumo de energia elétrica, usando os tempos de início e fim da operação da bomba como variáveis contínuas e variáveis inteiras binárias para descrever o status da bomba no início do período de programação, o que reduziu significativamente o número de variáveis do modelo. O problema é formulado como um problema de programação não linear inteira mista e um novo algoritmo foi

desenvolvido para sua solução. Esse algoritmo é baseado na combinação da pesquisa de grade com o método de pesquisa de padrões de *Hooke-Jeeves*. O pacote EPANET foi usado para realizar simulações hidráulicas.

Foram utilizadas duas instâncias problemas para realizar os testes: o problema Net3 existente no *software* EPANET e uma adaptação da rede de Zyl, Savic e Walters (2004), ambos com horizonte de planejamento de 24 horas. Para o problema Net3, o valor mais baixo encontrado para a função objetivo foi de \$347,66 com um déficit de 4,1% no volume de água na rede. Já para a rede proposta por Zyl, Savic e Walters (2004), o valor da função objetivo foi de \$253,87, com um déficit de 3,58% no volume de água.

Em Giacomello, Kapelan e Nicolini (2013) o problema de programação de bombas é resolvido por um novo método de otimização híbrido, que foi desenvolvido para aproximar-se do controle ideal online de estações de bombeamento, combinando programação linear com uma estratégia de busca local utilizando um algoritmo guloso. No primeiro estágio, um modelo de otimização é executado com base na linearização de todo o modelo de distribuição de água. O segundo estágio da otimização consiste na aplicação de um algoritmo de busca local. Os algoritmos de pesquisa local provaram ser eficientes em encontrar um ótimo local, explorando a vizinhança de uma solução, buscando soluções ainda melhores. Em particular, a programação linear é usada para chegar rapidamente à proximidade de um ótimo global, enquanto a estratégia de pesquisa local gulosa é usada para melhorar, se for possível, a solução executada pelo método baseado em programação linear com um aumento no tempo computacional. A metodologia proposta permite que todo o comportamento do sistema seja representado pois não introduz hipóteses ou heurísticas dependentes de problemas. Em geral, apesar das imprecisões introduzidas pela linearização das restrições hidráulicas, a metodologia híbrida provou ser capaz de encontrar uma solução quase ideal, de acordo com os resultados obtidos na literatura, mas com uma economia considerável no tempo computacional. A nova metodologia foi aplicada a dois estudos de caso: o estudo de caso artificial de referência da rede Anytown de Walski et al. (1987) e o problema de programação de bombas da vida real da rede de distribuição de água de Richmond, no Reino Unido.

Em Kurek e Ostfeld (2013) é proposta uma metodologia com dois modelos de otimização multiobjetivo, os quais consideram minimizar os custos com energia elétrica referente à operação das bombas e o custo de projeto dos tanques. Os dois modelos se diferenciam no que diz respeito à qualidade da água: o primeiro modelo visa a redução da concentração de desinfetantes presentes na água e o segundo modelo, por sua vez, tem como objetivo minimizar a idade da água a ser distribuída. Além disso, os dois modelos possuem as restrições físicas da rede como a limitação do déficit no nível do tanque no final do horizonte de planejamento e, ainda, a restrições de confiabilidade de armazenamento, as quais garantem que a quantidade de água armazenada nos tanques em cada período seja

igual ou superior à demanda prevista para o próximo período do horizonte de planejamento.

A metodologia de solução empregada nesses dois modelos foi o *Strength Pareto Evolutionary Algorithm* (SPEA2) juntamente com o *software* hidráulico EPANET. O modelo foi considerado estável na geração de frentes de *Pareto* multiobjetivas triplas. Verifica-se que a operação dos tanques é significativamente diferente para os dois problemas de otimização. Quando a desinfecção pelo uso de cloro é considerada, há um maior armazenamento de água nos tanques, o que implica num aumento dos custos com energia elétrica. Já quando a idade da água é considerada, os níveis dos tanques permanecem quase constantes.

Em Verleye e Aghezzaf (2013) é apresentado um modelo de otimização completo para gerar planos operacionais viáveis para produção e distribuição de água em uma rede de larga escala, utilizando um reservatório de segurança para armazenar água a fim de se proteger da variabilidade da demanda e aproveitar as configurações de tarifas de energia diurna e noturna. O modelo é um problema de programação não linear inteira mista com um grande número de restrições de igualdade não-convexas. Foi proposto um método heurístico, com base na linearização por partes, para determinar soluções próximas das ótimas em tempo computacional razoável. Os resultados obtidos para algumas instâncias geradas a partir de uma rede real de água potável operada pela De Watergroep em Flandres, Bélgica, foram relatados e discutidos.

Ghaddar et al. (2015) propõem um modelo de otimização não linear inteiro misto não convexo com o objetivo de reduzir os custos com energia elétrica advindos do uso das bombas hidráulicas. Devido às não linearidades da modelagem, aos tamanho das redes de abastecimento de água e também a discretização do horizonte de planejamento, não é possível resolver o problema usando *softwares* de otimização usuais em um tempo razoável. Sendo assim, os autores propõem uma decomposição Lagrangiana que decompõem o problema de acordo com os períodos em subproblemas menores, os quais são resolvidos de forma independente. Para garantir soluções viáveis de alta qualidade, um algoritmo de busca na vizinhança é acoplado ao simulador de água EPANET para verificar se o planejamento obtido atende à demanda e também para calcular o consumo de energia.

São usados dois esquemas de preços de eletricidade: um esquema fixo dia/noite e um esquema dinâmico, cujos preços variam a cada 30 minutos. Os testes computacionais mostraram que a metodologia proposta encontra boas soluções em um tempo computacional pequeno e que a otimização nos sistemas de abastecimento de água levou a uma diminuição nos níveis de água nos tanques, o que reduz o custo com bombeamento. Por fim, o preço dinâmico resultou em uma redução média do custo com energia de 24% para a menor rede analisada e 34% para a maior rede, em comparação com o custo obtido pelo esquema de preço fixo dia/noite.

Costa et al. (2016) apresentaram uma rotina geral de otimização integrada ao

EPANET, que permite determinar regras ótimas de operação estratégica para qualquer tipo de sistema de distribuição de água. Além disso, também é usado um algoritmo *Branch-and-Bound*, onde é garantida a solução ótima global, em tempos computacionais admissíveis. O algoritmo desenvolvido enumera todas as soluções viáveis para um determinado problema, excluindo uma grande quantidade de soluções inviáveis que não precisam ser simuladas. O procedimento de filtragem das soluções viáveis demonstrou ser eficiente pois a programação da bomba é severamente restringida. O sistema de distribuição de água utilizado neste trabalho corresponde a rede Any Town (modificada), utilizada por [Rao e Salomons \(2007\)](#), sendo uma expansão da rede criada por [Walski et al. \(1987\)](#). Embora o tempo computacional seja maior que os resultados da literatura, que geralmente são baseados em metaheurísticas, é garantida a obtenção da solução ótima global. Em todas as soluções factíveis, foi obtida uma solução ótima global com um custo de US\$ 3578.66, sendo mais barata do que a solução de [Rao e Salomons \(2007\)](#).

[Marchi, Simpson e Lambert \(2016\)](#) introduziram uma modificação do kit de ferramentas EPANET2, EPANET2-ETTAR, para alterar os controles baseados em regras de maneira automática e também corrigiram a maneira como a energia e os custos são calculados quando os controles baseados em regras são usados. O kit de ferramentas abre novas possibilidades para a otimização das operações da bomba, que não são mais limitadas aos controles de tempo ou aos níveis de acionamento do tanque, isto é, uma bomba é ligada quando o nível da água em um tanque atinge o nível mínimo (inferior) e é desligada quando o nível da água no tanque atinge o nível máximo (superior). A capacidade de otimizar os controles da bomba que dependem de mais de uma condição (o bombeamento pode se basear no nível de vários tanques ou pressões de vários nós na rede, por exemplo), pode ser útil em sistemas de distribuição complexos. A definição desses tipos de controles provavelmente é específica para cada caso e não foi considerada neste trabalho. Porém, se os controles da bomba puderem ser escritos como controles baseados em regras, eles poderão ser otimizados usando o novo kit de ferramentas ETTAR.

O algoritmo de otimização escolhido neste trabalho é um Algoritmo Genético de objetivo único. A versão usada neste algoritmo usa uma representação inteira das variáveis de decisão; portanto, possíveis valores de nível de acionamento do tanque são selecionados em uma lista de valores discretos. O novo kit de ferramentas EPANET2-ETTAR foi aplicado à otimização das operações da bomba de um pequeno sistema de distribuição de água, introduzido pela primeira vez por [Zyl, Savic e Walters \(2004\)](#), onde informações adicionais e o arquivo de entrada da rede podem ser encontrados. Os resultados mostram que é possível encontrar soluções mais econômicas em comparação com controles simples e, embora com tempos computacionais mais longos, permite que o algoritmo crie todo o conjunto de regras de controle da bomba.

Em [Bonvin et al. \(2017\)](#) é proposto um modelo não linear inteiro misto não con-

vexo para minimizar os custos com energia elétrica decorrentes da operação das bombas hidráulicas em uma rede de distribuição de água ramificada. O modelo foi linearizado tornando-se muito mais fácil de ser resolvido computacionalmente. Foi introduzida uma função para converter uma solução desse relaxamento em uma solução viável. Essa abordagem foi aplicada a uma rede real de distribuição de água potável rural, localizada na França, composta por 16 torres de água, 31 tubulações e 6 bombas de 2 classes diferentes. Foram testadas 365 instâncias diferentes, correspondentes a um ano de dados históricos de demanda de água. Foram encontradas soluções viáveis com um tempo computacional menor que 60 segundos, um gap médio de 3,0%, economias anuais de 16,9% e viabilidade avaliada no simulador EPANET.

Candelieri, Perego e Archetti (2018) consideraram o problema de otimização do agendamento de bombas em uma rede de distribuição de água com bombas ligadas/desligadas e de velocidade variável. O simulador EPANET foi usado para calcular o custo de energia associado a um cronograma de bombas, para verificar se as restrições hidráulicas não são violadas e se a demanda é atendida. Duas abordagens de Otimização Bayesiana foram propostas neste trabalho, onde o modelo substituto foi baseado em um Processo Gaussiano e uma Floresta Aleatória, respectivamente. A Otimização Bayesiana é baseada em um modelo probabilístico substituto do objetivo cuja média e variância são atualizadas sequencialmente usando as observações e uma função de "aquisição" baseada no modelo, que define a próxima observação no ponto mais "promissor". Ambas as abordagens foram testadas com diferentes funções de "aquisição" em um conjunto de funções de teste, a rede de distribuição de água Anytown de Price e Ostfeld (2013) e uma rede de distribuição de água real em larga escala em Milão, Itália, são consideradas.

Santos, Soler, Furlan e Vieira (2020) formularam um modelo de programação linear inteira mista mais realista objetivando reduzir os custos com energia elétrica no funcionamento de bombas hidráulicas em sistemas de abastecimento de água. Uma heurística baseada no modelo matemático foi proposta, a qual fornece soluções viáveis de alta qualidade em menor tempo computacional do que o *solver* CPLEX para um conjunto de instâncias geradas. Os resultados obtiveram um tempo computacional viável e as soluções obtidas podem ser facilmente utilizadas na prática para casos operacionais. Ainda, economias significativas foram obtidas através do estudo de caso com parte do sistema de abastecimento de água da cidade de São Carlos, no estado de São Paulo.

Em Vieira et al. (2020) foi proposto um novo relaxamento linear para um modelo de programação não linear inteira para sistemas de distribuição de água, objetivando otimizar seus custos operacionais. Um erro máximo para cada relaxamento foi estipulado e, visando a viabilidade da solução para o problema original, desenvolveu-se um procedimento para corrigir erros induzidos pela linearização. O erro máximo tolerado é reduzido e os procedimentos de linearização e otimização são repetidos novamente apenas se um resultado

viável ou satisfatório é obtido. A formulação utilizada neste trabalho inclui novos aspectos relacionados ao estado do sistema quando os tanques estão cheios, aspectos esses nunca antes considerados em modelos de programação matemática. Uma técnica de linearização que inclui o número de liga/desliga das bombas é apresentada, resultando em um número menor de variáveis binárias para o problema e, ainda, o relaxamento proposto, que diminui o espaço de busca das soluções.

Testes realizados por [Vieira et al. \(2020\)](#) superam os melhores resultados encontrados para a rede de [Zyl, Savic e Walters \(2004\)](#) até então, obtendo uma solução 1,62% menor do que a encontrada por [Marchi, Simpson e Lambert \(2016\)](#); para a rede esqueleto de Richmond, com uma redução de 10,82% em relação a solução encontrada por [Giacomello, Kapelan e Nicolini \(2013\)](#); e para a rede completa de Richmond, com a solução reduzida em 3,2% em relação a de [López-Ibáñez, Prasad e Paechter \(2008\)](#). Os autores ainda contribuem para trabalhos futuros fornecendo uma nova rede de testes de acordo com os parâmetros e condições tarifárias energéticas brasileiras, obtida a partir do sistema de abastecimento de água de Florianópolis, Santa Catarina, Brasil, que, através de testes com o modelo proposto, apresentou uma redução de 16,82% nos gastos com energia elétrica em relação ao que é realizado na prática.

De todos os trabalhos apresentados, o de [Vieira et al. \(2020\)](#) é o que mais se aproxima deste trabalho. O EPANET foi usado em ambos os trabalhos para avaliar a viabilidade das soluções obtidas. Porém, o modelo proposto de ambos se difere. Enquanto [Vieira et al. \(2020\)](#) utilizou técnicas de linearização para resolver um modelo de programação não linear inteira, neste trabalho o modelo adotado é formulado como um problema de programação linear inteira mista.

Investigando os trabalhos apresentados neste capítulo, observa-se que o objetivo da maioria deles é minimizar os custos com energia elétrica advindos do planejamento da operação das bombas hidráulicas, considerando as características dos reservatórios e a demanda a ser atendida. A maioria dos trabalhos abordados neste capítulo transparecem a deficiência no que diz respeito a questões hidráulicas e estruturais presentes nos sistemas de abastecimento de água. Tais aspectos quando considerados nos modelos propostos, implicam em restrições não lineares, obtendo-se modelos de programação não linear inteira mista, e portanto de difícil resolução. No modelo matemático adotado neste trabalho restrições referentes a parte hidráulica e estrutural dos sistemas de abastecimento são consideradas e este é formulado como um problema de programação linear inteiro misto. A Tabela 2.1 mostra em quais dos trabalhos apresentados o EPANET foi utilizado e de que forma isso ocorreu.

Tabela 2.1 – Trabalhos que utilizaram o EPANET.

Referência	Utilização do EPANET
Sakarya e Mays (2000)	Interface do EPANET com um código para otimização não linear, GRG2, para obter a solução do problema de otimização.
Zyl, Savic e Walters (2004)	Conexão do EPANET diretamente à biblioteca de <i>software</i> do Algoritmo Genético do <i>Center for Water Systems da University of Exeter</i> para reduzir o tempo de execução do GIS (sistema de informações geográficas) de 69 horas para 21 horas.
Rao e Salomons (2007)	Utilização do EPANET para modelar a rede Anytown Modificada. Ainda, a base de conhecimento do modelo no EPANET foi capturada usando uma rede neural artificial.
Bagirov et al. (2013)	O EPANET foi utilizado para realizar simulações hidráulicas. A rede Net3 existente no EPANET foi utilizada.
Giacomello, Kapelan e Nicolini (2013)	O EPANET foi usado iterativamente para avaliar qual é a bomba mais cara (em termos de custos de energia) e, ao mesmo tempo, garantir que as restrições físicas sejam satisfeitas para cada etapa.
Kurek e Ostfeld (2013)	Emprego de uma metodologia de solução multi-objetivo utilizando o <i>Strength Pareto Evolutionary Algorithm</i> (SPEA2) vinculado ao EPANET para compensar os custos de bombeamento, qualidade da água e dimensionamento dos tanques.
Ghaddar et al. (2015)	O <i>Improved Limited Discrepancy Search</i> (ILDS) foi acoplado ao EPANET para garantir soluções viáveis de alta qualidade, verificando se o planejamento obtido atende à demanda e calculando o consumo de energia.
Costa et al. (2016)	É usada uma rotina geral de otimização integrada ao EPANET, permitindo determinar regras ótimas de operação para qualquer tipo de sistema de distribuição de água.
Marchi, Simpson e Lambert (2016)	Introdução de uma modificação do kit de ferramentas EPANET2, EPANET2-ETTAR, para alterar os controles baseados em regras de maneira automática. O novo kit de ferramentas foi testado em um estudo de caso, no qual o Algoritmo Genético de objetivo único foi usado para otimizar diferentes tipos de controles.
Bonvin et al. (2017)	Emprego do EPANET para avaliar a viabilidade das soluções obtidas de um modelo não linear inteiro misto não convexo.
Candelieri, Perego e Archetti (2018)	O EPANET foi usado para calcular o custo de energia associado a uma solução para o planejamento das bombas, para verificar se as restrições hidráulicas não foram violadas e se a demanda foi atendida.
Vieira et al. (2020)	Utilização do EPANET para avaliar a viabilidade das soluções obtidas de um modelo de programação não linear inteira.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Deste modo, apresentam-se nos próximos capítulos características hidráulicas referentes aos sistemas de abastecimento de água e suas condições de funcionamento. Além disso, também é descrito o *software* de simulação hidráulica EPANET, o qual será utilizado para simular as soluções obtidas pelo modelo proposto por [Parras \(2020\)](#), o qual é investigado, e validar os parâmetros hidráulicos considerados neste trabalho.

3 SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA, HIDRÁULICA E DINÂMICA DE FLUIDOS

Define-se por Sistema de Abastecimento de Água (SAA) o conjunto de obras, equipamentos e serviços destinados ao abastecimento de água potável a uma comunidade para fins de consumo doméstico, serviços públicos, consumo industrial, entre outros usos. Essa água fornecida pelo sistema deverá ser em quantidade suficiente para suprir a demanda e de qualidade satisfatória do ponto de vista físico, químico e bacteriológico ([NETTO et al., 1998](#)).

A hidráulica é descrita como o estudo de fluídos (em especial a água) em repouso ou em movimento. Logo, é de extrema importância considerar aspectos hidráulicos em um SAA, visto que na prática isso influencia drasticamente no abastecimento de água devido as perdas de carga, pressão, atrito, velocidade do líquido na tubulação e viscosidade. Por fim, a dinâmica dos fluidos define o tipo de escoamento dentro das tubulações, podendo ser turbulento ou laminar.

Neste capítulo, baseado em [Netto et al. \(1998\)](#) e [Tsutiya \(2006\)](#) é apresentada a estrutura de um sistema de abastecimento de água brasileiro, assim como sua operação e descrição dos principais componentes e termos que serão mencionados ao longo deste trabalho. Além disso, aspectos da hidráulica e dinâmica dos fluidos também serão descritos.

3.1 Sistemas de abastecimento de água

Um SAA compreende diversas unidades, dentre elas a captação, adução, tratamento e distribuição de água potável para os centros consumidores em regiões urbanas e rurais, atendendo a demanda e beneficiando os indivíduos que a compõem. Essas unidades são descritas a seguir.

Para implantar um SAA é necessário elaborar estudos e projetos visando a definição das obras a serem empreendidas, pois estas deverão ter capacidade determinada para atender os consumidores a longo prazo. Assim, é importante analisar previamente fatores locais que influenciam o consumo de água, quais são os tipos e variações de consumo e as vazões necessárias. Após esse estudo preliminar, a escolha do manancial é feita.

3.1.1 Mananciais

O manancial é a fonte de onde se retira a água para abastecer uma região. Ele é a primeira e fundamental garantia da quantidade e qualidade da água em um sistema de abastecimento (BASTOS et al., 2006). Segundo Netto et al. (1998), existem dois tipos de mananciais: subterrâneo e superficial.

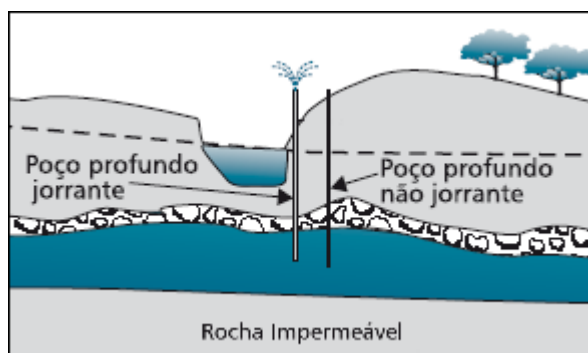
O manancial subterrâneo é aquele cuja água origina-se dos lençóis subterrâneos, podendo emergir à superfície ou ser elevada através de conjuntos motor-bomba. A água provinda deste manancial geralmente apresenta ótima qualidade, podendo ser consumida apenas empregando uma desinfecção. Já o manancial superficial é constituído pelos córregos, rios, lagos e represas que possuem um espelho da água na superfície terrestre e tem-se a necessidade de realizar um tratamento mais completo na água.

3.1.2 Captação

A captação de água varia de acordo com o tipo de manancial escolhido. A obra deve ser projetada visando seu funcionamento ininterrupto em qualquer que seja a época do ano, permitir que seja captada água suficiente para abastecer a região e facilitar o acesso para futuras manutenções do sistema (TSUTIYA, 2006).

As águas subterrâneas de lençol freático são captadas através de poços rasos, os quais são poços perfurados verticalmente e revestidos. Já a captação das águas de lençol profundo é feita através de poços tubulares profundos. Quando a perfuração desses poços for feita em uma região sinclinal (região que se assemelha a uma parábola com concavidade voltada para cima) e a água jorrar, temos o que é chamado de artesianismo natural. Porém, se a perfuração for feita em uma região plana e a água precisar ser elevada através de conjuntos motor-bomba, temos o caso mais recorrente, chamado artesianismo comum. A Figura 3.1 ilustra um artesianismo natural (poço profundo jorrante) e um artesianismo comum (poço profundo não jorrante).

Figura 3.1 – Tipos de poços profundos.



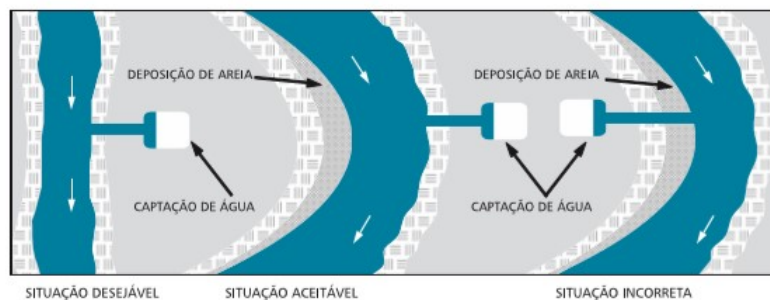
Fonte: Adaptado de Bastos et al. (2006).

Para a captação em córregos, ribeirões e rios, recomenda-se fazer em trechos retilíneos do curso d'água e quando isto não for possível, deve-se evitar que a captação ocorra na parte convexa das curvas pois estas são favorecidas pelo despejo de material sólido (Figura 3.2). Deste modo, a captação ocorre no lado côncavo do curso d'água, devendo-se proteger as margens contra a erosão provocada pela alta velocidade da água.

Nos lagos e represas a captação é feita a uma profundidade conveniente, a fim de evitar que as algas em sua superfície e o excessivo teor de matéria orgânica em decomposição em seu fundo entre no sistema de abastecimento. Além disso, os responsáveis pelo abastecimento de água devem garantir a interdição, para outros usos, da área que rodeia essa fonte de água.

Nos casos em que o manancial se encontra em uma cota inferior à da região a ser abastecida, é construída uma estação elevatória.

Figura 3.2 – Localização da captação em curso d'água.



Fonte: Bastos et al. (2006).

3.1.3 Adução

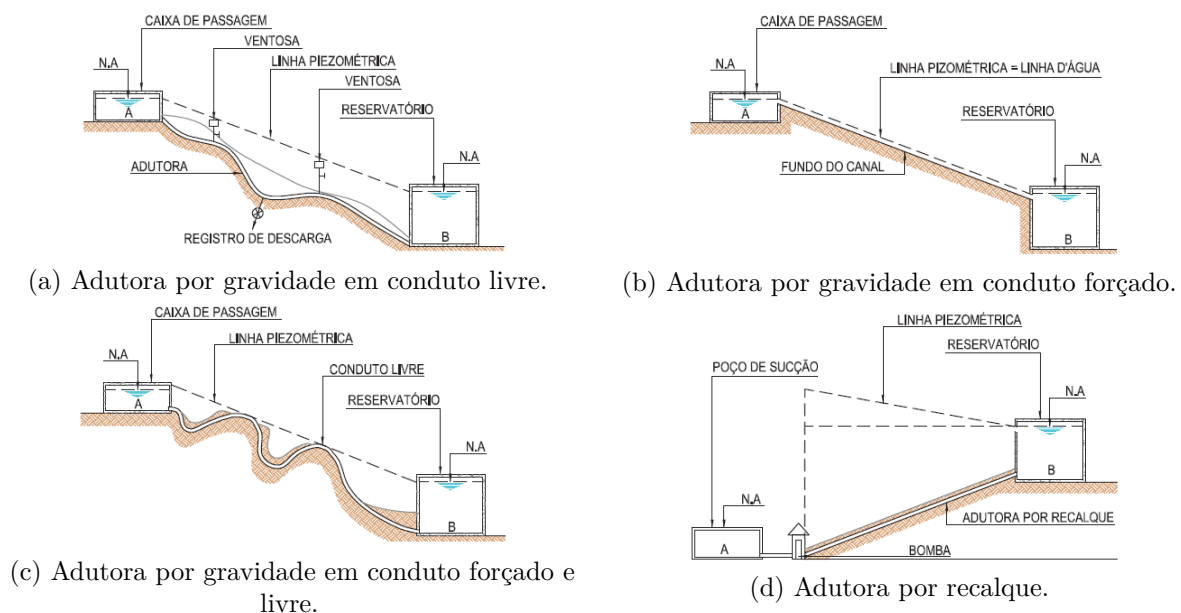
As adutoras são as principais canalizações designadas a conduzir a água entre as unidades de um sistema de abastecimento de água que antecedem a rede de distribuição. O transporte da água bruta ou tratada ocorre por meio de combinações entre adutoras e tubulações, além de equipamentos como bombas e válvulas (BASTOS et al., 2006).

De acordo com o Ministério da Saúde (2019), a adutora pode ser classificada:

- De acordo com a natureza da água tratada:
 - Adutora de água bruta (água sem tratamento);
 - Adutora de água tratada.
- De acordo com a energia utilizada para o escoamento da água:

- Adutora por gravidade: a água é armazenada em reservatórios localizados em níveis mais elevados, usufruindo do desnível existente entre o ponto inicial e o final da adução para distribuir a água aos consumidores pela força gravitacional;
 - Adutora por recalque: quando há necessidade do uso de um meio elevatório, como bombas hidráulicas, para realizar o transporte da água, tanto do ponto de captação até os reservatórios quanto dos reservatórios até a população. A Figura 3.3 (d) ilustra uma adutora por recalque;
 - Adutora mista: quando a distribuição da água é feita utilizando parte por gravidade e parte por recalque.
- De acordo com o modo de escoamento:
 - Adutora em conduto livre: quando o conduto está sob efeito da pressão atmosférica, apresentando ou não contato da água com o exterior. A Figura 3.3 (a) ilustra uma adutora por gravidade em conduto livre;
 - Adutora em conduto forçado: quando a água ocupa a seção de escoamento por completo, mantendo a pressão interna superior à pressão atmosférica. A Figura 3.3 (b) ilustra uma adutora por gravidade em conduto forçado;
 - Adutora mista: quando o sistema utiliza tanto condutos livres quanto forçados. A Figura 3.3 (c) ilustra uma adutora por gravidade em conduto forçado e livre.

Figura 3.3 – Tipos de adutoras.



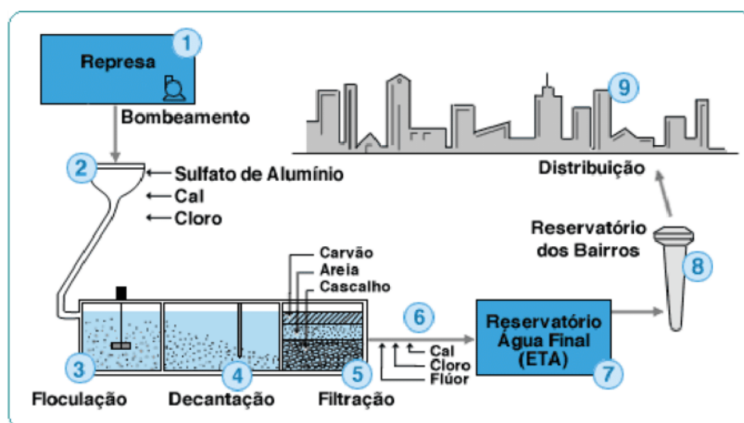
Fonte: [Ministério da Saúde \(2019\)](#).

3.1.4 Tratamento

As Estações de Tratamento de Água (ETAs) são as responsáveis por tornar a água bruta em água potável. O tratamento da água consiste em uma sequência de operações que objetivam melhorar suas características organolépticas, físicas, químicas e bacteriológicas, para que se torne adequada ao consumo humano. De acordo com [Guimarães, Carvalho e Silva \(2007\)](#) nem toda água precisa de tratamento para o consumo: depende da sua qualidade em comparação com os padrões de consumo e também da aceitação dos usuários.

