

Isabela Garcia Parras

**Modelo matemático para a otimização
energética em sistemas de abastecimento,
considerando zonas de pressão e condições
estruturais**

Bauru - SP

Julho de 2020

Isabela Garcia Parras

**Modelo matemático para a otimização energética em
sistemas de abastecimento, considerando zonas de
pressão e condições estruturais**

Dissertação de Mestrado

Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"

Faculdade de Engenharia de Bauru

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Elétrica

Orientador: Prof^{fa}. Dr^a. Edilaine Martins Soler

Bauru - SP

Julho de 2020

P259m	Parras, Isabela Garcia Modelo matemático para a otimização energética em sistemas de abastecimento, considerando zonas de pressão e condições estruturais. / Isabela Garcia Parras. -- Bauru, 2020 118 f. : il., tabs. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista (Unesp), Faculdade de Engenharia, Bauru Orientadora: Edilaine Martins Soler 1. Modelos matemáticos. 2. Otimização matemática. 3. Energia elétrica. 4. Abastecimento de água. 5. Bombas hidráulicas. 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 ISABELA GARCIA PARRAS, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA ELÉTRICA, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 05 dias do mês de junho do ano de 2020, às 14:00 horas, no(a) Via sistemas de videoconferência e outras ferramentas para comunicação a distância, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof^a. Dr^a. EDILAINE MARTINS SOLER - Orientador(a) do(a) Departamento de Matemática / Faculdade de Ciências de Bauru - UNESP, Prof^a. Dr^a. MARISTELA OLIVEIRA DOS SANTOS do(a) Departamento de Matemática Aplicada e Estatística / Universidade de São Paulo / USP, Prof. Dr. MARCOS MANSANO FURLAN do(a) Faculdade de Ciências Exatas e Tecnologia / Universidade Federal da Grande Dourados / UFGD, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de ISABELA GARCIA PARRAS, intitulada **MODELO MATEMÁTICO PARA OTIMIZAÇÃO ENERGÉTICA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO, CONSIDERANDO ZONAS DE PRESSÃO E CONDIÇÕES ESTRUTURAIS**. Após a exposição, a discente foi arguida oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo recebido o conceito final: APROVADA. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelos membros da Comissão Examinadora.

Prof^a. Dr^a. EDILAINE MARTINS SOLER *Edilaine M. Soler*
 Prof^a. Dr^a. MARISTELA OLIVEIRA DOS SANTOS *P/ Edilaine M. Soler*
 Prof. Dr. MARCOS MANSANO FURLAN *P/ Edilaine M. Soler*

Realizado via google meet

Por não ter desistido mesmo nos momentos mais difíceis, mesmo quando você achou que não conseguiria. Por ter chego até aqui. Para você.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a minha mãe, Marcia, que sempre me apoiou e me incentivou a chegar até aqui. Obrigado por tudo.

Agradeço a minha orientadora, professora Edilaine Martins Soler, por toda paciência e pelo conhecimento que adquiri durante todos esses anos.

Agradeço também ao meu namorado, Maicon, por toda paciência, apoio e ajuda. Obrigado por ter estado ao meu lado desde o começo, meu biologia.

Aos meus familiares e amigos que torceram por mim, obrigado. Em especial ao meu tio, Daniel, que seguiu essa jornada ao meu lado.

Ao CNPq, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, agradeço pelo apoio financeiro.

RESUMO

Os sistemas de abastecimento de água envolvem a captação, tratamento e distribuição de água com a função de levá-la em quantidade e qualidade adequadas à população. Porém, isso envolve o consumo de grandes quantidades de energia elétrica, sendo a maior parte desse consumo destinada aos sistemas de bombeamento. Deste modo, como o custo da energia elétrica é diferenciado ao longo das horas do dia, faz-se necessário um planejamento do acionamento das bombas hidráulicas, para evitar que estas operem nos horários mais caros. Assim, este trabalho propõe um modelo matemático de otimização linear inteiro misto, que visa minimizar os gastos com energia elétrica de um sistema de abastecimento de água, com restrições que facilitam a operação da rede por parte do operador. Um planejamento do estoque de água nos reservatórios também é realizado, de modo a garantir o total atendimento da demanda. Características de hidráulica e dinâmica de fluidos relevantes para o problema são consideradas pelo modelo, juntamente com a atual estrutura tarifária energética do Brasil. Testes numéricos foram realizados através da implementação do modelo no *software* IBM ILOG CPLEX *Optimization Studio* para uma rede hipotética proposta neste trabalho, além de uma rede proposta pela literatura, mostrando a eficiência do modelo proposto e do *solver* CPLEX. Nas etapas dos testes, comparou-se o consumo energético de sistemas com diferentes condições de infraestrutura, concluindo-se que investimentos em bombas mais eficientes, em tubulações mais novas e manutenção para evitar vazamentos geram ganhos ambientais, sociais e econômicos.

Palavras-chave: Energia Elétrica. Sistemas de Abastecimento de Água. Bombas Hidráulicas. Otimização.

ABSTRACT

The water supply systems involve the collection, treatment and distribution of water, aiming at taking it in appropriate quantity and quality to the population. However, this involves the consumption of large amounts of electrical energy, with most of this consumption is destined to pumping systems. In this way, as the cost of electricity is differentiated throughout the hours of the day, it is necessary to plan the activation of hydraulic pumps, so as to prevent them from operating at the most expensive times. Thus, this work proposes a mathematical model of mixed integer linear optimization, which aims at minimizing the expenditure on electricity from a water supply system, with restrictions that facilitate the operation of the network by the operator. Planning of the water supply in the reservoirs is also carried out, in order to guarantee the total fulfillment of the demand. Hydraulic and fluid dynamics characteristics relevant to the problem are considered by the model, together with the current energy tariff structure in Brazil. Numerical tests were performed through the implementation of the model in the `textit` software IBM ILOG CPLEX `textit` Optimization Studio for a hypothetical network proposed in this work and for a network proposed by the literature, showing the efficiency of the proposed model and the `textit` solver CPLEX. In the testing stages, the energy consumption of systems with different infrastructure conditions was compared, concluding that investments in more efficient pumps, newer pipes and maintenance to avoid leaks generate environmental, social and economic gains.

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

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 3.1 – Localização da captação em curso d'água.	39
Figura 3.2 – Tipos de reservatórios de água.	41
Figura 3.3 – Reservatórios de montante e de jusante.	42
Figura 3.4 – Rede Ramificada estilo espinha de peixe.	43
Figura 3.5 – Rede Ramificada estilo grelha.	43
Figura 3.6 – Rede Malhada dividida em blocos.	44
Figura 3.7 – Representação de um Sistema de Abastecimento de Água.	45
Figura 4.1 – Diagrama de Moody.	54
Figura 4.2 – Exemplo ilustrativo - Diagrama de Moody.	55
Figura 4.3 – Ábaco de Hazen-Williams.	56
Figura 4.4 – Escoamento Laminar.	57
Figura 4.5 – Escoamento Turbulento.	57
Figura 4.6 – Altura manométrica.	59
Figura 4.7 – Bombas em série.	60
Figura 4.8 – Bombas em paralelo.	60
Figura 4.9 – Representação de zonas de pressão relacionadas a altura da água de reservatórios.	61
Figura 6.1 – Sistema de abastecimento hipotético proposto.	78
Figura 6.2 – Cotas topográficas.	80
Figura 6.3 – Estoques de água nos reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.	83
Figura 6.4 – Estoques de água nos reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.	84
Figura 6.5 – Estoques de água nos reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.	84
Figura 6.6 – Estoques de água nos reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.	84
Figura 6.7 – Política de operação das bombas de captação - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.	85
Figura 6.8 – Política de operação das bombas de captação - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.	86
Figura 6.9 – Política de operação das bombas de captação - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.	86
Figura 6.10 – Política de operação das bombas de captação - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.	86

Figura 6.11–Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.	87
Figura 6.12–Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.	87
Figura 6.13–Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.	88
Figura 6.14–Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.	88
Figura 6.15–Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.	89
Figura 6.16–Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.	89
Figura 6.17–Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.	89
Figura 6.18–Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.	90
Figura 6.19–Política de transferência entre os reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.	90
Figura 6.20–Política de transferência entre os reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.	91
Figura 6.21–Política de transferência entre os reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.	91
Figura 6.22–Política de transferência entre os reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.	91
Figura 6.23–Estoques de água nos reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação velha.	95
Figura 6.24–Estoques de água nos reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.	96
Figura 6.25–Estoques de água nos reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação antiga.	96
Figura 6.26–Estoques de água nos reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação antiga.	96
Figura 6.27–Política de operação das bombas de captação - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação antiga.	97
Figura 6.28–Política de operação das bombas de captação - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.	97
Figura 6.29–Política de operação das bombas de captação - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação velha.	98

Figura 6.30–Política de operação das bombas de captação - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação velha.	98
Figura 6.31–Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação velha.	99
Figura 6.32–Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação velha.	99
Figura 6.33–Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação velha.	99
Figura 6.34–Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação velha.	100
Figura 6.35–Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.	100
Figura 6.36–Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.	100
Figura 6.37–Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação velha.	101
Figura 6.38–Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação velha.	101
Figura 6.39–Política de transferência entre os reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação velha.	102
Figura 6.40–Política de transferência entre os reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação velha.	102
Figura 6.41–Política de transferência entre os reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.	102
Figura 6.42–Política de transferência entre os reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação velha.	103
Figura 6.43–Rede hipotética Anytown modificada.	104
Figura 6.44–Padrão multiplicativo de consumo diário de água por período.	105
Figura 6.45–Política de operação - bomba do reservatório 41 - Rede Anytown modificada.	107
Figura 6.46–Política de operação - bomba do reservatório 42 - Rede Anytown modificada.	107
Figura 6.47–Política de operação - bomba do novo reservatório - Rede Anytown modificada	108
Figura 6.48–Número de bombas acionadas por período - Rede Anytown modificada	108
Figura 6.49–Número de bombas acionadas por período.	109
Figura 6.50–Nível de água nos reservatórios - Rede Anytown modificada	110
Figura 6.51–Nível de água nos reservatórios.	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Rugosidade dos tubos (em metros).	53
Tabela 4.2 – Coeficiente de Hazen-Williams.	55
Tabela 4.3 – Coeficiente de Hazen-Williams para ferro fundido encontrados utilizando o ábaco de Hazen-Williams.	57
Tabela 6.1 – Demandas de cada reservatório, de acordo com os períodos.	81
Tabela 6.2 – Fator de atrito de Darcy–Weisbach (F).	81
Tabela 6.3 – Valores da função objetivo - número de acionamentos - tubulação nova	82
Tabela 6.4 – Valores da função objetivo - primeira etapa de testes - tubulação nova	83
Tabela 6.5 – Potência consumida e demanda contratada (em kW) - primeira etapa - tubulação nova.	92
Tabela 6.6 – Valores da função objetivo - número de acionamentos - tubulação velha	93
Tabela 6.7 – Valores da função objetivo - 1ª etapa - tubulação antiga.	93
Tabela 6.8 – Média de preço para tubulação de ferro fundido com 100 mm de diâmetro. Fonte: Ingenieros (2015).	93
Tabela 6.9 – Média de preço para tubulação de ferro fundido com 200 mm de diâmetro. Fonte: Ingenieros (2015).	94
Tabela 6.10–Média de preço para tubulação de ferro fundido com 250 mm de diâmetro. Fonte: Ingenieros (2015).	94
Tabela 6.11–Orçamento para troca de tubulações do sistema.	94
Tabela 6.12–Estimativa de economia diária do sistema.	94
Tabela 6.13–Potência consumida e demanda contratada (em kW) - 2ª etapa - tubulação velha.	103
Tabela 6.14–Características dos reservatórios - Anytown.	104
Tabela 6.15–Demandas base - Anytown.	105
Tabela 6.16–Dados da tubulação - Anytown.	106
Tabela 6.17–Valores função objetivo	107

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 por minuto
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
<i>kV</i>	Kilovolts
<i>kW</i>	Kilowatts
<i>mca</i>	Metros de coluna d'água
<i>mW</i>	Megawatts
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 E ENERGIA ELÉTRICA	38
3.1	Mananciais e captação de água	38
3.2	Adução	40
3.3	Estação de tratamento de água, reservatórios e distribuição . .	40
3.4	Componentes e termos técnicos relacionados aos sistemas de abastecimento de água	45
3.5	Energia elétrica	46
3.6	Tarifas energéticas	46
3.6.1	Grupo A	47
3.6.2	Grupo B	48
3.7	Postos tarifários	48
4	HIDRÁULICA E DINÂMICA DE FLUIDOS	50
4.1	Atrito externo e Viscosidade	50
4.2	Perda de carga	50
4.2.1	Fórmula de Darcy-Weisbach	51
4.2.2	Fórmula de Hazen-Williams	54
4.3	Tipo de escoamento	56
4.4	Potência de conjuntos elevatório	58
4.5	Zonas de pressão e altura da água nos reservatórios	60
5	MODELO MATEMÁTICO PARA MINIMIZAÇÃO DO FATURAMENTO DE ENERGIA ELÉTRICA	63
5.1	Descrição do problema	63
5.2	Modelo Proposto	64
5.2.1	Função objetivo	65
5.2.2	Restrições para cálculo da demanda contratada	68
5.2.3	Cálculo do volume de água nos reservatórios	68
5.2.4	Restrições para as zonas de pressão	69
5.2.5	Restrições para o volume de água nos reservatórios	69
5.2.6	Restrição para a vazão de água captada	70

5.2.7	Restrições para os acionamentos das bombas	70
5.2.8	Modelo completo	74
6	TESTES NUMÉRICOS	78
6.1	Testes com a rede hipotética proposta	78
6.1.1	1ª etapa de testes: rede de abastecimento de água com tubulação nova	82
6.1.1.1	Níveis de água nos reservatórios	83
6.1.1.2	Política de operação das bombas de captação	85
6.1.1.3	Política de operação das bombas de elevação	87
6.1.1.4	Transferência de água entre os reservatórios	90
6.1.1.5	Demanda energética contratada	92
6.1.2	2ª etapa de testes: rede de abastecimento de água com tubulação antiga	92
6.1.2.1	Nível de água nos reservatórios	95
6.1.2.2	Política de operação das bombas de captação	97
6.1.2.3	Política de operação das bombas de elevação	98
6.1.2.4	Transferência de água entre os reservatórios	101
6.1.2.5	Demanda energética contratada	103
6.2	Testes com a rede Anytown modificada	103
6.2.1	Política de operação das bombas	107
6.2.2	Nível de água nos reservatórios	109
7	CONCLUSÕES	111
8	TRABALHOS PUBLICADOS	113
	REFERÊNCIAS	114

1 INTRODUÇÃO

A água é um recurso natural indispensável à saúde e ao bem-estar de todos, sendo de responsabilidade dos governos garantir que a população mundial possa acessá-la. Contudo, cerca de três em cada dez pessoas não têm acesso a água potável em casa, sendo que muitos países carecem de dados sobre a qualidade dos serviços de água e saneamento. Além disso, no mundo todo, cerca de 4,4 bilhões de pessoas, o que corresponde a 6 em cada 10 indivíduos, não tem acesso a saneamento administrado de forma segura ([UNICEF et al., 2017](#)). No Brasil, segundo o [IBGE \(2017\)](#), cerca de 14,3% da população não possui domicílios com rede geral de abastecimento de água. Um dos fatores que contribuem para isso é a irregularidade na distribuição de água pelo território, sendo que, mais de 40% do volume de água doce presente no Brasil encontra-se na região amazônica. Por outro lado, a região Nordeste tem muitos municípios que enfrentam o problema da falta de água.

Outro fator que contribui para a falta de rede de abastecimento em alguns domicílios é o uso inadequado desse recurso pelas grandes indústrias e também pela população em geral. No Brasil, segundo o [Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento \(2018\)](#) o índice nacional de perda de água é de 38,45%, enquanto a Alemanha e o Japão possuem índices de perdas em torno de 11% e a Austrália possui um índice de 16%. Os problemas nas redes de distribuição contribuem com o nível de perda, destacando-se a deterioração dos sistemas mais antigos, principalmente na parte de adução de água, que causam vazamentos e rompimentos das tubulações.

Torna-se prioritária a utilização racional e eficiente deste recurso, principalmente por não ser facilmente renovável e possuir apenas uma pequena quantidade própria para o consumo. [Koncagül et al. \(2017\)](#) preveem que mais de dois terços da população mundial sofrerá com a falta de água em 2050, devido ao mal gerenciamento do recurso e ao crescimento populacional.

Juntamente com o uso adequado da água, é necessário que haja o uso adequado da energia elétrica, uma vez que sua produção através de recursos naturais gera impacto ao meio ambiente. No setor de saneamento básico, de acordo com o [Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento \(2018\)](#), as despesas com energia elétrica no Brasil chegaram a R\$ 6,19 bilhões, tendo os sistemas de abastecimento de água consumido cerca de 11,5 tW/h . A estimativa é de que esses valores aumentem junto com a demanda per capita de água.

Além disso, a quantidade de energia elétrica consumida por um sistema de abastecimento depende de vários aspectos tais como: topografia da região, quantidade de água disponível, condições estruturais do sistema, entre outros. Nestes há a necessidade

de utilizar bombas hidráulicas para captação e distribuição de água, sendo que o mal gerenciamento destas causa um consumo excessivo de energia elétrica. Um procedimento comumente observado na prática consiste em ligar as bombas hidráulicas quando a água está no nível mínimo do reservatório e mantê-las ligadas até que o nível máximo seja atingido. Contudo, o sistema tarifário para essas empresas é horo-sazonal, fazendo com que o preço do kWh varie de acordo com a hora do dia e com o período do ano, podendo ser até cinco vezes mais cara nos horários de ponta, que coincidem com os horários de 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. Além disso, a tarifa das empresas de saneamento caracterizam-se como binômias, sendo necessário o cálculo da potência energética consumida por essas empresas juntamente com a demanda energética que deve ser contratada da empresa fornecedora de energia.

Logo, este procedimento não é eficiente do ponto de vista energético pois o custo de energia elétrica é bem mais elevado quando o consumo de água é maior. Faz-se necessário um planejamento do funcionamento das bombas e, conseqüentemente, o controle dos níveis de água nos reservatórios, a fim de evitar o funcionamento das bombas nos horários de alto custo de energia elétrica. Deve-se ainda garantir o atendimento da demanda da população, visando a diminuição das perdas de água e diminuindo os gastos das empresas de saneamento com energia elétrica. Além de ser necessária uma avaliação das condições estruturais dos sistemas de abastecimento e seus impactos na eficiência da distribuição.

A complexidade desse planejamento se dá principalmente pela incerteza da demanda, que varia de acordo com o horário, o dia da semana e o clima. Além disso, vazamentos e rompimentos de tubulações acarretam em grandes perdas de água, que também devem ser calculadas para que não falte água para a população. Para evitar estes problemas, deve-se avaliar a estrutura do sistema de distribuição. Porém, essa avaliação exige uma interrupção do sistema no trecho a ser analisado, podendo deixar o consumidor sem água.

Na literatura, a otimização energética em sistemas de abastecimentos de água vem sendo abordado a anos com diversas propostas e análises. Na década de 80, [Little e McCrodden \(1989\)](#) investigaram a determinação de uma política eficiente de bombeamento que levasse em consideração a variação dos preços da energia elétrica para um sistema de abastecimento da Carolina do Norte. [Almeida et al. \(2001\)](#) propuseram um modelo multiobjetivo visando minimizar a vazão bombeada (função linear) e minimizar a potência de eixo (função não linear). [Barán, Lüken e Sotelo \(2005\)](#) testaram e compararam seis algoritmos evolutivos para a resolução de um modelo que minimiza quatro objetivos: custo de energia elétrica, custo de manutenção, pico máximo de energia e variação de nível em um reservatório, em instâncias baseadas em um sistema de abastecimento do Paraguai. [López-Ibáñez, Prasad e Paechter \(2008\)](#) propõem um modelo matemático com restrições que limitam a quantidade de liga/desliga das bombas, resolvido através da meta-heurística

Colônia de Formigas para a otimização da operação em redes de distribuição de água no Reino Unido.

Toledo et al. (2008) propuseram um modelo para este problema considerando a interdependência entre os reservatórios, cujo objetivo é minimizar o custo com energia elétrica para funcionamento das bombas de captação. Este trabalho destaca-se entre os demais por ser mais próximo da realidade dos sistemas de abastecimento brasileiros e, por se tratar de um modelo de otimização linear inteira mista. Contudo, algumas características não foram levadas em consideração, tais como: a presença de múltiplas bombas, as restrições de pressão para que a distribuição por gravidade alcance todos os consumidores, a potência consumida pelas bombas, entre outros.

Sousa e Soares (2014) propuseram um modelo matemático multiobjetivo, que utiliza a equação de orifício para o cálculo do volume de água perdido devido a presença de buracos no sistema de distribuição, e visa minimizar as perdas de água, juntamente com os gastos com energia elétrica, maximizando a confiabilidade do sistema.

Portanto, visando obter um modelo que se aproxime da realidade dos sistemas de abastecimento de água brasileiros, que seja de fácil aplicação para os operadores do sistema e que considere as atuais estruturas tarifárias energéticas, este trabalho propõe um modelo matemático linear inteiro misto para a otimização energética em sistemas de distribuição de água, com objetivo minimizar os gastos com energia elétrica. Esse modelo visa preencher algumas lacunas presentes em trabalhos da literatura que, em sua maioria, não abordam o planejamento da operação das bombas hidráulicas juntamente com as características hidráulicas da rede, como a existência de diferentes zonas de pressão a serem atendidas (PULEO et al., 2014), o rendimento do conjunto motor-bomba (TOLEDO et al., 2008) e a perda de carga devido a rugosidade da tubulação (BŁASZCZYK et al., 2012). Assim, a fim de obtermos um modelo mais próximo dos sistemas de abastecimento das cidades brasileiras, características hidráulicas como altura manométrica, rendimento do conjunto motor-bomba, perda de carga por atrito, pressão e cotas topográficas são considerados no modelo.

As estruturas dos sistemas de abastecimento também são consideradas, sendo que o modelo pode se adaptar a redes com mananciais superficiais ou subterrâneos, com múltiplas bombas em qualquer trecho e a presença de uma ou múltiplas estações de tratamento de água. Contudo, o modelo é restrito a redes com reservatórios de montante e sistemas de distribuição ramificados.

Além disso, as estruturas tarifárias energéticas horo-sazonais binômias são consideradas, incluindo-se o cálculo da demanda energética a ser contratada pela empresa de saneamento, sendo que o modelo pode ser adaptado de acordo com a política da empresa fornecedora de energia.

Com o intuito de facilitar o trabalho do operador do sistema, dois grupos de restrições são considerados. O primeiro realiza o gerenciamento do estoque de água nos reservatórios, de modo a assegurar a demanda de água dos centros consumidores, além de garantir o balanço do estoque de água no final do horizonte de planejamento. O segundo grupo de restrições estabelece um limite máximo de acionamento das bombas hidráulicas, sendo que isso também evita um grande desgaste das bombas.