Para que o tratamento da água seja satisfatório é necessário que esta passe por algumas etapas. Primeiramente é feito um micro-peneiramento para retenção de sólidos finos em suspensão. Em seguida é feita a oxidação, adicionando cloro na água para oxidar os metais dissolvidos nela, principalmente o ferro e o manganês. A próxima etapa é a coagulação, misturando sulfato de alumínio à água pois este possui propriedades que ajudam a formar flocos gelatinosos e assim unir as impurezas para facilitar sua remoção. Após essa etapa, temos a floculação, onde a água é submetida à agitação mecânica para que assim as impurezas formem flocos ainda maiores e mais pesados. Depois, a água permanece em repouso para que haja a decantação, processo onde os flocos formados tenderão a cair para o fundo do tanque, separando-se da água. Para remover as impurezas que permaneceram na água, é feita a filtração, onde se utiliza filtros feitos por camadas de carvão ativado, os quais são capazes de retirar o odor e o sabor das substâncias químicas. A adição de cloro e cal hidratado é feita para que os micro-organismos presentes na água sejam destruídos e assim ocorra a desinfecção, além de corrigir o pH. O próximo passo é a fluoretação, dado que o flúor ajuda na prevenção de cáries. Finalmente, temos o controle de corrosão, onde é feita a adição de determinados produtos à água para minimizar seu efeito corrosivo nas tubulações. De acordo com o [Ministério da saúde \(2017\)](#), as únicas etapas que são obrigatórias no tratamento da água em todo o território nacional são a filtração e adição de cloro. A Figura 3.4 ilustra as etapas do tratamento de água.

Figura 3.4 – Etapas do tratamento de água.



Fonte: [Sabesp \(2021\)](#).

3.1.5 Reservatórios

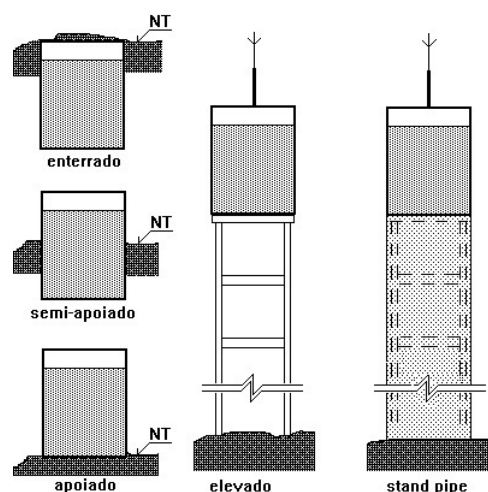
Após o tratamento, a água segue para os reservatórios, os quais são unidades hidráulicas estrategicamente situadas, onde ocorre a acumulação e passagem da água com o objetivo de atender a demanda da população, além de garantir uma adução com vazão e altura manométrica constantes e boas condições de pressão (GUIMARÃES; CARVALHO; SILVA, 2007). Ainda, os reservatórios precisam armazenar um volume mínimo de água para suprir possíveis demandas de emergência e anti-incêndio.

A depender de sua forma construtiva, os reservatórios podem ser classificados como:

- Enterrados: se encontra completamente abaixo do solo;
- Semi-enterrados: parte do reservatório está abaixo do solo e parte dele está acima do solo;
- Apoiados: reservatório totalmente acima do solo com seu fundo apoiado sobre o solo;
- Elevados: quando o reservatório está apoiado em estruturas de elevação;
- *Stand-pipe*: reservatório com estrutura de elevação embutida de modo a manter contínuo o perímetro da seção transversal da edificação.

Na Figura 3.5 podemos observar cada um dos tipos de reservatório.

Figura 3.5 – Tipos de reservatórios de água.



Fonte: Guimarães, Carvalho e Silva (2007).

Além disso, os reservatórios também podem ser classificados de acordo com a sua localidade no sistema de abastecimento:

- Montante: se encontra antes da rede de distribuição e é por ele que passa toda a água que será enviada para os centros consumidores;
- Jusante: se encontra após a rede de distribuição e tem a função de armazenar água para complementar o abastecimento em períodos de alta demanda.

A Figura 3.6 ilustra esses casos.

Figura 3.6 – Reservatório de montante e de jusante.



Fonte: Adaptado de Tsutiya (2006).

Uma vez que o reservatório possua um volume de água maior que seu volume mínimo, ele poderá enviar água para atender a demanda. A distribuição para os centros consumidores pode ocorrer tanto por gravidade quanto por bombeamento, a depender da altitude do reservatório em relação ao centro consumidor. Além disso, os reservatórios podem estar conectados e enviar água entre si para suprir a demanda de um bairro atendido por um determinado reservatório.

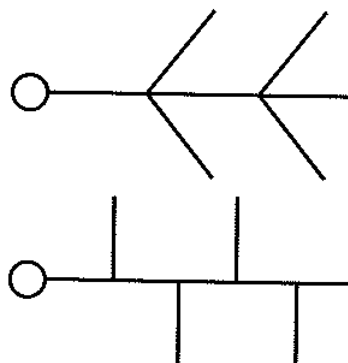
3.1.6 Redes de distribuição

Uma rede de distribuição é constituída por um conjunto de tubulações interligadas e peças especiais. Tais peças, como bombas e válvulas, são dispostas estrategicamente a fim de atender a demanda em sua totalidade e com pressão ideal (NETTO et al., 1998). Existem dois tipos de rede: ramificada e malhada.

Chama-se de rede ramificada quando a água parte do reservatório para uma tubulação principal, chamada de tronco, a qual possui ligação com diversas tubulações secundárias que distribuem a água pelos bairros. Dependendo da disposição das tubulações, temos dois tipos de redes ramificadas. A primeira é a rede ramificada em espinha de peixe, a qual é ilustrada na Figura 3.7, que consiste em uma tubulação principal da qual derivam várias tubulações secundárias. O outro tipo é a rede ramificada em grelha, ilustrada na Figura 3.8, que possui uma tubulação que alimenta as tubulações principais dispostas em

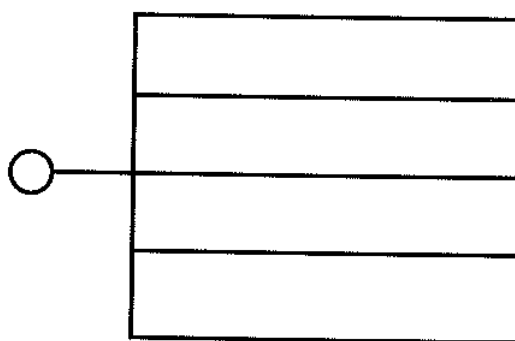
paralelo. O principal problema dessas redes ramificadas é que, se a tubulação principal necessitar de manutenção ou ocorrer algum acidente, toda a rede de distribuição é afetada.

Figura 3.7 – Rede ramificada tipo espinha de peixe.



Fonte: Tsutiya (2006).

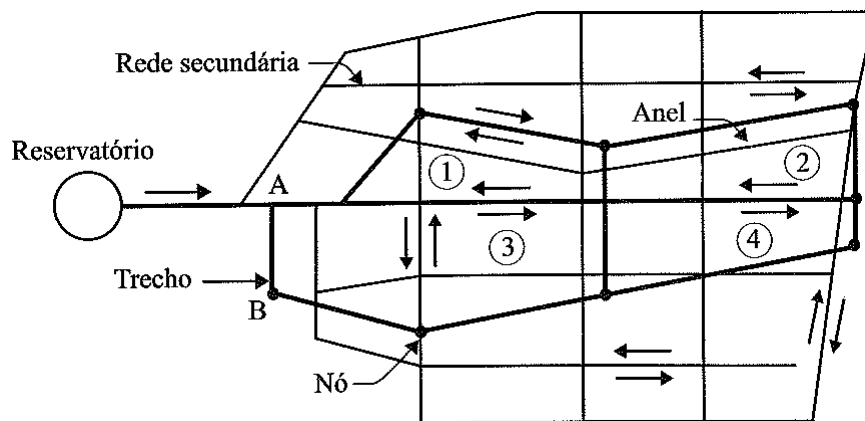
Figura 3.8 – Rede ramificada tipo grelha.



Fonte: Tsutiya (2006).

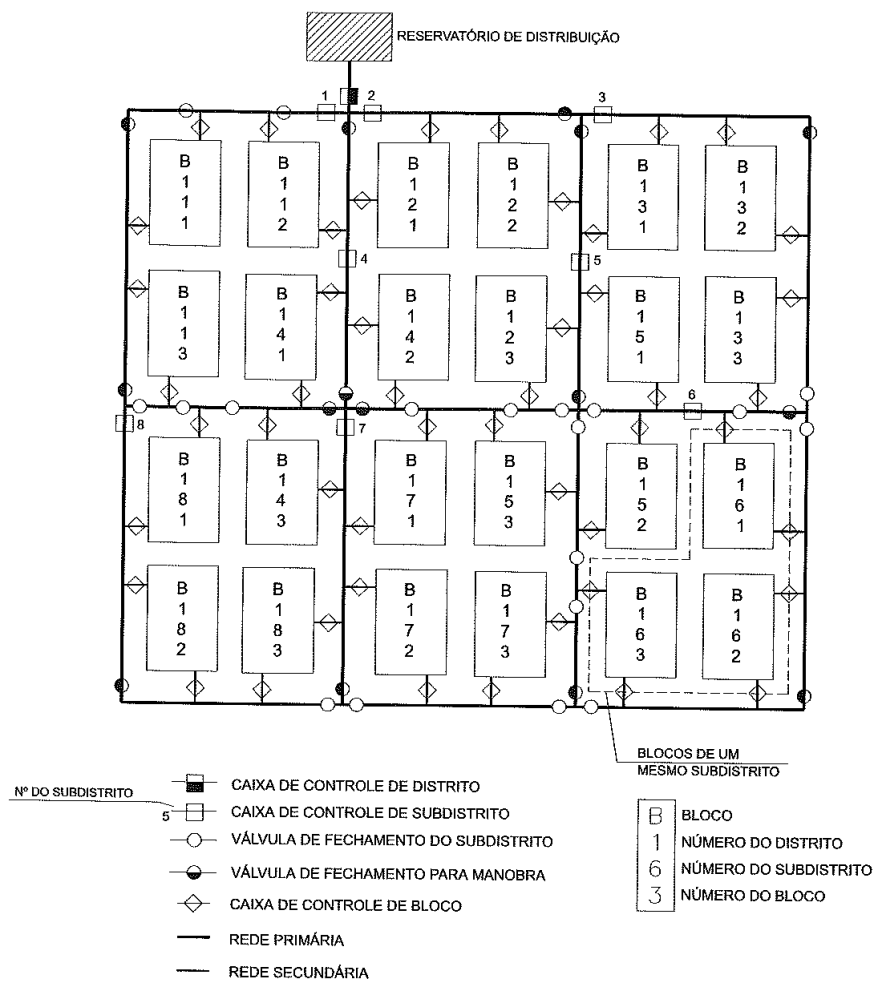
O outro tipo de rede, a rede malhada, é constituída por várias tubulações principais as quais formam anéis ou blocos e deste modo um ponto do sistema pode ser abastecido por diversos caminhos diferentes. Ela pode ser classificada em dois tipos, rede malhada em anéis e em blocos. A rede em anéis (Figura 3.9) é a mais comum na maioria das cidades (TSUTIYA, 2006), possuindo um bom funcionamento mesmo que algum trecho necessite de manutenção. Ela possui tubulações principais conectadas entre si, as quais alimentam as tubulações secundárias. Já a rede em blocos tem fácil implantação e as redes internas aos blocos possuem apenas dois pontos de alimentação, conforme ilustrado na Figura 3.10. A grande vantagem das redes malhadas são as várias tubulações interconectadas, o que garante o funcionamento da rede mesmo que algum trecho venha apresentar falha ou necessitar de manutenção. Caso isso ocorra, a área desabastecida é minimizada e a pressão na rede é controlada de forma mais precisa, minimizando a ocorrência de pressões tanto acima quanto abaixo dos valores ideais.

Figura 3.9 – Rede malhada tipo anéis.



Fonte: Tsutiya (2006).

Figura 3.10 – Rede malhada tipo blocos.



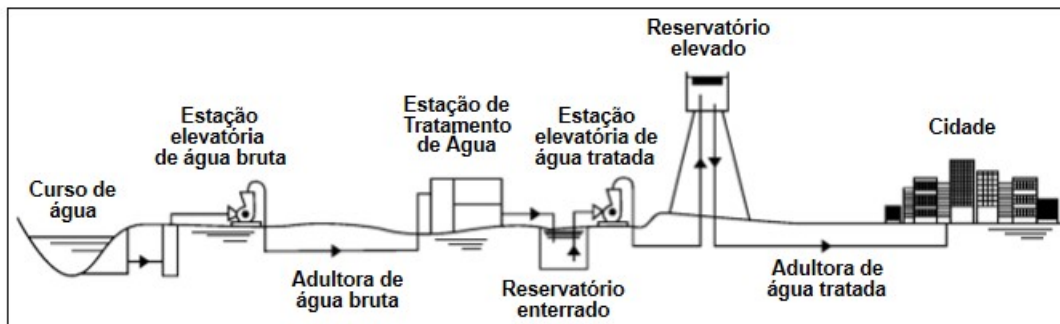
Fonte: Tsutiya (2006).

Ainda, as redes de distribuição podem ser classificadas de acordo com o tipo de

água que transportam, podendo ser uma rede simples ou dupla. A rede simples transporta exclusivamente água tratada, já a rede dupla consiste em uma rede de água tratada e outra para água bruta. A rede dupla é usada principalmente quando houver dificuldades para obter água de ótima qualidade.

É de extrema importância que se faça um bom planejamento, investimento em infraestrutura e manutenções em toda a rede de abastecimento de água, especialmente no sistema de distribuição, visto que ao longo dos anos os materiais se deterioram causando rompimentos, vazamentos e diminuem a qualidade da água. Além disso, cerca de 50% a 75% do custo total das obras de um sistema de abastecimento advém do sistema de distribuição (TSUTIYA, 2006). A Figura 3.11 nos mostra um sistema de abastecimento de água completo, desde a fonte de água até o centro consumidor.

Figura 3.11 – Sistema de Abastecimento de Água.



Fonte: Tsutiya (2006).

3.1.7 Componentes e termos técnicos relacionados aos sistemas de abastecimento de água

Para facilitar a compreensão de um sistema de abastecimento de água e do problema abordado neste trabalho, se faz necessário a especificação de alguns termos e componentes deste sistema, os quais são citados neste trabalho:

- Altura geométrica: desnível geométrico entre o nível de líquido na fonte de água e o ponto mais alto do tubo de descarga;
- Altura manométrica: desnível geométrico somado com as perdas de carga a serem vencidos pela bomba hidráulica;
- Bombas hidráulicas: geralmente da classe centrífuga, são responsáveis pelo deslocamento de água pelo sistema quando não for possível o fazer por gravidade, captando água dos mananciais e enviando para os reservatórios, podendo fazer a transferência de água entre estes e podendo realizar o envio de água para os centros consumidores.

Seu funcionamento ocorre através da energia elétrica, o que gera custos elevados para as empresas de saneamento;

- Centro consumidor: bairro ou aglomerado de bairros onde a água deve chegar em quantidades ideais para atender a população deste local;
- Demanda: quantidade de água que um centro consumidor necessita;
- Rendimento da bomba: relação entre a energia fornecida pelo seu motor e a energia absorvida pela bomba, já que a bomba necessita de uma potência maior do que consome devido as perdas na parte interna;
- Rugosidade absoluta: medida das saliências da parede do tubo.
- Tubos: conduto usado para transporte de fluidos, geralmente de seção transversal circular, de comprimento limitado pelo tamanho de fabricação ou de transporte. Quando funcionando com a seção cheia, geralmente estão sob pressão maior que a atmosférica;
- Vazão: chama-se vazão ou descarga o volume de líquido que atravessa uma seção em uma determinada unidade de tempo. No Brasil, geralmente a vazão é expressa por m^3/s .

3.2 Energia Elétrica

Em 2019 as despesas com energia elétrica dos prestadores de serviço de saneamento atingiram R\$ 7,12 bilhões, com consumo de 11,84 tWh com abastecimento de água. Ainda neste ano, o consumo de energia elétrica nos sistemas de água e de esgoto apresentaram aumento de 2,7% e 1,3%, respectivamente, em relação ao ano anterior. Nota-se que as despesas de energia elétrica apresentam aumento de 15% em relação ao ano anterior, o que provavelmente é causado pelos aumentos tarifários da energia elétrica e pela criação de novos sistemas e ampliação dos serviços de água e esgoto ([Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento, 2019](#)). Deste modo, é do interesse das empresas de saneamento a diminuição desses custos com energia elétrica.

Ainda, cerca de 95% desses custos com energia elétrica são em decorrência do uso de bombas hidráulicas e, sendo assim, é muito relevante fazer um planejamento da operação dessas bombas a fim de diminuir o custo, sem prejudicar o abastecimento de água. A diminuição do custo com energia elétrica para as empresas de saneamento também reflete em uma diminuição nas tarifas energéticas pagas pela população. No Brasil, as tarifas energéticas vigentes são definidas pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

O custo da energia elétrica é definido por meio da estrutura tarifária. Consiste na aplicação de tarifas diferenciadas de consumo de energia elétrica e demanda de potência,

de acordo com a modalidade de fornecimento de energia, do período de utilização durante o dia e também da época do ano (SOUSA, 2013). A ANEEL (2010) estabelece dois grupos de consumo: A e B.

O grupo A, caracterizado como grupo de alta tensão, é composto pelas unidades consumidoras com fornecimento em tensão igual ou superior a 2,3 kV, ou então atendidas a partir de sistema subterrâneo de distribuição em tensão secundária. Este grupo pode ser subdividido segundo a tensão de fornecimento em:

- A1: tensão de fornecimento igual ou superior a 230 kV;
- A2: tensão de fornecimento de 88 kV a 138 kV;
- A3: tensão de fornecimento de 69 kV;
- A3a: tensão de fornecimento de 30 kV a 44 kV;
- A4: tensão de fornecimento de 2,3 kV a 25 kV;
- AS: tensão de fornecimento inferior a 2,3 kV, a partir de sistema subterrâneo de distribuição.

Estas tensões de fornecimento são caracterizadas pela tarifa binômia, cobrando-se dois itens: a demanda contratada e a energia consumida. A energia consumida é a potência em kW consumida durante um determinado intervalo de tempo. Já a demanda contratada é a potência em kW estipulada entre o fornecedor e a empresa. Ela é disponibilizada mensalmente pela distribuidora de acordo com o valor e o período de vigência fixados em contrato de fornecimento. Independentemente se for utilizada ou não durante o período de faturamento, o valor integral deverá ser pago. O valor mínimo a ser contratado é de 30 kW por hora, porém este está sujeito a alterações dependendo da empresa fornecedora de energia (ANEEL, 2010). Para evitar que ocorra uma sobrecarga no sistema, é cobrada uma tarifa que pode ser até três vezes mais cara do que a tarifa de demanda contratada caso o consumo de potência ultrapasse a demanda contratada em mais de 10%.

Ainda, as tarifas do grupo A são constituídas em três modalidades de fornecimento: estrutura tarifária convencional, horo-sazonal verde e horo-sazonal azul. A estrutura tarifária convencional caracteriza-se pela aplicação de tarifas de consumo de energia elétrica e demanda de potência, independente das horas de utilização do dia.

Já a estrutura tarifária horo-sazonal verde é caracterizada por tarifas diferenciadas de consumo de energia elétrica, de acordo com as horas de utilização do dia e com os períodos do ano, bem como uma única tarifa de demanda de potência. Nessa estrutura tarifária as tarifas de consumo de energia no horário de ponta chegam a ser até cinco vezes mais caras do que as do horário fora de ponta. O horário de ponta é um período de três

horas contínuas, compreendido das 18h às 21h (no Estado de São Paulo). Sendo assim, é interessante realizar um planejamento das bombas hidráulicas a fim de não utilizá-las nesse período.

Por fim, a estrutura tarifária horo-sazonal azul caracteriza-se por tarifas diferenciadas de consumo de energia elétrica e de demanda de potência, de acordo com as horas de utilização do dia e com os períodos do ano. Nessa estrutura tarifária as tarifas de consumo de energia no horário de ponta também são mais elevadas do que as do horário fora de ponta e as tarifas aplicadas no período seco (compreendido pelos meses de maio a novembro) são diferentes do que as no período úmido (demais meses).

As empresas de saneamento básico são classificadas como consumidores do grupo A ([ANEEL, 2010](#)). A cobrança de tarifas para este grupo pode ser a horo-sazonal verde ou azul, com redução de 15% em cima das Tarifas de Energia (TE) e Tarifas de Uso do Sistema de Distribuição (TUSD), que são taxas estabelecidas pela ANEEL para cobrir custos com a geração e transporte da energia (linhas de transmissão e distribuição).

O grupo B, caracterizado como grupo de baixa tensão, é composto pelas unidades consumidoras com fornecimento em tensão inferior a 2,3 kV e possui tarifa monômnia onde apenas a energia consumida é tarifada. Este grupo pode ser subdividido em:

- B1: residencial;
- B2: rural;
- B3: demais classes;
- B4: iluminação pública;

A seguir são apresentados alguns conceitos de hidráulica e fatores que influenciam a dinâmica da água em condutos forçados.

3.3 Hidráulica e dinâmica de fluidos

Subárea da mecânica dos fluidos, a hidráulica é o estudo do comportamento de líquidos, tanto em repouso (estática dos fluidos) como em movimento (dinâmica dos fluidos). Pode ser dividida em hidrocínética, hidrostática e hidrodinâmica.

A hidrocínética estuda velocidades e trajetórias sem considerar forças ou energia. A hidrostática, por sua vez, trata dos fluídos em repouso ou em equilíbrio e a hidrodinâmica refere-se às velocidades, às acelerações e às forças que atuam em fluidos que estão em movimento ([NETTO et al., 1998](#)).

A seguir são descritos alguns conceitos sobre hidráulica com base em [Netto et al. \(1998\)](#).

3.3.1 Regimes de escoamento

Em um conduto fechado, o escoamento de líquidos pode ocorrer de duas maneiras:

- Escoamento laminar: as trajetórias das partículas do fluido são bem definidas e não se cruzam. Essas trajetórias formam lâminas ou camadas que preservam as propriedades e características do meio uma vez que a viscosidade diminui o surgimento de turbulências. Na maioria das vezes acontecem quando a viscosidade do fluido é alta e a velocidade do escoamento é baixa.
- Escoamento turbulento: É caracterizado pelo movimento desordenado das partículas, apresentando trajetórias indefinidas e turbulência. Quanto maior a rugosidade da tubulação maior será a agitação do fluido, havendo uma maior perda de energia. Geralmente ocorre em fluidos de baixa viscosidade, como a água.

Observando o comportamento dos líquidos em escoamento e realizando vários experimentos, [Reynolds \(1883\)](#) criou um número adimensional para calcular o regime de escoamento. Esse número é conhecido como número de Reynolds e é calculado através da multiplicação entre a velocidade do fluido e o diâmetro da canalização, dividindo esse resultado pela viscosidade cinemática.

Se o número de Reynolds for menor ou igual que 2000, então temos um regime laminar. Caso ele for maior que 2000 e menor que 4000, diz-se que é um regime em transição. Se ele for maior ou igual a 4000, temos um regime turbulento.

Nos sistemas de abastecimento de água, na prática, o regime de escoamento é sempre turbulento.

3.3.2 Viscosidade e atrito externo

Quando um líquido escoar, tem-se um movimento relativo entre as suas partículas, ocasionando um atrito entre elas. Temos dois tipos de atrito, o interno e o externo. O atrito interno, também conhecido como viscosidade, é a propriedade que caracteriza a resistência de um fluido ao escoamento ou, ainda, a capacidade do fluido em converter energia cinética em calor. Ela determina a taxa de deformação do fluido que é gerada pela aplicação de uma tensão de cisalhamento ([WHITE, 2018](#)). Existem dois tipos de viscosidade: a dinâmica e a cinemática. A viscosidade dinâmica é dada em termos de força requerida para mover uma unidade de área a uma unidade de distância. Já a viscosidade cinemática é a viscosidade dinâmica dividida pela densidade do fluido. Quanto maior a viscosidade, mais espesso e mais resistente ao escoamento o fluido será.

O atrito externo é a resistência ao deslizamento de fluidos ao longo de superfícies sólidas como as paredes de um conduto, formando uma camada fluida e aderente que

não se movimenta. Esta camada estacionária exerce a ação de freio sobre o fluido em movimento.

Esses atritos ocasionam a perda de energia do fluido quando este escoar. Essa perda de energia é chamada de perda de carga.

3.3.3 Perda de Carga

A perda de carga é a perda de energia que o líquido sofre quando escoar em um conduto. Ocorre devido a alguns fatores como o atrito, a viscosidade, o regime de escoamento turbulento, quantidade de conexões e registros presentes nessa canalização, o tipo de material e o diâmetro da tubulação. De acordo com Netto et al. (1998), essas perdas podem ser contínuas ou acidentais.

As perdas de carga contínuas são perdas por resistências ao longo dos condutos, ocasionada pelo movimento de água na tubulação. É uma perda uniforme em qualquer trecho de uma canalização com dimensões constantes. Também conhecida como perdas localizadas, as perdas de carga acidentais são provocadas por peças especiais presentes ao longo das canalizações e conexões, podendo ser válvulas, curvas e nas saídas dos reservatórios. A presença dessas peças especiais alteram a velocidade da água, causam turbulência, aumentam o atrito e provocam choques das partículas líquidas. Em canalizações curtas essa perda é de extrema importância, porém pode ser desprezada em canalizações mais longas. Um tubo com paredes mais rugosas causa maior turbulência, ocasionando uma maior perda de carga.

O cálculo da perda de carga contínua é feito levando em consideração alguns aspectos da tubulação como:

- Comprimento da tubulação: a perda de carga é diretamente proporcional ao comprimento da tubulação;
- Diâmetro da tubulação : a perda de carga é inversamente proporcional ao diâmetro da tubulação;
- Velocidade de escoamento do líquido: a perda de carga é dada em função de uma potência da velocidade, sendo grandezas diretamente proporcionais;
- Rugosidade da tubulação: maiores saliências nas paredes do tubo aumentam a perda de carga;
- Idade da tubulação: o envelhecimento de um tubo provoca incrustações ou corrosões que poderão alterar o fator de rugosidade e o diâmetro interno do tubo.

A determinação das perdas de cargas nas canalizações foi um dos problemas mais investigados na literatura de hidráulica. Ao longo dos anos algumas fórmulas foram

propostas para fazer o cálculos dessas perdas de cargas. Entre elas destacam-se a fórmula de Darcy-Weisbach (conhecida como fórmula universal) e a fórmula de Hazen-Williams, apresentadas a seguir.

3.3.4 Fórmula de Darcy-Weisbach

Usada para calcular a perda de carga do escoamento de qualquer líquido de um ponto para o outro no interior de uma tubulação, a fórmula de Darcy-Weisbach foi desenvolvida por Henry Darcy e Julius Weisbach por volta de 1845, e é definida por:

$$H_f = f \frac{L.V^2}{D.2g}, \quad (3.1)$$

em que:

H_f : perda de carga ao longo do tubo (unidade: mca);

f : coeficiente de atrito de Darcy-Weisbach (adimensional);

L : comprimento do tubo (unidade: m);

V : velocidade do líquido no tubo (unidade: m/s);

D : diâmetro do tubo (unidade: m);

g : aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$).

O comprimento e diâmetro do tubo são pré determinados. Para o cálculo da velocidade utiliza-se a seguinte equação:

$$V = \frac{Q}{A}, \quad (3.2)$$

em que:

V : velocidade do líquido no tubo (unidade: m/s);

Q : vazão (unidade: m^3/s);

A : área da seção de escoamento (unidade: m^2).

Para determinar a área da seção em tubos cilíndricos temos a seguinte equação:

$$A = \frac{\pi.D^2}{4}, \quad (3.3)$$

em que:

A : área da seção de escoamento (unidade: m^2);

D : diâmetro do tubo (unidade: m).

Na época de sua criação, o coeficiente de atrito (f) apresentou certos problemas para ser calculado de maneira precisa. Quase cem anos depois, [Colebrook e White \(1937\)](#) desenvolveram uma fórmula que é utilizada até hoje para o cálculo deste valor, conhecida

como equação de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right), \quad (3.4)$$

em que:

f : coeficiente de atrito de Darcy-Weisbach (adimensional);

ϵ : fator de rugosidade da tubulação (unidade: m);

D : diâmetro do tubo (unidade: m);

Re : número de Reynolds (adimensional).

O fator de rugosidade da tubulação (ϵ) é medido por um instrumento chamado rugosímetro, o qual possui uma agulha que desliza sobre uma determinada superfície e, através de um analisador eletrônico, determina a medida das saliências da parede do tubo. Este fator é previamente determinado pelas empresas fabricantes e tende a aumentar com o passar dos anos. A tabela 3.1 traz os coeficientes dos principais materiais utilizados em tubulações, sejam elas novas ou envelhecidas.