Testes computacionais foram realizados através da implementação do modelo no *software* IBM ILOG CPLEX *Optimization Studio*, a fim de validar o modelo proposto. Investigou-se nos testes o impacto de diferentes condições de infraestrutura no consumo energético do sistema, sendo proposta uma rede de pequeno porte, contendo um reservatório apoiado e outro elevado, uma estação de tratamento, distribuição por gravidade através de tubulações de ferro fundido, com duas zonas de pressão diferentes e um total de seis bombas hidráulicas. Além disso, testes utilizando a rede hipotética de *Anytown* modificada foram realizados. A rede hipotética *Anytown* foi proposta por Walski et al. (1987), sendo esta rede escolhida para os testes devido a sua presença em diversos trabalhos (PULEO et al., 2014; SOUSA; SOARES, 2014; COSTA et al., 2016).

Apresentam-se oito 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, assim como as estruturas elétricas tarifárias brasileiras. No Capítulo 4 apresentam-se tópicos sobre a teoria da hidráulica e mecânica dos fluidos. O Capítulo 5 descreve o modelo de otimização energética proposto. O Capítulo 6 apresenta os testes realizados juntamente com os resultados obtidos. No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e no Capítulo 8 os trabalhos oriundos dessa dissertação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nas últimas décadas têm sido propostos na literatura modelos e métodos de otimização para o planejamento da operação de bombas hidráulicas em sistemas de abastecimento, tanto lineares quanto não lineares.

Little e McCrodden (1989) realizaram um estudo para determinar políticas eficientes de bombeamento de água bruta, aproveitando o armazenamento existente e levando em consideração as taxas energéticas no momento do uso das bombas, através de um modelo de programação linear inteiro misto. Outra questão considerada é o uso de geradores de reserva para evitar o uso comercial de energia nos horários de pico. As restrições do problema incluem a satisfação das demandas de água, os níveis mínimo e máximo do reservatório, os tempos mínimo e máximo de funcionamento da bomba e outras restrições necessárias para garantir a viabilidade. Os testes foram realizados com os dados da Estação de Tratamento de Northside na cidade de Raleigh, Carolina do Norte, consistindo de três bombas centrífugas. A água armazenada nos reservatórios é distribuída por gravidade para o processo de tratamento. A estação de bombeamento também é equipada com três geradores a diesel, originalmente adquiridos para fornecer energia de emergência em caso de interrupção no serviço comercial. Cada um desses geradores tem capacidade sustentável de 1.360 kW. Através do modelo uma economia energética de aproximadamente 29% foi encontrada.

Segundo Ormsbee e Lansey (1994), um sistema de controle de bombeamento de água pode ser dividido em um modelo hidráulico da rede, um de controle ótimo e um de previsão de demanda durante um horizonte de tempo operacional de 24 horas. A previsão da demanda diária pode ser realizada pela consideração de fatores como condições climáticas diárias, previsões do tempo e até pelas estações do ano. Uma discussão com base em vinte e dois modelos para controle ótimo do bombeamento em SAAs também foi realizada para os mais diversos tipos de sistemas, analisando suas principais vantagens e desvantagens, além de classifica-los de acordo com as propriedades do sistema analisado, com a linearidade, com as variáveis e objetivos. Os autores comentaram 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.

Ormsbee e Reddy (1995) propuseram uma heurística não-linear para obtenção de políticas de operação de bombas, visando a minimização dos custos, para sistemas de distribuição de água de múltiplas fontes e múltiplos tanques. Para avaliar sua viabilidade, a metodologia de solução proposta foi usada para desenvolver políticas de operação de

bombas para uma zona do sistema de distribuição de Washington, DC. Os custos associados às políticas operacionais históricas foram comparados com os custos associados às políticas ótimas, afim de avaliar as economias potenciais que poderiam ser obtidas. Um horizonte de planejamento de 24 horas foi dividido em 24 períodos de 1 hora cada. A linguagem FORTRAN foi utilizada, porém o algoritmo demorou aproximadamente 40 minutos para obter a solução, o que não foi viável para o operador do sistema. O tempo de resolução conseguiu ser reduzido para 15 minutos quando considerado períodos de 4 horas cada.

Venturini et al. (1997) propuseram um modelo de programação linear com o objetivo de otimizar o funcionamento de um SAA fictício. Primeiramente considerou-se como função objetivo a minimização da vazão bombeada em cada intervalo de tempo ao longo de um horizonte de planejamento, o que minimiza consequentemente o consumo energético. Considerou-se restrições para garantir as pressões máximas e mínimas necessárias na rede, para assegurar que as capacidades dos reservatórios sejam atendidas, garantindo uma reserva para incêndios e emergências, além de evitar a ociosidade dos reservatórios a fim de garantir a qualidade da água a ser distribuída. Utilizou-se o pacote de otimização MINOS, em interface com o *software* LINDO. Como possíveis objetivos foi proposto que se faça uma previsão da máxima demanda a ser atendida em uma determinada região, supondo crescimento no número de moradias e de indústrias, além de uma minimização da pressão nas tubulações, pois, devido a idade, alguns tubos podem se partir por causa da pressão excessiva. Os autores utilizaram os métodos de Cross (1936) e da teoria linear para realizar os testes numéricos, comparando as metodologias durante o processo, concluindo-se que a convergência do primeiro método é a mais rápida do que a do segundo.

Santana et al. (1999) desenvolveram um modelo de otimização não linear inteiro misto para a operação de sistemas de distribuição de água, abastecidos por múltiplas estações de bombeamento e múltiplos reservatórios de regularização. O modelo foi aplicado a rede hipotética Anytown, proposta por Walski et al. (1987), composta de 19 junções, 1 tanque, 37 tubos e 2 reservatórios, representando a única fonte externa, da qual três bombas diferentes em paralelo fornecem água para o restante do sistema. O objetivo do modelo é determinar o projeto economicamente mais eficaz para reforçar o sistema existente que atenda às demandas projetadas, levando em consideração os custos de bombeamento, sendo este realizado por um conjunto de três bombas em paralelo. Desenvolveu-se um *software* denominado OtimizaRede para a realização dos testes, avaliando-se diversos regimes de operação inicial para os reservatórios.

Almeida et al. (2001) propuseram um modelo não linear inteiro misto de otimização multiobjetivo, visando minimizar a vazão bombeada (função linear) e minimizar a potência de eixo (função não linear). Para isso, consideraram características como a conservação da massa nos nós da rede, conservação da energia, altura manométrica das bombas e o rendimento hidráulico das bombas. Foram utilizados dois algoritmos de programação

não-linear (o algoritmo do Gradiente Reduzido Generalizado e o algoritmo da Lagrangiana Projetada), associados a um algoritmo de programação inteira (Branch and Bound), através da interface do *software* GAMS utilizando os solvers CONOPT, MINOS e SBB. Estabeleceu-se que os dois reservatórios presentes no sistema começariam com 50% de suas capacidades, a fim de garantir a continuidade operacional entre horizontes adjacentes assim como o ciclo de renovação diária da água. Este sistema é abastecido por uma única ETA durante oito períodos de 3 horas cada. Comparou-se a utilização de um custo fixo da energia elétrica com uma estrutura tarifária horo-sazonal, notando-se uma redução de apenas 9% no valor final dos gastos, pois as bombas operaram menos nos horários fora de pico (ocorrendo a redução do consumo energético), enquanto no horário de pico o consumo foi praticamente o mesmo. Os autores recomendam o uso de um gerador a óleo diesel durante os períodos de ponto para a minimização dos gastos do sistema. A comparação entre as políticas operacionais geradas tinha por finalidade avaliar o desempenho dos algoritmos diante de duas formulações distintas da função objetivo (linear e não-linear) e identificar qual a melhor solução, não só em termos de menor consumo de energia, mas também quanto a viabilidade de aplicação e implementação dos resultados fornecidos pelo modelo. Observou-se através dos resultados que tanto o algoritmo Gradiente Reduzido Generalizado como o da Lagrangiana Projetada conduziram ao mesmo ótimo local quando a função objetivo era não linear. Contudo, para funções objetivo com características lineares, o algoritmo do Gradiente Reduzido Generalizado conduziu a um ótimo local diferente e melhor do que o encontrado pelo algoritmo da Lagrangiana Projetada.

[Francato et al. \(2002\)](#) trabalhou com a otimização multiobjetivo de um problema da operação de redes hidráulicas, visando:

- a minimização da flutuação da vazão bombeada na ETA;
- a minimização da vazão da estação de bombeamento;
- a maximização dos volumes armazenados nos reservatórios;
- a minimização da pressão média nos nós;
- a minimização da perda de carga nas válvulas.

O *software* GAMS com o solver CONOPT foi utilizado para a realização dos testes computacionais. Várias visitas foram realizadas a diversas empresas de saneamento, procurando identificar cidades com características diferentes, tais como população, nível social, cultural e econômico, topografia e tipo da empresa de abastecimento. Por fim, selecionou-se uma rede que apresentou dados necessários para a modelagem, que pertencia a Ala Leste do Sistema Adutor Metropolitano da Grande São Paulo. Para a aplicação da metodologia desenvolvida, verificou-se que a tomada de decisões pode ser estruturada através da combinação de pesos de acordo com as preferências do operador. Entrevistas com os gestores

responsáveis pelos sistemas foram utilizadas para se determinar quais objetivos eram mais relevantes para cada tipo de sistema. Concluiu-se também que existe uma estruturação organizacional precária das redes de abastecimento, uma operação ineficiente e falta de dados dos sistemas.

Zyl, Savic e Walters (2004) propuseram um algoritmo genético híbrido com a estratégia de busca *hillclimber* para a otimização operacional dos sistemas de distribuição de água, sendo este desenvolvido com ênfase principal na velocidade de convergência e não na confiabilidade. Para garantir a convergência em uma solução viável, duas restrições operacionais foram aplicadas. A primeira restrição é que os níveis de água do tanque devem se equilibrar durante o horizonte de planejamento, ou seja, o nível do reservatório ao final do planejamento tem que ser igual ao nível do início do planejamento. A segunda restrição é um limite no número de liga/desliga das bombas em uma operação de 24 horas para evitar um aumento nos custos de manutenção devido ao desgaste excessivo. Essas restrições foram implementadas pela adição de penalidades à função objetivo. Os custos de penalidade apropriados foram encontrados através de tentativa e erro, sendo altos o suficiente para convergir para uma solução viável, mas não tão altos, para que não se eliminem soluções viáveis. No início do horizonte de planejamento considerou-se que os reservatórios possuíam água até 95% de suas capacidades.

Dois métodos foram aplicados ao problema e comparados em seguida: os métodos de Fibonacci e Hooke-Jeeves, sendo que este último foi capaz de sustentar sua convergência por mais tempo e encontrar soluções finais consideravelmente melhores. O modelo foi testado para uma rede fictícia criada pelos autores. Para a comparação dos resultados, dados dessa rede foram utilizados para testes com o método de otimização híbrido proposto, com o Algoritmo Genético puro e com o método Hooke-Jeeves puro. O método proposto apresentou um resultado 2,8% melhor do que o Algoritmo Genético e com um número menor de avaliações. O algoritmo Hooke-Jeeves convergiu igual ao Algoritmo Genético, porém não sustentou a convergência, resultando em soluções inferiores. O *software* Epanet foi utilizado na realização dos testes.

Barán, Lücken e Sotelo (2005) propuseram um modelo com quatro objetivos a serem minimizados para o problema da operação ótima das bombas hidráulicas em SAAs: custo de energia elétrica, custo de manutenção, pico máximo de energia e variação de nível em um reservatório. Por conta dessa escolha, cada bomba é representada por um vetor binário, onde existem n bits necessários para representar todas as combinações das bombas em um determinado intervalo de tempo, onde n é o número de bombas do sistema. Foram testados seis algoritmos evolutivos para múltiplos objetivos: Strength Pareto Evolutionary Algorithm (SPEA), NonDominated Sorting Genetic Algorithm (NSGA), Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm 2 (NSGA2), Controlled Elitist Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm (CNSGA), Niche Pareto Genetic Algorithm (NPGA) e Multiple Objective

Genetic Algorithm (MOGA). Os algoritmos foram combinados com uma heurística que lida com as restrições hidráulicas para o problema de programação ótima das bombas em SAAS, avaliando os resultados experimentais dos seis algoritmos implementados com um conjunto de métricas. O modelo proposto foi formulado para o sistema de abastecimento baseado em [Savic, Walters e Schwab \(1997\)](#) e diz respeito a principal estação de bombeamento de água da cidade de Assunção, no Paraguai, que possui uma fonte de água ilimitada, uma estação de bombeamento que leva água da fonte para um tanque mais elevado e um sistema de tubos ligando a estação de bombeamento ao tanque. Assim, os resultados obtidos pelos autores indicam que, para a maioria dos testes, o algoritmo SPEA apresentou melhor desempenho global para o problema da operação de bombas em sistemas de abastecimento de água, fornecendo um maior número de soluções ideais. O algoritmo NSGA2 ficou em segundo lugar, sendo uma alternativa para o problema.

[Firmino et al. \(2006\)](#) propuseram um modelo de otimização linear com o objetivo de minimizar os custos de energia elétrica, visando ainda reduzir o número de acionamento dos conjuntos motor-bombas do principal SAA da cidade de Campina Grande, na Paraíba, responsável pelo abastecimento de 29 tanques de distribuição, evitando futuros gastos com manutenção. Dividiu-se o processo de otimização em duas etapas. Na primeira etapa, utilizou a programação linear considerando o intervalo de acionamento contínuo, para que houvesse a garantia de um ótimo global para os intervalos de tempo de acionamento das máquinas, além de um volume inicial ótimo. A segunda etapa teve como meta atingir no mínimo o volume ótimo determinado na primeira etapa, mas com as bombas funcionando durante todo o período de tempo definido. A não-linearidade do sistema é resultado das vazões horárias nas adutoras, que são caracterizadas pelo funcionamento em paralelo dos conjuntos motores-bombas. Essa divisão de etapas proporciona uma melhor análise do problema, em função principalmente da convergência numérica, além de garantir o atendimento das restrições do problema. O modelo proposto foi testado no *software* Matlab, em um horizonte de planejamento de 24 horas dividido em 24 períodos de uma hora cada, levando-se em consideração as restrições de demanda, capacidades máxima e mínima dos reservatórios, capacidade de tratamento da ETA e restrições operacionais do sistema, linearizando algumas equações quando preciso no intuito de se obter uma resolução mais rápida do modelo. Os testes proporcionaram uma redução de 16,86% no consumo energético em horários fora de ponta, que representou uma economia financeira de 15,09% obtida através de uma redução de 7% no tempo de funcionamento dos conjuntos motor-bombas.

[Perroni e Wendland \(2006\)](#) investigaram 21 poços utilizados no SAA da cidade de São Carlos, em São Paulo. O objetivo principal foi desenvolver e testar uma metodologia prática para avaliar o consumo de energia elétrica nos equipamentos de bombeamento de poços profundos, utilizados em sistemas públicos de abastecimento de água.

A avaliação do rendimento dos sistemas de bombeamento foi feita com base em

dados de medidas de vazão, pressão e consumo de energia do ano de 2003 do SAAE (Sistema de Abastecimento de Água e Esgoto), além de levar em consideração a quantidade de água produzida por cada poço. Os valores obtidos estão situados entre 40% e 50%, o que é considerado um baixo rendimento, podendo ser consequência do desgaste excessivo proveniente da idade do sistema e do mal gerenciamento de operação das bombas. Com os dados históricos os autores puderam deduzir que, em 2003, foram captados e produzidos 9,3 milhões de m^3 de água nesse sistema, que consumiu 10 mil mW/h de energia elétrica, custando R\$ 1,6 milhões. Com isso, o custo unitário médio de água subterrânea foi igual a R\$ 0,17/ m^3 . A partir dos testes realizados com o cálculo do sistema de bombeamento proposto, os autores obtiveram resultados de que alguns poços apresentavam custo unitário acima da média, sendo resultado da baixa produção de água e do consumo excessivo de energia por conta do baixo rendimento do sistema de bombeamento e até mesmo pela sua operação não planejada. Além disso, os autores propuseram a substituição dos conjuntos motores-bomba por equipamentos de alto rendimento, que podem gerar uma redução média de 15% no consumo de energia elétrica, o que representaria uma economia de R\$ 900 mil ao final de cinco anos, que é mais da metade do valor dos investimentos necessários estimados pelos mesmos.

Dias e Gomes (2007) propuseram uma adaptação do algoritmo descrito em Hansen, Madsen e Nielsen (1991), que visa calcular o vetor ótimo de diâmetros para uma rede sem bombas, para a implantação de redes com múltiplas bombas de distribuição de água com estações de bombeamento. Os objetivos são determinar os diâmetros dos tubos e a carga bombeada pelas bombas de modo a minimizar os custos de implantação da rede e das bombas. Além de considerar os custos de aquisição das bombas e de suas operações, restrições para garantir a continuidade da vazão nos nós da rede e as pressões adequadas foram adicionadas. Calculou-se a perda de energia na tubulação através da fórmula de Hazen-Williams. Para a realização dos testes numéricos propõem-se uma rede fictícia, utilizando-se o *software* Matlab. O novo algoritmo mostrou-se eficiente para a solução de problemas nos quais os reservatórios são incapazes de garantir a pressão mínima nos nós consumidores. Resolvido para um problema pequeno, os resultados encontrados foram considerados comparáveis aos calculados por outros métodos de otimização de redes, com um tempo de resolução consideravelmente menor.

Rodrigues et al. (2007) estudaram duas instalações de bombeamento da cidade de Campinas, em São Paulo, que utilizam inversores de frequência, que são equipamentos eletrônicos acoplados aos conjuntos motor-bomba, com principal função de controlar a velocidade de rotação dos motores elétricos através do acionamento de uma corrente alternada. Comparações foram realizadas de operações dos sistemas com e sem o uso deste dispositivo, além de analisar suas vantagens e desvantagens. Três modelos matemático-computacionais foram utilizados, um que reproduz as instalações do SAA estudado através do *software* Epanet, outro para avaliar os consumos diários de energia elétrica da unidade

através do pacote Toolkit também do *software* Epanet e um terceiro de otimização, que foi desenvolvido por [Deb et al. \(2000\)](#), baseado em algoritmo genético multi-objetivo com restrições, que tem como principal objetivo determinar as rotações ótimas dos motores das bombas, de modo a atender a demanda. Calculou-se também o rendimento das bombas para cada período de uma hora dentro de um horizonte de planejamento de 24 horas. Conclui-se que embora a aquisição dos inversores demande uma grande quantia de dinheiro, este trará economias aos sistemas que com o passar do tempo serão vantajosas à empresa.

No trabalho de [López-Ibáñez, Prasad e Paechter \(2008\)](#) foi proposto um modelo matemático resolvido através da meta-heurística Colônia de Formigas para a otimização da operação em redes de distribuição de água. O modelo aborda uma incorporação de restrições que limitam a quantidade de liga/desliga das bombas, o que permite um espaço de busca reduzido, diminuindo o tempo computacional do algoritmo. Os testes computacionais foram realizados para duas redes distintas, ambas com horizonte de planejamento de 24 horas, divididos em 24 períodos de uma hora cada. A primeira rede é composta por 3 bombas e 2 tanques e, se trata da rede fictícia de [Zyl, Savic e Walters \(2004\)](#). Já a segunda contém 7 bombas, 6 tanques e 1 reservatório e, se trata de parte da rede de Richmond, no Reino Unido. Duas variações do modelo foram utilizadas para os testes computacionais. Na primeira temos que o número de acionamentos das bombas está restrito a uma igualdade, enquanto na segunda temos que a quantidade de acionamentos deve ser menor ou igual a um valor pré estabelecido. Para a primeira rede os autores obtiveram melhores resultados através do algoritmo Colônia de Formigas. Além disso, comprovaram que a limitação no número de liga/desliga das bombas reduz os custos com energia elétrica. Com isso concluíram que, para uma rede pequena, o algoritmo Colônia de Formigas supera o Algoritmo Genético. Para a segunda rede ambos os modelos obtiveram melhores resultados, porém o segundo precisou explorar um espaço de busca maior. Portanto, para redes maiores, obteve melhores custos do que o Algoritmo Genético, além de resolver os modelos em tempo computacional menor.

[Machado et al. \(2008\)](#) apresentaram a otimização da operação de SAAs através da utilização do modelo de simulação hidráulica Epanet junto a um algoritmo genético multi-objetivo, o qual consiste em uma adaptação do *Strentgh Pareto Evolutionary Algorithm 2*. A metodologia é aplicada a parte do sistema de distribuição de água da cidade de João Pessoa, na Paraíba. Considerou-se como função objetivo a minimização do custo de energia elétrica do bombeamento, a minimização do número de liga/desliga das bombas hidráulicas presentes no sistema e a minimização da diferença entre os níveis finais e iniciais de cada reservatório do sistema. Utilizou-se da técnica denominada de *Seeding*, que consiste em introduzir na população inicial do algoritmo uma ou mais soluções já conhecidas para o problema, previamente definidas por outros métodos ou através do conhecimento do operador. Notou-se que, quando uma solução era introduzida previamente na inicialização do método, encontravam-se quase 16 vezes mais soluções ótimas diferentes para o problema,

chegando a corresponder a 94% da população do algoritmo. O desempenho do modelo foi analisado através da comparação das soluções obtidas com uma solução de referência pré-determinada, através da utilização de um conjunto de regras de operação denominado Calculador de Solução Viável (BRASILEIRO, 2005), ajustado para o sistema analisado. Testes foram realizados para um horizonte de planejamento de 24 horas dividido em períodos de 15 minutos, em um sistema contendo 4 bombas. Sua utilização é recomendada pelos autores para sistemas em que já esteja disponível uma operação aplicável ao sistema e se deseja otimizar essa operação.

Toledo et al. (2008) propuseram um modelo matemático linear considerando a interdependência entre os reservatórios, cujo objetivo é minimizar o custo com energia elétrica para funcionamento das bombas de captação. O problema apresentado considera apenas uma bomba por trecho de captação e de transferência e consiste em decidir, em cada período do horizonte de planejamento, as operações (liga/desliga) das bombas hidráulicas, atendendo a demanda estimada em cada período e respeitando os níveis mínimos e máximos de cada reservatório. Para facilitar a operação do sistema é considerado um custo de acionamento das bombas hidráulicas, a fim de minimizar o número de vezes que as bombas são acionadas. Os experimentos foram avaliados em três etapas. Na primeira etapa, foi avaliada a influência do tamanho do horizonte de planejamento na resolução dos problemas. Na segunda etapa, o comportamento dos reservatórios e a política de acionamento das bombas para os modelos propostos pelos autores é analisada. Na terceira etapa, avaliou-se o impacto de vazamentos existentes na rede sobre a política de planejamento. Com isso os autores perceberam que as perdas de água aumentam de maneira significativa o custo total da operação do sistema, podendo utilizar o modelo para avaliar o custo/benefício de investimentos em melhorias nas redes de distribuição. Observou-se também que os reservatórios, para todos os horizontes de planejamento testados, apresentavam um comportamento semelhante, já que antes dos horários de pico havia uma armazenagem de água, para que não fosse necessário operar as bombas nesses períodos.