Tabela 3.1 – Rugosidade dos tubos (em metros).

Material	Tubos Novos	Tubos velhos
Aço galvanizado	0,00015	0,0046
Aço rebitado	0,0010	0,0060
Aço revestido	0,0004	0,0012
Aço soldado	0,00004	0,0024
Chumbo	Liso	Liso
Cimento-amianto	0,000025	Não determinado
Cobre	Liso	Liso
Ferro forjado	0,0004	0,0024
Ferro fundido	0,00025	0,0050
Manilhas cerâmicas	0,0006	0,0030
Plástico	Liso	Liso
Vidro	Liso	Liso

Fonte: Netto et al. (1998).

Descoberto por Reynolds (1883), o número de Reynolds (Re) é um número adimensional usado em mecânica dos fluidos para o cálculo do regime de escoamento de um determinado fluido. A seguinte equação é utilizada para calculá-lo:

$$Re = \frac{D.V}{\nu}, \quad (3.5)$$

em que:

Re : número de Reynolds (adimensional);

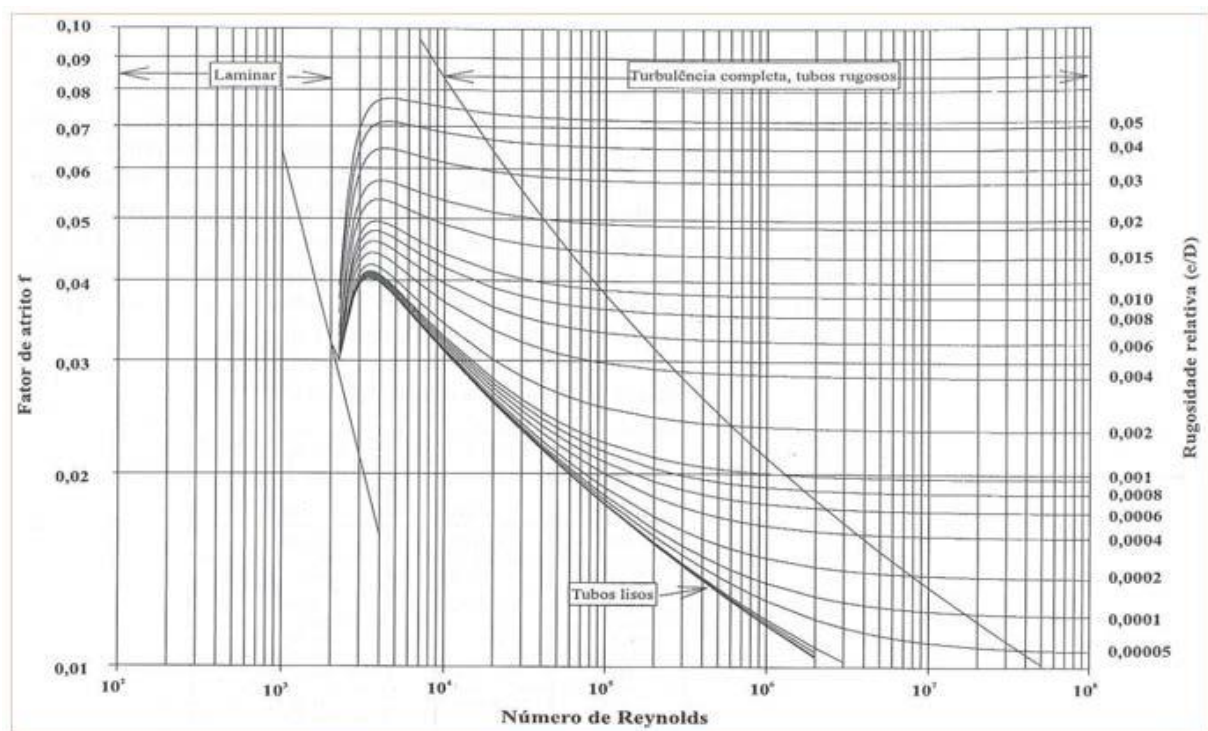
D : diâmetro do tubo (unidade: m);

V : velocidade do líquido no tubo (unidade: m/s);

ν : viscosidade cinemática do fluido (unidade: m^2/s).

A fórmula de Colebrook-White era precisa, porém não era de fácil resolução. Sendo assim, [Moody \(1944\)](#) criou o conhecido Diagrama de Moody que facilita a obtenção de f . Este diagrama, que consiste em uma representação gráfica do fator de atrito em função do número de Reynolds e a rugosidade relativa de uma tubulação, é representado na Figura 3.12.

Figura 3.12 – Diagrama de Moody.



Fonte: [Netto et al. \(1998\)](#).

3.3.5 Fórmula de Hazen-Williams

Por volta de 1903, Allen Hazen e Gardner Williams desenvolveram a fórmula conhecida como Hazen-Williams. Ela fornece valores mais precisos para a perda de carga em tubulações e é definida por:

$$H_f = 10.653 \cdot \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852} \cdot D^{-4,87} \cdot L, \quad (3.6)$$

em que:

H_f : perda de carga na tubulação (unidade: mca);

Q : vazão (unidade: m^3/s);

C : coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams (adimensional);

D : diâmetro da tubulação (unidade: m);

L : comprimento da tubulação (unidade: m).

Os valores do coeficiente C aumentam conforme a rugosidade do material reduz. Eles variam de um valor mínimo de 60 para tubos de aço corrugado (mais rugosos) até 140 para tubos de vidro (menos rugosos), como é mostrado na Tabela 3.2

Tabela 3.2 – Coeficiente de Hazen-Williams.

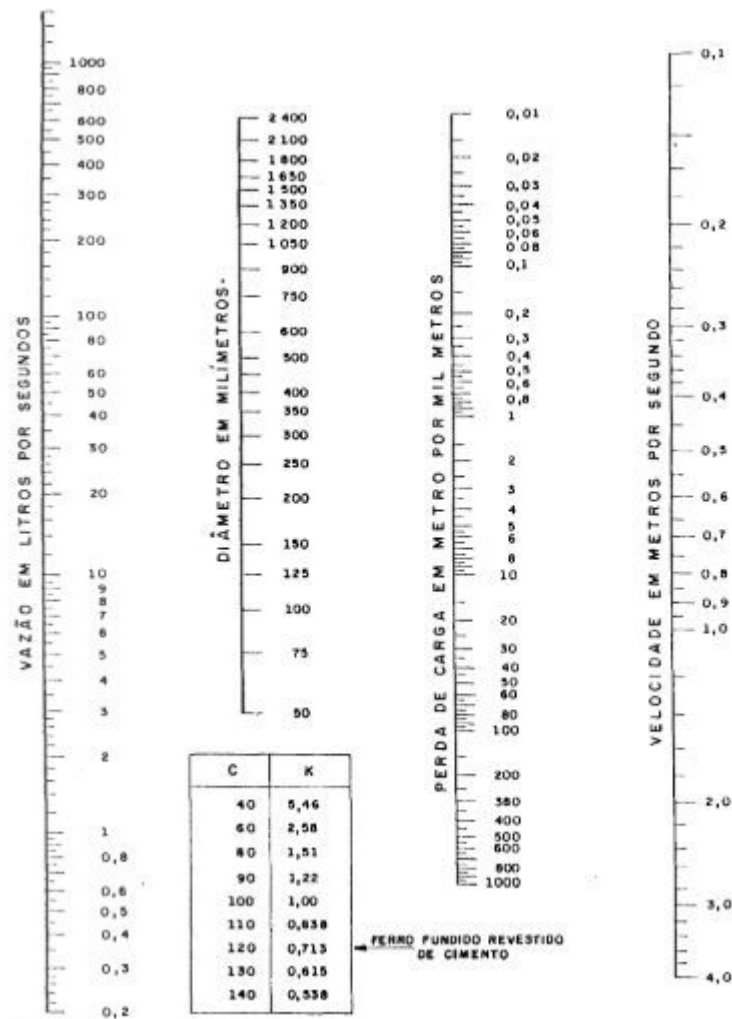
Material dos tubos	Valor de C
Aço corrugado	60
Aço rebitado	85
Chumbo	130
Cobre	130
Cimento-amianto	135
Ferro fundido	130
Vidro	140

Fonte: Netto et al. (1998).

É utilizado um procedimento mais simples para o cálculo da perda de carga em tubos de ferro fundido, dada em função do envelhecimento do tubo. É usado um ábaco conhecido como Ábaco de Hazen-Williams (Figura 3.13) e foi proposto por Pinto, Holtz e Martins (1976), que consideram um coeficiente C inicial de 100 e levam em consideração a vazão no tubo, a velocidade do líquido e um coeficiente K de correção já determinado para calcular um novo valor de C associando-o a um outro material, como se após alguns anos ele passasse a ter o coeficiente de outro material mais rugoso.

A Tabela 3.3 ilustra os valores para um cano de ferro fundido de dez polegadas de diâmetro.

Figura 3.13 – Ábaco de Hazen-Williams.



Fonte: [Pinto, Holtz e Martins \(1976\)](#).

Tabela 3.3 – Coeficiente de Hazen-Williams para ferro fundido encontrados utilizando o ábaco de Hazen-Williams.

Idade do tubo (em anos)	Valor de C	Material equivalente
0	130	Ferro fundido
5	120	Aço soldado novo
10	110	Aço rebitado novo
30	85	Aço rebitado em uso

Fonte: [Parras \(2020\)](#).

3.4 Potência de conjuntos elevatórios

O conjunto elevatório deverá vencer a diferença de nível entre os pontos inicial e final mais as perdas de carga em todo o percurso ([NETTO et al., 1998](#)). Para isso, devemos

levar em consideração algumas alturas específicas. Uma delas é a altura manométrica total que é a energia por unidade de peso necessária para que o líquido consiga vencer a diferença de nível entre dois pontos de um sistema de abastecimento, considerando as perdas de carga em todo o percurso. Para calculá-la podemos utilizar a seguinte equação:

$$H_{man} = H_g + h_f, \quad (3.7)$$

em que:

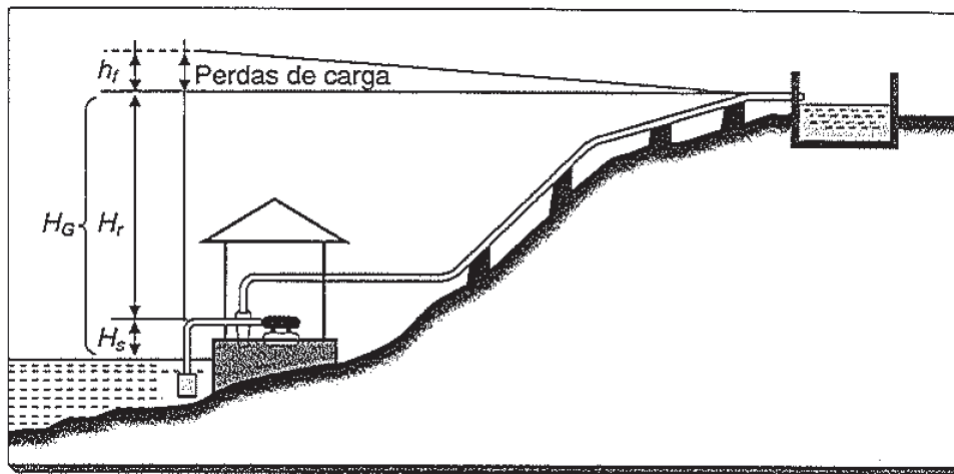
H_{man} : altura manométrica total (unidade: *mca*);

H_g : altura geométrica, ou seja, a diferença de nível entre a captação e o reservatório (unidade: *mca*);

h_f : perda de carga (unidade: *mca*).

A altura geométrica é a soma da altura de sucção (H_s) (altura do eixo da bomba sobre o nível inferior) com a altura de recalque (H_r) (altura do nível superior em relação ao eixo da bomba). A Figura 3.14 ilustra as alturas existentes entre dois pontos de um SAA.

Figura 3.14 – Altura manométrica.



Fonte: Netto et al. (1998).

Quando o ponto inicial está a uma altura geométrica mais alta do que o ponto final, o líquido flui naturalmente pela canalização por conta da gravidade. Quando ocorre o contrário é necessário o uso de bombas hidráulicas para fornecer a energia necessária para o líquido vencer a altura manométrica, transformando a energia mecânica do motor em energia hidráulica, que será a potência consumida pela bomba, calculada pela equação:

$$P = \frac{H_{man} \cdot Q \cdot \rho}{75 \cdot \eta}, \quad (3.8)$$

em que:

P : potência da bomba (*cv*);

H_{man} : altura manométrica total (unidade: mca);

Q : vazão (unidade: m^3/s);

ρ : peso específico do líquido (unidade: kgf/m^3);

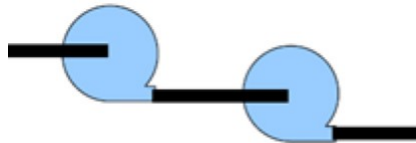
η : rendimento do conjunto motor-bomba (porcentagem que caracteriza a eficiência da conversão de energia).

Para a água, cujo peso específico é $1000 \text{ kgf}/m^3$, utilizando a vazão em m^3/h e fazendo a conversão de cv para kW , obtemos a seguinte equação:

$$P_h = \frac{H_{man} \cdot Q \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta}. \quad (3.9)$$

A instalação das bombas pode ser feita de duas formas: em série ou em paralelo. No primeiro caso, ilustrado pela Figura 3.15, considera-se uma vazão unitária para o conjunto de bombas e a altura manométrica que cada bomba consegue recalcar é somada.

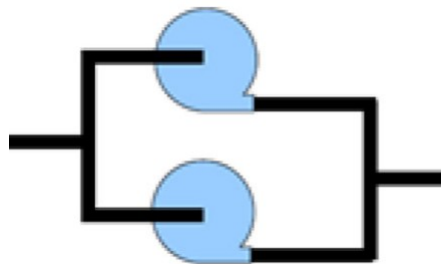
Figura 3.15 – Bombas em série.



Fonte: [Revista Bombeiros \(2017\)](#).

Já no segundo caso (Figura 3.16), considera-se uma única altura manométrica para o conjunto de bombas e soma-se a vazão de cada uma delas. Em ambos os casos, recomenda-se o uso de bombas que possuam as mesmas condições operacionais.

Figura 3.16 – Bombas em paralelo.

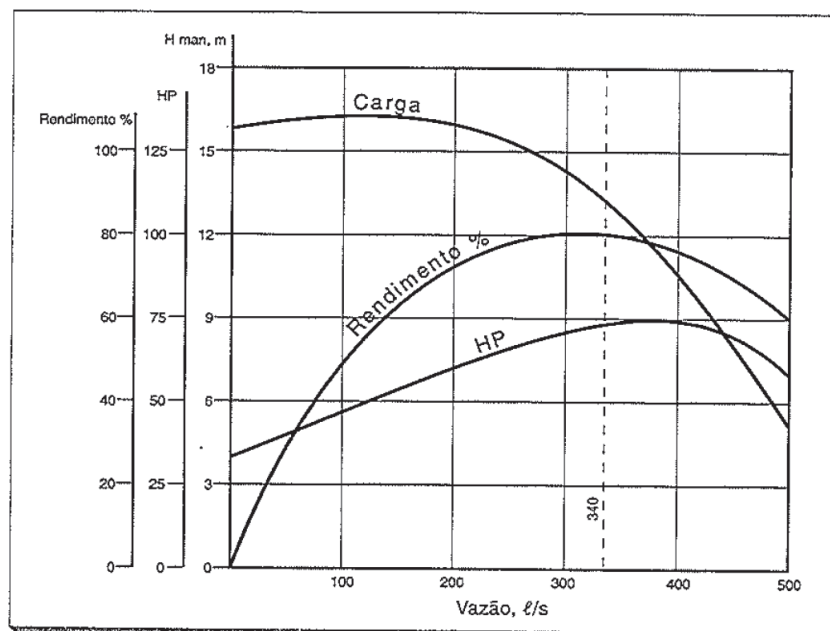


Fonte: [Revista Bombeiros \(2017\)](#).

3.5 Curvas características das bombas

Para saber qual é a bomba ideal a se instalar em certa rede de abastecimento ou trecho dela, é necessário saber sua curva característica. Segundo Netto et al. (1998), os resultados obtidos através do ensaio de uma bomba centrífuga, funcionando com velocidade constante, podem ser representados em um diagrama traçando-se as curvas características de carga, rendimento e potência absorvida, em relação à vazão. A Figura 3.17 ilustra os resultados de ensaios de uma bomba para recalcar 340 l/s, com uma altura manométrica de 13,50 metros e trabalhando com 875 rpm (rotações por minuto).

Figura 3.17 – Exemplo de curvas características.



Fonte: Netto et al. (1998).

Com o passar do tempo, as tubulações envelhecem e conseqüentemente a perda de carga e a altura manométrica aumentam, fazendo com que a bomba trabalhe com uma vazão menor.

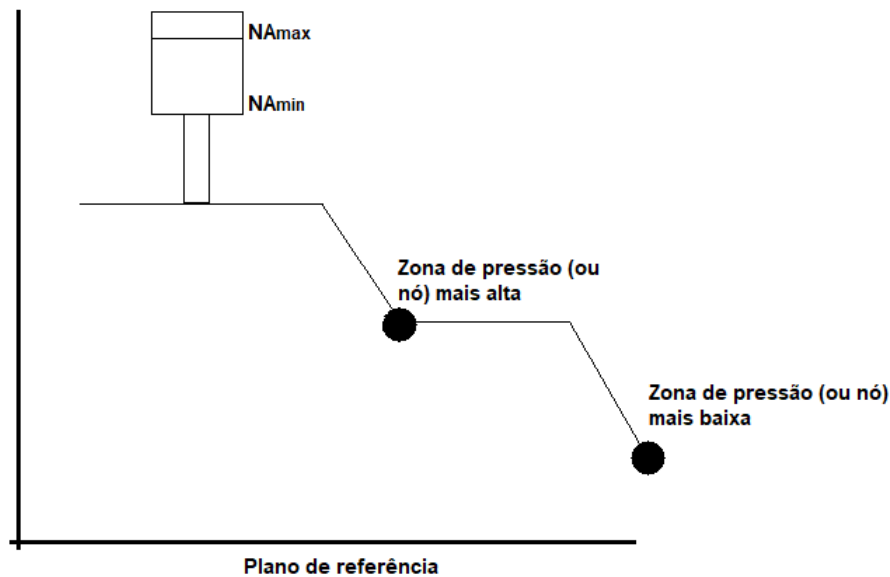
3.6 Zonas de pressão e altura da água nos reservatórios

A rede de distribuição pode ser dividida em zonas de pressão para atender as pressões dinâmica mínima e estática máxima. A pressão dinâmica representa a quantidade de pressão total resultante da velocidade dos fluidos em tubulações, enquanto a pressão estática indica a pressão termodinâmica do fluido (NETTO et al., 1998). Estabelecem-se pressões mínimas para que a água alcance os reservatórios domiciliares e as pressões

máximas por conta da resistência das tubulações e controle das perdas de água (TSUTIYA, 2006). Os valores recomendados para a pressão é de 10 a 50 *mca*.

Ainda, deve-se restringir a altura da água dentro dos reservatórios para garantir que a zona de pressão mais baixa seja abastecida e que a mais alta não receba a água com uma pressão muito elevada. Para isso, leva-se em consideração as pressões do sistema, a perda de carga da tubulação e a cota topográfica, sendo esta definida pela altura da zona de pressão em relação a um plano horizontal, habitualmente o zero hidrográfico ou nível médio das águas do mar. A Figura 3.18 ilustra um sistema de distribuição de água e suas zonas de pressão, assim como o plano de referência a ser utilizado para se estabelecer as cotas topográficas.

Figura 3.18 – Representação de zonas de pressão relacionadas a altura da água de reservatórios.



Fonte: Parras (2020).

Logo, para calcular a altura mínima e a altura máxima da água em um reservatório temos, respectivamente, as desigualdades (3.10) e (3.11):

$$NA_{min} \geq Pd_{min} + H_f + z, \quad (3.10)$$

em que:

NA_{min} : altura mínima da água no reservatório;

Pd_{min} : pressão dinâmica mínima da rede;

H_f : perda de carga do trecho da rede que liga o reservatório até a zona de pressão mais

alta;

z : cota topográfica da zona de pressão mais alta.

$$NA_{max} \leq Pe_{max} + b, \quad (3.11)$$

em que:

NA_{max} : altura máxima da água no reservatório;

Pe_{max} : pressão estática máxima da rede;

b : cota topográfica da zona de pressão mais baixo.

3.7 EPANET

O EPANET é um programa de computador para redes de distribuição de água com condutos forçados, podendo executar simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e da qualidade da água (ROSSMAN et al., 2009). Ele permite obter os valores da vazão em cada tubulação, da pressão em cada nó, da altura de água em cada reservatório de nível variável e também da concentração de espécies químicas (cloro, desinfetantes, etc.) através da rede durante o período de simulação, subdividido em múltiplos intervalos de cálculo. Ainda, é possível simular o cálculo da idade da água e o rastreamento da origem de água em qualquer ponto da rede.

Desenvolvido em 1993 pela *Environmental Protection Agency* (EPA), EUA, o EPANET 1.0 teve sua versão 2.0 para *windows* em 2000 e em 2002 foi traduzido e adaptado para português. Nos anos 2000 não se via com muita frequência trabalhos que utilizavam o EPANET. Alguns autores que fizeram o uso do EPANET são Sakarya e Mays (2000), Zyl, Savic e Walters (2004) e Rao e Salomons (2007). Apenas nos últimos anos seu uso se tornou mais comum, sendo usado por Bagirov et al. (2013), Giacomello, Kapelan e Nicolini (2013), Kurek e Ostfeld (2013), Ghaddar et al. (2015), Costa et al. (2016), Marchi, Simpson e Lambert (2016), Bonvin et al. (2017), Candelieri, Perego e Archetti (2018) e Vieira et al. (2020).

3.7.1 Caracterização do EPANET

Segundo Rossman et al. (2009) o EPANET foi criado para ser uma ferramenta de apoio à análise de sistemas de distribuição, melhorando o conhecimento sobre o transporte e o destino dos constituintes da água para consumo humano. Pode ser utilizado em diversas situações onde seja necessário efetuar simulações de sistemas pressurizados de distribuição (condutos forçados). O estabelecimento de cenários de projeto, como por exemplo a expansão de uma rede existente, a calibração de modelos hidráulicos, a análise do decaimento do cloro residual e a avaliação dos consumos são alguns exemplos de aplicação do programa.

O EPANET também ajuda a analisar estratégias alternativas de gestão para melhorar a qualidade da água do sistema, através de:

- Alterações na utilização de origens da água num sistema com múltiplas origens;
- Alteração de esquema de funcionamento de grupos elevatórios e enchimento/esvaziamento de reservatórios de nível variável;
- Utilização de tratamento adicional, tal como a recloração;
- Seleção de tubulações para limpeza e substituição.

3.7.2 Capacidade de Modelagem Hidráulica

Uma rede completamente definida, incluindo todas as tubulações, sem simplificações, e uma modelagem hidráulica confiável constituem pré-requisitos essenciais para a correta modelagem de qualidade da água (ROSSMAN et al., 2009). O EPANET contém um conjunto de ferramentas de cálculo para apoio à simulação hidráulica, onde se destacam:

- Dimensão ilimitada do número de componentes da rede analisada;
- Cálculo da perda de carga utilizando as fórmulas de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach ou Chezy-Manning;
- Consideração das perdas de carga singulares em curvas, alargamentos, estreitamentos, entre outros;
- Modelagem de bombas de velocidade constante ou variável;
- Cálculo da energia de bombeamento e do respectivo custo;
- Modelagem dos principais tipos de válvulas, incluindo válvulas de seccionamento, de retenção, reguladoras de pressão e de vazão;
- Modelagem de reservatórios de armazenamento de nível variável de formas diversas, através de curvas de volume em função da altura de água;
- Múltiplas categorias de consumo nos nós, cada uma com um padrão próprio de variação no tempo;
- Modelagem da relação entre pressão e vazão efluente de dispositivos emissores;
- Possibilidade de basear as condições de operação do sistema em controles simples, dependentes de uma só condição ou em controles com condições múltiplas.

3.7.3 Capacidade de Modelagem da Qualidade da Água

Além da modelagem hidráulica, o EPANET também fornece as seguintes possibilidades para a modelagem da qualidade da água:

- Modelagem do transporte de um constituinte não-reativo através da rede ao longo do tempo;
- Modelagem do transporte, mistura e transformação de um constituinte reativo, à medida que este sofre decaimento ou crescimento com o tempo;
- Modelagem do tempo de percurso da água através da rede;
- Cálculo da porcentagem de vazão que, com origem em determinado nó, atinge qualquer outro nó ao longo do tempo;
- Modelagem de reações de decaimento do cloro no volume do escoamento e na parede da tubulação;
- Utilização de cinéticas de ordem “n” para modelar reações no volume do escoamento em tubulações e reservatórios;
- Utilização de cinéticas de ordem 0 ou 1 para modelar reações na parede das tubulações;
- Definição de limites para a transferência de massa na modelagem de reações na parede;
- Permitir que as reações de crescimento ou decaimento sejam controladas por um valor de concentração-limite;
- Aplicação à rede de coeficientes de reação globais, que podem ser modificados individualmente para cada tubulação;
- Possibilidade de relacionar o coeficiente de reação na parede com a rugosidade da tubulação;
- Definição de variação temporal da concentração ou de entrada de massa em qualquer ponto da rede;
- Modelagem de reservatórios de armazenamento de nível variável como reatores de mistura completa, de escoamento em êmbolo ou ainda de mistura com dois compartimentos.

Ainda, o EPANET pode efetuar os seguintes tipos de análise:

- Mistura de água a partir de diversas origens;
- Determinação do tempo de percurso da água através de um sistema;
- Determinação da perda de cloro residual;
- Determinação do crescimento de subprodutos da desinfecção;
- Rastreo da propagação de contaminantes ao longo da rede.

3.7.4 Como descrever uma rede no EPANET

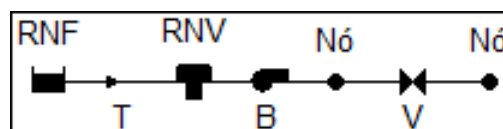
Para fazer a modelagem de um sistema de distribuição de água através do EPANET basta seguir os passos:

- Desenhe uma representação esquemática do sistema de distribuição ou importe uma descrição-base do sistema a partir de um arquivo de texto;
- Edite as propriedades dos objetos que constituem o sistema;
- Descreva as condições de operacionalidade do sistema;
- Selecione um conjunto de opções de simulação;
- Execute uma simulação hidráulica ou de qualidade da água;
- Visualize os resultados da simulação.

3.7.5 Componentes Físicos do EPANET

Para elaborar uma rede de distribuição de água é preciso utilizar alguns componentes físicos disponibilizados pelo EPANET, ilustrados na Figura 3.19 e descritos a seguir.

Figura 3.19 – Componentes físicos utilizados em uma rede no EPANET.



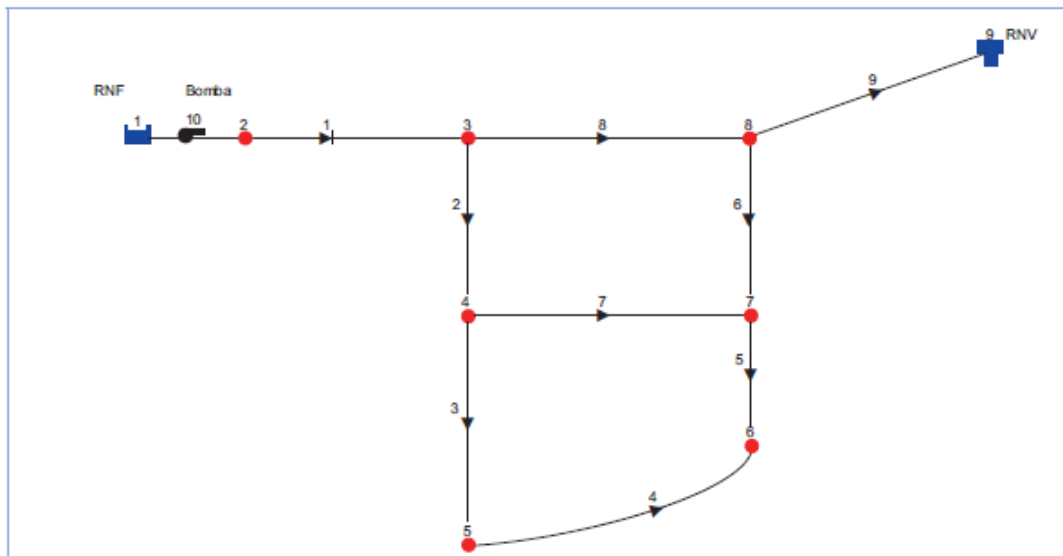
Fonte: Elaborado pelo autor.

- RNF: Reservatório de nível fixo, com água ilimitada, nível de água constante e qualidade conhecida (fonte de água);
- RNV: Reservatório de nível variável. A quantidade de água é limitada e variável. Tais características simulam, por exemplo, o reservatório de água tratada de uma estação de tratamento de água;

- Nó: Representa um nó consumidor. Também pode ser usado para auxiliar na elaboração da rede;
- T: Trecho que liga um ponto ao outro. A direção do escoamento é conhecida, podendo mudar ao longo do tempo, e indicada pela seta;
- B: Bomba hidráulica;
- V: Válvula.

A Figura 3.20 ilustra uma rede de abastecimento de água completa, a qual consiste de um uma fonte de água representada pelo reservatório de nível fixo (1), uma bomba (10), um reservatório de nível variável à jusante (9) e 6 nós de consumo representados na cor vermelho, com exceção do nó 2, o qual é utilizado apenas como nó auxiliar para fazer a conexão da bomba.

Figura 3.20 – Representação de uma rede de abastecimento completa no EPANET.



Fonte: [Rossman et al. \(2009\)](#).

No capítulo a seguir é descrito o modelo matemático proposto por [Parras \(2020\)](#) e utilizado neste trabalho.

4 MODELO MATEMÁTICO PARA MINIMIZAÇÃO DO FATURAMENTO DE ENERGIA ELÉTRICA

Neste capítulo apresenta-se a descrição do problema e o modelo proposto por [Parras \(2020\)](#) para otimização do faturamento energético em sistemas de abastecimento de água.

4.1 Descrição do problema

O principal objetivo do problema de otimização energética em sistemas de abastecimento de água é decidir os acionamentos de cada uma das bombas, em cada período do horizonte de planejamento, a fim de minimizar os custos com energia elétrica e atender as demandas de água. As bombas são responsáveis por captar e transportar água para os reservatórios para que estes abasteçam a população, atendendo a demanda de cada nó consumidor. As bombas hidráulicas também podem ser necessárias para transportar água entre os reservatórios.

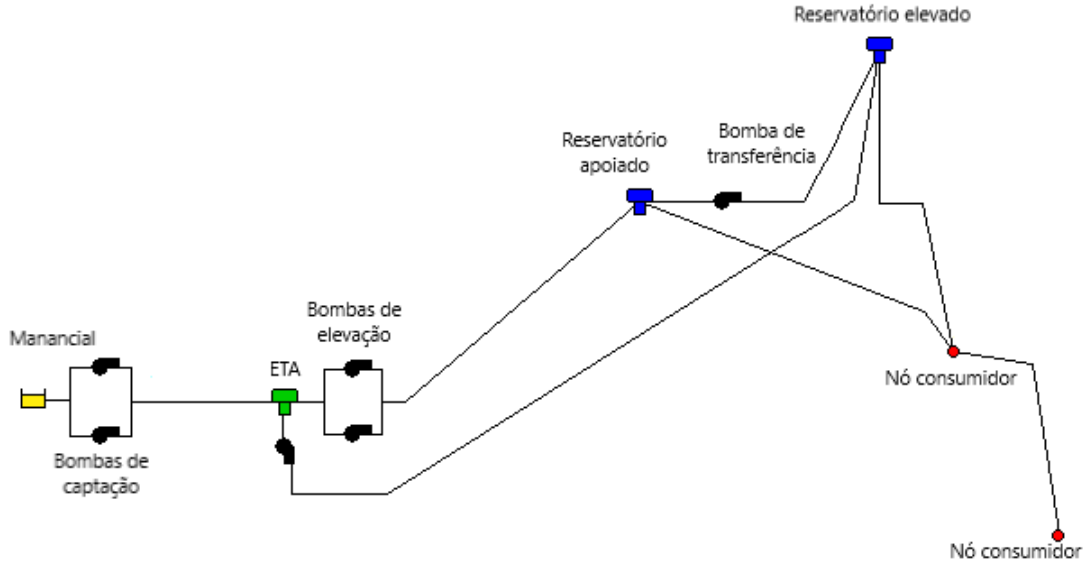
Um sistema de abastecimento de água pode realizar tanto captação de águas de mananciais superficiais quanto subterrâneos. Para a captação de mananciais subterrâneos a água é enviada diretamente ao reservatório, sem a necessidade de tratamento. Já na captação de mananciais superficiais, a água deve ser enviada para uma estação de tratamento (ETA) antes do bombeamento para os reservatórios.

Nos sistemas de abastecimento pode haver uma ou mais bombas de captação, elevação e transferência em cada trecho, sendo de responsabilidade do operador decidir quais delas ligar e por quanto tempo permanecerão ligadas a fim de atender a demanda, minimizando o custo. Além da potência, em kW , consumida pelas bombas quando elas estão ligadas, há a demanda contratada de energia que influencia nos custos com energia elétrica. Durante o bombeamento as zonas de pressão precisam ser atendidas a fim de que os bairros mais próximos dos reservatórios não recebam água com uma pressão muito elevada e que os mais distantes tenham pressões suficientes para receber água.

No modelo de [Parras \(2020\)](#) todas estas características dos sistemas de abastecimento e de custos com energia elétrica são consideradas. Considera-se ainda que os sistemas de abastecimento de água possuem bombas em paralelo e reservatórios cilíndricos a montante. A rede de distribuição do sistema é considerada ramificada, podendo apresentar diversas zonas de pressão e cotas topográficas e as demandas de água são

consideradas conhecidas em cada período, considerando um horizonte de planejamento de um dia. A Figura 4.1 ilustra um sistema de abastecimento hipotético, em que pode-se notar os componentes de um sistema de abastecimento citado anteriormente.

Figura 4.1 – Sistema de abastecimento hipotético de [Parras \(2020\)](#)



Fonte: Elaborado pelo autor.

Destaca-se a flexibilidade do modelo em adequar-se a diferentes redes, podendo ter todos os componentes descritos no modelo ou apenas parte deles, como é ilustrado na Figura 4.1, a qual representa o sistema de abastecimento hipotético utilizado por [Parras \(2020\)](#). Apesar de ser possível considerar captação subterrânea no modelo, na rede ilustrada nesta figura tem-se apenas um manancial superficial.

O modelo de otimização linear inteiro misto proposto por [Parras \(2020\)](#) e utilizado neste trabalho é descrito na seção a seguir.

4.2 Modelo Matemático

A seguir são apresentados os índices e conjuntos que foram utilizados no modelo de [Parras \(2020\)](#). Os parâmetros e variáveis utilizados são descritos após cada função e restrição em que aparece.

Índices:

- $p = 1, \dots, P$: referem-se aos pontos de captação superficiais;
- $b = 1, \dots, B$: referem-se aos pontos de captação subterrâneos;
- $e = 1, \dots, E$: referem-se às estações de tratamento;
- $r = 1, \dots, R$: referem-se aos reservatórios;

$k = 1, \dots, K$: referem-se aos nós consumidores;

$t = 1, \dots, T$: referem-se aos períodos do horizonte de planejamento.

Conjuntos:

S_r : $\{j, \text{ tal que o reservatório } j \text{ pode receber água do reservatório } r\}$;

U_r : $\{j, \text{ tal que o reservatório } j \text{ pode enviar água para o reservatório } r\}$;

$N_{c_{pe}}$: $\{nc, \text{ tal que a bomba } nc \text{ transporta água do ponto de captação superficial } p \text{ para a estação de tratamento } e\}$;

$N_{s_{br}}$: $\{ns, \text{ tal que a bomba } ns \text{ transporta água do ponto de captação subterrâneo } b \text{ para o reservatório } r\}$;

$N_{e_{er}}$: $\{ne, \text{ tal que a bomba } ne \text{ transporta água da estação de tratamento } e \text{ ao reservatório } r\}$;

$N_{t_{rj}}$: $\{nt, \text{ tal que a bomba } nt \text{ transporta água do reservatório } r \text{ ao reservatório } j\}$.

Na próxima seção é apresentada a função objetivo e as restrições utilizadas na modelagem.

4.2.1 Função objetivo

A função objetivo (4.1) minimiza todos os custos com energia elétrica nas operações de bombeamento de água. A primeira parte dessa função diz respeito aos custos de energia elétrica referentes à potência consumida pelas bombas de captação de pontos superficiais mais o custo de acionamento dessas bombas. A segunda parte refere-se aos custos de energia elétrica referente à potência consumida pelas bombas de captação de pontos subterrâneos mais os custos de acionamento dessas bombas. A terceira parte diz respeito aos custos de energia elétrica relativos à potência consumida pelas bombas de elevação mais o custo de acionamento dessas bombas. A quarta parte diz respeito aos custos de energia elétrica relativos à potência consumida pelas bombas de transferência somados os custos de acionamento dessas bombas. Por fim, a quinta parcela refere-se aos custos de demanda energética contratada.

$$\begin{aligned} \min & \sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{nc \in N_{pe}} \sum_{t=1}^T (Pc.X_{pet}^{nc}.N_h.c k_t + \alpha_{pet}^{nc}.ca) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{ns \in N_{br}} \sum_{t=1}^T (Pn.I_{brt}^{ns}.N_h.c k_t + \delta_{brt}^{ns}.ca) + \\ & \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in N_{er}} \sum_{t=1}^T (Pe.Y_{ert}^{ne}.N_h.c k_t + \gamma_{ert}^{ne}.ca) + \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{nt \in N_{rj}} \sum_{t=1}^T (Pt.Z_{rjt}^{nt}.N_h.c k_t + \beta_{rjt}^{nt}.ca) + (D.td) \end{aligned} \quad (4.1)$$

em que:

Variáveis de decisão:

X_{pet}^{nc} : fração do período t em que a bomba nc é ligada para captar água do ponto superficial p para a estação de tratamento e ;

I_{brt}^{ns} : fração do período t em que a bomba ns é ligada para captar água do ponto subterrâneo b para o reservatório r ;

Y_{ert}^{ne} : fração do período t em que a bomba ne é ligada para elevar água da estação de tratamento e para o reservatório r ;

Z_{rjt}^{nt} : fração do período t em que a bomba nt é ligada para transferir água do reservatório r para o reservatório j ;

D : demanda energética (kW) contratada por dia;

$$\alpha_{pet}^{nc} : \begin{cases} 1, & \text{se a bomba de captação } nc \text{ do ponto superficial } p \text{ para} \\ & \text{a estação de tratamento } e \text{ é acionada no período } t; \\ 0, & \text{caso contrário;} \end{cases}$$

$$\delta_{brt}^{ns} : \begin{cases} 1, & \text{se a bomba de captação } ns \text{ do ponto subterrâneo } b \text{ para} \\ & \text{o reservatório } r \text{ é acionada no período } t; \\ 0, & \text{caso contrário;} \end{cases}$$

$$\gamma_{ert}^{ne} : \begin{cases} 1, & \text{se a bomba de elevação } ne \text{ da estação de tratamento } e \\ & \text{para o reservatório } r \text{ é acionada no período } t; \\ 0, & \text{caso contrário;} \end{cases}$$

$$\beta_{rjt}^{nt} : \begin{cases} 1, & \text{se a bomba de transferência } nt \text{ do reservatório } r \text{ para} \\ & \text{o reservatório } j \text{ é acionada no período } t; \\ 0, & \text{caso contrário.} \end{cases}$$

Parâmetros:

ck_t : custo (em reais) do kW no período t ;

N_h : número de horas em cada período;

ca : custo de acionamento;

td : taxa (em R\$/ kW) para contratação de demanda energética;

Pc : potência consumida (em kW) pelas bombas de captação de pontos superficiais;

Pn : potência consumida (em kW) pelas bombas de captação de pontos subterrâneos;

Pe : potência consumida (em kW) pelas bombas de elevação;

Pt : potência consumida (em kW) pelas bombas de transferência.

As potências Pc , Pn , Pe e Pt , presentes na função objetivo (4.1), são calculadas por (4.2), (4.3), (4.4) e (4.5), respectivamente. Para este cálculo foram utilizadas as equações (3.7) e (3.9) referentes aos conjuntos elevatórios. As perdas de carga nas tubulações foram calculadas utilizando-se a equação de Darcy–Weisbach (3.1):

$$P_c = \frac{(H_{pe} + F_{pe} \cdot \frac{L_{pe}}{D_{pe}} \cdot \frac{V_{pe}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{pe}^{nc} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{pe}^{nc}} \quad (4.2)$$

em que tem-se os seguintes parâmetros:

H_{pe} : altura geométrica (em m) do ponto de captação superficial p até a estação de tratamento e ;

F_{pe} : fator de atrito de Darcy–Weisbach (adimensional) calculado para a tubulação que liga o ponto de captação superficial p a estação de tratamento e ;

L_{pe} : comprimento da tubulação (em m) do ponto de captação superficial p até a estação de tratamento e ;

D_{pe} : diâmetro da tubulação (em m) do ponto de captação superficial p até a estação de tratamento e ;

V_{pe} : velocidade (em m/s) de escoamento do líquido calculada para a tubulação que liga o ponto de captação superficial p a estação de tratamento e ;

g : aceleração da gravidade ($9,8 \text{ m/s}^2$);

Q_{pe}^{nc} : vazão (em m^3/h) da bomba nc que capta água do ponto superficial p para a estação de tratamento e ;

η_{pe}^{nc} : rendimento (em %) do conjunto motor-bomba da bomba de captação nc do ponto de captação superficial p para a estação de tratamento e .

$$Pn = \frac{(H_{br} + F_{br} \cdot \frac{L_{br}}{D_{br}} \cdot \frac{V_{br}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{br}^{ns} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{br}^{ns}} \quad (4.3)$$

em que tem-se os seguintes parâmetros:

H_{br} : altura geométrica (em m) do ponto de captação subterrâneo b até o reservatório r ;

F_{br} : fator de atrito de Darcy–Weisbach (adimensional) calculado para a tubulação que liga o ponto de captação subterrâneo b ao reservatório r ;

L_{br} : comprimento da tubulação (em m) do ponto de captação subterrâneo b até o reservatório r ;

D_{br} : diâmetro da tubulação (em m) do ponto de captação subterrâneo b até o reservatório r ;

V_{br} : velocidade (em m/s) de escoamento do líquido calculada para a tubulação que liga o ponto de captação subterrâneo b ao reservatório r ;

Q_{br}^{ns} : vazão (em m^3/h) da bomba ns que capta água do ponto subterrâneo b para o reservatório r ;

η_{br}^{ns} : rendimento (em %) do conjunto motor-bomba da bomba de captação ns do ponto de captação subterrâneo b para o reservatório r .

$$Pe = \frac{(H_{er} + F_{er} \cdot \frac{L_{er}}{D_{er}} \cdot \frac{V_{er}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{er}^{ne} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{er}^{ne}} \quad (4.4)$$

em que tem-se os seguintes parâmetros:

H_{er} : altura geométrica (em m) da estação de tratamento e até o reservatório r ;

F_{er} : fator de atrito de Darcy–Weisbach (adimensional) calculado para a tubulação que liga a estação de tratamento e ao reservatório r ;

L_{er} : comprimento da tubulação (em m) da estação de tratamento e até o reservatório r ;

D_{er} : diâmetro da tubulação (em m) da estação de tratamento e até o reservatório r ;

V_{er} : velocidade (em m/s) de escoamento do líquido calculada para a tubulação que liga a estação de tratamento e ao reservatório r ;

Q_{er}^{ne} : vazão (em m^3/h) da bomba ne que eleva a água da estação de tratamento e para o reservatório r ;

η_{er}^{ne} : rendimento (em %) do conjunto motor-bomba da bombas de elevação ne da estação de tratamento e para o reservatório r .

$$Pt = \frac{(H_{rj} + F_{rj} \cdot \frac{L_{rj}}{D_{rj}} \cdot \frac{V_{rj}^2}{2g}) \cdot Q_{rj}^{nt} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{rj}^{nt}} \quad (4.5)$$

em que tem-se os seguintes parâmetros:

H_{rj} : altura geométrica (em m) do reservatório r até o reservatório j ;

F_{rj} : fator de atrito de Darcy–Weisbach (adimensional) calculado para a tubulação que liga o reservatório r ao reservatório j ;

L_{rj} : comprimento da tubulação (em m) do reservatório r até o reservatório j ;

D_{rj} : diâmetro da tubulação (em m) do reservatório r até o reservatório j ;

V_{rj} : velocidade (em m/s) de escoamento do líquido calculada para a tubulação que liga o reservatório r ao reservatório j ;

Q_{rj}^{nt} : vazão (em m^3/h) da bomba nt que transfere água do reservatório r para o reservatório j ;

η_{rj}^{nt} : rendimento (em %) do conjunto motor-bomba da bombas de transferência nt do reservatório r para o reservatório j .

4.2.2 Restrições para o cálculo da demanda contratada

A restrição (4.6) garante que a potência consumida pelo sistema durante todo o dia não será maior do que $(1 + u)$ vezes a demanda energética contratada, tal que u é a porcentagem de ultrapassagem tolerada pela empresa fornecedora de energia elétrica.

$$\begin{aligned} & \sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{t=1}^T \sum_{nc \in N_{pe}} (Pc \cdot X_{pet}^{nc} \cdot N_h) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{t=1}^T \sum_{ns \in N_{br}} (Pn \cdot I_{brt}^{ns} \cdot N_h) + \\ & \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{t=1}^T \sum_{ne \in N_{er}} (Pe \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h) + \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{t=1}^T \sum_{nt \in N_{rj}} (Pt \cdot Z_{rjt}^{nt} \cdot N_h) \leq (1 + u) \cdot D \end{aligned} \quad (4.6)$$

Neste modelo proposto a demanda energética contratada é determinada por dia e é tratada como variável de decisão, sendo assim o modelo proposto pode ser utilizado para determinar o valor ótimo de demanda energética a ser contratada da empresa de fornecimento de energia, que atenda as necessidades do sistema de abastecimento e minimize os custos. Ainda, o valor desta demanda de energia pode ser considerada como parâmetro no modelo, assumindo-se um contrato pré estabelecido com a empresa de energia, com valor para a demanda contratada determinado em testes anteriores com o próprio modelo quando esta é tratada como variável de decisão.

A restrição (4.7) estabelece a demanda mínima de energia a ser contratada por dia, sendo essa uma exigência da empresa fornecedora de energia elétrica.

$$D \geq D_{min} \quad (4.7)$$

em que tem-se o parâmetro:

D_{min} : demanda mínima (em kW) a ser contratada.

4.2.3 Cálculo do volume de água nos reservatórios

As restrições (4.8) fazem o gerenciamento do volume de água dos reservatórios. Leva-se em consideração a água recebida por captação, tanto superficial quanto subterrânea, e por transferência. Desconta-se a água transferida, a demanda e uma porcentagem θ de perda de água por vazamento ou problema estrutural.

$$\begin{aligned} \phi_{rt} = & (1 - \theta_{r,t-1}) \cdot \phi_{r,t-1} + \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in N_{er}} (Q_{er}^{ne} \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{ns \in N_{br}} (Q_{br}^{ns} \cdot I_{brt}^{ns} \cdot N_h) + \\ & \sum_{r=1}^R \sum_{j \in U_j} \sum_{nt \in N_{jr}} (Q_{jr}^{nt} \cdot Z_{jrt}^{nt} \cdot N_h) - \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{nt \in N_{rj}} (Q_{rj}^{nt} \cdot Z_{rjt}^{nt} \cdot N_h) - W_{rt}, \quad r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \end{aligned} \quad (4.8)$$

em que tem-se a variável de decisão:

ϕ_{rt} : volume de água (em m^3) do reservatório r no período t ;

e os parâmetros:

θ_{rt} : fração da água no reservatório r perdida por vazamento durante o período t ;

W_{rt} : demanda (em m^3) que o reservatório r precisa atender no período t .

4.2.4 Restrições para as zonas de pressão

A fim de que o sistema respeite as restrições das zonas de pressão, a altura da água dos reservatórios é limitada através das restrições (4.9), as quais foram obtidas através das inequações (3.10) e (3.11) apresentadas no Capítulo 3 deste trabalho. Considera-se que todos os reservatórios do sistema são cilíndricos, logo a altura da água no reservatório é dada em função do volume e do raio da base.

$$Pd_{min} + H_{rk} + CT_k^{max} \leq \frac{\phi_{rt}}{\pi \cdot (rb_r)^2} \leq Pe_{max} + CT_k^{min}, \quad r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \quad (4.9)$$

em que tem-se os seguintes parâmetros:

Pd_{min} : pressão dinâmica mínima (em mca) da rede;

Pe_{max} : pressão estática máxima (em mca) da rede;

CT_k^{max} : cota topográfica (em m) do nó consumidor k que está na zona de pressão mais

alta;

CT_k^{min} : cota topográfica (em m) do nó consumidor k que está na zona de pressão mais baixa;

rb_r : raio (em m) da base do reservatório r ;

H_{rk} : perda de carga (em m) do trecho da rede que liga o reservatório r até o nó consumidor k que está na zona de pressão mais alta.

4.2.5 Restrições para o volume de água nos reservatórios

As restrições (4.10) garantem um volume de água mínimo de segurança nos reservatórios para casos de emergências ou incêndios e um volume máximo a fim de respeitar suas capacidades máximas.

$$\phi_r^{min} \leq \phi_{rt} \leq \phi_r^{max}, \quad r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \quad (4.10)$$

em que tem-se os seguintes parâmetros:

ϕ_r^{max} : volume (em m^3) máximo de água permitido para o reservatório r ;

ϕ_r^{min} : volume (em m^3) mínimo de água permitido para o reservatório r .

Nas restrições (4.11) são atribuídos os volumes de água iniciais nos reservatórios.

$$\phi_{r0} = \phi_{r0}^0, \quad r = 1, \dots, R \quad (4.11)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

ϕ_{r0}^0 : volume (em m^3) de água no reservatório r no início do horizonte de planejamento.

As restrições (4.12) garantem que no final do horizonte de planejamento o estoque de água de cada reservatório fique entre $(1-\Lambda)$ e $(1+\Lambda)$ em relação ao nível de água inicial.

$$(1 - \Lambda) \cdot \phi_{r0} \leq \phi_{rT} \leq (1 + \Lambda) \cdot \phi_{r0}, \quad r = 1, \dots, R \quad (4.12)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

Λ : percentual de variação entre o volume de água no reservatório no primeiro período e no último período do horizonte de planejamento.

4.2.6 Restrição para a vazão de água captada

As restrições (4.13) asseguram que o volume de água captado no manancial e enviado para a ETA, menos as perdas, será enviado para os reservatórios de distribuição.

$$\sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{nc \in n_{pe}} \sum_{t=1}^T (1 - \theta_{et}) \cdot Q_{pe}^{nc} \cdot X_{pet}^{nc} \cdot N_h = \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in n_{er}} \sum_{t=1}^T Q_{er}^{ne} \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h \quad (4.13)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

θ_{et} : fração de água perdida por vazamento na estação de tratamento e durante o período t .

4.2.7 Restrições para os acionamentos das bombas

A fim de diminuir desgastes na estrutura do sistema, as restrições (4.14) estabelecem um limite máximo de acionamentos para as bombas de captação de pontos superficiais durante o horizonte de planejamento. As restrições (4.15) são análogas para as bombas de captação de pontos subterrâneos, as restrições (4.16) para as bombas de elevação e as restrições (4.17) para as bombas de transferência.

$$\sum_{t=1}^T \alpha_{pet}^{nc} \leq \alpha_{max}, \quad p = 1, \dots, P; e = 1, \dots, E; nc \in N_{pe} \quad (4.14)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

α_{max} : número máximo de acionamento das bombas de captação de pontos superficiais.

$$\sum_{t=1}^T \delta_{brt}^{ns} \leq \delta_{max}, \quad b = 1, \dots, B; r = 1, \dots, R; ns \in N_{br} \quad (4.15)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

δ_{max} : número máximo de acionamento das bombas de captação de pontos subterrâneos.

$$\sum_{t=1}^T \gamma_{ert}^{ne} \leq \gamma_{max}, \quad e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; ne \in N_{er} \quad (4.16)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

γ_{max} : número máximo de acionamento das bombas de elevação.

$$\sum_{t=1}^T \beta_{rjt}^{nt} \leq \beta_{max}, \quad r = 1, \dots, R; j \in S_r, nt \in N_{rj} \quad (4.17)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

β_{max} : número máximo de acionamentos das bombas de transferência.

A fim de garantir que as bombas possam permanecer ligadas pelo período t inteiro ou em apenas uma fração dele, temos as restrições (4.18) para as bombas de captação de pontos superficiais, as restrições (4.19) para as bombas de captação de pontos subterrâneos, as restrições (4.20) para as bombas de elevação e as restrições (4.21) para as bombas de transferência.

$$0 \leq X_{pet}^{nc} \leq 1, \quad p = 1, \dots, P; e = 1, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, \dots, T \quad (4.18)$$

$$0 \leq I_{brt}^{ns} \leq 1, \quad b = 1, \dots, B; r = 1, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, \dots, T \quad (4.19)$$

$$0 \leq Y_{ert}^{ne} \leq 1, \quad e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, \dots, T \quad (4.20)$$

$$0 \leq Z_{rjt}^{nt} \leq 1, \quad r = 1, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, \dots, T \quad (4.21)$$

As restrições (4.22), (4.23), (4.24) e (4.25) garantem, respectivamente, que se $X_{pet}^{nc} > 0$ então $A_{pet}^{nc} = 1$, se $I_{brt}^{ns} > 0$ então $S_{brt}^{ns} = 1$, se $Y_{ert}^{ne} > 0$ então $B_{ert}^{ne} = 1$ e se $Z_{rjt}^{nt} > 0$ então $C_{rjt}^{nt} = 1$.

$$X_{pet}^{nc} \leq A_{pet}^{nc}, \quad p = 1, \dots, P; e = 1, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, \dots, T \quad (4.22)$$

em que tem-se as seguintes variáveis de decisão:

$$A_{pet}^{nc} : \begin{cases} 1, & \text{se } X_{pet}^{nc} > 0 \text{ (ou seja, se há captação pela bomba } nc); \\ 0, & \text{caso contrário.} \end{cases}$$

$$I_{brt}^{ns} \leq S_{brt}^{ns}, \quad b = 1, \dots, B; r = 1, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, \dots, T \quad (4.23)$$

em que tem-se as seguintes variáveis de decisão:

$$S_{brt}^{ns} : \begin{cases} 1, & \text{se } I_{brt}^{ns} > 0 \text{ (ou seja, se há captação pela bomba } ns); \\ 0, & \text{caso contrário.} \end{cases}$$

$$Y_{ert}^{ne} \leq B_{ert}^{ne}, \quad e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, \dots, T \quad (4.24)$$

em que tem-se a seguinte variável de decisão:

$$B_{ert}^{ne} : \begin{cases} 1, & \text{se } Y_{ert}^{ne} > 0 \text{ (ou seja, se há captação pela bomba } ne); \\ 0, & \text{caso contrário.} \end{cases}$$

$$Z_{rjt}^{nt} \leq C_{rjt}^{nt}, \quad r = 1, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, \dots, T \quad (4.25)$$

em que tem-se a seguinte variável de decisão:

$$C_{rjt}^{nt} : \begin{cases} 1, & \text{se } Z_{rjt}^{nt} > 0 \text{ (ou seja, se há captação pela bomba } nt); \\ 0, & \text{caso contrário.} \end{cases}$$

Para garantir que se uma bomba de captação superficial, subterrânea, elevação ou transferência manteve-se acionada pelo período t inteiro, não será necessário acioná-la

novamente no período $t + 1$ temos, respectivamente, as restrições (4.26), (4.27), (4.28) e (4.29).

$$\alpha_{pet}^{nc} \geq A_{pet}^{nc} - X_{p,e,t-1}^{nc}, \quad p = 1, \dots, P; e = 1, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, \dots, T \quad (4.26)$$

$$\delta_{brt}^{ns} \geq S_{brt}^{ns} - I_{b,r,t-1}^{ns}, \quad b = 1, \dots, B; r = 1, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, \dots, T \quad (4.27)$$

$$\gamma_{ert}^{ne} \geq B_{ert}^{ne} - Y_{e,r,t-1}^{ne}, \quad e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, \dots, T \quad (4.28)$$

$$\beta_{rjt}^{nt} \geq C_{rjt}^{nt} - Z_{r,j,t-1}^{nt}, \quad r = 1, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, \dots, T \quad (4.29)$$

As restrições (4.30), (4.31), (4.32) e (4.33) impõem as condições das bombas no início do horizonte de planejamento ($t = 0$).

$$X_{pe0}^{nc} = X_0^{nc} \quad (4.30)$$

em que tem-se o parâmetro:

X_0^{nc} : condição inicial das bombas de captação de mananciais superficiais.

$$I_{br0}^{ns} = I_0^{ns} \quad (4.31)$$

em que tem-se o parâmetro:

I_0^{ns} : condição inicial das bombas de captação de mananciais subterrâneos.

$$Y_{er0}^{ne} = Y_0^{ne} \quad (4.32)$$

em que tem-se o parâmetro:

Y_0^{ne} : condição inicial das bombas de elevação.

$$Z_{rj0}^{nt} = Z_0^{nt} \quad (4.33)$$

em que tem-se o parâmetro:

Z_0^{nt} : condição inicial das bombas de transferência.