Em Pasha e Lansey (2009) um problema de otimização linear é formulado e resolvido para um sistema de tanque único visando minimizar o custo de energia. O principal foco do trabalho é criar um modelo de resolução rápida para que as soluções possam ser incorporadas ao sistema em tempo real. Considerou-se que a programação de bombas, usando otimização linear, consiste em cinco etapas. A primeira é coletar os dados físicos do sistema, que serão então utilizados no desenvolvimento de funções de energia, através de extensa simulação. Em seguida faz-se necessária uma previsão da demanda em tempo real. Finalmente, o modelo de programação linear é formulado com essas demandas e as funções derivadas para determinar as descargas ótimas da estação de bombeamento para cada período. Esses valores de descarga são enfim convertidos em operações reais da bomba.

Uma rede contendo 37 tubos, um tanque e 4 bombas foi utilizado para os testes realizados em uma horizonte de planejamento dividido em 24 períodos de uma hora cada. Concluiu-se que embora a linearização do problema permita uma resolução bem mais rápida, ela pode acarretar em problemas, excluindo possíveis soluções ótimas além de problemas gerados por aproximações.

Błaszczuk et al. (2012) estudaram o sistema de distribuição de água de Toronto, Canadá. Essa pesquisa teve a finalidade de desenvolver uma ferramenta capaz de gerar uma política de bombeamento para 153 bombas que atendam às necessidades do sistema e que minimizem seus custos. Um modelo de otimização linear com uma função objetivo que expressa o custo de energia elétrica consumida nas estações de bombeamento foi proposto, com restrições de balanço de massa com volumes agregados dos reservatórios apoiados e elevados. Neste modelo, é considerado um horizonte de planejamento de 7 dias, cada dia discretizado em horas. Contudo, existem algumas dúvidas sobre a aplicabilidade do modelo, porque negligencia as características hidráulicas da rede, como perdas de carga no sistema e eficiência das bombas, sendo necessário um modelo mais completo. Assim, é sugerido pelos autores o uso da resolução do problema linear simplificado para se estabelecer condições de contorno para um modelo mais completo de otimização linear, que leve em conta fenômenos hidráulicos e qualidade de água.

Bagirov et al. (2013) propuseram um modelo não linear para o planejamento de bombas hidráulicas em SAAs. O problema leva em consideração a variação do preço da energia elétrica durante o horário de ponta e fora dele. Foi previamente definido o número máximo de bombas ligadas e desligadas, para diminuir o número de restrições do problema. Os níveis iniciais dos reservatórios, a demanda e as tarifas no horário de pico e fora dele foram considerados conhecidos. Realizou-se uma simulação para escolher soluções factíveis e depois melhorar cada uma delas através do método Hooke-Jeeves. Por fim, selecionou-se a melhor solução factível encontrada. É apresentado ainda um algoritmo para a resolução do modelo proposto, sendo este uma combinação entre otimização e simulação hidráulica. Para os testes foram usados dois problemas: um problema-teste existente no *software* Epanet e uma adaptação da rede de Zyl, Savic e Walters (2004); ambos com horizonte de planejamento de 24h. Para o problema teste, 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 Seifollahi-Aghmiuni et al. (2013) um modelo de otimização é desenvolvido para a análise hidráulica de uma rede fictícia sob várias combinações de valores do coeficiente de rugosidade dos tubos. Utilizou-se a simulação de Monte Carlo, onde séries probabilísticas são geradas com base em uma distribuição probabilística definida para cada variável incerta. Os testes foram realizada usando o *software* EPANET, no qual

os cálculos hidráulicos são feitos com base na equação de perda de energia proposta por Hazen-Williams. A metodologia foi aplicada durante um período teste de 30 anos a uma rede totalmente gravitacional, não contendo nenhuma bomba, com tubos de um quilômetro de comprimento cada. O sistema possuía sete nós, sendo um deles para reserva de segurança, com um nível de água fixo a ser atendido, e os outros seis consistem em nós consumidores. Objetivou-se encontrar o melhor design para a rede, minimizando os seus custos. Em seguida, calculou-se os impactos do envelhecimento da tubulação na rede, considerando-se tubos de 100 anos de idade através de uma equação que utiliza os coeficientes de rugosidade de cada ano anterior juntamente com uma adaptação da equação de Hazen-Williams. Notou-se um aumento significativo nos custos da rede devido a uma diminuição da eficiência operacional.

Puleo et al. (2014) utilizaram os *softwares* Matlab e Epanet para a realização dos testes numéricos, baseando-se em uma metodologia de Programação Linear para determinar o funcionamento ótimo de uma estação de bombamento em um horizonte de planejamento de 24 horas, dividido em períodos de uma hora cada. Considerou-se como variável de decisão as vazões das bombas, sujeitas a valores máximos e mínimos, que posteriormente são transformadas em uma programação discreta, com o objetivo de fornecer uma taxa semelhante 24 horas por dia. Esta etapa de testes revelou alguns problemas devido à dificuldade de uma seleção apropriada de combinação das bombas para os intervalos do horizonte de planejamento. Para superar esse problema, o cronograma foi avaliado com intervalos de 15 minutos. Essa discretização diferente garantiu que a restrição do balanço de massa fosse respeitada. A metodologia foi aplicada em estudo de caso derivado da rede de referência Anytown (WALSKI et al., 1987), utilizando a heurística *Hybrid Discrete Dynamically Dimensioned Search*, cuja principal vantagem, comparada com os algoritmos genéticos e de colônias de formigas, é que sua capacidade de pesquisa (ou seja, a capacidade de encontrar soluções quase ótimas globalmente) é boa e, ao mesmo tempo, é significativamente mais eficiente em termos computacionais. Testou-se também três níveis iniciais de tanque diferentes (75%, 50% e 25% do nível máximo de água do tanque). Porém, o modelo resultante não garante a identificação da solução ótima global do problema, devido às imprecisões introduzidas pela linearização. No entanto, pode fornecer uma solução de qualidade suficiente para ser aplicada na prática.

Em Sousa e Soares (2014) foram estudados três objetivos que consistem na minimização de perdas por vazamentos de água, redução do custo de energia elétrica do volume bombeado e maximização da confiabilidade do sistema em atender aos padrões de demanda. Foram consideradas como variáveis de decisão o liga/desligada das bombas hidráulicas em cada hora, durante o período de planejamento de 24 horas. Para representar os vazamentos de água, utilizou-se uma equação já implementada no Epanet, em que as perdas reais são modeladas baseando-se em uma equação denominada equação de orifício, que considera a altura manométrica e um coeficiente de vazamento para calcular a quantidade de água

perdida devido a algum buraco ou orifício no nó estudado. Como a complexidade do sistema é grande, elaborou-se um simulador hidráulico baseado no pacote *Toolkit* do *software* Epanet, proposto por [Rossman et al. \(2000\)](#), que consiste em uma integração computacional do algoritmo evolucionário multiobjetivo *Strength Pareto Evolutionary Algorithm* e do simulador hidráulico Epanet. Para os testes foi usada a rede hipotética Anytown ([WALSKI et al., 1987](#)), mas, para aproximar a rede da realidade brasileira, os autores adicionaram um tanque que atua por gravidade. Também utilizaram a perda de água por vazamentos no sistema como sendo de 10%. A melhor solução encontrada promoveu uma redução de 5% nas perdas por vazamento, e 23,2% dos custos de energia elétrica consumida, além do aumento da confiabilidade do sistema em 12%.

O trabalho de [Vega e Alem \(2015\)](#) teve como objetivo principal propor um modelo de programação estocástica de dois estágios com recurso para o problema de captação, armazenamento e transferência de água em redes de abastecimento urbano, considerando a demanda de água uma variável aleatória que pode ser razoavelmente aproximada por um conjunto finito de realizações. Contudo, o modelo considera que cada poço de captação de água está associado a um único reservatório e uma única bomba. O método de geração de cenários proposto neste artigo é composto por duas etapas. Na primeira etapa, as realizações das variáveis aleatórias envolvidas no problema de otimização são determinadas. Na segunda etapa, as probabilidades de ocorrência de tais realizações são calculadas. Testes numéricos foram feitos no *software* GAMS e resolvidos pelo solver CPLEX, com o objetivo de identificar se o método de geração de cenários proposto fornece boas aproximações da distribuição das variáveis aleatórias, analisar as decisões de primeiro e de segundo estágio, determinar valores plausíveis dos parâmetros e o impacto das incertezas no problema.

Um algoritmo Branch-and-Bound, que consiste em dividir problemas grandes em subproblemas menores através da fixação do valor das variáveis, foi proposto por [Costa et al. \(2016\)](#) para otimizar o funcionamento de bombas hidráulicas em um SAA. Para isso, um modelo matemático linear foi proposto, cuja função objetivo consiste em minimizar custos relacionados à energia elétrica consumida pelas bombas. Utilizou-se o algoritmo como um método exato para encontrar a solução ótima do problema de programação da bomba que em seguida será convertida para o formato binário e utilizada para uma implementação no *software* Epanet para o cálculo das variáveis hidráulicas do sistema. Se a solução for viável, ocorrerá o processo de ramificação. Esse procedimento será repetido durante todo o horizonte de planejamento. Uma modificação da rede hipotética Anytown ([WALSKI et al., 1987](#)) foi utilizada para a realização dos testes que apresentaram um tempo computacional elevado. Concluiu-se que restringir o número de acionamentos das bombas, embora torne o problema mais restrito, encontra soluções com custos mais baixos, pois os gastos com manutenções tendem a diminuir.

[Soler et al. \(2016\)](#) propuseram uma heurística construtiva para o problema de

minimização dos gastos com energia elétrica visando suprir duas lacunas do trabalho de [Toledo et al. \(2008\)](#):

- i) Englobar vários reservatórios e suas interdependências;
- ii) Gerar uma solução de boa qualidade em baixo tempo computacional.

O modelo proposto por Toledo também não prevê explicitamente reações ao aumento não previsto de demanda provocado por eventos aleatórios (como calor intenso, por exemplo, ou perdas de água não previstas ocasionadas por problemas de infraestrutura no sistema). Porém, apresenta duas estratégias para contornar tais situações. Na primeira, um volume mínimo de água é pré-estabelecido nos reservatórios, capaz de atender à demanda de imediato no caso de aumento inesperado da demanda. Na segunda estratégia, o planejamento proposto pelo modelo pode ser aplicado sob a ótica de horizonte rolante, através da resolução do problema considerando-se um horizonte de T períodos e aplicando-se apenas as decisões dos primeiros períodos. Em seguida, incluem-se novos períodos no final do horizonte com demandas atualizadas e o modelo é novamente resolvido. Assim, a ocorrência de algum evento aleatório importante é atenuada pelo novo planejamento, já que os dados podem ser atualizados pelos valores corretos. Para analisar a eficiência da heurística proposta foi utilizado o pacote CPLEX como referência.

[Bonvin et al. \(2017\)](#) propuseram um modelo de programação não linear inteiro misto com o objetivo de minimizar os custos com energia elétrica através de um planejamento de operação das bombas hidráulicas. O modelo, que é não convexo, foi relaxado, descartando-se as não-convexidades, sendo apresentada uma função para converter uma solução deste relaxamento em uma solução viável, com um número limitado de aumento do custo. As restrições do modelo consideram um sentido de fluxo para os tubos e válvulas, além de dividir as bombas em classes de acordo com suas características operacionais. Os testes foram realizados para a Rede FRD, um sistema de distribuição de água potável localizada em uma zona rural da França, o que mostra a viabilidade do uso de modelos de otimização para a redução dos custos com energia elétrica não apenas em sistemas urbanos. Considerou-se um ano de dados históricos do sistema em questão para os testes. Uma economia de 16,9% nos gastos com energia elétrica em relação à estratégia interna atualmente utilizada na concessionária, como planos de bombeamento para o dia seguinte gerados em menos de um minuto e com sua viabilidade avaliada no simulador Epanet.

Em um dos trabalhos mais recentes, [Vieira et al. \(2020\)](#) apresentam um relaxamento linear para uma formulação não linear inteira mista, com o objetivo de minimizar os custos operacionais de um sistema de abastecimento. Estipulou-se um erro máximo para cada relaxamento e, visando a viabilidade da solução para o problema original, desenvolveu-se um procedimento para corrigir erros induzidos pela linearização. Se um resultado viável ou satisfatório é obtido, o erro máximo tolerado é reduzido e os procedimentos de linearização e otimização são repetidos novamente. Considerou-se a demanda como determinística.

Destaca-se como contribuição a formulação, que inclui aspectos relacionados ao estado do sistema quando os tanques estão cheios, não considerado em trabalhos anteriores. Também é apresentada uma técnica de linearização que inclui o número de liga/desliga das bombas, resultando em um menor número de variáveis binárias para o problema, e o relaxamento proposto que diminui o espaço de busca das soluções. Os resultados obtidos superaram os melhores resultados obtidos em três instâncias de referência da literatura: para a rede de Zyl, Savic e Walters (2004), obtiveram uma solução 1,62% menor do que a encontrada por Marchi, Simpson e Lambert (2016); para a rede esqueleto de Richmond, houve redução de 10,82% em relação a solução encontrada por Giacomello, Kapelan e Nicolini (2012); e para a rede completa de Richmond, obtiveram uma solução reduzida em 3,2% em relação a de López-Ibáñez, Prasad e Paechter (2008).

Analizando os trabalhos abordados neste capítulo, observa-se que a maioria busca a minimização dos custos de energia elétrica através do planejamento da operação das bombas hidráulicas, tendo como restrições as condições dos reservatórios (volumes máximo e mínimo), as pressões do sistema e as demandas dos centros consumidores a serem atendidas. Porém, há poucos trabalhos que abordam profundamente as questões hidráulicas presentes nestes sistemas, enquanto alguns não abordam características do sistema tarifário energético ou das condições estruturais dos sistemas de abastecimento de água. Toledo et al. (2008) e Vega e Alem (2015) não consideram a presença de múltiplas bombas, de diferentes tipos de mananciais nem o rendimento do conjunto motor-bomba. Puleo et al. (2014) e Pasha e Lansey (2009) não consideram a presença de zonas de pressão para o cálculo dos volumes mínimos e máximos dos reservatórios. Błaszczyk et al. (2012) não apresentam restrições referentes a perdas de carga no sistema de distribuição de carga e altura manométrica. Francato et al. (2002), que realiza testes para uma rede de abastecimento brasileira, não considera as diferentes estruturas tarifárias existentes.

Assim, a fim de obtermos um modelo mais próximo da realidade dos sistemas de abastecimento das cidades brasileiras, apresentam-se nos próximos capítulos características hidráulicas, juntamente com as estruturas tarifárias vigentes e as condições de funcionamento dos sistemas de distribuição de água. Tais características são de extrema relevância para a modelagem do problema de planejamento de operação de bomba hidráulicas.

3 SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA E ENERGIA ELÉTRICA

Segundo a OMS (Organização Mundial da Saúde), saneamento básico é o controle de todos os fatores do meio físico do homem, que exercem ou podem exercer efeitos nocivos sobre o bem-estar físico, mental e social (WHO et al., 2004). São considerados sistemas de saneamento básico todos aqueles sistemas que forneçam o serviço de abastecimento e tratamento de água, coleta e tratamento do esgoto sanitário, além de coleta de lixo orgânico e inorgânico.

Os Sistemas de Abastecimento de Água (SAA) fornecem os serviços de captação de água de fontes naturais, tratamento e adequação da qualidade, distribuição para os centros consumidores em regiões urbanas e rurais, em quantidades suficientes para atender as necessidades da demanda.

Neste capítulo é apresentado a estrutura de um sistema de abastecimento de água brasileiro e sua operação, assim como a descrição dos principais componentes e termos que serão mencionados ao longo deste trabalho. Em seguida, serão apresentadas as tarifas energéticas brasileiras vigentes, definidas pela ANEEL (2010), assim como a divisão dos postos tarifários.

3.1 Mananciais e captação de água

Para se construir um SAA é necessário primeiramente a realização de um amplo estudo da região onde a empresa pretende se estabelecer, levando-se em consideração aspectos topográficos, populacionais e a possível presença de focos de contaminação. É ainda necessário fazer uma estimativa da taxa de crescimento, tanto da população quanto do setor industrial, para que o sistema consiga atender a cidade por um longo período de tempo (NETTO et al., 1998).

Em seguida faz-se a escolha do tipo de manancial, que consiste na fonte de onde se retira a água, sendo este uma das partes mais importantes da operação do SAA, pois sua escolha irá definir a quantidade e qualidade da água disponível para ser distribuída à população.

De acordo com Netto et al. (1998), os mananciais são divididos em dois grupos:

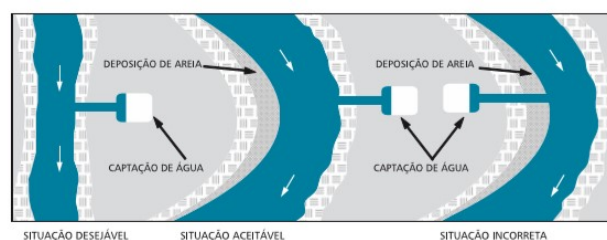
- Superficiais: todo aquele que possui o espelho de água na superfície terrestre. Os mananciais superficiais são rios, lagos, córregos, represas, entre outros. Exigem um tratamento maior da água para torná-la própria para o consumo devido à poluição

e, em alguns casos, ao despejo de esgoto próximo a essas áreas. Para a escolha deste tipo de manancial deve ser realizado um levantamento de dados hidrológicos e fluviométricos;

- Subterrâneos: todo aquele cuja água provenha de lençóis subterrâneos, podendo ser elevada até a superfície e captada por bombas hidráulicas. Seu tratamento é feito com adição de cloro para desinfecção nos próprios reservatórios, não havendo necessidade de ser encaminhada para a estação de tratamento. Contudo, é sempre necessário fazer uma avaliação da qualidade da água captada, pois pode haver contaminação do lençol freático por chorume, agrotóxicos e fossas sépticas. Nestes casos, um tratamento mais completo deve ser realizado. Esse tipo de manancial é frequentemente utilizado por ser uma alternativa de baixo custo, fácil obtenção e boa qualidade natural (CONCEIÇÃO et al., 2014).

Após a escolha do manancial mais adequado, escolhe-se o sistema de captação com bombas de pressão, vazão e rendimentos convenientes para a regularidade do fornecimento e funcionamento do sistema. De acordo com Bastos et al. (2006), existem medidas que devem ser adotadas no processo de escolha, manutenção e operação adequadas do local da captação de água para uma maior garantia de qualidade, dependendo do tipo manancial. Se este for caracterizado como curso d'água (rios, córregos e ribeirões) deve-se fazer a captação em trechos retilíneos. Quando isso não for possível, deve-se evitar a captação na parte convexa das curvas, pois é neste lado em que ocorre o depósito de substâncias e materiais sólidos, por exemplo, lixo. No entanto, a captação pode ser feita no lado côncavo, desde que, as margens sejam protegidas contra a erosão que ocorre devido a maior velocidade da água nesses trechos. A Figura 3.1 ilustra os casos. Se o manancial for lago ou represa deve ser estabelecida uma zona de proteção ao redor para evitar qualquer ação que prejudique a qualidade e a quantidade da água. Se necessários, devem ser implantados dispositivos que impeçam o assoreamento do manancial, como mata ciliar e contenções. No caso de captação subterrânea, recomenda-se cercar a área e construir paredes impermeabilizadas até a profundidade de três metros abaixo da superfície do solo para evitar uma possível contaminação.

Figura 3.1 – Localização da captação em curso d'água.



Fonte: Bastos et al. (2006).

3.2 Adução

A adução caracteriza-se por tubos de materiais resistentes e de diâmetros pré-determinados para o transporte da água captada do manancial. Além de um conjunto de encanamentos, a adução também possui bombas, válvulas e conexões para levar a água até os reservatórios, estações de tratamento e até os centros consumidores. Segundo [Netto et al. \(1998\)](#), a adutora pode ser classificada:

- Pelo tipo de energia que utiliza:
 - Gravidade: a água é armazenada em reservatórios localizados em níveis mais elevados, sendo distribuída aos consumidores pela força gravitacional;
 - Recalque: quando há necessidade do uso de bombas hidráulicas para realizar o transporte da água, tanto do ponto de captação até os reservatórios quanto dos reservatórios até a população;
 - Mista: quando a distribuição da água é feita utilizando bombas e gravidade.
- Pelo modo de escoamento:
 - Livre: quando o conduto está sujeito à pressão atmosférica, geralmente apresentando contato da água com o exterior ou com seções parcialmente cheias;
 - Forçada: quando a água escoar em um conduto com pressão diferente da atmosférica. Sempre fechados e escoamento com seção completamente cheia;
 - Mista: quando o sistema utiliza tanto condutos livres quanto forçados.
- Pelo tipo de água que transporta:
 - Bruta (água sem tratamento);
 - Tratada.

3.3 Estação de tratamento de água, reservatórios e distribuição

Nas Estação de Tratamento de Água (ETAs) ocorrem os procedimentos que transformam a água bruta em água tratada. De acordo com o [Ministério da saúde \(2017\)](#), em todo o território nacional é obrigatório que haja a adequação e fiscalização da qualidade da água.

Segundo [Netto et al. \(1998\)](#), para um bom tratamento da água, esta deve passar pelas seguintes etapas. Primeiramente ocorre a oxidação, onde será feita a adição de cloro para que se oxide quaisquer metais que estejam dissolvidos na água. Em seguida, temos os

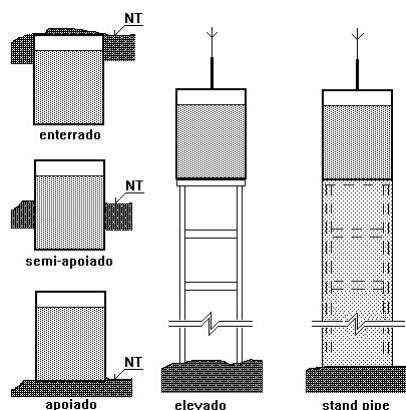
processos de coagulação e floculação, onde ocorrerá a mistura de sulfato de alumínio. Essa substância serve para unir as impurezas em flocos, facilitando sua remoção. O próximo processo será a decantação das impurezas para que, em seguida, haja a filtração. Os filtros são formados principalmente por carvão ativado, areia e cascalho que, além de removerem o restante das impurezas, também irão retirar o odor e sabor das substâncias químicas já utilizadas até essa etapa. Uma adição de cloro e de cal hidratado é feita para a desinfecção e correção do pH. Finalmente, temos a fluoretação, já que adicionar flúor na água ajuda na prevenção de cáries. Dentre estas etapas, as únicas que são obrigatórias em todo o território nacional são a filtração e a adição de cloro ([Ministério da saúde, 2017](#)).