Por fim, as restrições (4.34) e (4.35) definem as variáveis binárias.

$$\begin{aligned} \alpha_{pet}^{nc} \in \{0, 1\}, \delta_{brt}^{ns} \in \{0, 1\}, \gamma_{ert}^{ne} \in \{0, 1\}, \beta_{rjt}^{nt} \in \{0, 1\}, \\ nc \in N_{pe}; ns \in N_{br}; ne \in N_{er}; nt \in N_{rj}; j \in S_r; \\ p = 1, \dots, P; b = 1, \dots, B; e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \end{aligned} \quad (4.34)$$

$$\begin{aligned} A_{pet}^{nc} \in \{0, 1\}, S_{brt}^{ns} \in \{0, 1\}, B_{ert}^{ne} \in \{0, 1\}, C_{rjt}^{nt} \in \{0, 1\}, \\ nc \in N_{pe}; ns \in N_{br}; ne \in N_{er}; nt \in N_{rj}; j \in S_r; \\ p = 1, \dots, P; b = 1, \dots, B; e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \end{aligned} \quad (4.35)$$

4.2.8 Modelo completo

O modelo matemático proposto por Parras (2020) para a minimização dos gastos com energia elétrica em um sistema de abastecimento de água é dado por (4.36) a (4.66):

$$\begin{aligned} \min \sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{nc \in N_{pe}} \sum_{t=1}^T (Pc.X_{pet}^{nc}.N_h.ck_t) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{ns \in N_{br}} \sum_{t=1}^T (Pn.I_{brt}^{ns}.N_h.ck_t) + \\ \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in N_{er}} \sum_{t=1}^T (Pe.Y_{ert}^{ne}.N_h.ck_t) + \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{nt \in N_{rj}} \sum_{t=1}^T (Pt.Z_{rjt}^{nt}.N_h.ck_t) + D.td \end{aligned} \quad (4.36)$$

sujeito a:

$$\begin{aligned} \sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{t=1}^T \sum_{nc \in N_{pe}} (Pc.X_{pet}^{nc}.N_h) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{t=1}^T \sum_{ns \in N_{br}} (Pn.I_{brt}^{ns}.N_h) + \\ \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{t=1}^T \sum_{ne \in N_{er}} (Pe.Y_{ert}^{ne}.N_h) + \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{t=1}^T \sum_{nt \in N_{rj}} (Pt.Z_{rjt}^{nt}.N_h) \leq (1+u).D \end{aligned} \quad (4.37)$$

$$D \geq D_{min} \quad (4.38)$$

$$\begin{aligned} \phi_{rt} = (1 - \theta_{r,t-1}).\phi_{r,t-1} + \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in N_{er}} (Q_{er}^{ne}.Y_{ert}^{ne}.N_h) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{ns \in N_{br}} (Q_{br}^{ns}.I_{brt}^{ns}.N_h) + \\ \sum_{r=1}^R \sum_{j \in U_j} \sum_{nt \in N_{jr}} (Q_{jr}^{nt}.Z_{jrt}^{nt}.N_h) - \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{nt \in N_{rj}} (Q_{rj}^{nt}.Z_{rjt}^{nt}.N_h) - W_{rt}, \quad r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \end{aligned} \quad (4.39)$$

$$Pd_{min} + H_{rk} + CT_k^{max} \leq \frac{\phi_{rt}}{\pi.(rb_r)^2} \leq Pe_{max} + CT_k^{min}, \quad r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \quad (4.40)$$

$$\phi_r^{min} \leq \phi_{rt} \leq \phi_r^{max}, \quad r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \quad (4.41)$$

$$\sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{nc \in N_{pe}} \sum_{t=1}^T (1 - \theta_{et}) \cdot Q_{pe}^{nc} \cdot X_{pet}^{nc} \cdot N_h = \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in N_{er}} \sum_{t=1}^T Q_{er}^{ne} \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h \quad (4.42)$$

$$\sum_{t=1}^T \alpha_{pet}^{nc} \leq \alpha_{max}, \quad p = 1, \dots, P; e = 1, \dots, E; nc \in N_{pe} \quad (4.43)$$

$$\sum_{t=1}^T \delta_{brt}^{ns} \leq \delta_{max}, \quad b = 1, \dots, B; r = 1, \dots, R; ns \in N_{br} \quad (4.44)$$

$$\sum_{t=1}^T \gamma_{ert}^{ne} \leq \gamma_{max}, \quad e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; ne \in N_{er} \quad (4.45)$$

$$\sum_{t=1}^T \beta_{rjt}^{nt} \leq \beta_{max}, \quad r = 1, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj} \quad (4.46)$$

$$0 \leq X_{pet}^{nc} \leq 1, \quad p = 1, \dots, P; e = 1, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, \dots, T \quad (4.47)$$

$$0 \leq I_{brt}^{ns} \leq 1, \quad b = 1, \dots, B; r = 1, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, \dots, T \quad (4.48)$$

$$0 \leq Y_{ert}^{ne} \leq 1, \quad e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, \dots, T \quad (4.49)$$

$$0 \leq Z_{rjt}^{nt} \leq 1, \quad r = 1, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, \dots, T \quad (4.50)$$

$$X_{pet}^{nc} \leq A_{pet}^{nc}, \quad p = 1, \dots, P; e = 1, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, \dots, T \quad (4.51)$$

$$I_{brt}^{ns} \leq S_{brt}^{ns}, \quad b = 1, \dots, B; r = 1, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, \dots, T \quad (4.52)$$

$$Y_{ert}^{ne} \leq B_{ert}^{ne}, \quad e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, \dots, T \quad (4.53)$$

$$Z_{rjt}^{nt} \leq C_{rjt}^{nt}, \quad r = 1, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, \dots, T \quad (4.54)$$

$$\alpha_{pet}^{nc} \geq A_{pet}^{nc} - X_{p,e,t-1}^{nc}, \quad p = 1, \dots, P; e = 1, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, \dots, T \quad (4.55)$$

$$\delta_{brt}^{ns} \geq S_{brt}^{ns} - I_{b,r,t-1}^{ns}, \quad b = 1, \dots, B; r = 1, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, \dots, T \quad (4.56)$$

$$\gamma_{ert}^{ne} \geq B_{ert}^{ne} - Y_{e,r,t-1}^{ne}, \quad e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, \dots, T \quad (4.57)$$

$$\beta_{rjt}^{nt} \geq C_{rjt}^{nt} - Z_{r,j,t-1}^{nt}, \quad r = 1, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, \dots, T \quad (4.58)$$

$$X_{pe0}^{nc} = X_0^{nc} \quad (4.59)$$

$$I_{br0}^{ns} = I_0^{ns} \quad (4.60)$$

$$Y_{er0}^{ne} = Y_0^{ne} \quad (4.61)$$

$$Z_{rj0}^{nt} = Z_0^{nt} \quad (4.62)$$

$$\phi_{r0} = \phi_{r0}^0, \quad r = 1, \dots, R \quad (4.63)$$

$$(1 - \Lambda) \cdot \phi_{r0} \leq \phi_{rT} \leq (1 + \Lambda) \cdot \phi_{r0}, \quad r = 1, \dots, R \quad (4.64)$$

$$\begin{aligned} \alpha_{pet}^{nc} \in \{0, 1\}, \delta_{brt}^{ns} \in \{0, 1\}, \gamma_{ert}^{ne} \in \{0, 1\}, \beta_{rjt}^{nt} \in \{0, 1\}, \\ nc \in N_{pe}; ns \in N_{br}; ne \in N_{er}; nt \in N_{rj}; j \in S_r; \\ p = 1, \dots, P; b = 1, \dots, B; e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \end{aligned} \quad (4.65)$$

$$\begin{aligned} A_{pet}^{nc} \in \{0, 1\}, S_{brt}^{ns} \in \{0, 1\}, B_{ert}^{ne} \in \{0, 1\}, C_{rjt}^{nt} \in \{0, 1\}, \\ nc \in N_{pe}; ns \in N_{br}; ne \in N_{er}; nt \in N_{rj}; j \in S_r; \\ p = 1, \dots, P; b = 1, \dots, B; e = 1, \dots, E; r = 1, \dots, R; t = 1, \dots, T \end{aligned} \quad (4.66)$$

No próximo capítulo serão apresentadas as simulações realizadas no *software* EPANET com as soluções obtidas pelo modelo apresentado neste capítulo. As simulações com o *software* EPANET tem a finalidade de avaliar a viabilidade de aplicação prática das soluções obtidas pelo modelo matemático em sistemas de abastecimento reais, e analisar o desempenho do modelo matemático. Análises de diversas circunstâncias de operação e infraestrutura dos sistemas de abastecimento também são realizadas.

5 SIMULAÇÃO DA REDE

O modelo (4.36)-(4.66) proposto por [Parras \(2020\)](#) foi implementado no *software* IBM ILOG CPLEX Optimization Studio, versão 12.6.0.0, através da *Optimization Programming Language* (OPL) e utilizando o *solver* CPLEX, versão 12.6. Tanto a rede proposta por [Parras \(2020\)](#) quanto a rede Anytown modificada proposta por [Walters et al. \(1999\)](#) foram implementadas e simuladas no EPANET. Em todos os cenários de teste foi utilizado um computador com processador Intel Core i5, com 4GB de memória RAM e sistema operacional Windows 10.

Nos testes com a rede de [Parras \(2020\)](#) foram considerados quatro cenários de simulação. No primeiro cenário foi considerado que a rede de distribuição de água possui tubulações novas e bombas com rendimento do conjunto motor-bomba igual a 60%. No segundo cenário foi considerado que a rede possui tubulações novas e bombas com rendimento do conjunto motor-bomba igual a 70%. Já no terceiro cenário foi considerado que a rede possui tubulações antigas e bombas com rendimento do conjunto motor-bomba igual a 60% e no quarto cenário foi considerado que a rede possui tubulações antigas e bombas com rendimento do conjunto motor-bomba igual a 70%.

Nos testes com a rede Anytown modificada proposta por [Walters et al. \(1999\)](#) considerou-se apenas um cenário de simulação com rendimento do conjunto motor-bomba igual a 65% e tubulações antigas.

5.1 Rede adaptada de [Parras \(2020\)](#)

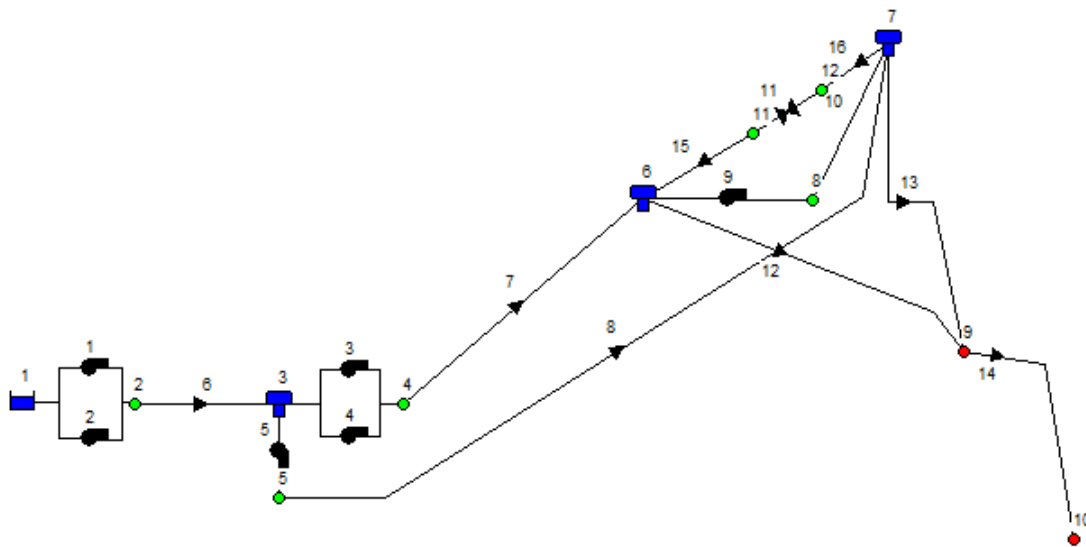
A rede hipotética utilizada nos testes numéricos realizados e simulações é ilustrada na Figura 5.1. Ela consiste em um manancial superficial de água, o qual é representado por um reservatório de nível fixo (1). A água captada é enviada para a ETA, representada por um reservatório de nível variável (3) e em seguida a água é enviada para os reservatórios, apoiado e elevado, representados por dois reservatórios de nível variável (6 e 7, respectivamente). Por fim, a água segue para os bairros por gravidade, representados pelos nós em vermelho (9 e 10).

Foram realizadas algumas adaptações na rede proposta por [Parras \(2020\)](#) para que viabilizasse sua simulação no EPANET. A rede é descrita em detalhes a seguir, destacando as adaptações.

A rede é composta apenas por tubulações de ferro fundido e todos os condutos do sistema possuem um escoamento forçado. Possui duas bombas hidráulicas idênticas em paralelo (1 e 2) para a captação de água. No EPANET, além da vazão ser dada como

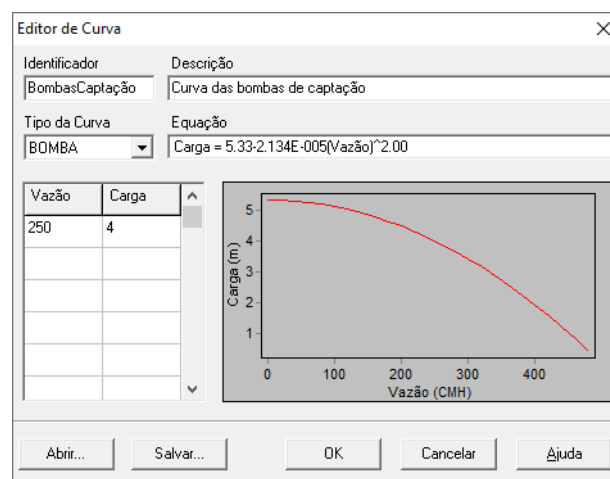
variável, é necessário informar a curva da bomba, a qual é dada pela vazão em função da altura manométrica. Sendo assim, fez-se necessário aproximar a curva para cada uma das bombas do sistema a vazão correspondente considerada por [Parras \(2020\)](#). Para as bombas de captação aproximou-se a curva da bomba à $250 \text{ m}^3/\text{h}$. Como são bombas idênticas, a curva da bomba (curva característica) também é idêntica para as duas bombas. A Figura 5.2 ilustra a curva utilizada para cada bomba de captação.

Figura 5.1 – Sistema de abastecimento hipotético de [Parras \(2020\)](#) adaptado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.2 – Curva para cada bomba de captação.



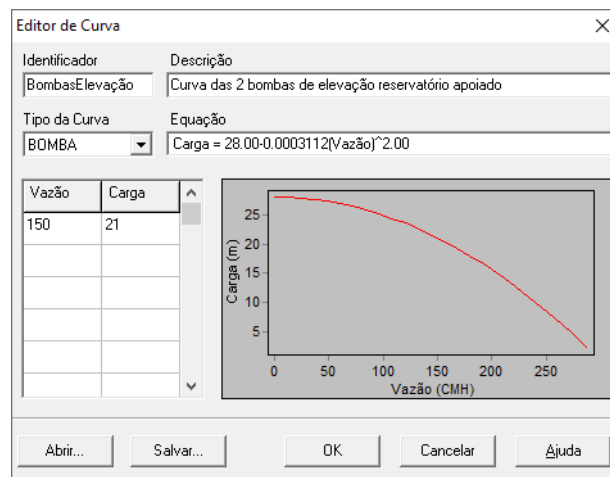
Fonte: Elaborado pelo autor.

Os nós em verde na Figura 5.1 são nós auxiliares, não possuindo nenhum consumo. Esses nós são necessários para inserir objetos como bombas e válvulas. Após a água ser

captada, ela segue para a ETA através de uma tubulação com 150 metros de comprimento e 200 milímetros de diâmetro. A ETA possui uma altura de água inicial e mínima de 0 metros, altura de água máxima de 1,6 metros e diâmetro de 20 metros. Estes valores foram escolhidos de acordo com a vazão de captação a fim de que não ocorra ou seja mínimo o armazenamento de água na ETA.

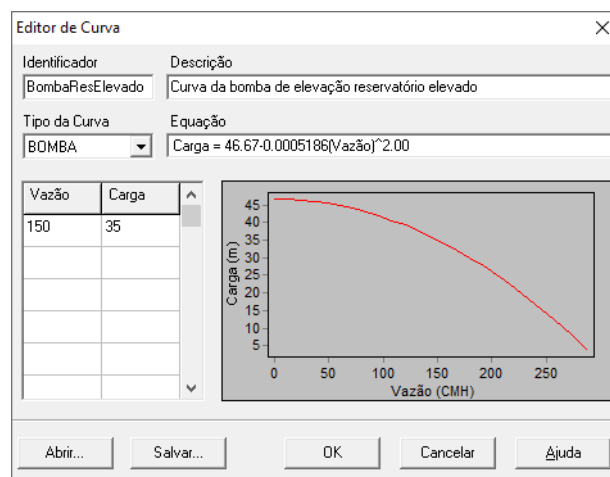
Em seguida a água segue para os reservatórios. Duas bombas hidráulicas idênticas em paralelo (3 e 4) com vazão aproximada de $150 \text{ m}^3/\text{h}$ cada uma, conforme a curva ilustrada na Figura 5.3, elevam a água ao reservatório apoiado e uma bomba hidráulica (5) com vazão aproximada de $150 \text{ m}^3/\text{h}$, cuja curva é ilustrada na Figura 5.4, eleva a água ao reservatório elevado. Ambas tubulações possuem 200 metros de comprimento e 250 milímetros de diâmetro.

Figura 5.3 – Curva para cada bomba que eleva água para o reservatório apoiado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

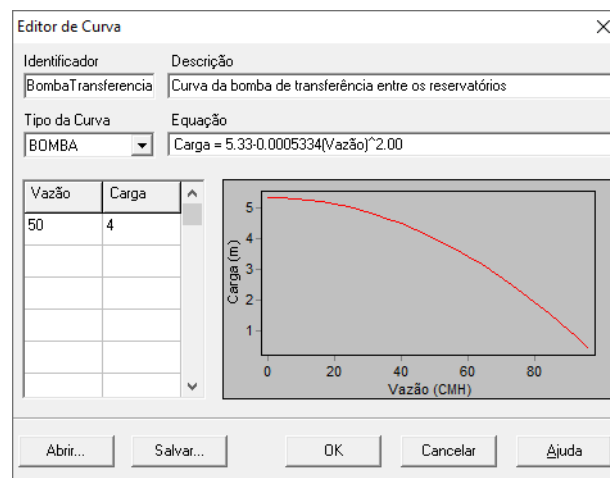
Figura 5.4 – Curva da bomba que eleva água para o reservatório elevado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os dois reservatórios são cilíndricos e podem enviar água para os bairros, sendo que o reservatório apoiado (6) possui 16,75 metros de altura, 17 metros de diâmetro, capacidade máxima de 3800 m^3 e mínima de $1134,9 \text{ m}^3$ para respeitar as restrições de zonas de pressão. Já o reservatório elevado (7) possui uma torre de 20 metros, 6,34 metros de altura, 6,34 metros de diâmetro, com uma capacidade máxima de 200 m^3 e mínima de 20 m^3 . Os reservatórios podem transferir água entre si através de duas tubulações de 100 metros de comprimento e 100 milímetros de diâmetro cada uma, contando com uma bomba hidráulica (9) com vazão aproximada de $50 \text{ m}^3/\text{h}$, cuja curva é ilustrada na Figura 5.5, para a transferência de água do reservatório apoiado para o elevado e uma válvula reguladora de vazão (11) com vazão fixa de $25 \text{ m}^3/\text{h}$ para a transferência de água do reservatório elevado para o apoiado, a qual ocorre por gravidade. A válvula reguladora de vazão foi adicionada nesse trecho do sistema a fim de controlar a vazão, sem precisar alterar os dados da tubulação. A água segue dos reservatórios para os nós consumidores através de tubulações com 1000 metros de comprimento e 290 milímetros cada uma.

Figura 5.5 – Curva da bomba que transfere água do reservatório apoiado para o elevado.

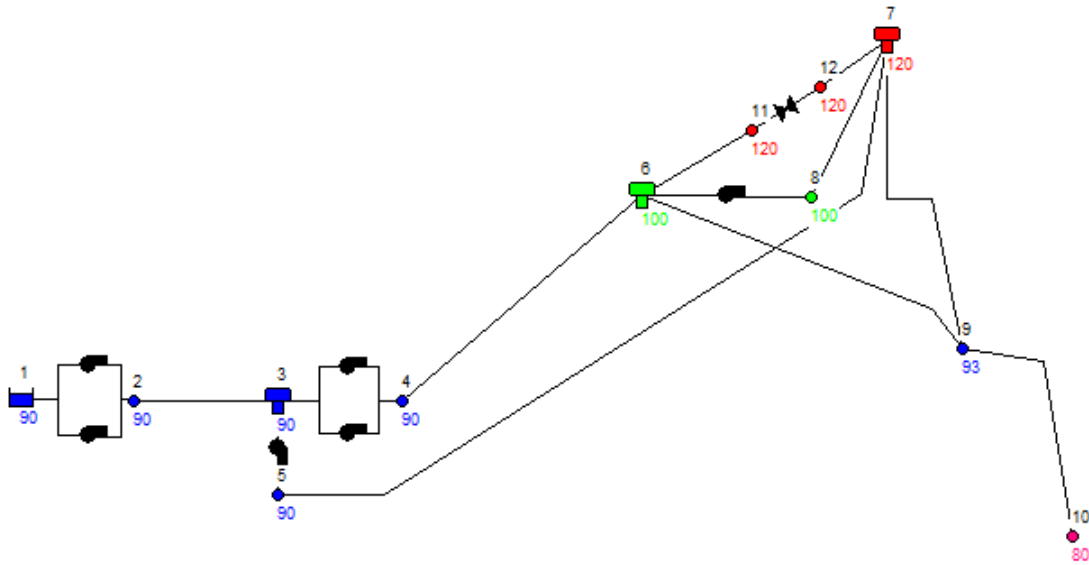


Fonte: Elaborado pelo autor.

Cotas topográficas foram estabelecidas para os componentes do sistema conforme ilustrado na Figura 5.6. O manancial (1) e a ETA (2) possuem uma cota de 90 metros, o reservatório apoiado (6) possui uma cota de 100 metros e o reservatório elevado (7), devido a sua torre de 20 metros, encontra-se a uma cota de 120 metros. Já os nós consumidores (9) e (10) estão a uma cota de 93 e 80 metros, respectivamente.

Na simulação utilizou-se 24 períodos de uma hora cada para compor o horizonte de planejamento de um dia (24 horas), lembrando que, nos atuais postos tarifários, os períodos 19, 20 e 21 foram considerados como horário de ponta.

Figura 5.6 – Cotas topográficas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Em Parras (2020) as demandas são associadas aos reservatórios, porém no EPANET não é possível fazer essa associação. Logo, a demanda referente ao reservatório apoiado foi associada ao nó mais alto (9) e a demanda do reservatório elevado foi associada ao nó mais baixo (10). As demandas, de acordo com cada período, são apresentadas na Tabela 5.1. Elas foram geradas aleatoriamente em intervalos pré-definidos.

Para as tubulações deste sistema foram utilizados os coeficientes de rugosidade presentes na Tabela 3.1 para o ferro fundido, divididos pelos respectivos diâmetros, a fim de encontrar no diagrama de Moody (Figura 3.12) os coeficientes de rugosidade para todas as tubulações. A Tabela 5.2 apresenta os valores obtidos para tubulações novas e antigas que foram utilizados por Parras (2020) e serão utilizados nos testes numéricos e simulações neste trabalho, além do acréscimo referente as tubulações de abastecimento, pois o fator de atrito é um parâmetro necessário em todas as tubulações do EPANET.

Assim como em Parras (2020), considerou-se diferentes condições para as tubulações e para o rendimento do conjunto motor-bomba. Nas simulações considerou-se a tubulação como sendo nova e antiga, assim como diferentes rendimentos do conjunto motor-bomba de 60% e 70%. Deste modo, foram considerados 4 cenários para as simulações: tubulação nova e bombas com rendimento de 60%, tubulação nova e bombas com rendimento de 70%, tubulação antiga e bombas com rendimento de 60% e tubulação antiga e bombas com rendimento de 70%. As soluções obtidas pelo modelo matemático para a operação das bombas foram simuladas no *software* EPANET. Nas simulações são analisados diversos aspectos da rede.

Tabela 5.1 – Demandas de cada nó consumidor em cada período.

Períodos	Demanda (em m^3) do nó 9	Demanda (em m^3) do nó 10
1	50	20
2	80	20
3	90	25
4	100	40
5	100	45
6	130	35
7	150	40
8	180	35
9	180	40
10	190	30
11	200	40
12	200	45
13	170	35
14	150	25
15	140	30
16	160	40
17	170	50
18	190	45
19	270	63
20	265	65
21	285	68
22	180	30
23	190	40
24	10	30

Fonte: Adaptado de [Parras \(2020\)](#).

Tabela 5.2 – Fator de atrito de Darcy–Weisbach (F).

Bombas	Tubulação nova	Tubulação antiga
Captação	0,020	0,054
Elevação	0,019	0,048
Transferência	0,025	0,072
Abastecimento	0,019	0,046

Fonte: Adaptado de [Parras \(2020\)](#).

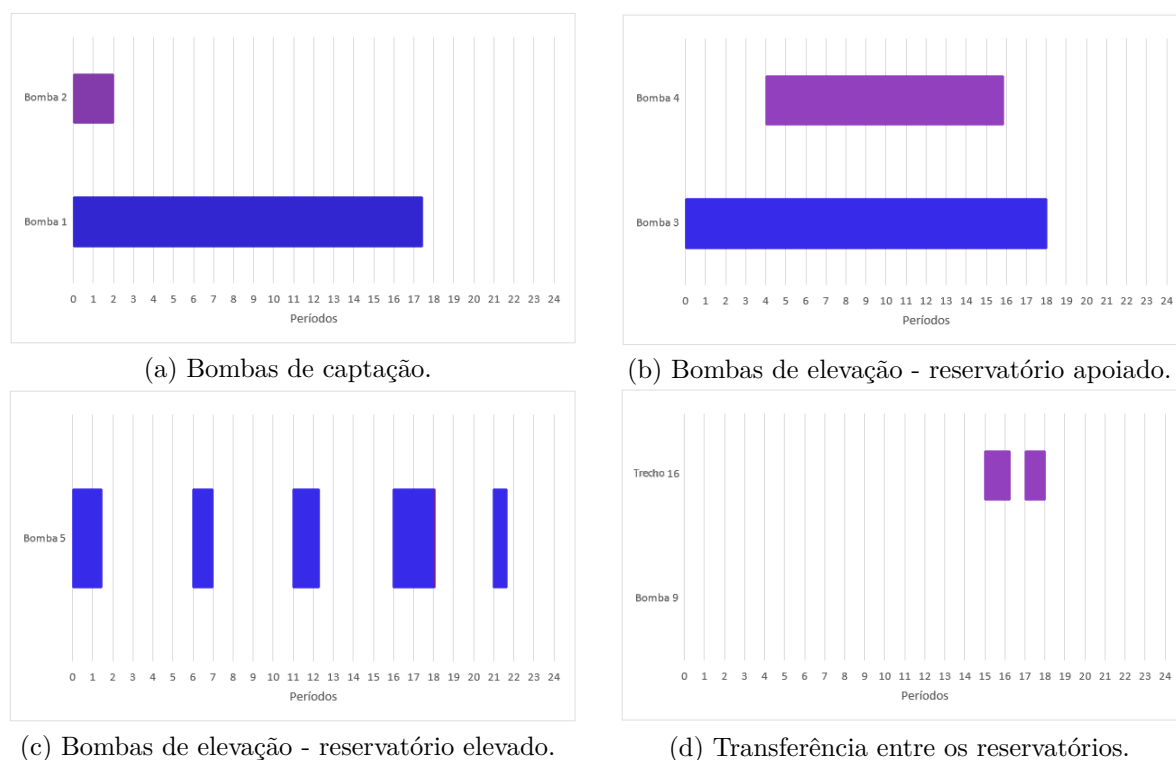
5.1.1 1º cenário de simulações: rede de abastecimento de água com tubulação nova e bombas com rendimento de 60%

Neste cenário de testes, considerou-se que as tubulações do sistema são novas e o rendimento do conjunto motor-bomba é igual a 60%.

Para as simulações, além dos parâmetros destacados na Seção 5.1, utilizou-se um controle simples no EPANET para as operações das bombas e trechos específicos, utilizando as soluções obtidas através da implementação do modelo matemático. As Figuras 5.7 ilustram os períodos em que as bombas operaram obtidos através do modelo matemático,

os mesmos obtidos por *Parras (2020)*, destacando-se em vermelho quando estas operaram nos períodos de ponta, e a Figura 5.8 ilustra o controle simples implementado no EPANET para este cenário de simulações com as soluções obtidas pelo modelo matemático. Nessa Figura, por exemplo, temos que “PUMP 1 CLOSED AT CLOCKTIME 5:30 PM” indica que a bomba 1 deve fechar às 17h30min, assim como é indicado nas Figuras 5.7.

Figura 5.7 – Política de operação das bombas da rede - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.



Fonte: Elaborado pelo autor.