Ainda de acordo com o [Ministério da saúde \(2017\)](#), é de obrigação dos responsáveis pelo sistema de abastecimento de água encaminhar à autoridade de saúde pública relatórios mensais com informações sobre o controle da qualidade da água, além de promover as ações necessárias para a proteção do manancial de abastecimento.

Depois de tratada, a água segue para os reservatórios, que são unidades hidráulicas posicionadas em locais estratégicos a fim de garantir a quantidade de água necessária para o abastecimento, proporcionando as melhores condições de pressão. Podem ser classificados como:

- Enterrados: completamente abaixo do solo;
- Semi-apoiados (ou semi-enterrados): parte do reservatório está abaixo do solo;
- Apoiados: fundo do reservatório apoiado sobre o solo;
- Elevados: 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.

Figura 3.2 – Tipos de reservatórios de água.



Fonte: [Guimarães, Carvalho e Silva \(2007\)](#).

A Figura 3.2 ilustra cada um dos tipos de reservatórios. Estes são classificados também pela sua localização no sistema, podendo ser reservatórios a montante ou a jusante. Os reservatórios a montante estão antes da rede de distribuição, sendo que por eles passa toda a água que será enviada aos centros consumidores. Já os reservatórios a jusante (ou de sobras) está localizado depois da rede, com a função de armazenar água nos períodos em que a capacidade da rede for superior a demanda para complementar o abastecimento quando a situação for inversa (LENZ, 2014). A Figura 3.3 ilustra os casos.

Os reservatórios precisam ainda armazenar um volume mínimo pré determinado afim de suprir as demandas de emergência, tais como incêndios.

Figura 3.3 – Reservatórios de montante e de jusante.



Fonte: Lenz (2014).

A partir dos reservatórios ocorre a distribuição para os centros consumidores. Esta pode ser feita por bombeamento ou por gravidade, dependendo da diferença de altitude entre os reservatórios e os bairros a serem atendidos. Os reservatórios também podem estar conectados entre si por tubulações, transferindo água entre eles, se necessário. Nestes casos, há necessidade de bombeamento.

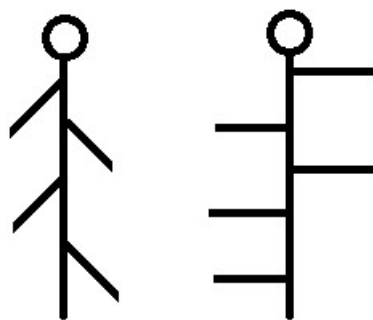
A quantidade das bombas deve ser estabelecida de acordo com as necessidades do sistema sendo que, de acordo com Netto et al. (1998), os trechos de captação e distribuição SAAs devem conter no mínimo duas bombas hidráulicas, sendo uma de reserva. Assim, o operador do sistema de abastecimento deve decidir quantas bombas ligar em cada período, para cada ponto de captação e cada ponto de transferência.

Além disso, segundo Tsutiya (2006), uma rede de distribuição é formada por inúmeras tubulações interligadas, formando complexos sistemas, que podem ser divididos em dois tipos:

- Rede de distribuição ramificada: quando a água parte de um ponto inicial chamado de tubulação tronco de grande diâmetro, ligado a um reservatório e, em seguida, flui por tubulações que se divergem, chamadas de tubulações secundárias, geralmente de menor diâmetro e com sentido de escoamento conhecido. Este tipo de rede abastece

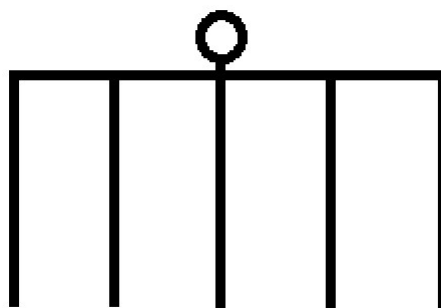
diretamente os centros consumidores. Possui dois tipos de formação: espinha de peixe, representada pela Figura 3.4, e grelha, representada pela Figura 3.5. É indicada para sistemas pequenos, porém qualquer interrupção, acidental ou para manutenção, paralisa todo o abastecimento de água a jusante do local da intervenção.

Figura 3.4 – Rede Ramificada estilo espinha de peixe.



Fonte: adaptado de Tsutiya (2006).

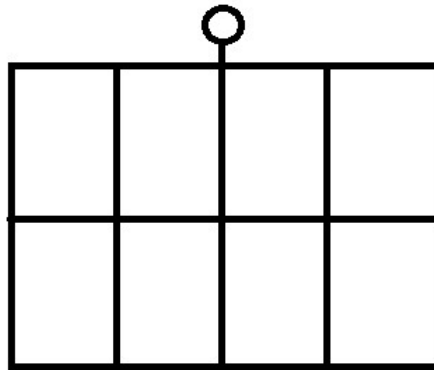
Figura 3.5 – Rede Ramificada estilo grelha.



Fonte: adaptado de Tsutiya (2006).

- Rede de distribuição malhada: as tubulações formam anéis ou blocos, permitindo que a água flua por diversos caminhos, que podem convergir ou divergir. Isso possibilita uma maior flexibilidade no atendimento das demandas, diminuindo o número de interrupções do sistema, mesmo em casos de manutenções em trechos específicos. É necessário um bom dimensionamento para a sua instalação, evitando-se um único sistema de malhas interligadas e dando preferência a rede de malhas em blocos. Nestes, o abastecimento de cada bloco se faz independentemente através de caixas de controle e válvulas, cada uma com seu sistema operacional específico. Isso proporciona maior controle de perdas e maior eficiência do sistema. A Figura 3.6 ilustra este tipo de rede.

Figura 3.6 – Rede Malhada dividida em blocos.



Fonte: adaptado de [Porto \(2006\)](#).

As redes de distribuição também podem ser classificadas pelo tipo de água que transportam:

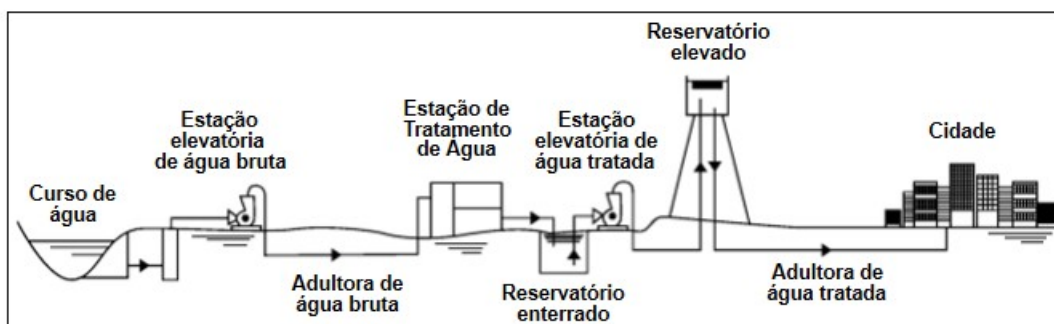
- Rede simples: transporta apenas água tratada;
- Rede dupla: consiste em uma rede de água potável e uma outra de água sem tratamento. Isso ocorre principalmente quando há dificuldades de obtenção de água de boa qualidade.

Segundo [Sarzedas \(2009\)](#) as condições ambientais e de operação do sistema acarretam em deterioração e em problemas estruturais dos sistemas de distribuição. Isso causa um aumentando na taxa de rompimento das tubulações, reduzindo a capacidade hidráulica das tubulações no sistema, resultando em um aumento do consumo de energia elétrica. Além disso, há uma diminuição da qualidade da água no sistema de distribuição, sendo fonte de problemas de saúde pública. Logo, faz-se necessário um bom planejamento e investimento em infraestrutura e manutenção sendo que, de acordo com [Tsutiya \(2006\)](#), o sistema de distribuição consiste no maior custo para ser construído, sendo cerca de 50% a 75% do custo total das obras de um sistema de abastecimento. Atualmente um dos principais materiais utilizados para a construção das tubulações é o ferro fundido, indicado para a adução de água potável, por causa de sua resistência à corrosão ([SARZEDAS, 2009](#)).

Os SAAs diminuem os índices de contaminação por doenças pelo auxílio à limpeza e à higiene. Além disso, a descontaminação da água aumenta a expectativa de vida da população. São essenciais em casos de incêndios, devendo sempre haver uma quantidade de água razoável estocada para emergências desse tipo e possuem benefícios econômicos pois são de extrema importância para o funcionamento das indústrias e para a irrigação de

produções rurais, além de outros inúmeros benefícios. A Figura 3.7 ilustra um sistema de abastecimento de água, desde a captação até sua distribuição para os centros consumidores.

Figura 3.7 – Representação de um Sistema de Abastecimento de Água.



Fonte: Tsutiya (2006).

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

De modo a entender melhor o funcionamento de um sistema de abastecimento de água, nesta seção são apresentados termos técnicos relacionados a este, citados neste trabalho:

- **Altura geométrica:** diferença física de altura entre o nível de líquido no manancial e o ponto mais alto do tubo de descarga ou do nível do reservatório;
- **Bombas hidráulicas:** geralmente da classe centrífuga, são responsáveis pelo deslocamento de água pelo sistema, captando água dos mananciais e enviando para os reservatórios, podendo fazer a transferência de água entre estes e, quando necessário, ainda podem realizar o envio de água para os centros consumidores que não podem ser atendidos por gravidade. Funcionam 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, de modo a atender a população deste local;
- **Demanda:** quantidade de água que um centro consumidor necessita;
- **Rendimento da bomba:** é a 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;

- Reservatório: local onde a água pode ser armazenada para atender a população. É comum a instalação desses tanques em partes elevadas das cidades, de modo a facilitar a distribuição de água através da gravidade;
- Rugosidade Absoluta: define-se como rugosidade absoluta a medida das saliências da parede do tubo.

A rugosidade relativa é a divisão da rugosidade absoluta pelo diâmetro do tubo. No Capítulo 4 serão apresentados detalhes sobre a rugosidade de alguns materiais, além de seu impacto na distribuição de água;

- Tubos: conduto usado para transporte de fluidos (uma só peça), geralmente de seção transversal circular, de comprimento limitado pelo tamanho de fabricação ou de transporte. Quando funcionando com a seção cheia, em geral 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. Geralmente, no Brasil, a vazão é expressa por m^3/s .

3.5 Energia elétrica

A energia elétrica é um recurso fundamental para a operação dos SAAs, sendo que, segundo [Chae e Kang \(2013\)](#), o uso de energia representa de 5 a 30% dos custos de operação dos SAAs no mundo. A maior parte do consumo energético nesses sistemas é dado pelo bombeamento de água, embora também haja o uso de energia elétrica para o funcionamento de válvulas e outros equipamentos. Quando a operação das bombas hidráulicas não é feita da melhor maneira tende a tornar o consumo ainda maior. Tendo em vista a crescente preocupação com o aquecimento global, a preservação ambiental e o fim dos combustíveis fósseis, um consumo inteligente e otimizado vem sendo investigado, sendo de grande relevância para as empresas e, conseqüentemente, para os consumidores. Um bom planejamento para o funcionamento das bombas hidráulicas levará a uma minimização dos custos com energia e, portanto, dos gastos da empresa, resultando assim em tarifas mais baixas para a população.

No Brasil, as tarifas energéticas vigentes são definidas pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL).

3.6 Tarifas energéticas

As tarifas de energia elétrica no Brasil são calculadas considerando diversos fatores como a infraestrutura de geração, transmissão e distribuição ([SOUSA; SOARES, 2014](#)).

As unidades consumidoras são divididas em dois grupos que serão descritos a seguir.

3.6.1 Grupo A

Caracterizado como grupo de alta tensão, é composto de unidades consumidoras com fornecimento em tensão igual ou superior a 2,3 *kV*, ou atendidas a partir de sistema subterrâneo de distribuição em tensão secundária. Pode ser subdividido segundo a tensão de fornecimento em:

- a) subgrupo A1 – tensão de fornecimento igual ou superior a 230 *kV*;
- b) subgrupo A2 – tensão de fornecimento de 88 *kV* a 138 *kV*;
- c) subgrupo A3 – tensão de fornecimento de 69 *kV*;
- d) A3a – tensão de fornecimento de 30 *kV* a 44 *kV*;
- e) A4 – tensão de fornecimento de 2,3 *kV* a 25 *kV*;
- f) AS – tensão de fornecimento inferior a 2,3 *kV*, a partir de sistema subterrâneo de distribuição.

São caracterizados pela tarifa binômia, onde são cobrados dois itens:

- Demanda contratada: potência, em *kW*, estipulada entre o fornecedor e a empresa, que é disponibilizada mensalmente pela distribuidora conforme valor e período de vigência fixados no contrato de fornecimento e que deverá ser integralmente paga, seja utilizada ou não durante o período de faturamento. De acordo com a [ANEEL \(2010\)](#) o valor mínimo a ser contratado é de 30 *kW* por hora. Este valor está sujeito a alterações de acordo com a empresa fornecedora de energia;
- Energia consumida: potência, em *kW*, consumida durante um determinado intervalo de tempo.

Quando o consumo de potência exceder a demanda contratada em mais de 10%, teremos uma demanda de ultrapassagem, onde será aplicada uma tarifa que pode ser até três vezes mais cara do que a tarifa de demanda contratada. O objetivo é fazer com que o consumidor faça seu planejamento de consumo de acordo com a demanda contratada, evitando-se assim que haja uma sobrecarga no sistema.

As tarifas do Grupo A são constituídas em três modalidades de fornecimento:

- Estrutura tarifária convencional: caracteriza-se como um único valor da demanda contratada pelo consumidor, independente das horas de utilização do dia. Podem ser enquadrados nesta estrutura os consumidores que possuem um contrato de demanda inferior a 300 *kW*, desde que não tenham ocorrido, nos 11 meses anteriores, três

registros consecutivos ou seis registros alternados superando o valor da demanda contratada;

- Estrutura tarifária horo-sazonal verde: caracterizada por tarifas diferenciadas de consumo de energia elétrica, de acordo com as horas de utilização do dia, porém com uma única tarifa de demanda contratada e de demanda de ultrapassagem. Permite a contratação de dois valores diferentes de demanda contratada, um para o período seco (compreendido pelos meses de maio a novembro) e outro para o período úmido (demais meses);
- Estrutura tarifária horo-sazonal azul: caracterizada por tarifas de consumo, de demanda de potência e de ultrapassagem diferenciadas de acordo com as horas de utilização do dia. Os limites de tolerância para a ultrapassagem passam a ser 5% para os sub-grupos A1, A2 e A3 e 10% para os demais. Também permite a contratação de dois valores diferentes de demanda, um para o período seco e outro para o período úmido.

As empresas de saneamento básico são classificadas como consumidores do Grupo A ([ANEEL, 2010](#)). A estrutura tarifária utilizada 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).

3.6.2 Grupo B

Caracterizado como grupo de baixa tensão, possui tarifa monômnia onde apenas a energia consumida é tarifada e é composto de unidades consumidoras com fornecimento em tensão inferior a 2,3 kV, subdividido nos seguintes subgrupos:

- a) subgrupo B1 - residencial;
- b) subgrupo B2 - rural;
- c) subgrupo B3 - demais classes;
- d) subgrupo B4 - iluminação pública.

3.7 Postos tarifários

Utilizados para o faturamento da energia diferenciada ao longo do dia, de acordo com a modalidade tarifária em que se enquadra, a [ANEEL \(2010\)](#) classifica os postos tarifários em:

- Horário (posto) de ponta: refere-se ao período composto por 3 (três) horas diárias consecutivas em que há uma maior sobrecarga do sistema elétrico, com exceção dos sábados, domingos, e feriados nacionais. No Estado de São Paulo, este intervalo é compreendido das 18h às 21h;
- Horário (posto) fora de ponta: refere-se ao período composto pelo conjunto das horas diárias que não se enquadram nos horários de ponta.

Para as unidades consumidoras rurais irrigantes ou de aquicultura existe o horário especial (ou período reservado), que se caracteriza como um período de 8 horas e meia de duração durante a madrugada onde existe um desconto na tarifa de acordo com a região e o grupo tarifário.

No posto de ponta as tarifas energéticas chegam a ser até 5 vezes mais caras do que nos demais horários (horários fora de ponta), sendo necessário, em um sistema de abastecimento de água, o planejamento do horário de funcionamento das bombas hidráulicas, de modo a evitar ligá-las nestes horários, visando a redução dos custos com energia elétrica.

No capítulo a seguir são apresentados conceitos de hidráulica e serão analisados fatores que influenciam a dinâmica da água em condutos forçados.

4 HIDRÁULICA E DINÂMICA DE FLUIDOS

A hidráulica se caracteriza como o estudo do comportamento da água e de outros líquidos, tanto em repouso quanto em movimento. Logo, como em um SAA temos água sendo conduzida por tubulações, é necessário levar em consideração aspectos hidráulicos tais como a velocidade do líquido dentro dos canos, sua viscosidade, o atrito e a perda de carga. Já a dinâmica dos fluidos irá definir o tipo de escoamento dentro do cano, podendo ser laminar ou turbulento. Alguns trabalhos tais como [Francato et al. \(2002\)](#), [Seifollahi-Aghmiuni et al. \(2013\)](#), [Sousa e Soares \(2014\)](#), entre outros, estudam a influência dessas características nos custos com energia elétrica nos SAAs. Esses fatores serão descrito a seguir, tomando-se como base o trabalho de [Netto et al. \(1998\)](#).

4.1 Atrito externo e Viscosidade

Quando um líquido escoar em condutos forçados forma-se uma camada estacionária (que não se movimenta) nas paredes do conduto. Esta camada exerce a ação de freio sobre o líquido em movimento, sendo esta resistência ao deslizamento de fluidos chamada de atrito externo. Já a viscosidade é a propriedade do fluido que caracteriza sua resistência a deformação. Ela pode ser definida como o atrito interno resultante do movimento de uma camada de fluido em relação a outra. Existem dois tipos de viscosidade: dinâmica e 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, também podendo ser definida como a capacidade do fluido em converter energia cinética em calor. Quanto maior a viscosidade de um líquido maior será sua resistência ao escoamento (menor velocidade).

Em consequência dos atritos e, principalmente, da viscosidade, o escoamento de um líquido numa canalização somente se verifica com certa perda de energia, chamada de perda de carga.

4.2 Perda de carga

Perda de carga pode ser definida como sendo a perda de energia que o fluido sofre durante o escoamento em uma tubulação. Pode ser maior ou menor devido a fatores como o tipo de fluido (viscosidade do fluido), tipo de material e o diâmetro do tubo, quantidade

de conexões e registros existentes no trecho analisado. As perdas de carga podem ser de dois tipos:

- Normais: são as que ocorrem ao longo de um trecho de tubulação retilíneo, com diâmetro constante. Perda uniforme em qualquer trecho da canalização, independente da posição do conduto. Se houver mudança de diâmetro, muda-se o valor da perda de carga;
- Acidentais ou localizadas: são as que ocorrem nas conexões (curvas, derivações), válvulas e nas saídas de reservatórios. Essas peças causam turbulência, alteram a velocidade da água, 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.

Para se calcular o valor da perda de carga normal, segundo Netto et al. (1998), devemos levar em consideração alguns aspectos da tubulação:

- 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.

Ao longo dos anos algumas equações foram propostas para se calcular a perda de carga durante o escoamento de um fluido. Entre elas destacam-se a de Darcy-Weisbach (conhecida como fórmula universal) e a de Hazen-Williams, que serão apresentadas a seguir.

4.2.1 Fórmula de Darcy-Weisbach

Proposta em 1845 por Julius Weisbach e Henry Darcy, a fórmula de Darcy-Weisbach pode ser aplicada a problemas de escoamento de qualquer tipo de líquido e é definida por:

$$H_f = f \frac{L.V^2}{D.2g}, \quad (4.1)$$

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 ($9,81 m/s^2$).

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

$$V = \frac{Q}{A}, \quad (4.2)$$

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).

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

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}, \quad (4.3)$$

em que:

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

D : diâmetro do tubo (unidade: m).

Inicialmente o coeficiente de atrito (f) apresentou certos problemas para ser calculado de maneira precisa, mas, quase cem anos depois, [Colebrook e White \(1937\)](#) apresentaram uma fórmula que é utilizada até hoje para o cálculo deste valor, conhecida como equação de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left(\frac{\epsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right), \quad (4.4)$$

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 é medido por um instrumento chamado rugosímetro. Este possui uma agulha que deslisa 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 4.1 traz os coeficientes dos principais materiais utilizados em tubulações, quando ainda é nova e quando está envelhecida.

Tabela 4.1 – 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).

Estes valores estão sujeitos às ações do meio e ao tipo de líquido que irá escoar, podendo sofrer pequenas variações tanto para mais quanto para menos.

Quanto ao número de Reynolds, este foi descoberto por Reynolds (1883), é um número adimensional usado em mecânica dos fluidos para o cálculo do regime de escoamento de um determinado fluido. Para seu cálculo utiliza-se a seguinte equação:

$$Re = \frac{D.V}{\nu}, \quad (4.5)$$

em que:

Re : número de Reynolds (adimensional);

D : diâmetro do tubo (unidade: m);

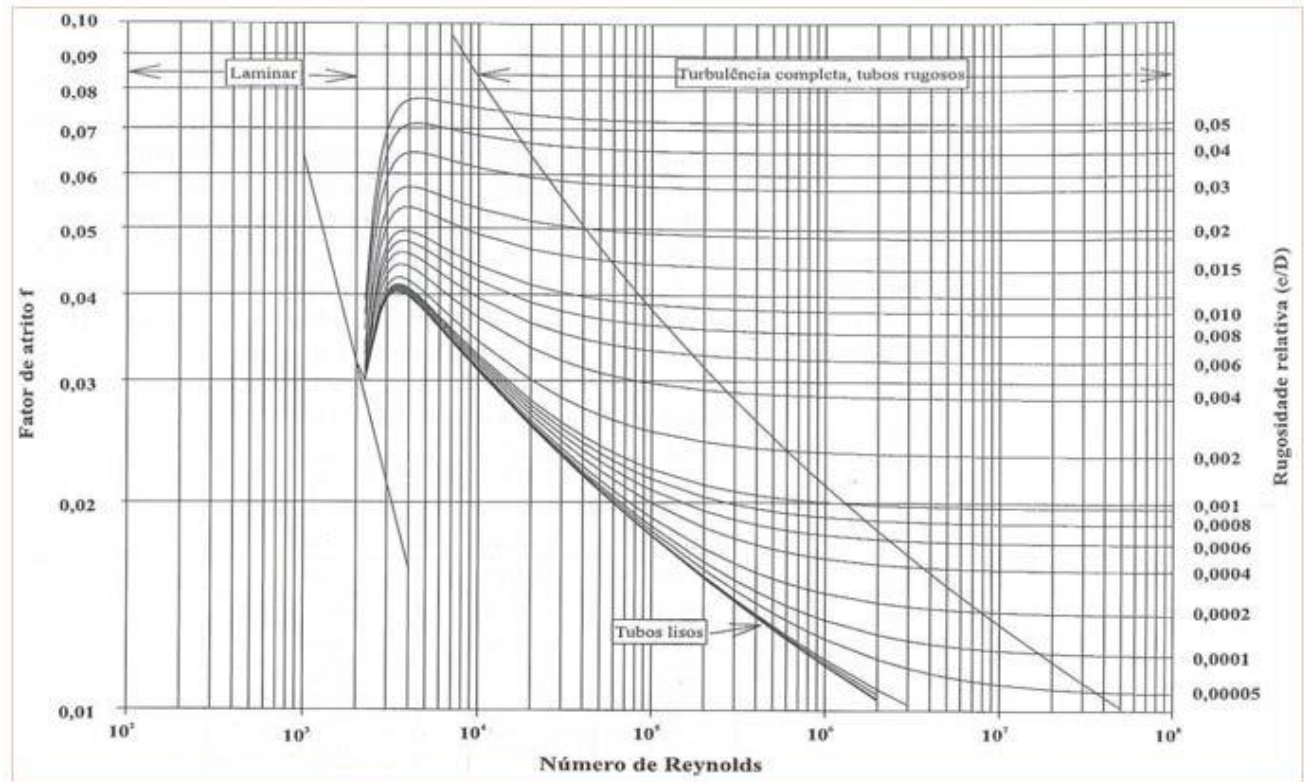
V : velocidade do líquido no tubo (unidade: m/s);

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

Embora fosse precisa, a fórmula de Colebrook-White não era de fácil resolução, por isso 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 4.1.

Figura 4.1 – Diagrama de Moody.



Fonte: Netto et al. (1998).

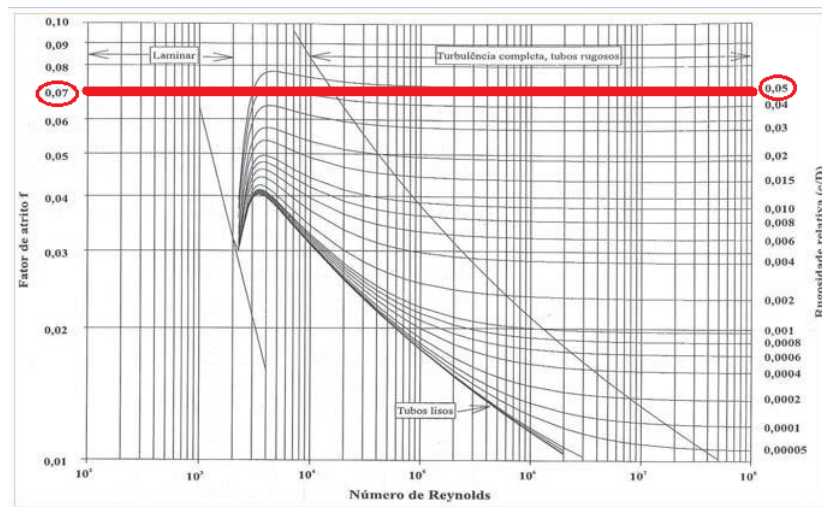
Um exemplo ilustrativo sobre o uso do diagrama é apresentado a seguir. Supondo um tubo de 100 milímetros de diâmetro feito de ferro fundido. Este, quando mais antigo, possui uma rugosidade absoluta de 0,0050. Assim, calcula-se a rugosidade relativa de 0,05, que consiste na divisão da rugosidade absoluta pelo diâmetro (em metros) do tubo. Em seguida, localize-se o valor encontrado na divisão no eixo de rugosidade relativa do diagrama. Traçando-se uma linha reta obtemos que o valor do fator de atrito f deste tubo é 0,07, como pode ser visto na Figura 4.2.

O número de Reynolds calculado para o líquido no interior desse tubo irá determinar o tipo do escoamento deste líquido.

4.2.2 Fórmula de Hazen-Williams

Obtida através de experimentos, a fórmula de Hazen-Williams dada pela Equação (4.6), fornece valores mais precisos para a perda de carga em tubulações com diâmetros de

Figura 4.2 – Exemplo ilustrativo - Diagrama de Moody.



Fonte: Elaborado pelo autor.

50 a 3.000 *mm*, com velocidades de escoamento inferiores a 3,0 *m/s*.

$$H_f = 10.653. \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852} . D^{-4,87} . L, \quad (4.6)$$

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 e variam de um valor mínimo de 60 para tubos de aço corrugado (mais rugoso) até 140 para tubos de vidro (menos rugosos), como mostra a Tabela 4.2

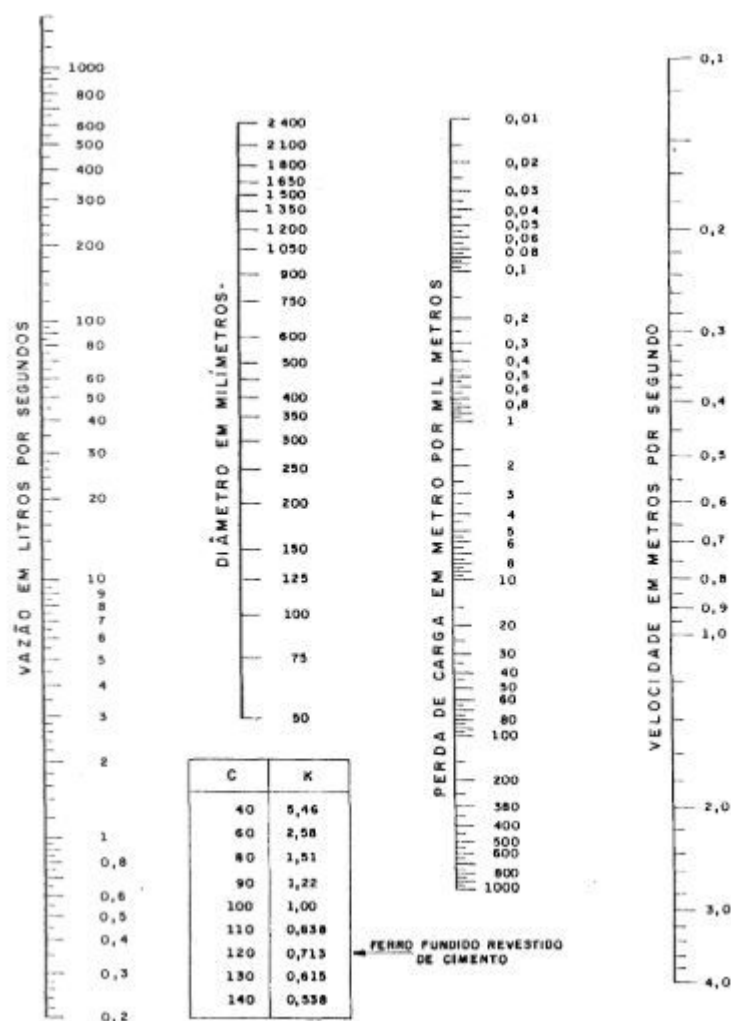
Tabela 4.2 – Coeficiente de Hazen-Williams.

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).

Para tubos de ferro fundido adota-se um procedimento diferente e mais simples para o cálculo da perda de carga, dada em função do envelhecimento do tubo, através da utilização de um ábaco conhecido como Ábaco de Hazen-Williams (Figura 4.3). 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 4.3 ilustra os valores para um cano de ferro fundido de dez polegadas de diâmetro.

Figura 4.3 – Ábaco de Hazen-Williams.



Fonte: Pinto, Holtz e Martins (1976).

4.3 Tipo de escoamento

De acordo com Netto et al. (1998), o escoamento de líquidos em um conduto fechado pode ocorrer de duas maneiras:

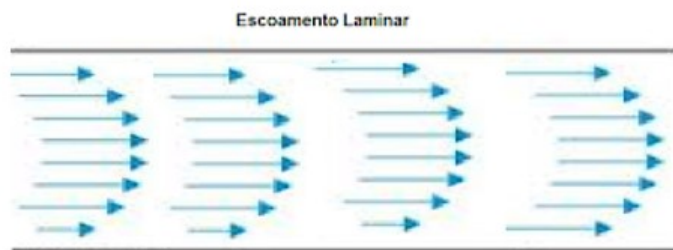
Tabela 4.3 – Coeficiente de Hazen-Williams para ferro fundido encontrados utilizando o ábaco de Hazen-Williams.

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: Elaborado pelo autor.

- Escoamento laminar: ocorre quando a trajetória das partículas do fluido se dá de maneira bem definida, apresentando lâminas ou camadas. Geralmente acontecem quando a viscosidade do fluido é alta e a velocidade do escoamento é baixa. Ocorre a preservação das características do fluido uma vez que a viscosidade diminui o surgimento de turbulências;

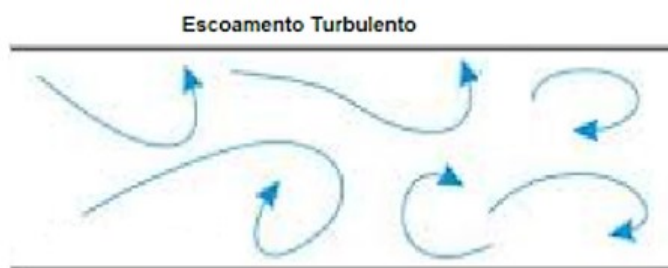
Figura 4.4 – Escoamento Laminar.



Fonte: Coelho (2013).

- Escoamento turbulento: comumente ocorre em fluidos de baixa viscosidade, como a água. Neste tipo de escoamento a trajetória das partículas do fluido não acontece de maneira bem definida, havendo muita turbulência. Quanto maior a rugosidade da tubulação maior será a agitação do fluido, havendo uma maior perda de energia.

Figura 4.5 – Escoamento Turbulento.



Fonte: Coelho (2013).

Para distinguir o regime de escoamento, [Reynolds \(1883\)](#) realizou experimentos testando diferentes condições para o líquido, chegando a um número crítico conhecido como número de Reynolds, pré estabelecido da seguinte maneira:

- Se $R_e \leq 2000$ temos um regime laminar;
- Se $R_e > 2000$ e menor que 4000 temos um regime em transição;
- Se $R_e \geq 4000$ temos um regime turbulento.

Nas condições práticas, o movimento da água em canalizações é sempre turbulento. Nestes casos, a resistência do líquido ao escoamento se dá tanto pela viscosidade quanto pela inércia. Temos ainda que um tubo com paredes mais rugosas causa maior turbulência, o que acarreta em uma maior perda de carga.

4.4 Potência de conjuntos elevatório

A altura manométrica total 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. Esta pode ser calculada pela seguinte equação:

$$H_{man} = H_g + h_f, \quad (4.7)$$

em que:

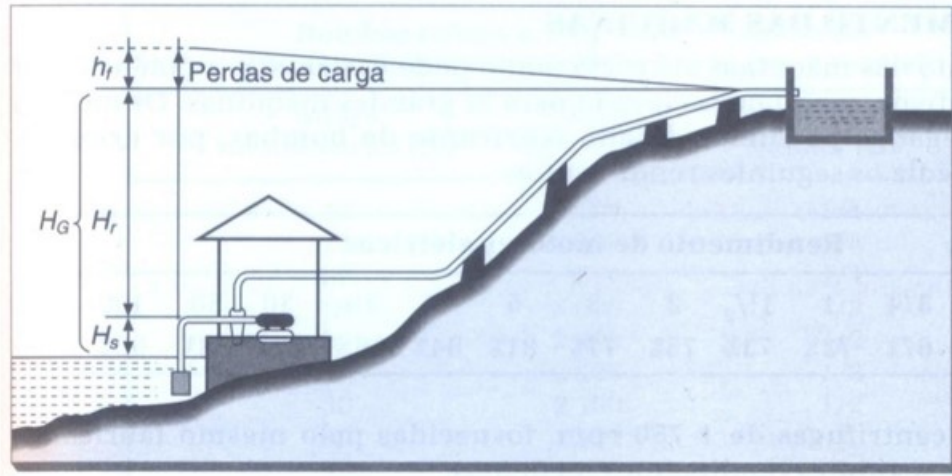
H_{man} : altura manométrica total (unidade: *mca*);

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 dada pela soma da altura de sucção (H_s), que é a altura do eixo da bomba sobre o nível inferior, com a altura de recalque (H_r), que é a altura do nível superior em relação ao eixo da bomba. A Figura 4.6 ilustra as alturas existentes entre dois pontos de um SAA.

Figura 4.6 – Altura manométrica.



Fonte: Netto et al. (1998).

Como a água flui naturalmente de um ponto de maior energia para um ponto de menor energia, para que aconteça o contrário se faz necessário o uso de bombas hidráulicas. O conjunto de bombas tem a principal função de fornecer a energia necessária para o líquido no intuito de que ele vença a altura manométrica, transformando a energia mecânica do motor em energia hidráulica, que será a potência consumida pela bomba, calculada pela equação:

$$P = \frac{H_{man} \cdot Q \cdot \rho}{75 \cdot \eta}, \quad (4.8)$$

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);

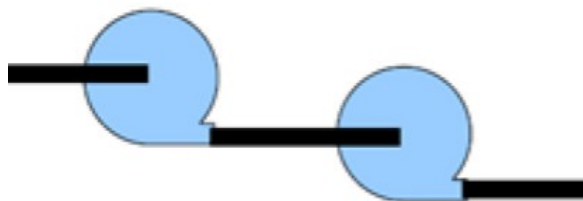
η : rendimento do conjunto motor-bomba (porcentagem que caracteriza a eficiência da conversão de energia).

Para a água, cujo peso específico é 1000 kgf/m^3 , utilizando a vazão em m^3/h e fazendo a conversão de cv para kW obtemos que a potência consumida pela bomba pode ser representada pela nova equação:

$$P_h = \frac{H_{man} \cdot Q \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta}. \quad (4.9)$$

A instalação das bombas pode ser feita em série ou em paralelo. No primeiro caso (Figura 4.7), considera-se uma vazão única para o conjunto de bombas, porém a altura manométrica que cada bomba consegue recalcar é somada.

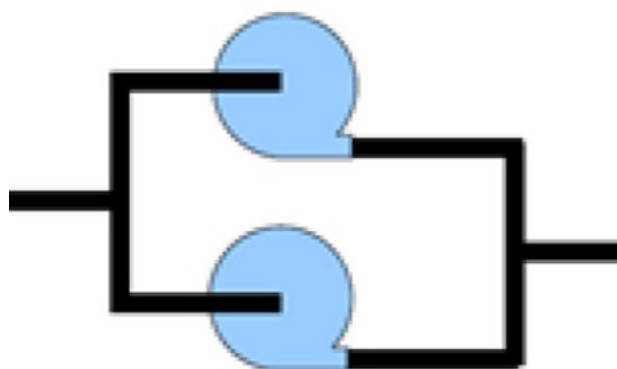
Figura 4.7 – Bombas em série.



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

Já para o segundo caso (Figura 4.8), considera-se uma única altura manométrica para o conjunto de bombas, porém soma-se a vazão de cada uma das bombas.

Figura 4.8 – Bombas em paralelo.



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

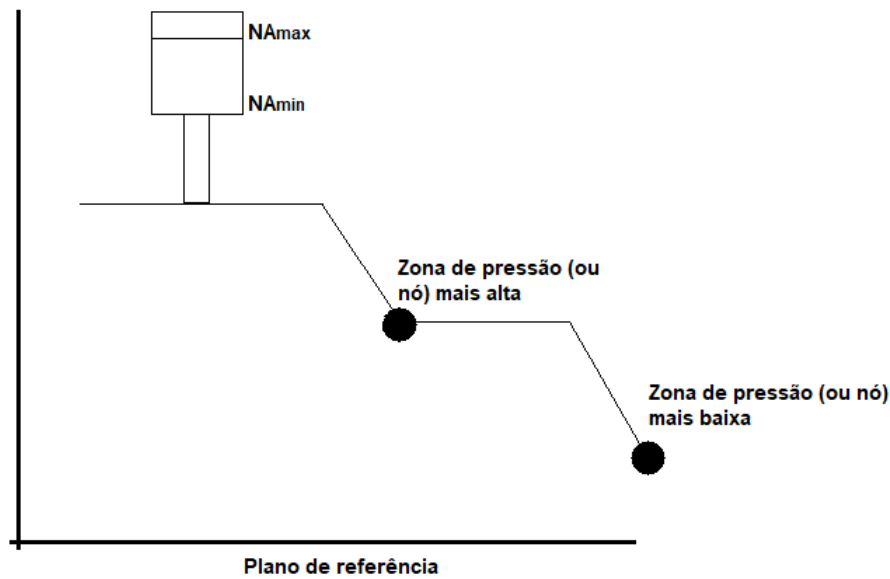
Em ambos os casos, recomenda-se o uso de bombas que possuam as mesmas condições operacionais.

4.5 Zonas de pressão e altura da água nos reservatórios

Zonas de pressão são subdivisões da rede de distribuição de água, visando impedir que as pressões dinâmica mínima e estática máxima ultrapassem os limites recomendados. Convencionalmente, estes valores em redes de abastecimento de água potável estão situados entre 10 *mca* e 50 *mca*. A pressão dinâmica indica a quantidade de pressão total resultante da velocidade dos fluidos em tubulações, enquanto a pressão estática representa a pressão termodinâmica do fluido ([NETTO et al., 1998](#)).

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, deve-se restringir a altura da água de dentro dos reservatórios, levando em consideração as pressões do sistema, a perda de carga da tubulação e a cota topográfica. Esta última é definida pela altura da zona de pressão em relação a um plano horizontal, habitualmente o zero hidrográfico ou nível médio das águas do mar.

Figura 4.9 – Representação de zonas de pressão relacionadas a altura da água de reservatórios.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Logo, para calcular a altura mínima e a altura máxima da água em um reservatório temos, respectivamente, as desigualdades (4.10) e (4.11):

$$NA_{min} \geq Pd_{min} + H_f + Z, \quad (4.10)$$

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.

$$NA_{max} \leq Pe_{max} + b, \quad (4.11)$$

em que:

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

$P_{e_{max}}$: pressão estática máxima da rede;

b : cota topográfica da zona de pressão mais baixo.

A Figura 4.9 ilustra um sistema de distribuição de água, destacando suas zonas de pressão, juntamente com o plano de referência a ser utilizado para se estabelecer as cotas topográficas.

No capítulo a seguir será apresentado o modelo matemático proposto neste trabalho para a otimização dos custos com energia elétrica em sistemas de abastecimento de água.

5 MODELO MATEMÁTICO PARA MINIMIZAÇÃO DO FATURAMENTO DE ENERGIA ELÉTRICA

Neste capítulo apresenta-se a descrição do problema juntamente com o modelo matemático proposto neste trabalho para otimização do faturamento energético em sistemas de abastecimento de água.

5.1 Descrição do problema

O problema de planejamento da política de operação de bombas hidráulicas consiste em decidir, em cada período do horizonte de planejamento, os acionamentos das bombas de captação, elevação e transferência, de modo que os custos com energia elétrica sejam minimizados. Estas devem abastecer os reservatórios e levar água aos centros consumidores, atendendo a demanda estimada de cada reservatório em cada período e respeitando seus níveis mínimos e máximos. Para isso, é necessário conhecer as características e componentes do sistema que será analisado.

Neste trabalho considerou-se que o sistema de abastecimento de água pode realizar tanto captação da água de mananciais subterrâneos quanto superficiais. Para isso, determina-se que na captação de mananciais superficiais (rios, lagos, córregos, represas) a água deva ser enviada para uma estação de tratamento (ETA) antes do bombeamento para os reservatórios. Assim, faz-se necessário garantir que toda água que entrar na ETA seja transportada, ou seja, que o volume bombeado pelas bombas de captação de mananciais superficiais ao longo do horizonte de planejamento, menos as perdas de água, seja igual ao volume transportado até os reservatórios pelo conjunto elevatório de bombas. No caso de captação de mananciais subterrâneos (poços artesianos, aquífero) a água é enviada diretamente ao reservatório.

Outra característica dos sistemas de abastecimento considerada refere-se ao número de bombas hidráulicas, uma vez que esses podem utilizar conjuntos de múltiplas bombas por trecho (NETTO et al., 1998), bem como para captação. Cabe ao operador decidir quais delas devem ser ligadas e por quanto tempo devem permanecer assim, visando atender a demanda com o menor custo energético possível. Logo, no modelo proposto considera-se que poderá haver uma ou mais bombas de captação, elevação e transferência.

O custo de manter uma bomba ligada depende da potência, em kW , consumida por

ela em um determinado período. Assim, esta potência é considerada pelo modelo proposto neste trabalho. Além disso, a variável de demanda contratada de energia é considerada, a fim de adequar o modelo a estrutura horo-sazonal, juntamente com as restrições necessárias de contratação. Destaca-se que as companhias de saneamento brasileiras possuem uma classe própria denominada como serviços ou atividades essenciais, podendo ser enquadradas tanto na tarifa horo-sazonal verde quanto na azul (SOUSA; SOARES, 2014). Logo, a modelagem foi realizada de modo a se enquadrar na estrutura horo-sazonal verde, baseando-se no trabalho de Sousa e Soares (2014), que considera um valor de demanda energética a ser contratado para um dia.

A fim de garantir que o bairro mais próximo aos reservatórios não receba água com pressões elevadas mas que esta tenha a pressão necessária para chegar ao bairro mais distante a ser atendido, restrições referentes as exigências das zonas de pressão foram considerada neste modelo.

Considera-se que os sistemas de abastecimento de água possuam bombas em paralelo e reservatório cilíndricos a montante. A rede de distribuição do sistema é considerada ramificada, podendo apresentar diversas zonas de pressão e cotas topográficas. As demandas de água são consideradas conhecidas em cada período. Considera-se um horizonte de planejamento de um dia.

Desse modo um modelo de otimização linear inteiro misto é proposto na seção a seguir.

5.2 Modelo Proposto

A seguir são apresentados os índices e conjuntos que foram utilizados na modelagem. Os parâmetros e variáveis utilizados são descritos após cada função/restrrição 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 : $\{j$, tal que o reservatório j pode receber água do reservatório $r\}$;
 U_r : $\{j$, tal que o reservatório j pode enviar água para o reservatório $r\}$;

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

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

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

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

A seguir é apresentada a função objetivo do modelo proposto, juntamente com as restrições do problema.