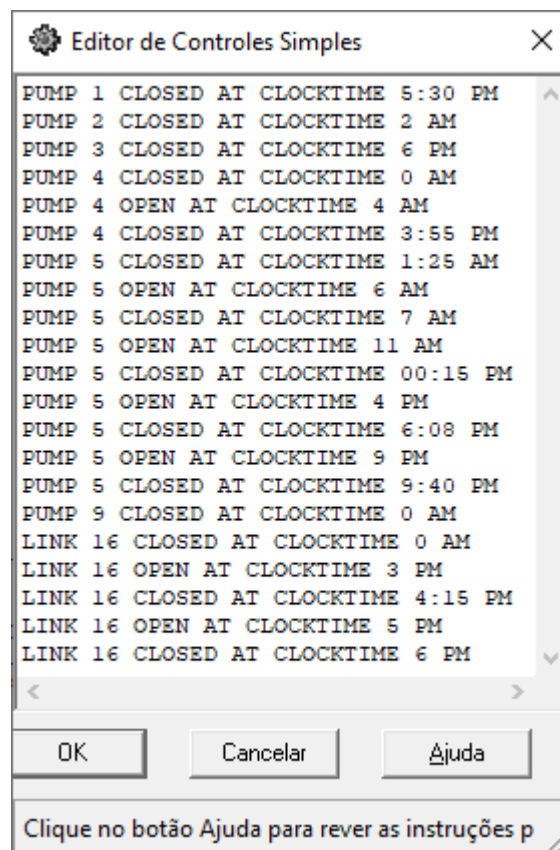
Após a simulação no EPANET, a qual foi bem sucedida e realizada em milésimos de segundos em todos os cenários, foi possível observar alguns aspectos da rede. A pressão nos nós consumidores variou entre 12,96 e 35,87 *mca*, conforme ilustra a Figura 5.9, respeitando assim os valores ideais de 10 *mca* e 50 *mca* para as pressões dinâmica mínima e estática máxima, respectivamente conforme estabelecido em *Netto et al. (1998)*. Ainda, a Figura 5.9 ilustra as pressões nos reservatórios, onde podemos observar que os níveis mínimos e máximos dos reservatórios foram respeitados. Além disso, a Figura 5.9 ilustra as vazões de cada uma das bombas em cada período do horizonte de planejamento.

A Figura 5.10 ilustra o balanço de vazão captada e consumida. Apesar da vazão ser uma variável no EPANET, é possível observar que o total captado é muito próximo ao total captado obtido pelo modelo matemático. Na simulação no EPANET nota-se que foi captado 0,41% a mais do que na solução do modelo matemático. Essa pequena diferença é

devido aos arredondamentos feitos nos dados de entrada, visto que estes possuíam algumas casas decimais.

Em alguns períodos do horizonte de planejamento é possível observar um comportamento inesperado em um ponto específico da rede. O reservatório elevado abastece o reservatório apoiado através da tubulação que conecta o reservatório apoiado ao nó mais alto. Isso ocorre pois a carga hidráulica do nó mais alto é maior que a do reservatório apoiado, fazendo com que a água siga o caminho contrário da tubulação, como podemos ver na Figura 5.11. É interessante observar que isso ocorre sempre que o reservatório elevado envia água para o nó mais alto, especificamente nos períodos 0, 7, 12, 17 e 18, elevando a carga hidráulica do nó mais alto.

Figura 5.8 – Controle simples implementado no EPANET - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.9 – Pressões nos nós e vazões de captação - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.

Tempo Horas	Pressão (m) Nó 9	Pressão (m) Nó 10	Pressão (m) RNV 6	Pressão (m) RNV 7	Vazão MCH Bomba 1	Vazão MCH Bomba 2
0:00	18.61	31.58	5.00	0.63	166.91	166.91
1:00	13.16	26.13	6.71	0.63	148.50	148.50
2:00	14.55	27.50	8.26	0.63	252.66	0.00
3:00	14.54	27.43	8.55	0.63	245.41	0.00
4:00	14.65	27.52	8.73	0.63	238.73	0.00
5:00	15.20	28.12	9.57	0.63	248.81	0.00
6:00	15.47	28.36	10.24	0.63	255.71	0.00
7:00	21.91	34.82	10.73	6.28	277.22	0.00
8:00	16.44	29.34	11.76	0.63	276.48	0.00
9:00	16.62	29.56	11.94	0.63	275.06	0.00
10:00	16.39	29.28	12.11	0.63	273.52	0.00
11:00	16.35	29.22	12.18	0.63	271.89	0.00
12:00	22.95	35.87	12.23	6.19	286.49	0.00
13:00	18.52	31.47	13.04	0.63	280.12	0.00
14:00	18.84	31.78	13.29	0.63	275.64	0.00
15:00	18.60	31.50	13.55	0.63	271.30	0.00
16:00	18.31	31.15	13.63	0.63	266.27	0.00
17:00	22.52	35.39	13.52	3.85	269.17	0.00
18:00	21.69	34.45	13.97	3.42	0.00	0.00
19:00	15.07	27.82	12.98	0.63	0.00	0.00
20:00	12.96	25.69	11.53	0.63	0.00	0.00
21:00	14.85	27.78	9.97	0.63	0.00	0.00
22:00	13.64	26.53	9.15	0.63	0.00	0.00
23:00	14.26	27.19	8.14	0.63	0.00	0.00
24:00	14.28	27.25	7.57	0.63	0.00	0.00

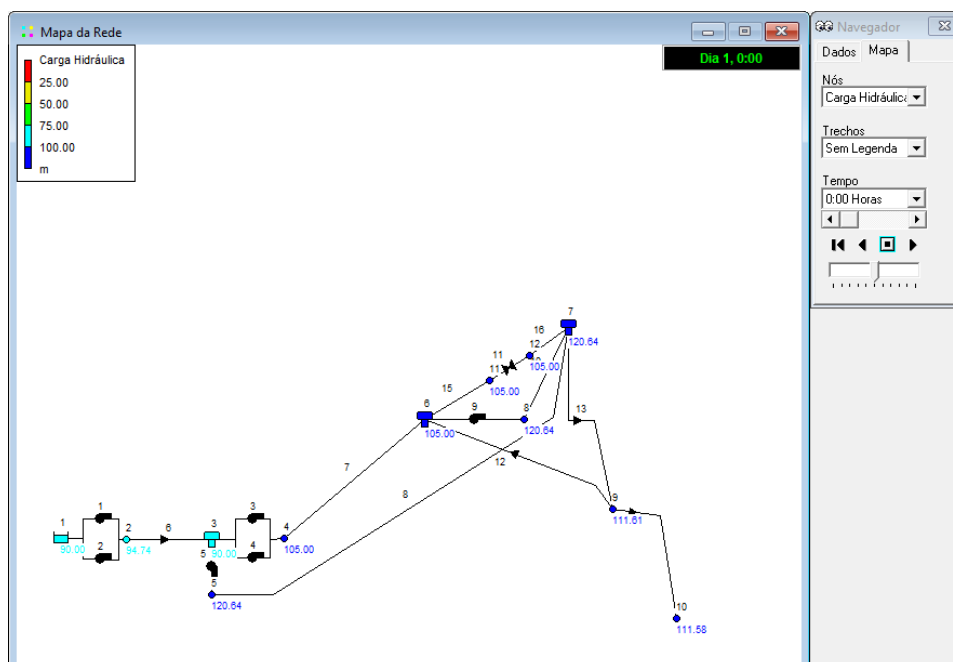
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.10 – Balanço de Vazão - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.11 – Carga Hidráulica - 1º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação nova.

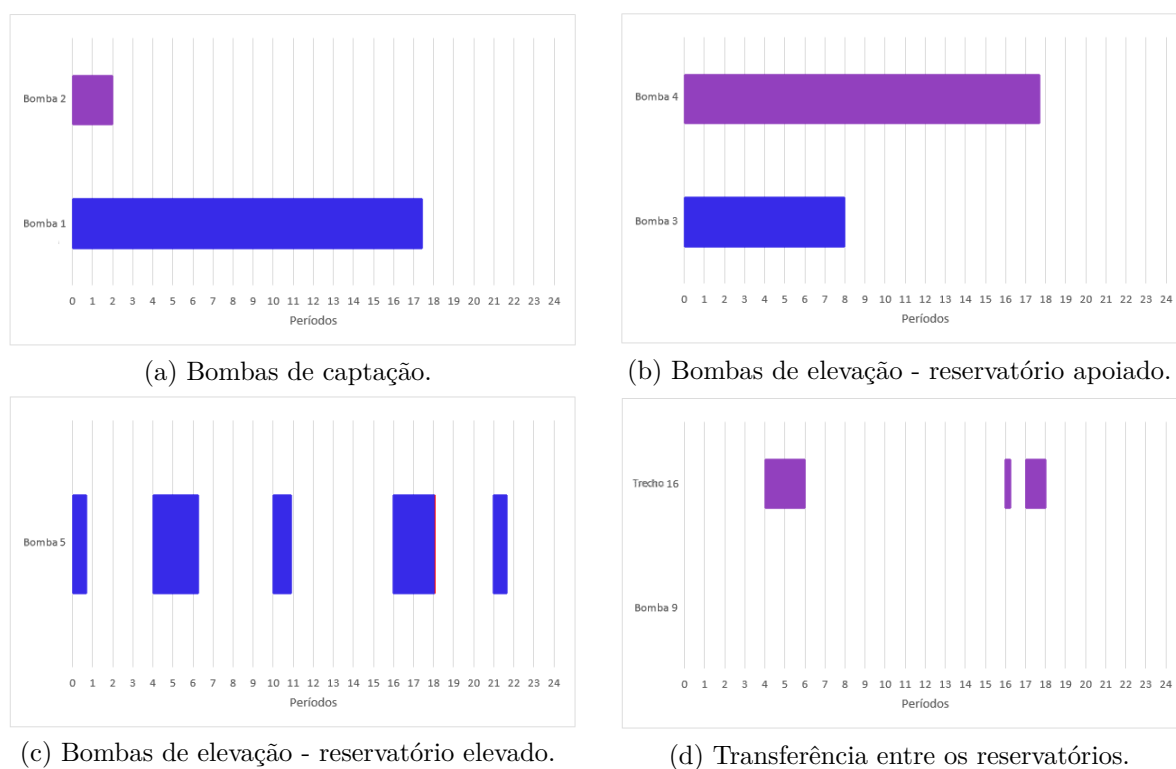


Fonte: Elaborado pelo autor.

5.1.2 2º cenário de simulações: rede de abastecimento de água com tubulação nova e bombas com rendimento de 70%

Neste cenário considerou-se que as tubulações do sistema são novas e o rendimento do conjunto motor-bomba é igual a 70%. As Figuras 5.12 ilustram soluções obtidas pelo modelo matemático para este caso, nestas figuras estão os períodos em que as bombas operaram, destacando-se em vermelho quando estas operaram nos períodos de ponta. A Figura 5.13 ilustra o controle simples implementado no EPANET para este cenário de simulações.

Figura 5.12 – Política de operação das bombas da rede - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.



Fonte: Elaborado pelo autor.

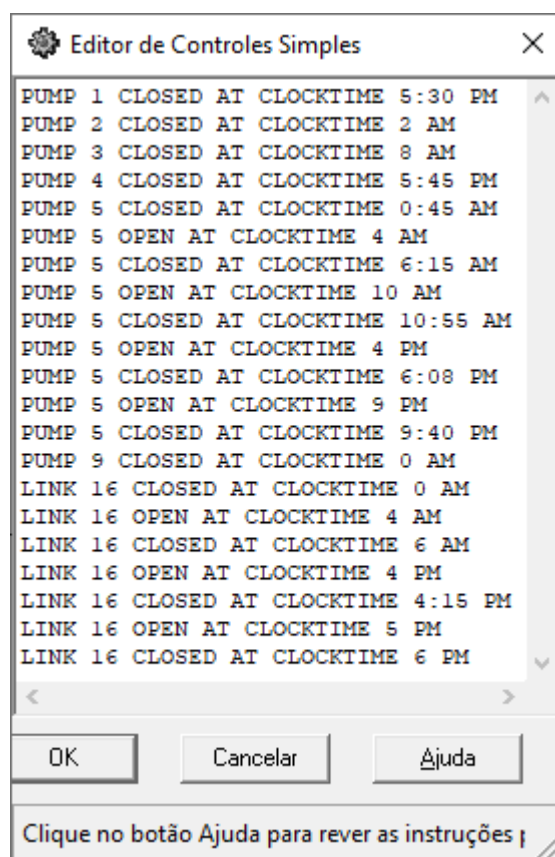
Neste cenário de simulação a pressão nos nós consumidores variou entre 12,49 e 34,00 *mca*, conforme ilustra a Figura 5.14, respeitando também os valores ideais de 10 *mca* e 50 *mca* para as pressões dinâmica mínima e estática máxima, respectivamente conforme estabelecido em Netto et al. (1998). A Figura 5.14 também ilustra as pressões nos reservatórios, onde podemos observar que os níveis mínimos e máximos dos reservatórios foram respeitados. Ainda, a Figura 5.14 ilustra as vazões de cada uma das bombas em cada período do horizonte de planejamento.

A Figura 5.15 ilustra o balanço de vazão captada e consumida. Novamente, é possível observar que o total captado é muito próximo ao total captado na solução obtida

pelo modelo matemático de [Parras \(2020\)](#). Na simulação no EPANET foi captado 1,22% a menos do que na solução do modelo matemático.

Novamente observa-se uma carga hidráulica maior no nó mais alto do que no reservatório apoiado em alguns períodos, fazendo com que o reservatório elevado abasteça o reservatório apoiado através da tubulação que conecta o reservatório apoiado ao nó mais alto, conforme ilustra a [Figura 5.16](#). Os períodos em que a carga hidráulica do nó mais alto é elevada são 0, 5, 11, 17 e 18.

Figura 5.13 – Controle simples implementado no EPANET - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.14 – Pressões nos nós e vazões de captação - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.

Tempo Horas	Pressão (m) Nó 9	Pressão (m) Nó 10	Pressão (m) RNV 6	Pressão (m) RNV 7	Vazão MCH Bomba 1	Vazão MCH Bomba 2
0:00	18.61	31.58	5.00	0.63	166.91	166.91
1:00	13.05	26.02	6.60	0.63	154.06	154.06
2:00	14.02	26.97	7.72	0.63	269.96	0.00
3:00	14.69	27.58	8.70	0.63	276.13	0.00
4:00	15.40	28.27	9.48	0.63	279.87	0.00
5:00	20.37	33.29	10.33	1.06	286.18	0.00
6:00	15.09	27.99	9.86	0.63	262.84	0.00
7:00	15.31	28.23	10.53	0.63	270.04	0.00
8:00	15.54	28.43	10.86	0.63	271.80	0.00
9:00	15.24	28.18	10.56	0.63	260.32	0.00
10:00	14.57	27.46	10.29	0.63	250.19	0.00
11:00	20.38	33.25	10.16	4.36	257.95	0.00
12:00	16.85	29.77	11.89	0.63	248.32	0.00
13:00	17.12	30.08	11.65	0.63	239.68	0.00
14:00	17.11	30.05	11.56	0.63	252.86	0.00
15:00	16.53	29.42	11.47	0.63	242.44	0.00
16:00	15.97	28.81	11.28	0.63	248.29	0.00
17:00	21.13	34.00	11.30	4.02	256.43	0.00
18:00	19.75	32.51	12.12	1.17	0.00	0.00
19:00	14.60	27.35	12.51	0.63	0.00	0.00
20:00	12.49	25.22	11.06	0.63	0.00	0.00
21:00	14.37	27.31	9.50	0.63	0.00	0.00
22:00	13.82	26.71	9.33	0.63	0.00	0.00
23:00	14.44	27.37	8.32	0.63	0.00	0.00
24:00	14.46	27.43	7.75	0.63	0.00	0.00

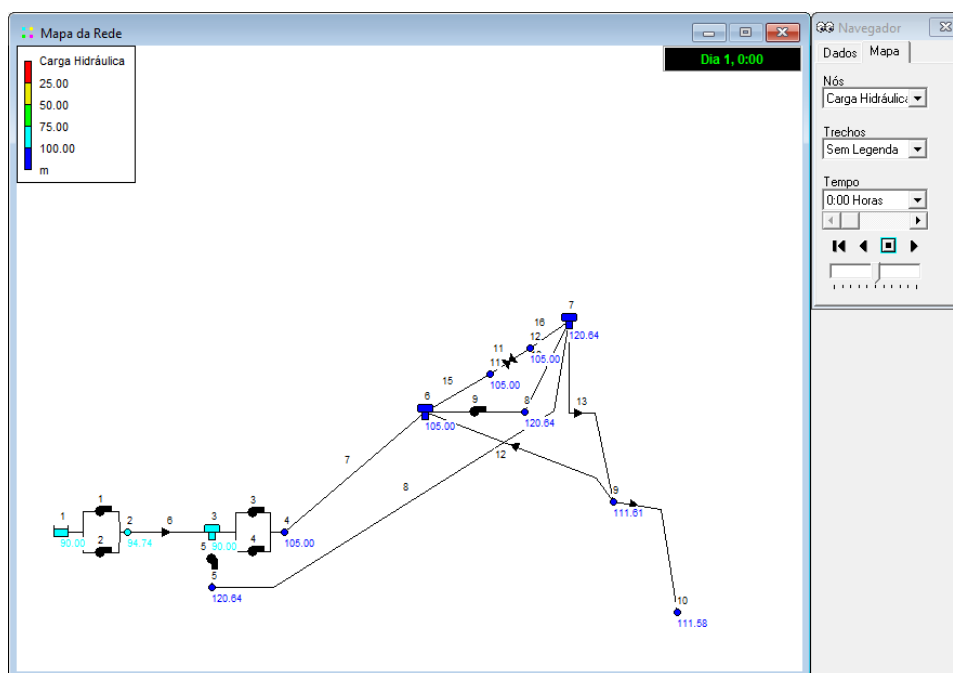
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.15 – Balanço de Vazão - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.16 – Carga Hidráulica - 2º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação nova.

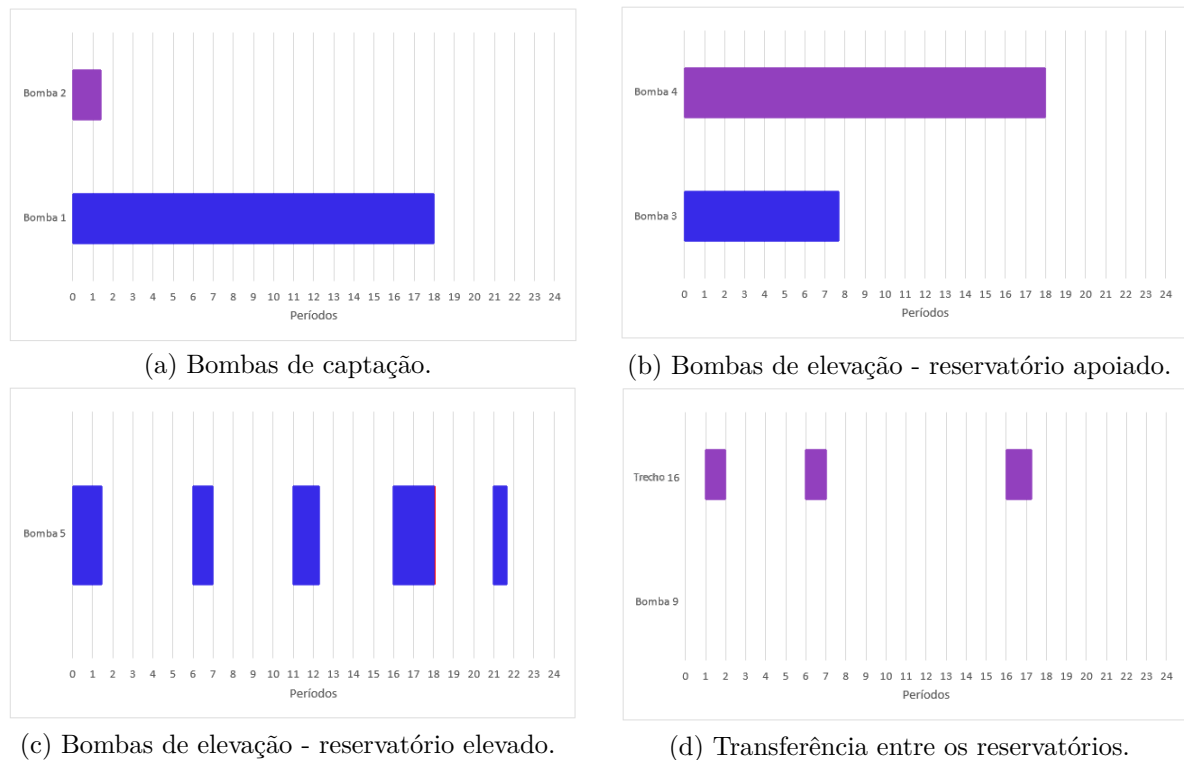


Fonte: Elaborado pelo autor.

5.1.3 3º cenário de simulações: rede de abastecimento de água com tubulação antiga e bombas com rendimento de 60%

Para este cenário de simulações, considerou-se que as tubulações do sistema são antigas e o rendimento do conjunto motor-bomba é igual a 60%. As Figuras 5.17 ilustram as soluções obtidas pelo modelo matemático indicando os períodos em que as bombas operaram, destacando-se em vermelho quando estas operaram nos períodos de ponta. A Figura 5.18 ilustra o controle simples implementado no EPANET para este cenário de simulações.

Figura 5.17 – Política de operação das bombas da rede - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.



Fonte: Elaborado pelo autor.

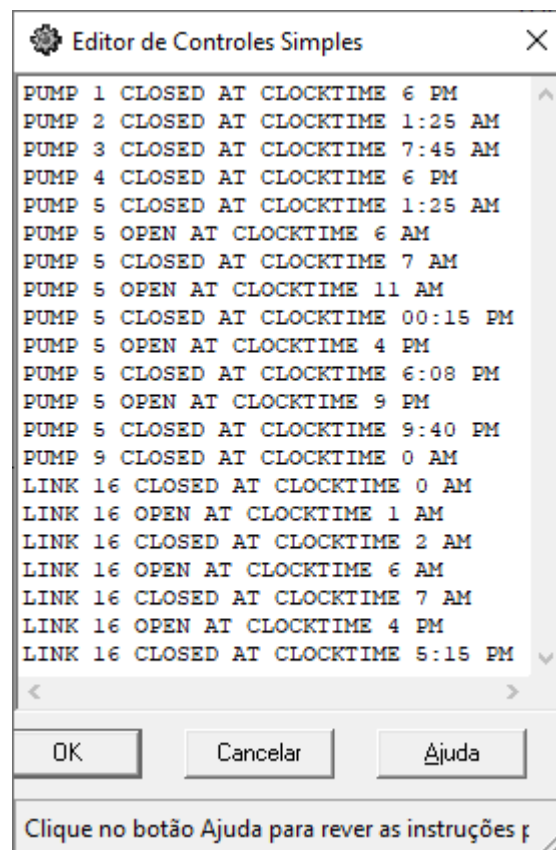
Neste cenário de simulações podemos notar que as pressões nos nós consumidores variou entre 9,40 e 34,17 *mca*, conforme ilustra a Figura 5.19, não respeitando assim os valores ideais de 10 *mca* e 50 *mca* para as pressões dinâmica mínima e estática máxima, respectivamente conforme estabelecido em Netto et al. (1998). No entanto, este problema ocorre devido a inviabilidade da rede com tal estrutura. A adequação da rede é feita ao se considerar um diâmetro maior, assim elevando-se o diâmetro das tubulações de abastecimento em 10 milímetros, adotando-se 300 milímetros de diâmetro para cada uma delas. Após essa mudança, tem-se uma simulação bem sucedida com as pressões variando entre 12,78 e 35,19 *mca*. A Figura 5.19 também ilustra as pressões nos reservatórios, onde

podemos observar que os níveis mínimos e máximos dos reservatórios foram respeitados. Além disso, a Figura 5.19 ilustra as vazões de cada uma das bombas em cada período do horizonte de planejamento.

O balanço de vazão captada e consumida é ilustrado na Figura 5.20, onde observamos que o total captado na simulação realizada no EPANET é muito próximo ao total captado obtido pelo modelo matemático. Na simulação no EPANET foi captado 4,53% a menos do que na solução obtida pelo modelo matemático.

Nota-se, novamente, que a carga hidráulica no nó mais alto é maior do que no reservatório apoiado nos períodos 0, 12, 17 e 18, fazendo com que o reservatório elevado abasteça o reservatório apoiado através da tubulação que conecta o reservatório apoiado ao nó mais alto, conforme ilustra a Figura 5.21.

Figura 5.18 – Controle simples implementado no EPANET - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.



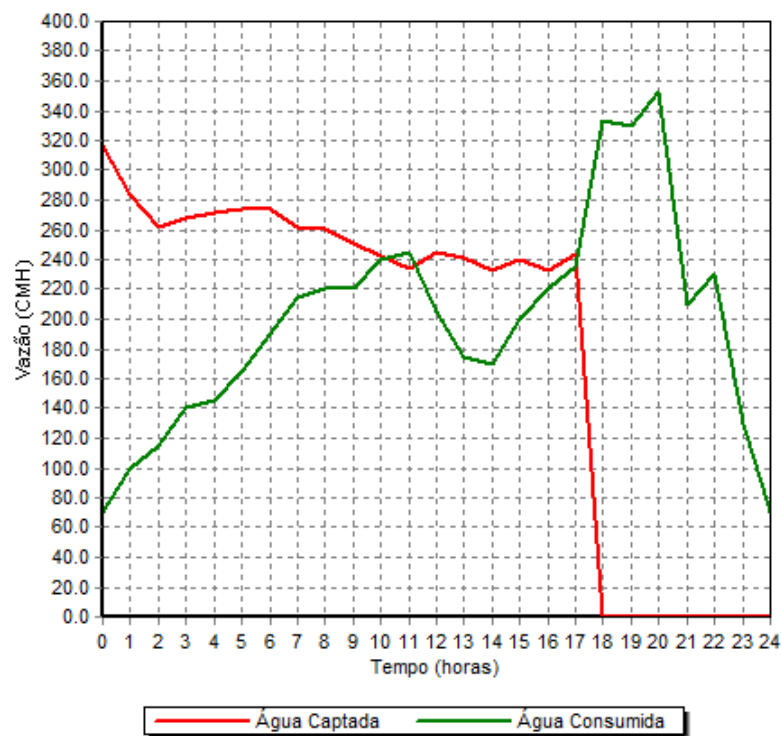
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.19 – Pressões nos nós e vazões de captação - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.

Tempo Horas	Pressão (m) Nó 9	Pressão (m) Nó 10	Pressão (m) RNV 6	Pressão (m) RNV 7	Vazão MCH Bomba 1	Vazão MCH Bomba 2
0:00	18.54	31.51	5.00	0.63	158.31	158.31
1:00	13.07	26.04	6.64	0.63	142.07	142.07
2:00	14.31	27.26	8.04	0.63	262.16	0.00
3:00	14.92	27.82	8.98	0.63	267.89	0.00
4:00	15.59	28.46	9.72	0.63	271.42	0.00
5:00	15.95	28.86	10.37	0.63	273.33	0.00
6:00	16.03	28.92	10.88	0.63	273.96	0.00
7:00	15.45	28.37	10.79	0.63	261.88	0.00
8:00	15.49	28.39	10.93	0.63	260.61	0.00
9:00	15.19	28.13	10.63	0.63	250.63	0.00
10:00	14.48	27.38	10.36	0.63	241.84	0.00
11:00	14.03	26.90	10.02	0.63	234.12	0.00
12:00	21.25	34.17	9.68	6.34	245.27	0.00
13:00	15.86	28.81	10.45	0.63	240.79	0.00
14:00	15.89	28.82	10.40	0.63	233.10	0.00
15:00	15.34	28.23	10.38	0.63	240.09	0.00
16:00	14.78	27.62	10.22	0.63	232.53	0.00
17:00	20.93	33.79	9.99	6.32	243.77	0.00
18:00	19.14	31.90	10.80	3.35	0.00	0.00
19:00	11.57	24.31	9.81	0.63	0.00	0.00
20:00	9.40	22.12	8.35	0.63	0.00	0.00
21:00	11.56	24.50	6.80	0.63	0.00	0.00
22:00	10.98	23.87	6.63	0.63	0.00	0.00
23:00	11.70	24.63	5.62	0.63	0.00	0.00
24:00	11.75	24.72	5.04	0.63	0.00	0.00

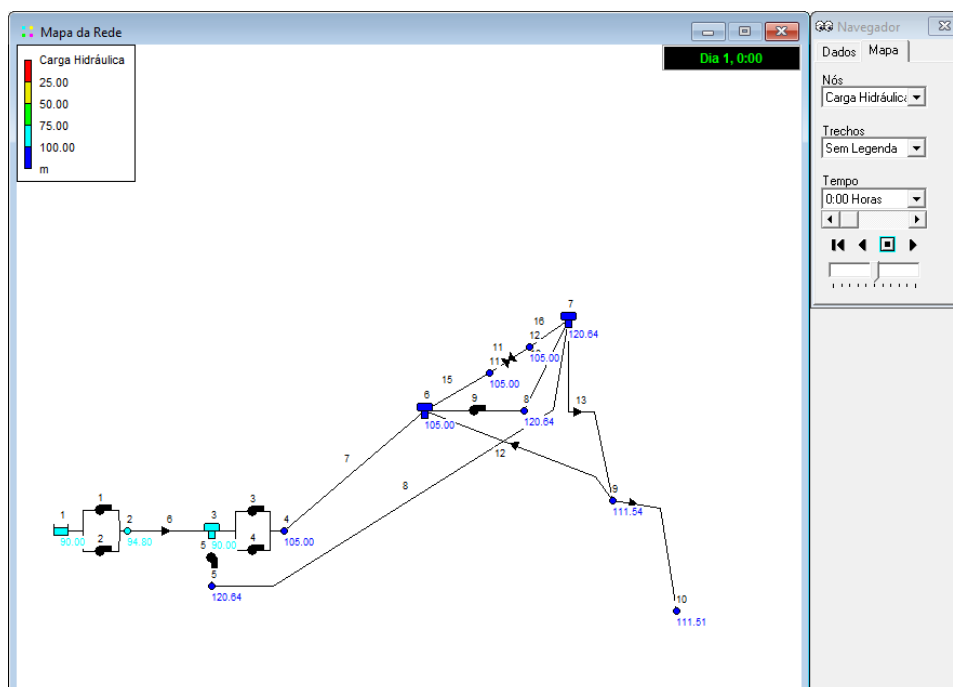
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.20 – Balanço de Vazão - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.21 – Carga Hidráulica - 3º cenário - rendimento das bombas de 60% - tubulação antiga.