5.2.1 Função objetivo

A função objetivo (5.1) visa minimizar os custos totais com energia elétrica nas operações de bombeamento de água. A primeira parcela dessa função refere-se aos custos de energia elétrica relativos à potência consumida pelas bombas de captação de pontos superficiais, mais o custo de acionamento dessas bombas. A segunda parcela refere-se aos custos de energia elétrica relativos à potência consumida pelas bombas de captação de pontos subterrâneos, somados aos custos de acionamento dessas bombas. A terceira refere-se aos custos de energia elétrica relativos à potência consumida pelas bombas de elevação, mais o custo de acionamento dessas bombas e a quarta refere-se aos custos de energia elétrica relativos à potência consumida pelas bombas de transferência, somados os custos de acionamento dessas bombas. A quinta parcela refere-se aos custos de demanda energética contratada.

$$\begin{aligned} \min \sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{nc \in N_{pe}} \sum_{t=1}^T (Pc.X_{pet}^{nc}.N_h.chk_t + \alpha_{pet}^{nc}.ca) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{ns \in N_{br}} \sum_{t=1}^T (Pn.I_{brt}^{ns}.N_h.chk_t + \delta_{brt}^{ns}.ca) + \\ \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in N_{er}} \sum_{t=1}^T (Pe.Y_{ert}^{ne}.N_h.chk_t + \gamma_{ert}^{ne}.ca) + \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{nt \in N_{rj}} \sum_{t=1}^T (Pt.Z_{rjt}^{nt}.N_h.chk_t + \beta_{rjt}^{nt}.ca) + (D.td) \end{aligned} \quad (5.1)$$

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 ;

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

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 ;

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

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 ;

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

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

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

D : demanda energética (kW) contratada por dia;

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.

As potências consumidas (em kW) pelas bombas de captação de pontos superficiais (P_c), de captação de pontos subterrâneos (P_n), elevação (P_e) e transferência (P_t) presentes na função objetivo (5.1) são calculados por (5.2), (5.3), (5.4) e (5.5), respectivamente. Para isso utilizou-se as equações (4.7) e (4.9), apresentadas na Seção 4.4.

As perdas de carga nas tubulações foram calculadas utilizando-se a equação de Darcy–Weisbach (4.1), apresentada na Seção 4.2.1, optando-se pelo uso desta por ser considerada a fórmula universal para o cálculo da perda de carga em fluidos (NETTO et al., 1998).

$$P_c = \frac{(H_{pe} + F_{pe} \cdot \frac{L_{pe}}{D_{pe}} \cdot \frac{V_{pe}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{pe}^{nc} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{pe}^{nc}} \quad (5.2)$$

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 (neste trabalho será utilizado o valor $9,8 \text{ m/s}^2$);

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 ;

$$Pn = \frac{(H_{br} + F_{br} \cdot \frac{L_{br}}{D_{br}} \cdot \frac{V_{br}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{br}^{ns} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{br}^{ns}} \quad (5.3)$$

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 ;

$$Pe = \frac{(H_{er} + F_{er} \cdot \frac{L_{er}}{D_{er}} \cdot \frac{V_{er}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{er}^{ne} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{er}^{ne}} \quad (5.4)$$

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 ;

$$Pt = \frac{(H_{rj} + F_{rj} \cdot \frac{L_{rj}}{D_{rj}} \cdot \frac{V_{rj}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{rj}^{nt} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{rj}^{nt}} \quad (5.5)$$

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 ;

5.2.2 Restrições para cálculo da demanda contratada

Para garantir que não ocorra ultrapassagem da demanda contratada, temos a restrição (5.6) que garante que a potência consumida pelo sistema durante todo o dia não será maior do que $(1 + u)$ vezes a demanda energética contratada, sendo u a porcentagem de ultrapassagem tolerada pela empresa fornecedora de energia elétrica.

$$\begin{aligned} \sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{t=1}^T \sum_{nc \in N_{pe}} (Pc.X_{pet}^{nc}.N_h) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{t=1}^T \sum_{ns \in N_{br}} (Pn.I_{brt}^{ns}.N_h) + \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{t=1}^T \sum_{ne \in N_{er}} (Pe.Y_{ert}^{ne}.N_h) + \\ \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{t=1}^T \sum_{nt \in N_{rj}} (Pt.Z_{rjt}^{nt}.N_h) \leq (1 + u).D; \end{aligned} \quad (5.6)$$

A restrição (5.7) estabelece a demanda mínima de energia a ser contratada por dia, a qual é uma exigência da empresa fornecedora de energia elétrica.

$$D \geq D_{min}; \quad (5.7)$$

em que tem-se o parâmetro:

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

5.2.3 Cálculo do volume de água nos reservatórios

As restrições (5.8) fazem o gerenciamento do volume de água no interior dos reservatórios, levando em consideração a água recebida por captação, tanto superficial quanto subterrânea, e por transferência, descontando a água transferida, a demanda e uma

porcentagem θ de perda de água por algum tipo de vazamento ou problema estrutural.

$$\begin{aligned} \phi_{rt} = & (1 - \theta_{r,t-1}) \cdot \phi_{r,t-1} + \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in N_{er}} (Q_{er}^{ne} \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{ns \in N_{br}} (Q_{br}^{ns} \cdot I_{brt}^{ns} \cdot N_h) + \\ & \sum_{r=1}^R \sum_{j \in U_j} \sum_{nt \in N_{jr}} (Q_{jr}^{nt} \cdot Z_{jrt}^{nt} \cdot N_h) - \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{nt \in N_{rj}} (Q_{rj}^{nt} \cdot Z_{rjt}^{nt} \cdot N_h) - W_{rt}, \quad r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T; \end{aligned} \quad (5.8)$$

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 ;

5.2.4 Restrições para as zonas de pressão

Para que o sistema respeite as restrições das zonas de pressão, restringe-se a altura da água dos reservatórios através das restrições (5.9). Tais restrições foram obtidas através das inequações (4.10) e (4.11), apresentadas na Seção 4.5. Como considerou-se que todos os reservatórios do sistema são cilíndricos, obtém-se a altura da água no reservatório em função do volume e do raio da base.

$$Pd_{min} + H_{rk} + CT_k^{max} \leq \frac{\phi_{rt}}{\pi \cdot (rb_r)^2} \leq Pe_{max} + CT_k^{min}, \quad r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.9)$$

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;

5.2.5 Restrições para o volume de água nos reservatórios

Para que os reservatórios respeitem suas capacidades máximas, garantindo também um volume de água mínimo para casos de emergências ou incêndios, temos as restrições

(5.10).

$$\phi_r^{min} \leq \phi_{rt} \leq \phi_r^{max}, \quad r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.10)$$

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 (5.11) os volumes de água iniciais nos reservatórios é atribuído.

$$\phi_{r0} = \phi_{r0}^0, \quad r = 1, 2, \dots, R; \quad (5.11)$$

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;

Para um melhor planejamento e menor variação dos níveis dos reservatórios, baseado em Zyl, Savic e Walters (2004), adicionou-se restrições garantindo que o volume do reservatório no último período esteja a uma proximidade Λ do volume do início do horizonte de planejamento.

As restrições (5.12) asseguram 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 inicial.

$$(1 - \Lambda) \cdot \phi_{r0} \leq \phi_{rT} \leq (1 + \Lambda) \cdot \phi_{r0}, \quad r = 1, 2, \dots, R; \quad (5.12)$$

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;

5.2.6 Restrição para a vazão de água captada

As restrições (5.13) garantem que o volume de água captado no manancial e enviado para a ETA, menos as perdas, será enviado para os reservatórios de distribuição.

$$\sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{nc \in n_{pe}} \sum_{t=1}^T (1 - \theta_{et}) \cdot Q_{pe}^{nc} \cdot X_{pet}^{nc} \cdot N_h = \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in n_{er}} \sum_{t=1}^T Q_{er}^{ne} \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h, \quad (5.13)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

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

5.2.7 Restrições para os acionamentos das bombas

As restrições (5.14) e (5.15) impõem um limite máximo de acionamentos para as bombas de captação de pontos superficiais e subterrâneos, respectivamente, durante o

horizonte de planejamento. As restrições (5.16) são análogas para as bombas de elevação e as restrições (5.17) para as bombas de transferência. Estas restrições foram consideradas a fim de diminuir desgastes na estrutura do sistema e futuros gastos com reparos e manutenções, baseando-se no trabalho de Zyl, Savic e Walters (2004).

$$\sum_{t=1}^T \alpha_{pet}^{nc} \leq \alpha_{max}, \quad p = 1, 2, \dots, P; e = 1, 2, \dots, E; nc \in N_{pe}; \quad (5.14)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

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

$$\sum_{t=1}^T \delta_{brt}^{ns} \leq \delta_{max}, \quad b = 1, 2, \dots, B; r = 1, 2, \dots, R; ns \in N_{br}; \quad (5.15)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

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

$$\sum_{t=1}^T \gamma_{ert}^{ne} \leq \gamma_{max}, \quad e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; ne \in N_{er}; \quad (5.16)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

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

$$\sum_{t=1}^T \beta_{rjt}^{nt} \leq \beta_{max}, \quad r = 1, 2, \dots, R; j \in S_r, nt \in N_{rj}; \quad (5.17)$$

em que tem-se o seguinte parâmetro:

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

Para garantir que as bombas possam permanecer ligadas pelo período t inteiro ou em apenas uma fração dele temos as restrições (5.18), (5.19), (5.20) e (5.21) respectivamente para as bombas de captação de pontos superficiais, de pontos subterrâneos, de elevação e de transferência.

$$0 \leq X_{pet}^{nc} \leq 1, \quad p = 1, 2, \dots, P; e = 1, 2, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.18)$$

$$0 \leq I_{brt}^{ns} \leq 1, \quad b = 1, 2, \dots, B; r = 1, 2, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.19)$$

$$0 \leq Y_{ert}^{ne} \leq 1, \quad e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.20)$$

$$0 \leq Z_{rjt}^{nt} \leq 1, \quad r = 1, 2, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.21)$$

As restrições (5.22), (5.23), (5.24) e (5.25) garantem que se $X_{pet}^{nc} \geq 0$, $I_{brt}^{ns} \geq 0$, $Y_{ert}^{ne} \geq 0$ e $Z_{rjt}^{nt} \geq 0$ teremos, respectivamente, $A_{pet}^{nc} = 1$, $S_{brt}^{ns} = 1$, $B_{ert}^{ne} = 1$ e $C_{rjt}^{nt} = 1$.

$$X_{pet}^{nc} \leq A_{pet}^{nc}, \quad p = 1, 2, \dots, P; e = 1, 2, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.22)$$

em que tem-se a seguinte variável de decisão:

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

$$I_{brt}^{ns} \leq S_{brt}^{ns}, \quad b = 1, 2, \dots, B; r = 1, 2, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.23)$$

em que tem-se a seguinte variável de decisão:

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

$$Y_{ert}^{ne} \leq B_{ert}^{ne}, \quad e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.24)$$

em que tem-se a seguinte variável de decisão:

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

$$Z_{rjt}^{nt} \leq C_{rjt}^{nt}, \quad r = 1, 2, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.25)$$

em que tem-se a seguinte variável de decisão:

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

Com o intuito de garantir que se uma bomba de captação (superficial ou 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 (5.26), (5.27), (5.28) e (5.29).

$$\alpha_{pet}^{nc} \geq A_{pet}^{nc} - X_{p,e,t-1}^{nc}, \quad p = 1, 2, \dots, P; e = 1, 2, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.26)$$

$$\delta_{brt}^{ns} \geq S_{brt}^{ns} - I_{b,r,t-1}^{ns}, \quad b = 1, 2, \dots, B; r = 1, 2, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.27)$$

$$\gamma_{ert}^{ne} \geq B_{ert}^{ne} - Y_{e,r,t-1}^{ne}, \quad e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.28)$$

$$\beta_{rjt}^{nt} \geq C_{rjt}^{nt} - Z_{r,j,t-1}^{nt}, \quad r = 1, 2, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.29)$$

Nas restrições (5.30), (5.31), (5.32) e (5.33) estabelecemos as condições das bombas no início do horizonte de planejamento ($t = 0$).

$$X_{pe0}^{nc} = X_0^{nc}; \quad (5.30)$$

em que tem-se o parâmetro:

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

$$I_{br0}^{ns} = I_0^{ns}; \quad (5.31)$$

em que tem-se o parâmetro:

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

$$Y_{er0}^{ne} = Y_0^{ne}; \quad (5.32)$$

em que tem-se o parâmetro:

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

$$Z_{rj0}^{nt} = Z_0^{nt}; \quad (5.33)$$

em que tem-se o parâmetro:

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

Por fim, as restrições (5.34) e (5.35) definem as variáveis binárias.

$$\begin{aligned} \alpha_{pet}^{nc} \in \{0, 1\}, \delta_{brt}^{ns} \in \{0, 1\}, \gamma_{ert}^{ne} \in \{0, 1\}, \beta_{rjt}^{nt} \in \{0, 1\}, \\ nc \in N_{pe}; ns \in N_{br}; ne \in N_{er}; nt \in N_{rj}; j \in S_r; \\ p = 1, 2, \dots, P; b = 1, 2, \dots, B; e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T; \end{aligned} \quad (5.34)$$

$$\begin{aligned} A_{pet}^{nc} \in \{0, 1\}, S_{brt}^{ns} \in \{0, 1\}, B_{ert}^{ne} \in \{0, 1\}, C_{rjt}^{nt} \in \{0, 1\}, \\ nc \in N_{pe}; ns \in N_{br}; ne \in N_{er}; nt \in N_{rj}; j \in S_r; \\ p = 1, 2, \dots, P; b = 1, 2, \dots, B; e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T. \end{aligned} \quad (5.35)$$

5.2.8 Modelo completo

Assim, o modelo matemático proposto para a minimização dos gastos com energia elétrica em um sistema de abastecimento de água é dado por (5.36) a (5.70):

$$\begin{aligned} \min \sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{nc \in N_{pe}} \sum_{t=1}^T (Pc \cdot X_{pet}^{nc} \cdot N_h \cdot ck_t) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{ns \in N_{br}} \sum_{t=1}^T (Pn \cdot I_{brt}^{ns} \cdot N_h \cdot ck_t) + \\ \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in N_{er}} \sum_{t=1}^T (Pe \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h \cdot ck_t) + \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{nt \in N_{rj}} \sum_{t=1}^T (Pt \cdot Z_{rjt}^{nt} \cdot N_h \cdot ck_t) + D \cdot td \end{aligned} \quad (5.36)$$

sujeito a:

$$Pc = \frac{(H_{pe} + F_{pe} \cdot \frac{L_{pe}}{D_{pe}} \cdot \frac{V_{pe}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{pe}^{nc} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{pe}^{nc}} \quad (5.37)$$

$$Pn = \frac{(H_{br} + F_{br} \cdot \frac{L_{br}}{D_{br}} \cdot \frac{V_{br}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{br}^{ns} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{br}^{ns}} \quad (5.38)$$

$$Pe = \frac{(H_{er} + F_{er} \cdot \frac{L_{er}}{D_{er}} \cdot \frac{V_{er}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{er}^{ne} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{er}^{ne}} \quad (5.39)$$

$$Pt = \frac{(H_{rj} + F_{rj} \cdot \frac{L_{rj}}{D_{rj}} \cdot \frac{V_{rj}^2}{2 \cdot g}) \cdot Q_{rj}^{nt} \cdot 0,735499}{270 \cdot \eta_{rj}^{nt}} \quad (5.40)$$

$$\begin{aligned} \sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{t=1}^T \sum_{nc \in N_{pe}} (Pc \cdot X_{pet}^{nc} \cdot N_h) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{t=1}^T \sum_{ns \in N_{br}} (Pn \cdot I_{brt}^{ns} \cdot N_h) + \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{t=1}^T \sum_{ne \in N_{er}} (Pe \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h) + \\ \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{t=1}^T \sum_{nt \in N_{rj}} (Pt \cdot Z_{rjt}^{nt} \cdot N_h) \leq (1 + u) \cdot D; \end{aligned} \quad (5.41)$$

$$D \geq D_{min}; \quad (5.42)$$

$$\begin{aligned} \phi_{rt} = (1 - \theta_{r,t-1}) \cdot \phi_{r,t-1} + \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in N_{er}} (Q_{er}^{ne} \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h) + \sum_{b=1}^B \sum_{r=1}^R \sum_{ns \in N_{br}} (Q_{br}^{ns} \cdot I_{brt}^{ns} \cdot N_h) + \\ \sum_{r=1}^R \sum_{j \in U_j} \sum_{nt \in N_{jr}} (Q_{jr}^{nt} \cdot Z_{jrt}^{nt} \cdot N_h) - \sum_{r=1}^R \sum_{j \in S_j} \sum_{nt \in N_{rj}} (Q_{rj}^{nt} \cdot Z_{rjt}^{nt} \cdot N_h) - W_{rt}, \quad r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T; \end{aligned} \quad (5.43)$$

$$Pd_{min} + H_{rk} + CT_k^{max} \leq \frac{\phi_{rt}}{\pi \cdot (rb_r)^2} \leq Pe_{max} + CT_k^{min}, \quad r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.44)$$

$$\phi_r^{min} \leq \phi_{rt} \leq \phi_r^{max}, \quad r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.45)$$

$$\sum_{p=1}^P \sum_{e=1}^E \sum_{nc \in n_{pe}} \sum_{t=1}^T (1 - \theta_{et}) \cdot Q_{pe}^{nc} \cdot X_{pet}^{nc} \cdot N_h = \sum_{e=1}^E \sum_{r=1}^R \sum_{ne \in n_{er}} \sum_{t=1}^T Q_{er}^{ne} \cdot Y_{ert}^{ne} \cdot N_h; \quad (5.46)$$

$$\sum_{t=1}^T \alpha_{pet}^{nc} \leq \alpha_{max}, \quad p = 1, 2, \dots, P; e = 1, 2, \dots, E; nc \in N_{pe}; \quad (5.47)$$

$$\sum_{t=1}^T \delta_{brt}^{ns} \leq \delta_{max}, \quad b = 1, 2, \dots, B; r = 1, 2, \dots, R; ns \in N_{br}; \quad (5.48)$$

$$\sum_{t=1}^T \gamma_{ert}^{ne} \leq \gamma_{max}, \quad e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; ne \in N_{er}; \quad (5.49)$$

$$\sum_{t=1}^T \beta_{rjt}^{nt} \leq \beta_{max}, \quad r = 1, 2, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; \quad (5.50)$$

$$0 \leq X_{pet}^{nc} \leq 1, \quad p = 1, 2, \dots, P; e = 1, 2, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.51)$$

$$0 \leq I_{brt}^{ns} \leq 1, \quad b = 1, 2, \dots, B; r = 1, 2, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.52)$$

$$0 \leq Y_{ert}^{ne} \leq 1, \quad e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.53)$$

$$0 \leq Z_{rjt}^{nt} \leq 1, \quad r = 1, 2, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.54)$$

$$X_{pet}^{nc} \leq A_{pet}^{nc}, \quad p = 1, 2, \dots, P; e = 1, 2, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.55)$$

$$I_{brt}^{ns} \leq S_{brt}^{ns}, \quad b = 1, 2, \dots, B; r = 1, 2, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.56)$$

$$Y_{ert}^{ne} \leq B_{ert}^{ne}, \quad e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.57)$$

$$Z_{rjt}^{nt} \leq C_{rjt}^{nt}, \quad r = 1, 2, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.58)$$

$$\alpha_{pet}^{nc} \geq A_{pet}^{nc} - X_{p,e,t-1}^{nc}, \quad p = 1, 2, \dots, P; e = 1, 2, \dots, E; nc \in N_{pe}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.59)$$

$$\delta_{brt}^{ns} \geq S_{brt}^{ns} - I_{b,r,t-1}^{ns}, \quad b = 1, 2, \dots, B; r = 1, 2, \dots, R; ns \in N_{br}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.60)$$

$$\gamma_{ert}^{ne} \geq B_{ert}^{ne} - Y_{e,r,t-1}^{ne}, \quad e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; ne \in N_{er}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.61)$$

$$\beta_{rjt}^{nt} \geq C_{rjt}^{nt} - Z_{r,j,t-1}^{nt}, \quad r = 1, 2, \dots, R; j \in S_r; nt \in N_{rj}; t = 1, 2, \dots, T; \quad (5.62)$$

$$X_{pe0}^{nc} = X_0^{nc}; \quad (5.63)$$

$$I_{br0}^{ns} = I_0^{ns}; \quad (5.64)$$

$$Y_{er0}^{ne} = Y_0^{ne}; \quad (5.65)$$

$$Z_{rj0}^{nt} = Z_0^{nt}; \quad (5.66)$$

$$\phi_{r0} = \phi_{r0}^0, \quad r = 1, 2, \dots, R; \quad (5.67)$$

$$(1 - \Lambda) \cdot \phi_{r0} \leq \phi_{rT} \leq (1 + \Lambda) \cdot \phi_{r0}, \quad r = 1, 2, \dots, R; \quad (5.68)$$

$$\begin{aligned} \alpha_{pet}^{nc} \in \{0, 1\}, \delta_{brt}^{ns} \in \{0, 1\}, \gamma_{ert}^{ne} \in \{0, 1\}, \beta_{rjt}^{nt} \in \{0, 1\}, \\ nc \in N_{pe}; ns \in N_{br}; ne \in N_{er}; nt \in N_{rj}; j \in S_r; \\ p = 1, 2, \dots, P; b = 1, 2, \dots, B; e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T; \end{aligned} \quad (5.69)$$

$$\begin{aligned} A_{pet}^{nc} \in \{0, 1\}, S_{brt}^{ns} \in \{0, 1\}, B_{ert}^{ne} \in \{0, 1\}, C_{rjt}^{nt} \in \{0, 1\}, \\ nc \in N_{pe}; ns \in N_{br}; ne \in N_{er}; nt \in N_{rj}; j \in S_r; \\ p = 1, 2, \dots, P; b = 1, 2, \dots, B; e = 1, 2, \dots, E; r = 1, 2, \dots, R; t = 1, 2, \dots, T. \end{aligned} \quad (5.70)$$

Neste modelo proposto a demanda energética contratada é determinada por dia e é tratada como variável de decisão. Assim, o modelo proposto pode ser utilizado para determinar o valor de demanda energética a ser contratada da empresa de fornecimento

de energia, que atenda as necessidades do sistema de abastecimento e minimize os custos. Uma outra aplicação é considerar o valor desta demanda de energia como parâmetro, ou seja, um valor fixo, assumindo-se um contrato pré estabelecido com a empresa de energia, com valor para a demanda contratada determinado anteriormente pelo modelo proposto.

Destacamos que o modelo dado por (5.36) a (5.70) é facilmente adaptado para uma estrutura tarifária horo-sazonal azul. Para isso, como esta considera um valor de contratação diferente por período, deve-se determinar a demanda a ser contratada por hora e não mais por dia. Neste caso, as restrições (5.41) e (5.42) devem ser alteradas para que o cálculo da demanda energética contratada passe a ser por período, além de uma alteração na função objetivo, considerando os custos de contratação de energia diferenciados ao longo do dia.

No próximo capítulo serão apresentados os testes numéricos realizados com o modelo proposto neste capítulo em dois sistemas de abastecimento hipotéticos, sendo o primeiro proposto neste trabalho e o seguido um exemplo amplamente investigado na literatura, a rede hipotética *Anytown* modificada. Análises de diversas circunstâncias de operação e infraestrutura dos sistemas de abastecimento são realizadas.

6 TESTES NUMÉRICOS

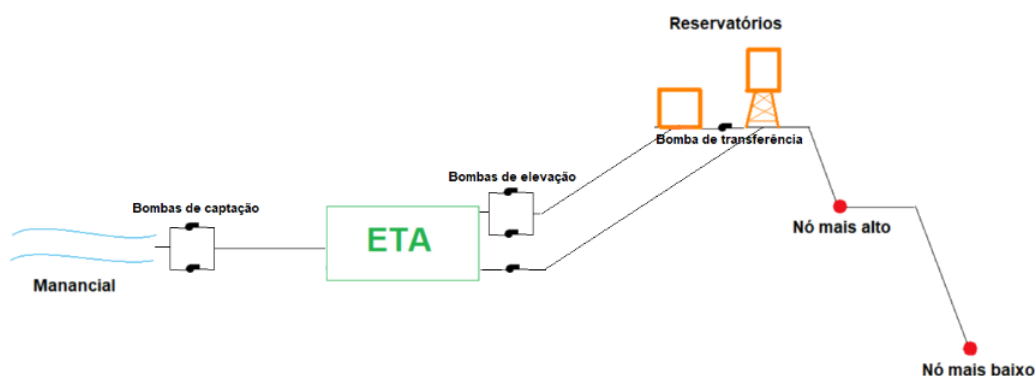
O modelo proposto em (5.36)-(5.70) foi implementado no *software* IBM ILOG CPLEX Optimization Studio, versão 12.6.0.0, através da *Optimization Programming Language* (OPL) e utilizando o *solver* CPLEX, versão 12.6. Foram realizados testes numéricos para validação do modelo proposto em um *notebook* com processador Intel Core i5, com 4 GB de memória RAM e sistema operacional Windows 10.

Duas etapas de testes foram realizadas. Para a realização dos testes na primeira etapa, propôs-se um sistema de abastecimento de água hipotético, analisando-se o impacto das condições estruturais da rede nos gastos com energia elétrica. Para a segunda etapa de testes, utilizou-se a rede hipotética Anytown modificada, proposta por [Walters et al. \(1999\)](#), que consiste da rede hipotética de Anytown, proposta por [Walski et al. \(1987\)](#), porém apresentando um reservatório a mais do que a original. A rede de abastecimento de água Anytown é recorrentemente utilizada em trabalhos e pesquisas relacionados a otimização em sistemas de abastecimento de água ([Santana et al. \(1999\)](#), [Puleo et al. \(2014\)](#), [Sousa e Soares \(2014\)](#), [Costa et al. \(2016\)](#)), justificando sua escolha para a realização dos testes.

6.1 Testes com a rede hipotética proposta

Para a realização dos testes, um sistema de abastecimento hipotético é proposto. Este sistema é ilustrado na Figura 6.1 e contém um manancial superficial de água, não possuindo nenhum ponto de captação subterrânea. A água captada é enviada para a ETA e posteriormente para os reservatórios que distribuirão para os bairros.

Figura 6.1 – Sistema de abastecimento hipotético proposto.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a captação são utilizadas duas bombas hidráulicas em paralelo com vazão de $250 \text{ m}^3/\text{h}$ em uma tubulação de ferro fundido com 150 metros de comprimento e 200 milímetros de diâmetro. Este material foi escolhido para todas as tubulações uma vez que, de acordo com [Sarzedas \(2009\)](#), este é um dos materiais mais utilizado nas tubulações e válvulas dos sistemas de abastecimento em diversos países. A água captada passa pela estação de tratamento, sendo em sequência enviada para os reservatórios de montante.

Nesse sistema têm-se dois reservatórios cilíndricos, um apoiado e o outro elevado, baseando-se no sistema apresentado por [Nara, Pereira e Rego \(2019\)](#), com ambos podendo enviar água para os centros consumidores. O primeiro possui 16,75 metros de altura, 17 metros de diâmetro e uma capacidade máxima de 3800 m^3 . Já o segundo possui uma torre de 20 metros, 6,34 metros de altura, 6,34 metros de diâmetro com uma capacidade máxima de 200 m^3 . Para a transferência de água do reservatório apoiado para o elevado, temos uma bomba de vazão de $50 \text{ m}^3/\text{h}$ em uma tubulação de ferro fundido de 100 metros de comprimento e 100 milímetros de diâmetro. Do segundo para o primeiro reservatório a transferência ocorre por gravidade, considerando uma vazão de $25 \text{ m}^3/\text{h}$.

Duas bombas idênticas em paralelo, com vazão de $150 \text{ m}^3/\text{h}$ cada uma, elevam água para o reservatório apoiado. Já para o elevado temos apenas uma bomba de $150 \text{ m}^3/\text{h}$ de vazão. Para o conjunto elevatório temos uma tubulação de ferro fundido para cada reservatório, sendo ambos com comprimento de 200 metros e diâmetro de 250 milímetros. Todos os condutos deste sistema possuem um escoamento forçado.

Todos os dados sobre as bombas hidráulicas foram baseados em valores comerciais ([NETTO et al., 1998](#)), assim como os dados das tubulações ([INGENIEROS, 2015](#)).

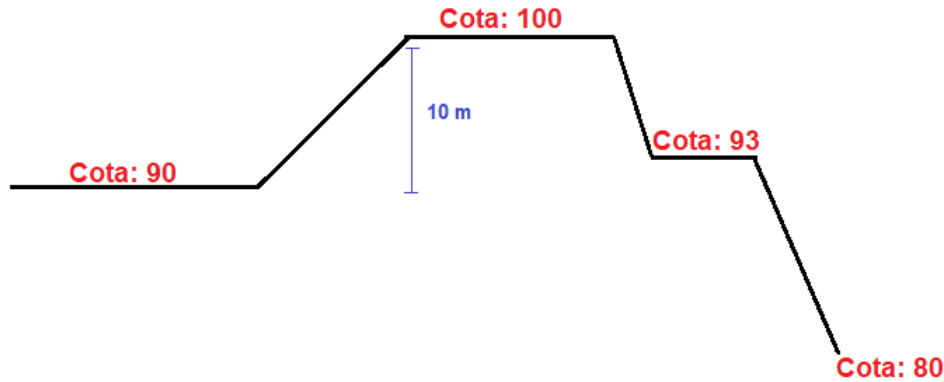
Para os testes utilizou-se 24 períodos ($T=24$) de uma hora cada para compor o horizonte de planejamento de um dia (24 horas). Enquadrando-se nos atuais postos tarifários, os períodos 19, 20 e 21 foram considerados como postos de ponta. Considerou-se um custo de R\$0,20 por kW consumido, exceto nos horários de ponta onde o custo é o triplo, ou seja, R\$ 0,60 ([SOUSA; SOARES, 2014](#)).

Baseando-se no trabalho de [Sousa e Soares \(2014\)](#), considerou-se que a estrutura tarifária é a horo-sazonal verde. Determinamos que o valor mínimo de demanda a ser contratado por dia é de 720 kW . Este valor foi calculado multiplicando-se o mínimo de contratação por hora definido pela [ANEEL \(2010\)](#) (30 kW) pelo total de períodos. Uma taxa de R\$ 5,12 foi estabelecida por kW para a demanda energética contratada ([SOUSA; SOARES, 2014](#)). Um custo de acionamento de R\$ 2,00 foi determinado para todas as bombas, além de considerar que todas estão desligadas no início do horizonte de planejamento.

Estabeleceu-se cotas topográficas para os componentes do sistema conforme apresentado na Figura 6.2, podendo-se observar uma altura geométrica de 10 metros entre a

estação de tratamento e os reservatórios ($H_{er}=10$).

Figura 6.2 – Cotas topográficas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para os valores de pressão dinâmica mínima e pressão estática máxima, utilizou-se os valores convencionais de 10 *mca* e 50 *mca*, respectivamente (NETTO et al., 1998). Adotou-se também uma perda de carga fixa de 2 metros para a tubulação que liga os reservatórios até o nó mais alto. Logo, para que o sistema respeite as restrições das zonas de pressão, a altura da água dentro do reservatório apoiado deve estar entre 5 *m* e 30 *m*, ou seja, o volume de água no reservatório apoiado deveria estar entre 1134,9 m^3 e 6809,4 m^3 . Contudo, temos que o volume máximo deste reservatório é 3800 m^3 , logo este valor deve ser considerado por se tratar de uma restrição física do sistema. Já a altura da água no reservatório elevado ficou entre -15 *m* e 10 *m*, devido a altura de sua torre. Logo, um volume mínimo de 20 m^3 foi estabelecido por segurança, sendo que o volume máximo foi restrito a 315 m^3 . Como sua capacidade máxima é de 200 m^3 , este valor foi considerado por ser restrição física do sistema.

As demandas de cada reservatório, de acordo com o período, foram geradas aleatoriamente em intervalos pré-definidos. Estabeleceu-se um limite máximo de 300 m^3 para o reservatório apoiado, pois consiste no valor máximo de água que pode ser bombeado por período pelas duas bombas de vazão de 150 m^3 . Para o reservatório elevado, como este possui um volume útil próximo da vazão da bomba, determinou-se que a demanda máxima seria de 70 m^3 . Isso permite um estoque de água neste reservatório que auxiliará no planejamento da operação das bombas. Para os períodos de ponta, que são períodos com altas demandas de água, considerou-se que a demanda deveria ser maior que 250 m^3 para o reservatório apoiado e maior que 60 m^3 para o elevado. A Tabela 6.1 apresenta os valores considerados para as demandas em cada reservatório, em cada período.

Tabela 6.1 – Demandas de cada reservatório, de acordo com os períodos.

Períodos	Demanda (em m^3) do res. apoiado	Demanda (em m^3) do res. elevado
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	100	30

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para os testes com esta rede, considerou-se diferentes condições para as tubulações, para as perdas de água no sistema, e para o rendimento do conjunto motor-bomba. Para as tubulações deste sistema, utilizou-se os coeficientes de rugosidade presentes na Tabela 4.1 para o ferro fundido, divididos pelos respectivos diâmetros, para encontrarmos no diagrama de Moody (Figura 4.1) os coeficientes de rugosidade para todas as tubulações. A Tabela 6.2 ilustra os valores obtidos para tubulações novas e antigas que serão utilizados nos testes.

Tabela 6.2 – Fator de atrito de Darcy–Weisbach (F).

Bombas	Tubulação nova	Tubulação velha
Captação	0,020	0,054
Elevação	0,019	0,048
Transferência	0,025	0,072

Fonte: Elaborado pelo autor.

Nos diferentes testes, primeiramente considerou-se a tubulação como sendo nova, admitindo-se perdas de água, em todos os períodos, de 0% e 10%. Diferentes rendimentos do conjunto motor-bomba também são testados, 60% e 70%, uma vez que em *Netto*

et al. (1998) propõe-se que a média global de rendimento de uma bomba hidráulica é de aproximadamente 67%. Assim, foram considerados 4 cenários para os testes com tubulações novas: 0% de perda e bombas com rendimento de 60%, 0% de perda e bombas com rendimento de 70%, 10% de perda e bombas com rendimento de 60% e 10% de perda e bombas com rendimento de 70%. Nos resultados obtidos são analisadas também as políticas de operações das bombas, juntamente com a variação do estoque de água nos reservatórios. Em todos os casos, admitiu-se 0% de perda de água na estação de tratamento do sistema.

Em seguida, foram realizados os mesmos testes da primeira etapa, porém considerando agora uma tubulação antiga. Por fim compara-se os resultados afim de analisar o impacto das condições do sistema nos gastos energéticos.

6.1.1 1ª etapa de testes: rede de abastecimento de água com tubulação nova

Para esta etapa de testes, considerou-se que todas as tubulações do sistema, feitas de ferro fundido, são novas. Bombas de rendimento do conjunto motor-bomba igual a 60% e a 70% foram consideradas, assim como perdas de água de 0% e 10% nos reservatórios.

Inicialmente, analisou-se o impacto do número máximo de acionamentos das bombas permitido. A Tabela 6.3 apresenta os valores da função objetivo encontrados de acordo com o número máximo de acionamento, considerando um sistema sem perdas de água. Destaca-se que a partir de 5 acionamentos o modelo obteve o mesmo valor para a função objetivo.

Tabela 6.3 – Valores da função objetivo - número de acionamentos - tubulação nova

Número de acionamentos	Bombas de 60%	Bombas de 70%
1	R\$ 49.256,03	R\$ 42.221,17
2	R\$ 46.725,79	R\$ 40.051,24
3	R\$ 44.779,09	R\$ 38.384,36
4	R\$ 44.229,54	R\$ 37.913,32
5	R\$ 44.213,30	R\$ 37.899,76

A fim de tornar o planejamento viável de ser implementado pelo operador do sistema, diminuindo-se também o desgastes das bombas e escolhendo a opção com menor custo, nos demais testes um número máximo de 5 acionamentos foi adotado para todas as bombas do sistema durante o horizonte de planejamento.

A Tabela 6.4 apresenta os valores encontrados para a função objetivo, em reais, assumindo-se diferentes perdas e rendimentos das bombas, juntamente com o tempo de execução do modelo em segundos.

Tabela 6.4 – Valores da função objetivo - primeira etapa de testes - tubulação nova

Perdas	Função Objetivo		Tempo de execução (s)	
	60% de rendimento	70% de rendimento	60% de rendimento	70% de rendimento
0%	R\$ 44.213,30	R\$ 37.899,76	3,41	9,11
10%	R\$ 73.300,89	R\$ 62.833,91	7,28	8,57

Nota-se que, conforme há um aumento da perda de água no sistema, ocorre um aumento nos gastos com energia elétrica. Utilizando os valores encontrados para 0% de perda como referência, houve um acréscimo de 66% para perdas de 10%, tanto para o sistema com bombas de 60% de rendimento quanto para o que utiliza bombas de 70% de rendimento.

Observa-se também que bombas com melhor desempenho minimizam significativamente os custos energéticos, com uma diminuição de aproximadamente 14,3% no valor da função objetivo em todos os casos. Assim conclui-se que investimentos em infraestrutura, além de gerarem benefícios financeiros a empresa, podem acarretar em benefícios ambientais ao diminuírem o desperdício de água potável por vazamentos.

6.1.1.1 Níveis de água nos reservatórios

As figuras (6.3), (6.4), (6.5) e (6.6) ilustram os níveis de estoques de água dos reservatórios no final de cada período para os testes com bombas de rendimento de 60% e 70%, para o sistema sem perdas de água e para o sistema com 10% de perda. Destaca-se de vermelho o nível da água nos reservatórios durante os períodos de ponta.

Figura 6.3 – Estoques de água nos reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.

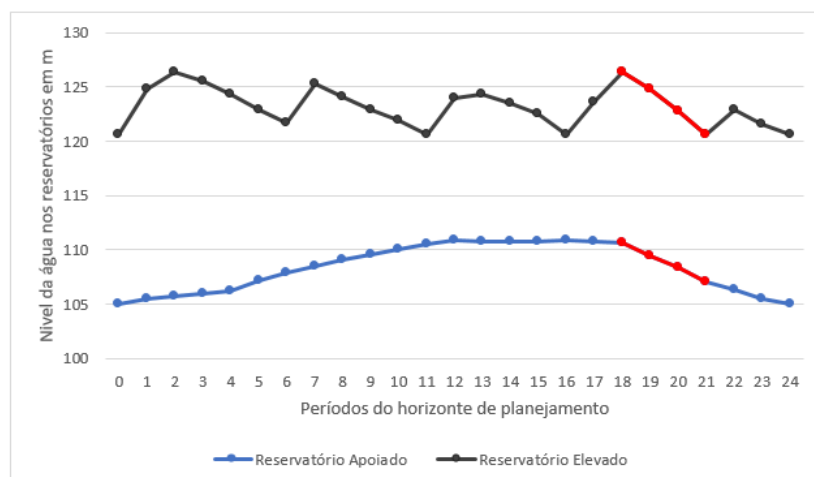


Figura 6.4 – Estoques de água nos reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.

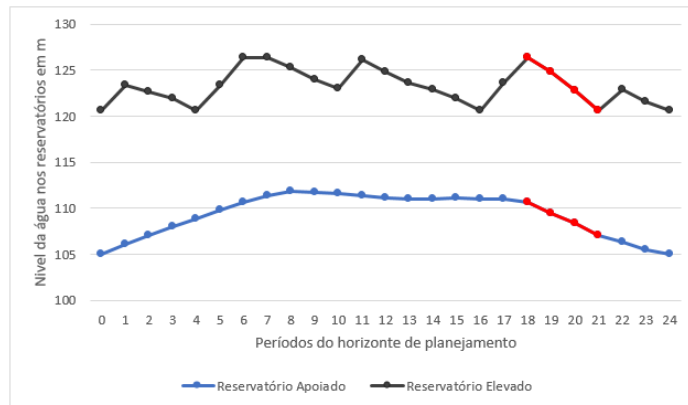


Figura 6.5 – Estoques de água nos reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.

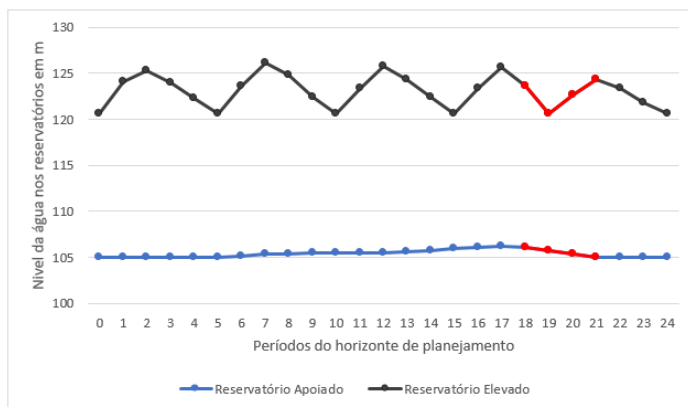
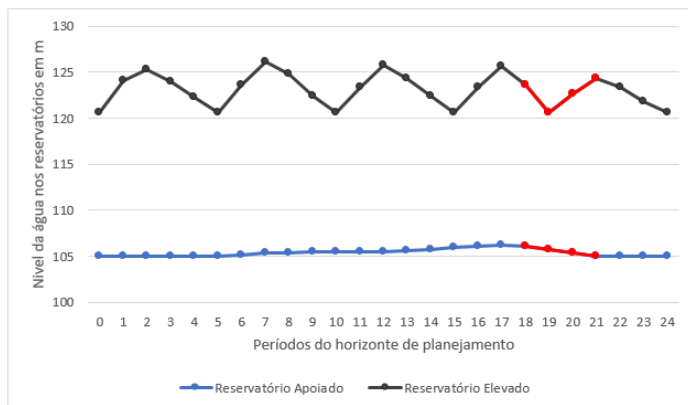


Figura 6.6 – Estoques de água nos reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.



Observa-se que o reservatório apoiado, quando não há perdas de água, estoca água nos períodos anteriores aos de ponta, a fim evitar o acionamento das bombas hidráulicas nestes períodos. Já quando há perdas de água por vazamentos, o reservatório apoiado

tende a manter os níveis de água mais próximos do mínimo a fim de diminuir o volume de água perdido. Em relação ao reservatório elevado, quando não há perdas de água, esse a estoca até seu limite máximo, de modo a atender a demanda e evitar que as bombas fiquem acionadas no período de ponta. Contudo, quando são considerados vazamentos, observa-se que este reservatório estoca água nos períodos anteriores aos de ponta, mas a necessidade de transferir água para o reservatório apoiado nesses períodos, juntamente com seu volume útil restrito, diminui seus estoques no início do período de ponta. Isso faz com que ocorra um acionamento das bombas hidráulicas quando o custo de energia elétrica é maior. O comportamento dos níveis de água dentro dos reservatórios é semelhantes para bombas de 60% e 70% de rendimento. Ressaltamos que a demanda de água foi completamente atendida em todos os testes. Além disso, as alturas da água dentro dos reservatórios mantiveram-se sempre dentro dos limites estabelecidos, garantindo assim que as zonas de pressão tiveram suas restrições atendidas.

O comportamento dos níveis de água dentro dos reservatórios é semelhantes para bombas de 60% e 70% de rendimento. Ressaltamos que a demanda de água foi completamente atendida em todos os testes. Além disso, as alturas da água dentro dos reservatórios mantiveram-se sempre dentro dos limites estabelecidos, garantindo assim que as zonas de pressão tiveram suas restrições atendidas.

6.1.1.2 Política de operação das bombas de captação

As figuras (6.7), (6.8), (6.9) e (6.10) mostram a política de operação das bombas de captação, ou seja, a fração do período em que elas estiveram acionadas durante todo o horizonte de planejamento, destacando-se de vermelho quando estas foram acionadas nos períodos de ponta.

Figura 6.7 – Política de operação das bombas de captação - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.

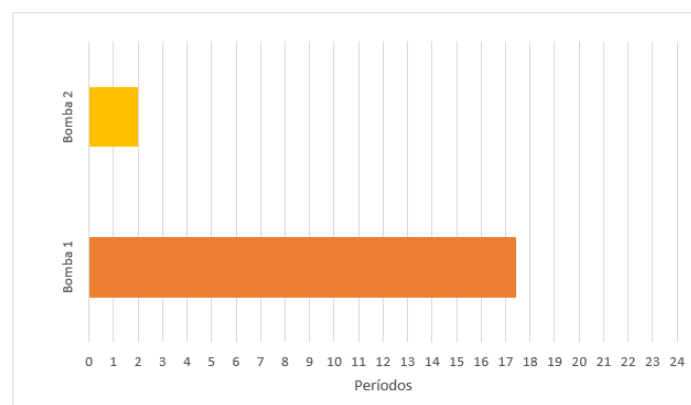


Figura 6.8 – Política de operação das bombas de captação - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.

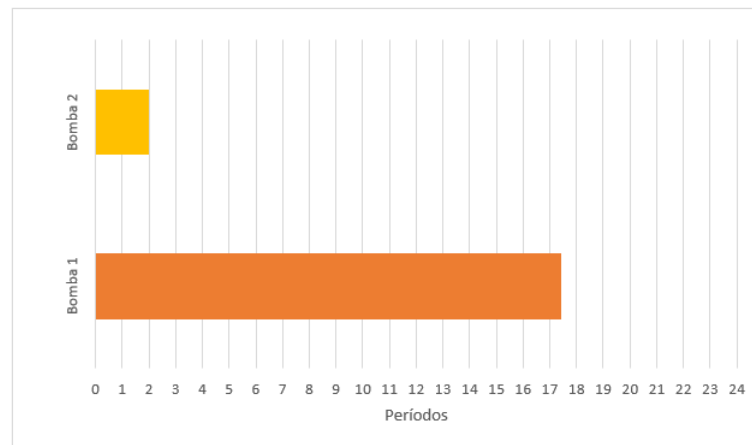


Figura 6.9 – Política de operação das bombas de captação - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.