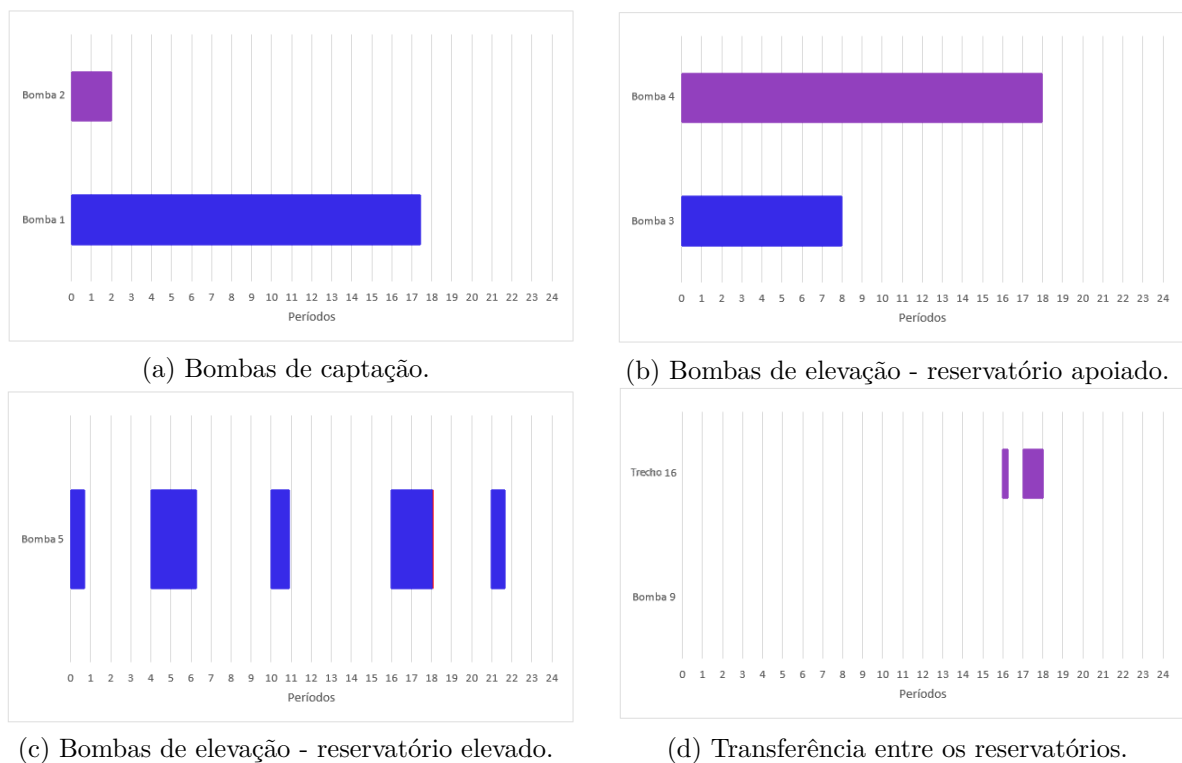


Fonte: Elaborado pelo autor.

5.1.4 4º cenário de simulações: rede de abastecimento de água com tubulação antiga e bombas com rendimento de 70%

Neste último cenário de simulações, considerou-se que as tubulações do sistema são antigas e o rendimento do conjunto motor-bomba é igual a 70%. As Figuras 5.22 ilustram as soluções obtidas pelo modelo matemático, onde constam os períodos em que as bombas operaram, destacando-se em vermelho quando estas operaram nos períodos de ponta. A Figura 5.23 ilustra o controle simples implementado no EPANET para este cenário de simulações.

Figura 5.22 – Política de operação das bombas da rede - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.



Fonte: Elaborado pelo autor.

As pressões nos nós consumidores variaram entre 11,05 e 33,37 *mca*, conforme ilustra a Figura 5.24, respeitando os valores ideais de 10 *mca* e 50 *mca* para as pressões dinâmica mínima e estática máxima, respectivamente (NETTO et al., 1998). Ainda, a Figura 5.24 ilustra as pressões nos reservatórios, onde podemos observar que os níveis mínimos e máximos dos reservatórios foram respeitados. Além disso, a Figura 5.24 ilustra as vazões de cada uma das bombas em cada período do horizonte de planejamento.

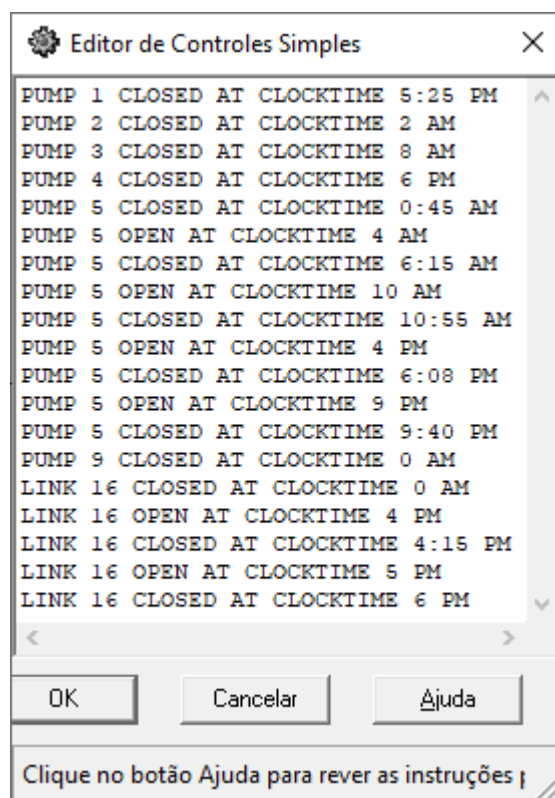
O balanço de vazão captada e consumida é ilustrado na Figura 5.20, observando que o total captado na simulação realizada no EPANET é muito próximo ao volume total

obtido pelo modelo matemático. Na simulação no EPANET foi captado 2,74% a menos do que na solução do modelo matemático.

Novamente, nota-se que a carga hidráulica no nó mais alto é maior do que no reservatório apoiado nos períodos 0, 11, 17 e 18, fazendo com que o reservatório elevado abasteça o reservatório apoiado através da tubulação que conecta o reservatório apoiado ao nó mais alto, conforme ilustra a Figura 5.26.

Nota-se em todas as simulações realizadas que o modelo matemático fornece soluções viáveis no EPANET, que satisfazem as equações de equilíbrio hidráulico impostas nas simulações, o que comprova viabilidade de aplicação das soluções na prática para os sistemas testados.

Figura 5.23 – Controle simples implementado no EPANET - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.24 – Pressões nos nós e vazões de captação - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.

Tempo Horas	Pressão (m) Nó 9	Pressão (m) Nó 10	Pressão (m) RNV 6	Pressão (m) RNV 7	Vazão MCH Bomba 1	Vazão MCH Bomba 2
0:00	18.54	31.51	5.00	0.63	158.31	158.31
1:00	12.98	25.95	6.54	0.63	147.15	147.15
2:00	13.92	26.88	7.65	0.63	262.51	0.00
3:00	14.56	27.45	8.61	0.63	268.70	0.00
4:00	15.26	28.13	9.38	0.63	272.62	0.00
5:00	15.44	28.36	9.87	0.63	269.84	0.00
6:00	15.85	28.74	10.71	0.63	272.21	0.00
7:00	15.91	28.82	11.25	0.63	275.41	0.00
8:00	16.02	28.91	11.46	0.63	274.33	0.00
9:00	15.67	28.60	11.11	0.63	262.70	0.00
10:00	14.92	27.82	10.80	0.63	252.37	0.00
11:00	20.50	33.37	10.61	4.43	258.32	0.00
12:00	15.60	28.51	10.73	0.63	248.77	0.00
13:00	15.93	28.89	10.53	0.63	240.05	0.00
14:00	15.96	28.90	10.47	0.63	232.36	0.00
15:00	15.41	28.30	10.45	0.63	241.78	0.00
16:00	14.84	27.68	10.28	0.63	233.99	0.00
17:00	20.34	33.21	10.35	4.04	244.30	0.00
18:00	19.21	31.97	10.84	3.53	0.00	0.00
19:00	13.22	25.96	11.46	0.63	0.00	0.00
20:00	11.05	23.77	10.00	0.63	0.00	0.00
21:00	13.21	26.14	8.45	0.63	0.00	0.00
22:00	12.66	25.56	8.32	0.63	0.00	0.00
23:00	13.39	26.32	7.30	0.63	0.00	0.00
24:00	13.44	26.40	6.73	0.63	0.00	0.00

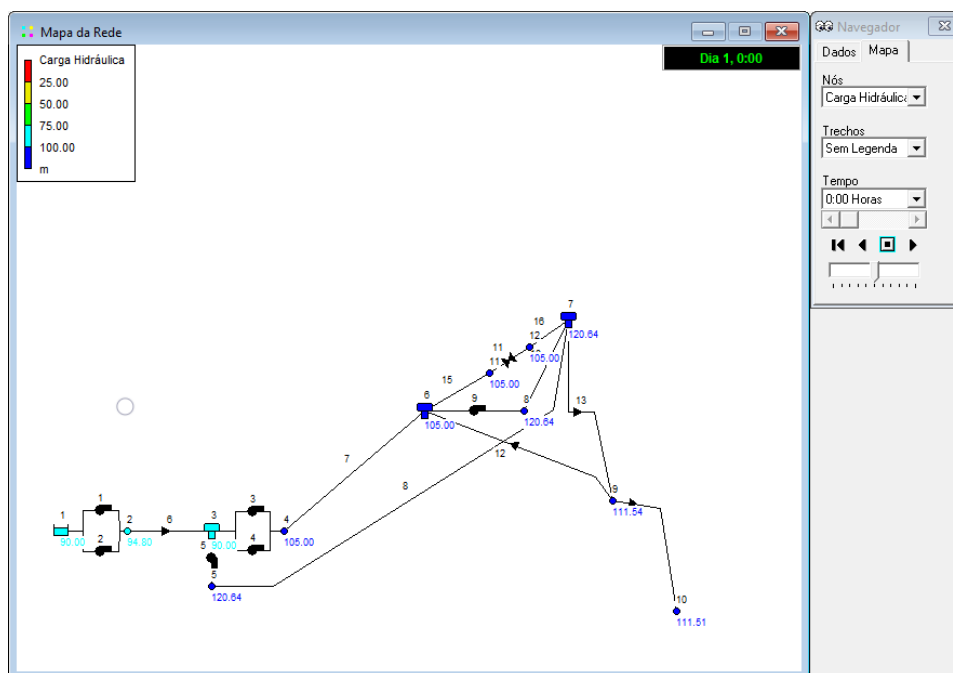
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.25 – Balanço de Vazão - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 5.26 – Carga Hidráulica - 4º cenário - rendimento das bombas de 70% - tubulação antiga.



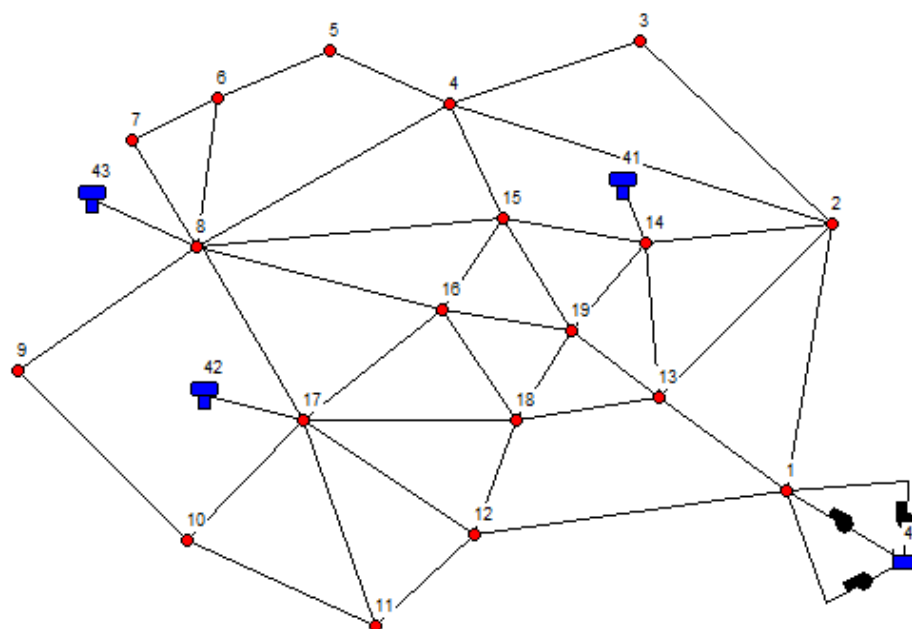
Fonte: Elaborado pelo autor.

5.2 Simulações com a rede Anytown modificada

A rede Anytown foi proposta por [Walski et al. \(1987\)](#) durante a “Batalha dos Modelos de Rede”, evento que consistiu de uma série de sessões realizadas em uma conferência na cidade de Nova Iorque no ano de 1985. O evento teve como objetivo determinar o projeto economicamente mais eficiente para reforçar o sistema existente em uma cidade formada em torno de um centro antigo, onde as escavações são mais difíceis de realizar, para atender às demandas projetadas e considerando os custos de bombeamento. Embora tenha sido proposta para estudos e pesquisas relacionadas ao projeto da rede, a rede Anytown e suas variações têm sido utilizadas para estudos relacionados à otimização operacional no geral. Essa rede é composta de 19 nós, uma estação de tratamento, 37 tubos e 2 reservatórios, sendo uma rede de distribuição organizada em blocos, classificada como rede malhada.

A fim de simular as soluções obtidas pelo modelo matemático de [Parras \(2020\)](#), neste trabalho utilizou-se a rede Anytown modificada proposta por [Walters et al. \(1999\)](#), ilustrada na Figura 5.27, que adiciona um terceiro reservatório ao nó 8. Além disso, algumas adaptações foram realizadas nesta rede para os testes e algumas considerações adicionais, pois o modelo de [Parras \(2020\)](#) é para redes do tipo ramificada e esta rede é do tipo malhada. As especificações da rede adotadas nos testes e realizadas são descritas a seguir.

Figura 5.27 – Rede hipotética Anytown modificada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 5.3 apresenta as características de cada reservatório considerada por [Parras \(2020\)](#). Para a realização das simulações considerou-se que os volumes iniciais dos

reservatórios correspondem aos seus respectivos volumes mínimos.

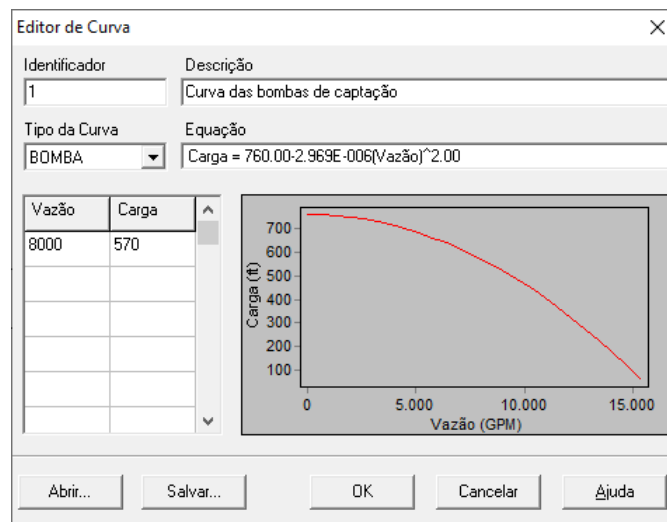
Tabela 5.3 – Características dos reservatórios - Anytown modificada.

Reservatórios	Altura (em pés)	Diâmetro (em pés)	Capacidade mínima (em gal)	Capacidade máxima (em gal)	Cota (em pés)
41	52	32,64	246493,66	325000	50
42	52	32,64	246493,66	325000	120
Novo	89	59,00	601786,57	1820000	90

Fonte: Adaptado [Parras \(2020\)](#).

A rede Anytown possui três bombas idênticas em paralelo transportando água diretamente da estação de tratamento para os nós, com os reservatórios à jusante. A Figura 5.28 ilustra a curva utilizada para cada uma das três bombas de captação. O rendimento do conjunto motor-bomba para este cenário de simulações é igual a 65%.

Figura 5.28 – Curva para cada bomba de captação - Anytown modificada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

As demandas dos nós consumidores foram consideradas conforme [Walski et al. \(1987\)](#). Elas são obtidas através do produto da demanda base para cada nó, conforme Tabela 5.4, por um padrão multiplicativo de uso diário de água, ilustrado na Figura 5.29.

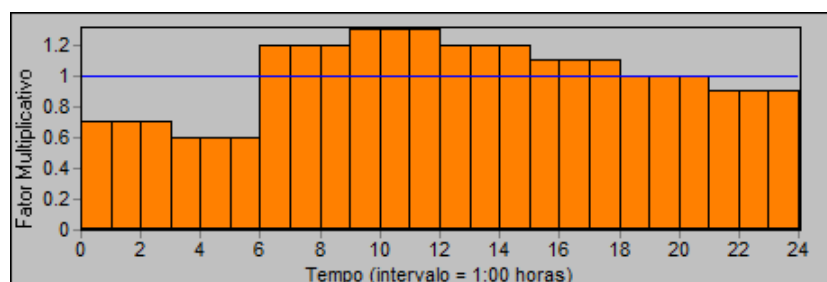
Na simulação utilizou-se 24 períodos de uma hora cada para compor o horizonte de planejamento de um dia (24 horas).

Tabela 5.4 – Demandas base - Anytown modificada.

Nós consumidores	Demanda base (em <i>gpm</i>)	Cota (em <i>pés</i>)
1	500	20
2	200	50
3	200	50
4	600	50
5	600	80
6	600	80
7	600	80
8	400	80
9	400	120
10	400	120
11	400	120
12	500	50
13	500	50
14	500	50
15	500	50
16	400	120
17	1000	120
18	500	50
19	1000	50

Fonte: Walski et al. (1987).

Figura 5.29 – Padrão multiplicativo de consumo diário de água por período - Anytown modificada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 5.5 apresenta os dados de todas as tubulações da rede, conforme indicado na Figura 5.27. Todas as tubulações da rede são antigas e de ferro fundido. A fórmula de perda de carga utilizada pelo EPANET foi a de Hazen-Williams.

Tabela 5.5 – Dados da tubulação - Anytown modificada.

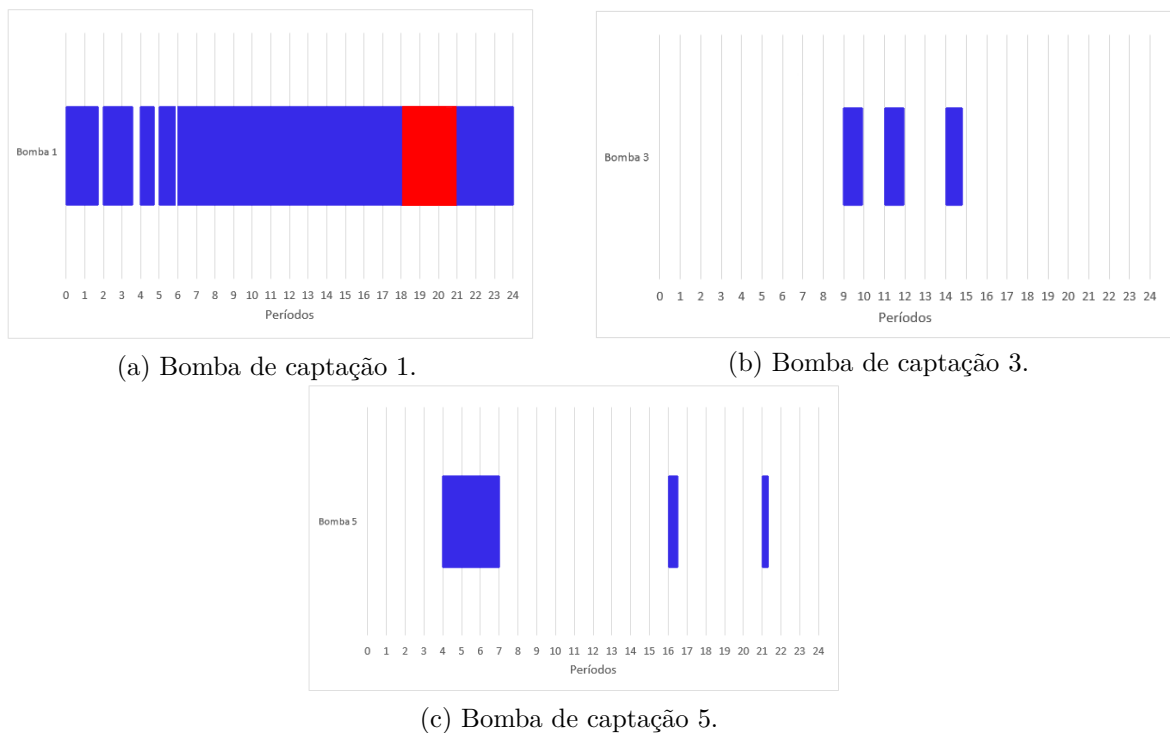
Trechos	Comprimento (em pés)	Diâmetro (em in)	Coefficiente de rugosidade H-W
1	12000	12	120
2	12000	12	70
3	12000	16	70
4	100	12	120
5	600	10	120
6	600	10	120
7	9000	12	70
8	600	10	120
9	600	10	120
10	6000	12	130
11	12000	8	120
12	600	10	120
13	6000	12	130
14	6000	12	130
15	6000	12	130
16	6000	12	130
17	12000	8	120
18	600	10	120
19	600	8	120
20	600	8	120
21	600	8	120
22	600	8	120
23	600	10	120
24	600	8	120
25	600	12	130
26	600	10	120
27	600	8	70
28	600	12	70
29	600	12	70
30	600	10	70
31	600	12	70
32	600	10	70
33	100	12	120
34	600	10	70
35	600	10	70
36	600	8	120
37	600	12	70
38	600	10	70
39	600	8	120
40	100	12	120
41	600	10	70

Fonte: Adaptado de [Walski et al. \(1987\)](#).

Devido ao modelo matemático ser para redes do tipo ramificada foi necessário adotar nos testes com o modelo que as demandas dos nós 1, 2, 3, 4, 12, 13, 14, 15, 18 e 19, podem ser atendidas pelo reservatório 41, dos nós 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 12, 13, 14,

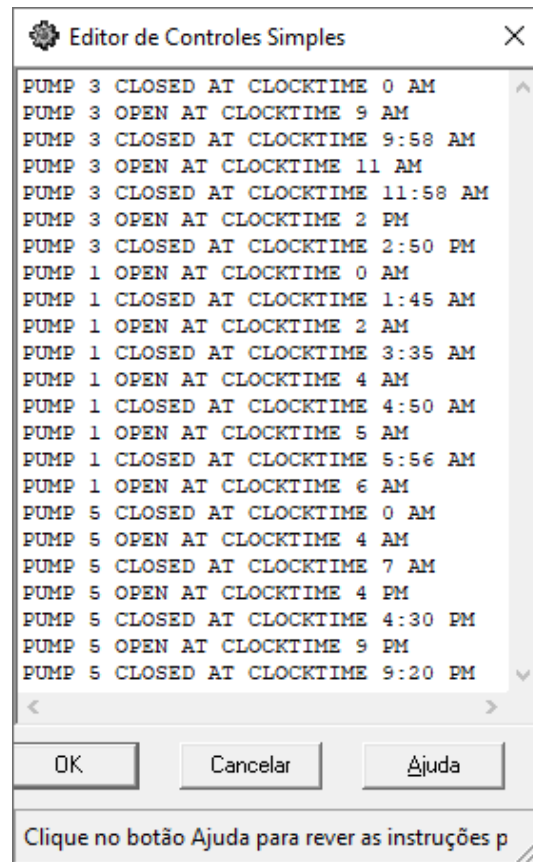
15, 18 e 19, podem ser atendidas pelo novo reservatório e o reservatório 42 pode atender todos os nós da rede. Na simulação com o EPANET não foi necessária essa consideração. As Figuras 5.30 ilustram os períodos em que as bombas operaram obtidos através do modelo matemático, os mesmos obtidos por [Parras \(2020\)](#), destacando-se em vermelho quando estas operaram nos períodos de ponta. A Figura 5.31 ilustra o controle simples implementado no EPANET para este cenário de simulações com as soluções obtidas pelo modelo matemático. Esse controle simples no EPANET foi utilizado para as operações das bombas, utilizando as soluções obtidas através da implementação do modelo matemático.

Figura 5.30 – Política de operação das bombas de captação da rede - Anytown modificada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

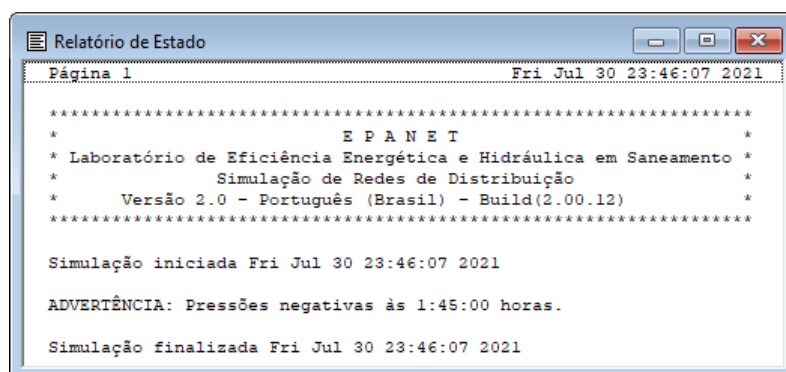
Figura 5.31 – Controle simples implementado no EPANET - Anytown modificada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Após a simulação no EPANET, foi possível observar através do relatório de estado obtido pelo mesmo e ilustrado pela Figura 5.32, que à 1h45min houve pressões negativas. Isso ocorre, geralmente, quando não há água com pressão suficiente para abastecer determinado nó. Além disso, podemos observar que nesse mesmo horário a bomba 1 fecha e não há nenhuma outra bomba aberta, o que sustenta essa ideia.

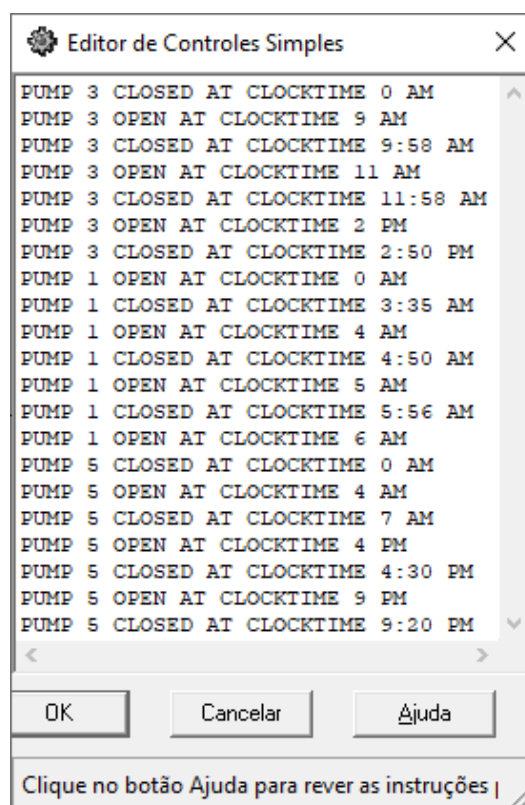
Figura 5.32 – Relatório de Estado no EPANET - Anytown modificada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para resolver tal problema, de pressões irregulares nos nós, adotou-se a estratégia proposta no algoritmo para correções de pressões irregulares, proposta em [Vieira et al. \(2020\)](#). Assim, aplicando tal estratégia uma nova simulação foi realizada alterando o funcionamento da bomba 1 para aberta à 1h45min. Assim, esta bomba permaneceu aberta das 00h00min às 3h35min, conforme ilustra a Figura 5.33.

Figura 5.33 – Controle simples alterado implementado no EPANET - Anytown modificada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Após essa nova simulação no EPANET, obteve-se uma simulação bem sucedida. As pressões nos nós consumidores variaram entre 2,84 *psi* no nó 16 à 00h00min e 64,49 *psi* no nó 13 às 5h00min. Além disso, outros nós estiveram com uma pressão abaixo do recomendado, não respeitando assim o valor de pressão mínima ideal de 14,22 *psi*, conforme estabelecido em [Netto et al. \(1998\)](#). Já o valor de pressão máxima ideal de 71,11 *psi* ([NETTO et al., 1998](#)) foi respeitado por todos os nós consumidores, exceto no nó 1 que em todos os períodos ultrapassou a marca de 196,87 *psi*. Isso ocorre pela alta quantidade de água passando por esse nó, visto que ele é o único ligado diretamente às bombas hidráulicas que realizam a captação de água do manancial.

A Figura 5.34 ilustra as pressões nos reservatórios, onde podemos observar que os níveis mínimos e máximos dos reservatórios foram respeitados. Além disso, a Figura 5.34

ilustra as vazões de cada uma das bombas em cada período do horizonte de planejamento.

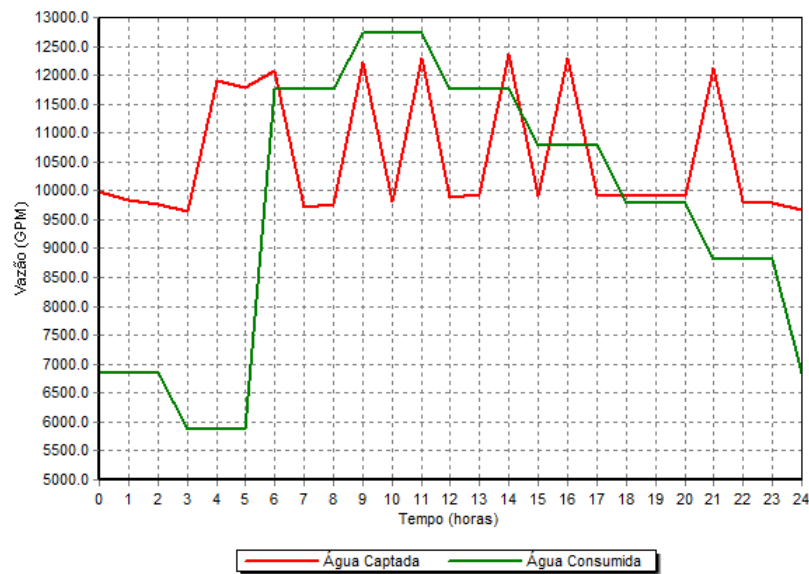
Figura 5.34 – Pressões nos reservatórios e vazões de captação - Anytown modificada.

Tempo Horas	Pressão (psi) RNV 41	Pressão (psi) RNV 42	Pressão (psi) RNV 43	Vazão GPM Bomba 1	Vazão GPM Bomba 3	Vazão GPM Bomba 5
0:00	17.07	17.77	12.74	9979.42	0.00	0.00
1:00	22.49	17.06	16.16	9840.21	0.00	0.00
2:00	22.49	17.06	19.95	9773.61	0.00	0.00
3:00	22.49	17.06	23.64	9640.01	0.00	0.00
4:00	22.49	17.06	23.32	5949.34	0.00	5949.34
5:00	22.49	21.92	28.97	5889.87	0.00	5889.87
6:00	22.49	22.49	35.95	6034.68	0.00	6034.68
7:00	22.49	22.49	36.34	9722.52	0.00	0.00
8:00	22.49	21.06	34.19	9755.57	0.00	0.00
9:00	22.49	17.85	32.63	6115.50	6115.50	0.00
10:00	22.49	20.86	30.96	9822.15	0.00	0.00
11:00	22.49	17.06	28.46	6153.11	6153.11	0.00
12:00	22.49	17.06	27.81	9884.93	0.00	0.00
13:00	22.49	17.06	25.43	9928.31	0.00	0.00
14:00	22.49	17.06	23.11	6181.18	6181.18	0.00
15:00	22.49	17.06	23.37	9920.54	0.00	0.00
16:00	22.49	17.06	22.28	6152.48	0.00	6152.48
17:00	22.49	17.06	22.70	9932.60	0.00	0.00
18:00	22.49	17.06	21.62	9909.95	0.00	0.00
19:00	22.49	17.06	21.76	9907.43	0.00	0.00
20:00	22.49	17.06	21.90	9904.97	0.00	0.00
21:00	22.49	17.06	22.03	6067.01	0.00	6067.01
22:00	22.49	17.06	24.29	9813.75	0.00	0.00
23:00	22.49	17.06	25.55	9791.01	0.00	0.00
24:00	22.49	17.06	26.78	9663.20	0.00	0.00

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 5.35 ilustra o balanço de vazão captada e consumida. Podemos observar que o total captado é muito próximo ao total captado na solução obtida pelo modelo matemático. No EPANET foi captado 4,47% a mais do que no modelo matemático. Essa diferença se dá pelos arredondamentos feitos nos dados de entrada e, principalmente, pela aplicação da estratégia de correção de pressões irregulares.

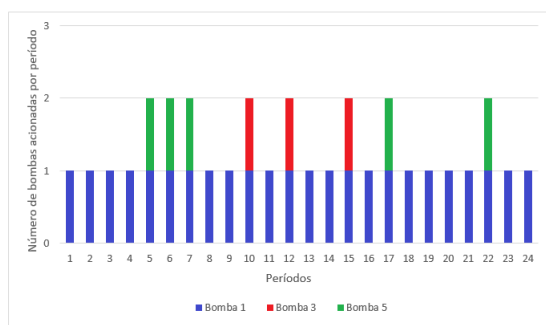
Figura 5.35 – Balanço de Vazão - Anytown modificada.



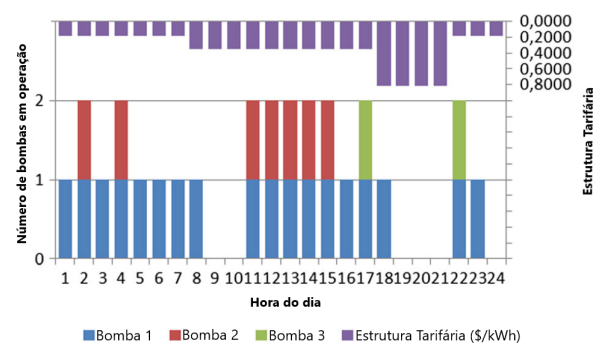
Fonte: Elaborado pelo autor.

A título de comparação, as Figuras 5.36 trazem uma relação da quantidade de bombas que foram acionadas por período na solução obtida neste trabalho e nas soluções obtidas nos trabalhos de [Costa et al. \(2016\)](#) e [Santos, Soler, Furlan e Vieira \(2020\)](#).

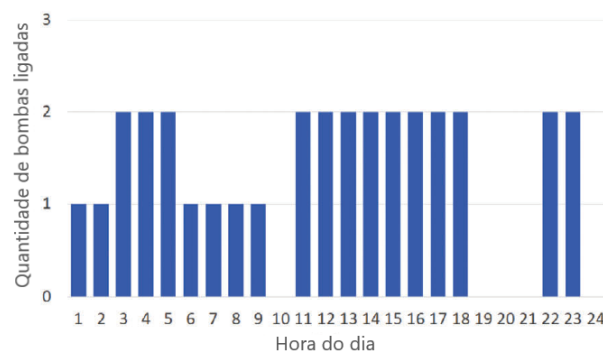
Figura 5.36 – Número de bombas acionadas por período - Anytown modificada.



(a) Solução obtida neste trabalho (modelo de [Parras \(2020\)](#)).



(b) Solução [Costa et al. \(2016\)](#).



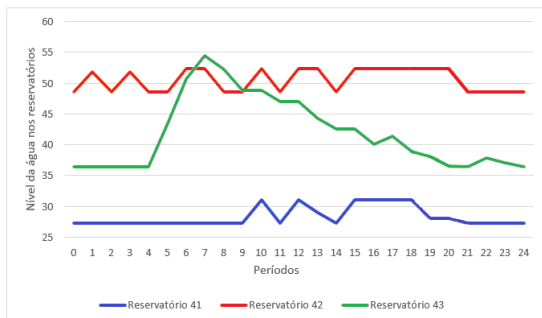
(c) Solução [Santos, Soler, Furlan e Vieira \(2020\)](#).

Podemos observar que em todos os casos as três bombas hidráulicas não são acionadas simultaneamente. Houve um maior tempo de acionamentos em comparação à política de operação obtida por [Costa et al. \(2016\)](#). Isso ocorre devido a restrição dos volumes dos reservatórios, que permite um menor armazenamento, e assim exige um maior número de acionamento das bombas. Em relação à solução obtida por [Santos, Soler, Furlan e Vieira \(2020\)](#) o tempo de acionamento é idêntico, sendo que na solução de [Santos, Soler, Furlan e Vieira \(2020\)](#) foi utilizada em mais períodos duas bombas ligadas.

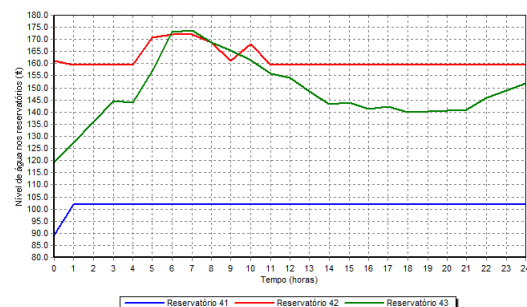
Além disso, observa-se que a bomba 1 ficou acionada durante todos os períodos. Como há o custo pelo acionamento das bombas, o modelo optou por utilizar a bomba 1 que já estava acionada para bombear a água necessária para atender outros nós.

As Figuras 5.37 apresentam os níveis de água nos reservatórios obtidos neste trabalho pelo modelo de [Parras \(2020\)](#) e pelo EPANET, e as soluções obtidas por [Costa et al. \(2016\)](#) e por [Santos, Soler, Furlan e Vieira \(2020\)](#), onde o tanque 65 corresponde ao reservatório 41, o tanque 165 corresponde ao 42 e o tanque 265 corresponde ao reservatório 43.

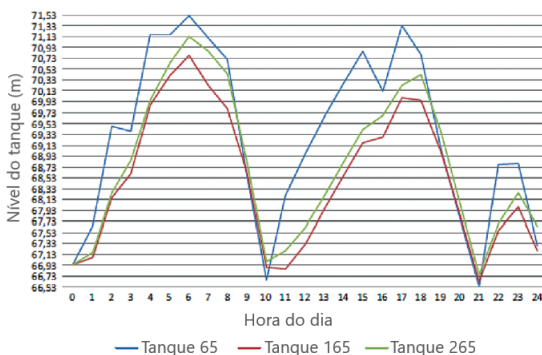
Figura 5.37 – Nível de água nos reservatórios - Anytown modificada.



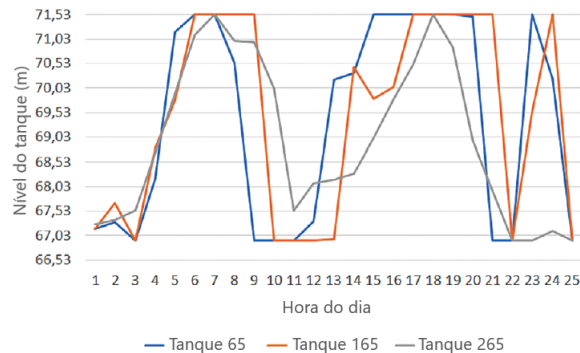
(a) Solução obtida neste trabalho (modelo de [Parras \(2020\)](#)).



(b) Solução obtida neste trabalho (EPANET).



(c) Solução [Costa et al. \(2016\)](#).



(d) Solução [Santos, Soler, Furlan e Vieira \(2020\)](#).

Observa-se que as soluções obtidas pelo EPANET são muito próximas a solução obtida pelo modelo matemático. Os reservatórios apresentados por [Costa et al. \(2016\)](#) e [Santos, Soler, Furlan e Vieira \(2020\)](#) possuem menor variação e maior armazenamento de água, sendo que em [Costa et al. \(2016\)](#) os reservatórios não possuem os limites mínimos

e máximos restritos. Sendo assim, as bombas são acionadas menos vezes, podendo ficar ligadas por mais períodos seguidos captando água nos horários onde a energia elétrica é mais barata, permitindo o desligamento destas nos horários de ponta. Logo, é interessante que seja realizado um bom dimensionamento da rede para que os níveis dos reservatórios não sejam tão limitados, obtendo um menor custo com energia elétrica.

No próximo capítulo serão apresentadas as conclusões deste trabalho.

6 CONCLUSÕES

A água é essencial para a população, e para que todos recebam água nas quantidades e qualidade ideais é necessário que os sistemas de abastecimento funcionem adequadamente. Porém, um mal funcionamento desses sistemas pode ocasionar o não atendimento da demanda e um alto custo energético devido às bombas hidráulicas. Assim, a otimização energética em sistemas de abastecimento de água vem ganhando cada vez mais espaço e relevância, visando um bom funcionamento destes e planejamento operacional do liga e desliga das bombas. Para isso, são muitos os modelos matemáticos propostos na literatura, tanto lineares quanto não lineares, além de métodos de solução.

Neste trabalho, as soluções obtidas pelo modelo matemático proposto em [Parras \(2020\)](#) foram avaliadas utilizando o *software* de simulação hidráulica EPANET, objetivando avaliar os dois sistemas de abastecimento considerados juntamente com os resultados obtidos do liga/desliga das bombas. As duas redes e as soluções obtidas foram simuladas no EPANET utilizando os dados originais, tais como o comprimento das tubulações, diâmetro, fator de atrito referente a idade da tubulação, cotas topográficas, alturas mínimas e máximas de água nos reservatórios, bombas hidráulicas, rendimento do conjunto motor-bomba, demandas e horizonte de planejamento.

Simulações realizadas utilizando o simulador hidráulico EPANET mostraram um bom funcionamento das redes para todas as etapas de simulações, atendendo a demanda em todos os períodos, respeitando o liga/desliga das bombas hidráulicas obtidos pelo modelo matemático e os limites físicos dos reservatórios. Adaptações foram propostas para as redes utilizadas. Destaca-se alguns aspectos referentes à infraestrutura, a qual pode ser melhorada pois afeta diretamente os aspectos hidráulicos das redes que, conseqüentemente, pode afetar também o atendimento da demanda.

Trabalhos futuros podem ser realizados a fim de aprimorar o modelo de [Parras \(2020\)](#) para redes malhadas, considerar reservatórios não cilíndricos, utilizar o modelo no design de redes e incertezas nas demandas podem ser consideradas, tornando o modelo mais realista. Ainda, testes com instâncias mais complexas podem ser realizados e métodos de decomposição da rede para a resolução do problema por partes podem ser investigados. Além disso, pode-se utilizar o *software* EPANET iterativamente com o *solver* CPLEX, ou ainda com algoritmos metaheurísticos como Algoritmos Genéticos por exemplo.

6.1 Trabalhos Publicados

FACCIOLI, A. R.; SOLER, E. M.. *Uma análise da influência das estratégias de planos de corte e seleção de variáveis para ramificação na resolução de um modelo para otimização energética em sistemas de abastecimento de água pelo solver CPLEX*. III SENG - Simpósio de Engenharia, Gestão e Inovação, São Paulo-SP, 2020.

MIQUELIN, L. M.; PARRAS, I. G.; FACCIOLI, A. R.; SOLER, E. M.. *Otimização no planejamento da operação de bombas hidráulicas em sistemas de abastecimento de água para redução dos custos com energia elétrica*. Aceito para a publicação na Revista DAE, 2021.

FACCIOLI, A. R.; SOLER, E. M.. *Simulação de um sistema de abastecimento de água usando o software EPANET*. X Seminário da Pós-graduação em Engenharia Elétrica, Bauru-SP, 2020.

OLIVEIRA, A. M. A.; MIQUELIN, L. M.; FACCIOLI, A. R.; SOLER, E. M.. *Linguagem de programação Julia para a resolução do problema de mistura*. XXXII Semana da Licenciatura em Matemática, Bauru-SP, 2020.

BELLO, B. R.; FACCIOLI, A. R.; MIQUELIN, L. M.; SOLER, E. M.. *Otimização de um sistema de abastecimento de água utilizando a linguagem de programação Julia e o pacote JuMP*. XXXII Semana da Licenciatura em Matemática, Bauru-SP, 2020.

REFERÊNCIAS

ANEEL. *Resolução Normativa n. 414*. [S.l.], 2010. Disponível em: <<http://www2.aneel.gov.br/cedoc/bren2010414.pdf>>. Acesso em: 11 Mar. 2021. Citado 3 vezes nas páginas 22, 47 e 48.

ATKINSON, R. et al. Genetic algorithm optimisation of level-controlled pumping station operation. *Water network modelling for optimal design and management*, Centre for Water Systems Exeter, UK, p. 79–90, 2000. Citado na página 28.

BAGIROV, A. M. et al. An algorithm for minimization of pumping costs in water distribution systems using a novel approach to pump scheduling. *Mathematical and Computer Modelling*, Elsevier, v. 57, n. 3-4, p. 873–886, 2013. Citado 3 vezes nas páginas 29, 35 e 60.

BARÁN, B.; LÜCKEN, C. V.; SOTELO, A. Multi-objective pump scheduling optimisation using evolutionary strategies. *Advances in Engineering Software*, Elsevier, v. 36, n. 1, p. 39–47, 2005. Citado na página 29.

BARBOSA, P.; COSTA, A.; SANTOS, J. Um algoritmo de programação linear para análise de redes hidráulicas. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 4, n. 4, p. 75–84, 1999. Citado na página 22.

BASTOS, R. et al. Boas práticas no abastecimento de água: procedimentos para a minimização de riscos à saúde—manual para os responsáveis pela vigilância e controle. *Brasília: Ministério da Saúde*, 2006. Citado 2 vezes nas páginas 37 e 38.

BONVIN, G. et al. A convex mathematical program for pump scheduling in a class of branched water networks. *Applied Energy*, Elsevier, v. 185, p. 1702–1711, 2017. Citado 3 vezes nas páginas 32, 35 e 60.

BRDYS, M. A. *Operational control of water systems: structures, algorithms, and applications*. [S.l.]: Prentice Hall, 1994. Citado na página 22.

CANDELIERI, A.; PEREGO, R.; ARCHETTI, F. Bayesian optimization of pump operations in water distribution systems. *Journal of Global Optimization*, Springer, v. 71, n. 1, p. 213–235, 2018. Citado 3 vezes nas páginas 33, 35 e 60.

CEMBRANO, G. et al. Optimal control of a water distribution network in a supervisory control system. *Control engineering practice*, v. 8, n. 10, p. 1177–1188, 2000. Citado na página 27.

COLEBROOK, C.; WHITE, C. Experiments with fluid friction in roughened pipes. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A-Mathematical and Physical Sciences*, The Royal Society London, v. 161, n. 906, p. 367–381, 1937. Citado na página 51.

COSTA, L. H. M. et al. A branch-and-bound algorithm for optimal pump scheduling in water distribution networks. *Water resources management*, Springer, v. 30, n. 3, p. 1037–1052, 2016. Citado 6 vezes nas páginas 23, 31, 35, 60, 109 e 110.

- GIACOMELLO, C.; KAPELAN, Z.; NICOLINI, M. Fast hybrid optimization method for effective pump scheduling. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 139, n. 2, p. 175–183, 2013. Citado 4 vezes nas páginas 30, 34, 35 e 60.
- GHADDAR, B. et al. A lagrangian decomposition approach for the pump scheduling problem in water networks. *European Journal of Operational Research*, Elsevier, v. 241, n. 2, p. 490–501, 2015. Citado 3 vezes nas páginas 31, 35 e 60.
- GOMES, H. P.; CARVALHO, P. S. O. Manual de sistemas de bombeamento: eficiência energética. *João Pessoa, Editora Universitária – UFPB*, 2012. Citado na página 21.
- GONÇALVES, R. F. *Conservação de água e energia em sistemas prediais e públicos de abastecimento de água*. Rio de Janeiro, ABES, 2009. Citado na página 21.
- GUIMARÃES, A. J. A.; CARVALHO, D. d.; SILVA, L. d. Saneamento básico. *Rio de Janeiro: UFRRJ*, p. 1–3, 2007. Citado 2 vezes nas páginas 40 e 41.
- JOWITT, P. W.; GERMANOPOULOS, G. Optimal pump scheduling in water-supply networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 118, n. 4, p. 406–422, 1992. Citado na página 26.
- KUREK, W.; OSTFELD, A. Multi-objective optimization of water quality, pumps operation, and storage sizing of water distribution systems. *Journal of environmental management*, Elsevier, v. 115, p. 189–197, 2013. Citado 4 vezes nas páginas 23, 30, 35 e 60.
- L&L Engenharia Ambiental. *Qual a importância de um Sistema de Abastecimento de Água?*. [S.l.], 2018. Disponível em: <<http://lengenhariaambiental.com.br/2018/02/06/qual-a-importancia-de-um-sistema-de-abastecimento-de-agua/>>. Acesso em: 02 Abr. 2021. Citado na página 21.
- LIKEMAN, M. Constraint satisfaction methods in water supply scheduling. In: JOHN WILEY & SONS, INC. *Integrated computer applications in water supply (vol. 1)*. [S.l.], 1994. p. 213–225. Citado na página 22.
- LITTLE, K. W.; MCCRODDEN, B. J. Minimization of raw water pumping costs using milp. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 115, n. 4, p. 511–522, 1989. Citado na página 25.
- LÓPEZ-IBÁÑEZ, M.; PRASAD, T. D.; PAECHTER, B. Ant colony optimization for optimal control of pumps in water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 134, n. 4, p. 337–346, 2008. Citado na página 34.
- MARCHI, A.; SIMPSON, A. R.; LAMBERT, M. F. Optimization of pump operation using rule-based controls in epanet2: New ettar toolkit and correction of energy computation. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 142, n. 7, p. 04016012, 2016. Citado 4 vezes nas páginas 32, 34, 35 e 60.
- Ministério da saúde. Portaria de consolidação nº 5, de 28 de setembro de 2017. consolidação das normas sobre as ações e os serviços de saúde do sistema único de saúde. *Diário Oficial da União*, n. sSuplemento, 2017. Citado na página 40.

- Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde. *Manual de Saneamento*, 4. ed. – Brasília: Funasa, 2019. Citado 2 vezes nas páginas 38 e 39.
- MOODY, L. F. Friction factors for pipe flow. *Trans. Asme*, v. 66, p. 671–684, 1944. Citado na página 53.
- NETTO, J. A. et al. *Manual de Hidráulica 8ª Edição Ed.* [S.l.]: Edgar Blucher Ltda. São Paulo, 1998. Citado 16 vezes nas páginas 36, 37, 42, 48, 50, 52, 53, 54, 55, 56, 58, 85, 89, 93, 97 e 107.
- ORMSBEE, L. E. et al. Methodology for improving pump operation efficiency. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 115, n. 2, p. 148–164, 1989. Citado na página 25.
- ORMSBEE, L. E.; LANSEY, K. E. Optimal control of water supply pumping systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 120, n. 2, p. 237–252, 1994. Citado na página 26.
- PARRAS, I. G. *Modelo matemático para a otimização energética em sistemas de abastecimento, considerando zonas de pressão e condições estruturais*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual Paulista (Unesp), Faculdade de Engenharia, Bauru, 2020. Citado 30 vezes nas páginas 11, 20, 23, 35, 55, 59, 64, 65, 66, 76, 79, 80, 81, 83, 84, 85, 87, 89, 90, 91, 93, 95, 97, 99, 101, 102, 105, 109, 110 e 112.
- PINTO, N. L. d. S.; HOLTZ, A. C. T.; MARTINS, J. A. Hidrologia básica. In: *Hidrologia básica*. [S.l.]: Edgard Blucher, 1976. Citado 2 vezes nas páginas 54 e 55.
- PRICE, E.; OSTFELD, A. Iterative linearization scheme for convex nonlinear equations: application to optimal operation of water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 139, n. 3, p. 299–312, 2013. Citado na página 33.
- RAO, Z.; SALOMONS, E. Development of a real-time, near-optimal control process for water-distribution networks. *Journal of Hydroinformatics*, v. 9, n. 1, p. 25–37, 2007. Citado 4 vezes nas páginas 28, 32, 35 e 60.
- Revista Bombeiros. *Bombas hidráulicas de incêndio em série e paralelo*. [S.l.], 2017. Disponível em: <<http://www.revistabombeiros.com.br/bombas-hidraulicas-de-incendio-em-serie-e-em-paralelo/>>. Acesso em: 20 Jul. 2018. Citado na página 57.
- REYNOLDS, O. Xxix. an experimental investigation of the circumstances which determine whether the motion of water shall be direct or sinuous, and of the law of resistance in parallel channels. *Philosophical Transactions of the Royal society of London*, The Royal Society London, n. 174, p. 935–982, 1883. Citado 2 vezes nas páginas 49 e 52.
- ROSSMAN, L. A. et al. *Manual do Usuário: Epanet 2.0 Brasil*. Tradução e Adaptação: Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento, Universidade Federal da Paraíba (UFPB), 2009. Disponível em: <http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/epanet/manual_do_epanet_brasil.pdf>. Acesso em: 13 Mar. 2021. Citado 3 vezes nas páginas 60, 61 e 64.
- SABESP. *Tratamento de Água*. Disponível em: <<http://site.sabesp.com.br/site/interna/Default.aspx?secaoId=47>>. Acesso em: 12 Mar. 2021. Citado na página 40.

- SAKARYA, A. B. A; MAYS, L. W. Optimal operation of water distribution pumps considering water quality. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 126, n. 4, p. 210–220, 2000. Citado 3 vezes nas páginas 27, 35 e 60.
- SANTOS, M. O.; SOLER, E. M.; FURLAN, M. M.; VIEIRA, J. C. M. A mixed integer programming model and solution method for the operation of an integrated water supply system. *International Transactions in Operational Research*, v. 00, p. 1–30, 2020. Citado 3 vezes nas páginas 33, 109 e 110.
- SAVIC, D. A.; WALTERS, G. A.; SCHWAB, M. Multiobjective genetic algorithms for pump scheduling in water supply. In: *AISB international workshop on evolutionary computing*. Springer, Berlin, Heidelberg, 1997. p. 227–235. Citado na página 29.
- Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. *24º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto*. 2019. Disponível em: <http://www.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2019/Diagnostico_AE2019.pdf> Acesso em: 01 Abr. 2021. Citado 3 vezes nas páginas 21, 22 e 46.
- SOUSA, A. C. *Otimização Hidroenergética da Operação de Sistemas de Abastecimento de Água*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2013. Citado na página 47.
- TOLEDO, F. et al. Logística de distribuição de água em redes urbanas: racionalização energética. *Pesquisa Operacional*, SciELO Brasil, v. 28, n. 1, p. 75–91, 2008. Nenhuma citação no texto.
- TSUTIYA, M. T. Abastecimento de água-departamento de engenharia hidráulica e sanitária da escola politécnica da universidade de são paulo, 4º edição. *São Paulo*, 2006. Citado 7 vezes nas páginas 36, 37, 42, 43, 44, 45 e 59.
- TSUTIYA, M. T. *Redução do custo de energia elétrica em sistemas de abastecimento de água*. [S.l.]: ABES, 2001. Citado na página 21.
- VERLEYE, D.; AGHEZZAF, E. H. Optimising production and distribution operations in large water supply networks: A piecewise linear optimisation approach. *International Journal of Production Research*, v. 51, n. 23–24, p. 7170–7189, 2013. Citado na página 31.
- VIEIRA, B. S. et al. Optimizing drinking water distribution system operations. *European Journal of Operational Research*, Elsevier, v. 280, n. 3, p. 1035–1050, 2020. Citado 5 vezes nas páginas 33, 34, 35, 60 e 107.
- WALSKI, T. M. et al. Battle of the network models: Epilogue. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 113, n. 2, p. 191–203, 1987. Citado 7 vezes nas páginas 29, 30, 32, 101, 102, 103 e 104.
- WALTERS, G. A. et al. Improved design of “anytown” distribution network using structured messy genetic algorithms. *Urban water*, Elsevier, v. 1, n. 1, p. 23–38, 1999. Citado 3 vezes nas páginas 23, 79 e 101.
- WANG, J. Y; CHANG, T. P; CHEN, J. S. An enhanced genetic algorithm for bi-objective pump scheduling in water supply. *Expert Systems with Applications*, v. 36, n. 7, p. 10249–10258, 2009. Citado 2 vezes nas páginas 23 e 29.

WHITE, F. M. *Mecânica dos Fluidos 8ª Edição*. [S.l.]: McGraw–Hill, 2018. Citado na página [49](#).

YU, G.; POWELL, R. S.; STERLING, M. J. H. Optimized pump scheduling in water distribution systems. *Journal of optimization theory and applications*, Springer, v. 83, n. 3, p. 463–488, 1994. Citado na página [27](#).

ZYL, J. E. V.; SAVIC, D. A.; WALTERS, G. A. Operational optimization of water distribution systems using a hybrid genetic algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 130, n. 2, p. 160–170, 2004. Citado 7 vezes nas páginas [23](#), [28](#), [30](#), [32](#), [34](#), [35](#) e [60](#).