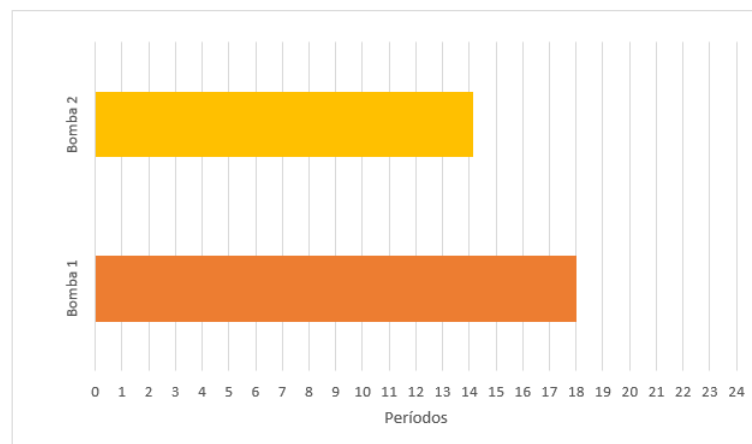
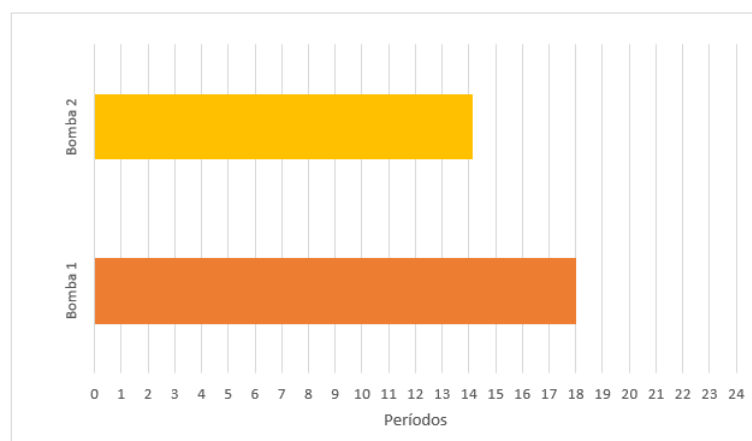


Figura 6.10 – Política de operação das bombas de captação - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.



As bombas de captação não são acionadas nos períodos que correspondem aos horários de ponta. Isso ocorre pois nos períodos anteriores elas ficam ligadas por varias horas consecutivas, garantindo que haja água suficiente na estação de tratamento para ser levada aos reservatórios, sem que as bombas de captação precisem ficar acionadas quando a energia é mais cara. Nota-se que para o sistema com 10% de perdas as bombas de captação ficam mais tempo acionadas do que quando não se tem perdas. Além disso, a ausência de perdas de água na estação de tratamento facilita a operação dessas bombas, havendo um planejamento de modo a serem atendidos as demandas, considerando-se apenas perdas de água nos reservatórios. Destaca-se também que o número de acionamentos das bombas mantiveram-se dentro do limite de 5 acionamentos.

6.1.1.3 Política de operação das bombas de elevação

As figuras (6.11), (6.12), (6.13) e (6.14) mostram a política de operação das bombas de elevação para o reservatório apoiado e para o reservatório elevado, quando utilizadas bombas de 60% de rendimento. Destaca-se de vermelho a operação das bombas hidráulicas durante os horários de ponta.

Figura 6.11 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 1^a etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.

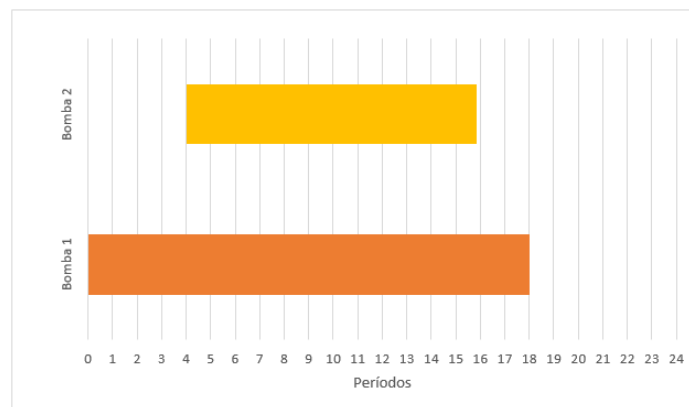


Figura 6.12 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 1^a etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.

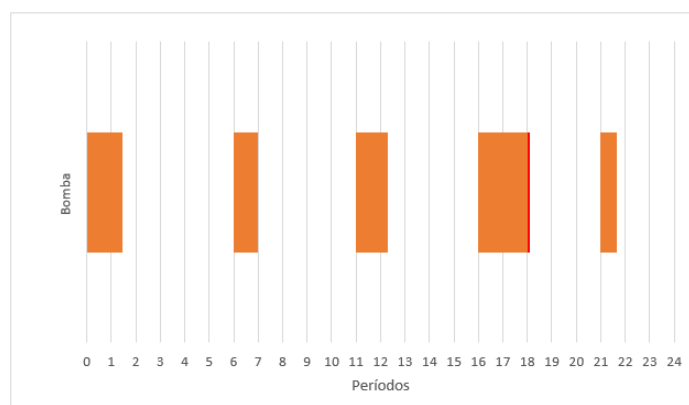


Figura 6.13 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.

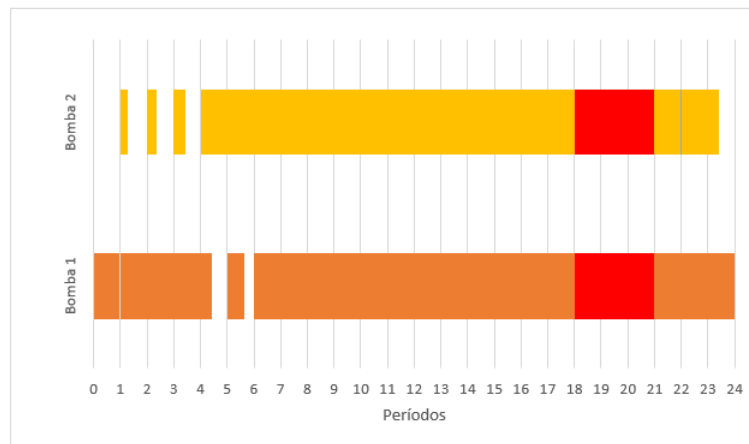
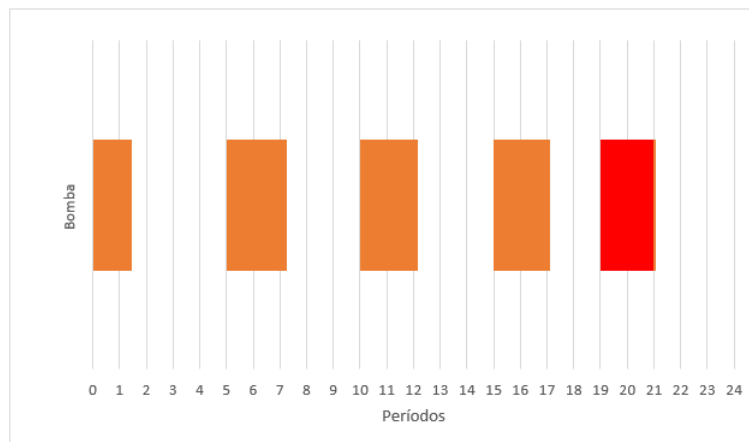


Figura 6.14 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.



É possível observar, que quando não há perdas no sistema, as bombas de elevação para o reservatório apoiado não são acionadas nos períodos de ponta. Como este reservatório possui um volume útil grande, estoca-se água nos períodos anteriores aos críticos, conseguindo assim atender a demanda destes horários. Porém, quando temos perda de água, as bombas do reservatório apoiado mantiveram-se ligadas em quase todos os períodos para conseguir suprir os vazamentos. Já a bomba de elevação para o reservatório elevado precisa ser acionada durante uma pequena parte do período de ponta mesmo quando não há perdas. Isto ocorre pois este reservatório possui um volume útil pequeno, não permitindo um estoque de grandes quantidades de água. Quando há perdas de água no sistema, as bombas de elevação para o reservatório elevado precisam ser acionadas durante grande parte do período de ponta, pois precisam atender sua demanda e ainda transferir um grande volume de água para o reservatório apoiado por gravidade.

As figuras (6.15), (6.16), (6.17) e (6.18) mostram a política de operação das bombas

de elevação para o reservatório apoiado e para o reservatório elevado, quando utilizadas bombas de 70% de rendimento.

Figura 6.15 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 1^a etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.

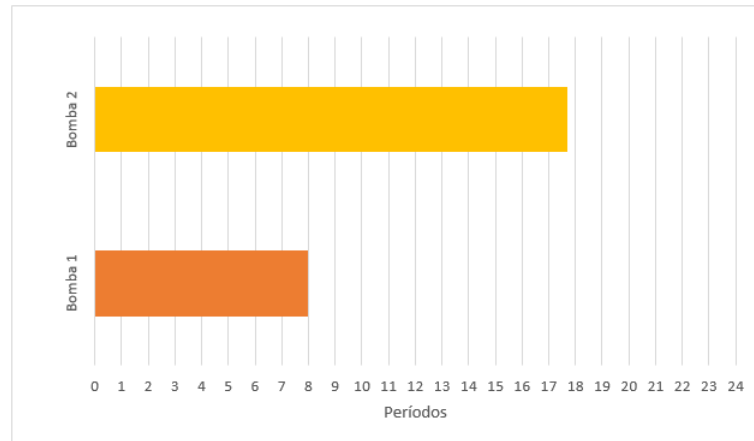


Figura 6.16 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 1^a etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.

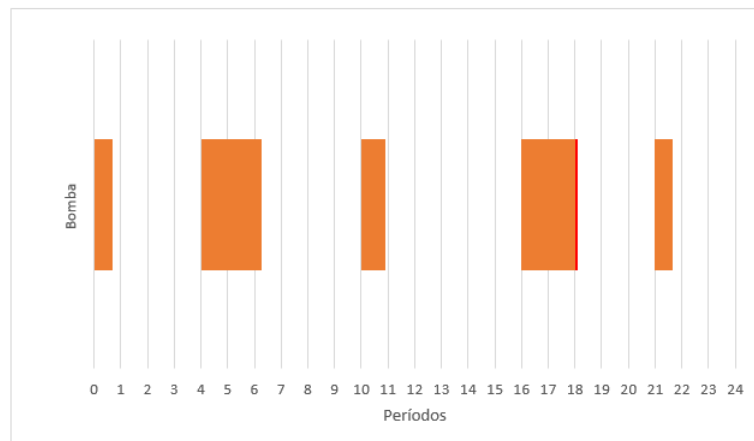


Figura 6.17 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 1^a etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.

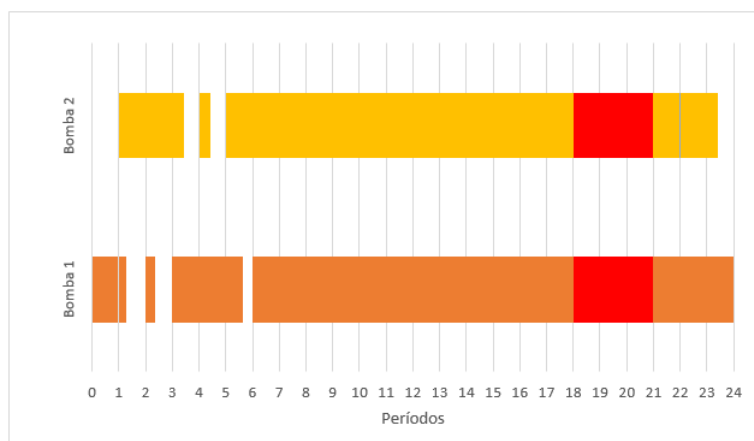
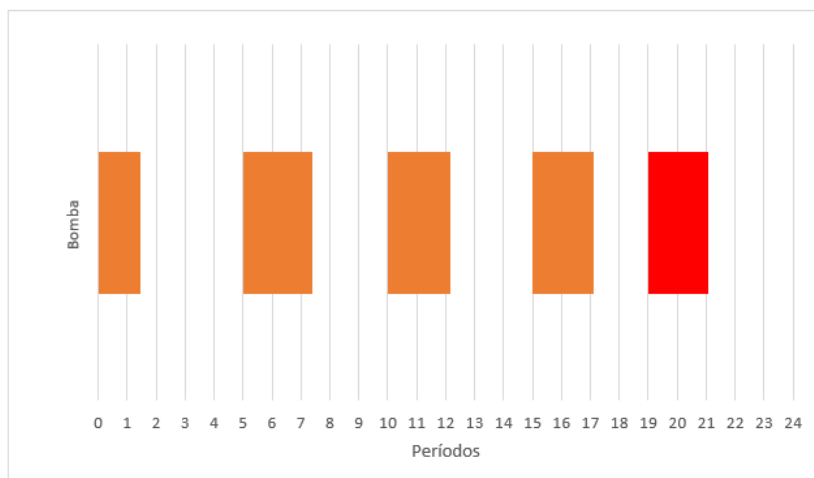


Figura 6.18 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.



Os planejamentos das bombas de elevação que possuem rendimento de 70% ocorreu de maneira similar aos apresentados nas figuras (6.11), (6.12), (6.13) e (6.14). Em ambos os casos, destacamos que o número de acionamentos respeitou o limite máximo estabelecido.

6.1.1.4 Transferência de água entre os reservatórios

As figuras (6.19), (6.20), (6.21) e (6.22) ilustram as políticas de operação da bomba de transferência de água do reservatório apoiado para o elevado, mostrando também os períodos em que houve transferência de água por gravidade do reservatório elevado para o apoiado.

Figura 6.19 – Política de transferência entre os reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação nova.

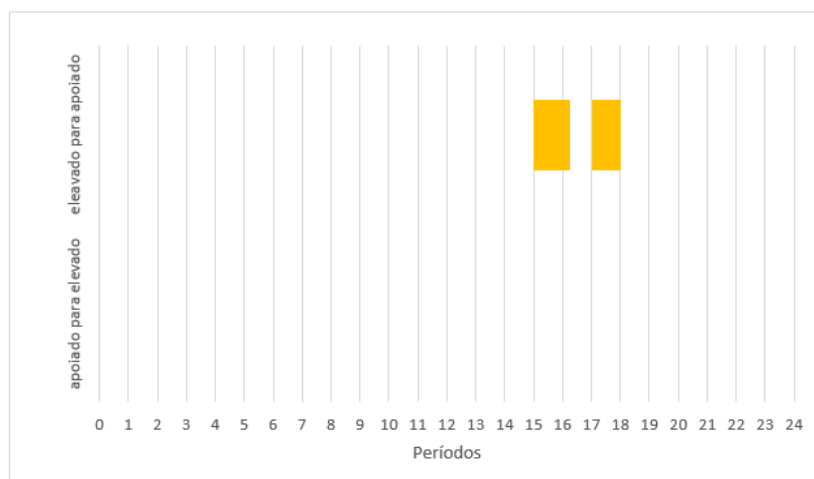


Figura 6.20 – Política de transferência entre os reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação nova.

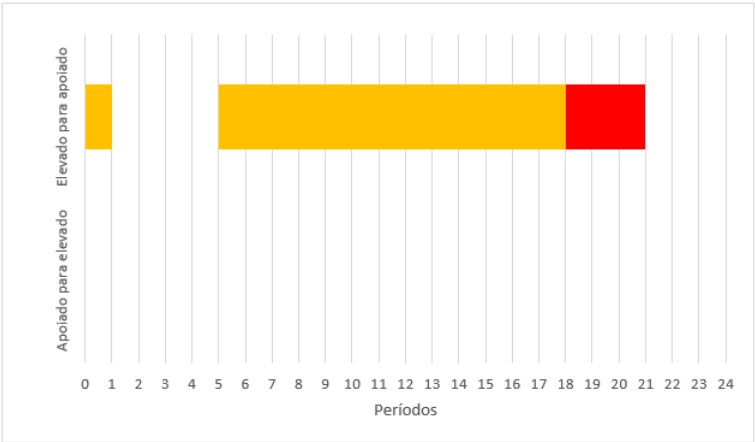


Figura 6.21 – Política de transferência entre os reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação nova.

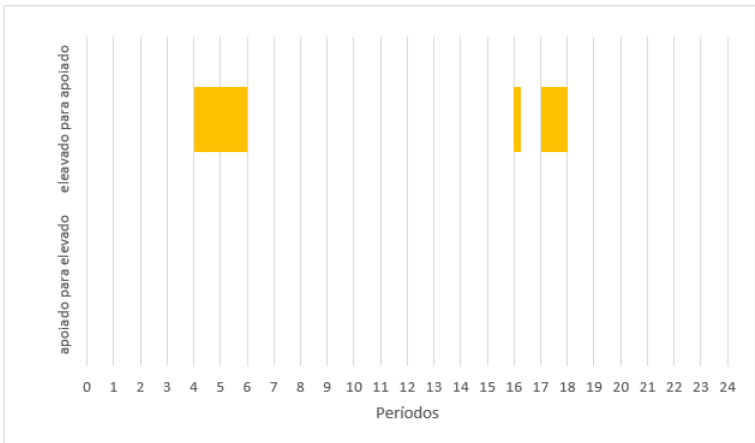
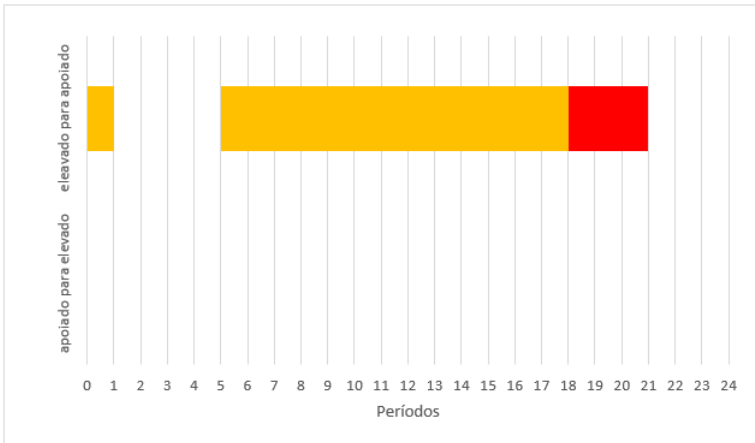


Figura 6.22 – Política de transferência entre os reservatórios - 1ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação nova.



Apesar da transferência de água do reservatório elevado para o apoiado ocorrer por gravidade, esta acontece poucas vezes quando não há perdas no sistema. Isso deve-se ao fato de que o reservatório apoiado estoca um grande volume de água para atender a sua demanda, não sendo necessário que haja transferência. Contudo, quando há perdas no sistema, o reservatório apoiado não consegue suprir sua demanda apenas com a vazão das bombas de elevação, exigindo que ocorra transferência de água em muitos períodos, principalmente nos horários de ponta, onde a demanda é maior. Para a bomba de transferência do reservatório apoiado para o elevado, temos que esta não é acionada mesmo quando há perdas de água nos reservatórios. Isso ocorre devido ao seu fator de atrito que é relativamente maior do que o das outras bombas, sendo que seu acionamento acarretaria em um grande custo de energia elétrica.

6.1.1.5 Demanda energética contratada

Na Tabela 6.5 temos o valor total de kW s consumidos pelo sistema ao final de 24 horas, juntamente com os valores para a demanda energética contratada (em kW) obtidos pelo modelo. Nota-se que esta última foi determinada de modo a garantir que não houvesse ultrapassagem.

Tabela 6.5 – Potência consumida e demanda contratada (em kW) - primeira etapa - tubulação nova.

Perdas	Potência consumida (em kW)		Demanda energética contratada (em kW)	
	60% de rendimento	70% de rendimento	60% de rendimento	70% de rendimento
0%	9.103,60	7.803,10	8.276,00	7.093,70
10%	15.069,00	12.916,00	13.699,00	11.742,00

Quando há perdas de água, obtemos um aumento de aproximadamente 66% tanto na potência consumida pelas bombas quanto na demanda energética contratada. Além disso, quando utilizadas bombas de melhor rendimento obtemos uma redução de aproximadamente 14,3% nestes valores. Esses valores justificam os custos ilustrados na Tabela 6.4.

6.1.2 2ª etapa de testes: rede de abastecimento de água com tubulação antiga

Nesta etapa considerou-se tubulações mais antigas em todo o sistema e as demais condições estruturais e as condições tarifárias adotadas nos testes anteriores. A Tabela 6.6 apresenta os valores da função objetivo encontrados de acordo com o número máximo de acionamento permitido para as bombas, considerando um sistema sem perdas de água. Destaca-se que a partir de 5 acionamentos o modelo obteve valores um pouco menores porém considerou-se o mesmo limite máximo de acionamentos da etapa anterior, com o

objetivo de compararmos as políticas operações e os níveis dos reservatórios de ambas as etapas.

Tabela 6.6 – Valores da função objetivo - número de acionamentos - tubulação velha

Número de acionamentos	Bombas de 60%	Bombas de 70%
1	R\$ 132.853,97	R\$ 113.876,55
2	R\$ 125.551,11	R\$ 107.619,24
3	R\$ 119.949,03	R\$ 102.815,62
4	R\$ 118.365,70	R\$ 101.458,60
5	R\$ 118.321,65	R\$ 101.421,00

A Tabela 6.7 apresenta os valores encontrados para a função objetivo, em reais, assumindo-se diferentes perdas e rendimentos das bombas hidráulicas, juntamente com o tempo de execução do modelo em segundos, para um sistema de abastecimento de água com tubulação antiga. Considerou-se um máximo de 5 acionamentos para todas as bombas.

Tabela 6.7 – Valores da função objetivo - 1ª etapa - tubulação antiga.

Perdas	Função Objetivo (R\$)		Tempo de execução (s)	
	60% de rendimento	70% de rendimento	60% de rendimento	70% de rendimento
0%	118.321,65	101.421,00	7,80	4,47
10%	196.143,78	168.127,82	8,89	9,26

Houve um aumento de aproximadamente 167,63% em todos os valores encontrados se comparados com os resultados calculados para a rede com tubulação nova (Tabela 6.4). Logo, faz-se necessário um levantamento do preço da compra e instalação de tubulações novas afim de analisar se um investimento em infraestrutura seria vantajosa para a empresa de abastecimento.

As tabelas 6.8, 6.9 e 6.10 trazem uma média de preço do metro das tubulações de ferro fundido de 100 mm, 200 mm e 250 mm de diâmetro, respectivamente, juntamente com uma estimativa do preço de instalação e de manutenção. Esses valores foram calculados por Ingenieros (2015), cuja ferramenta chamada de Gerador de Preços auxilia engenheiros a obter preços para construções e reparações ajustados a realidade. Os preços de escavação e pavimentação não são considerados.

Tabela 6.8 – Média de preço para tubulação de ferro fundido com 100 mm de diâmetro.
Fonte: Ingenieros (2015).

Un	Descrição	Quantidade	Preço unitário	Preço insumo
m	Tubo de ferro fundido de 100 mm de diâmetro	1 m	74,99	74,99
kg	Lubrificante para união e acessórios	0,002	26,22	0,05
h	Caminhão com grua de carga máxima 6 t	0,011	137,39	1,51
h	Encanador	0,034	25,36	0,86
h	Ajudante de encanador	0,034	19,36	0,66
%	Custos diretos complementares	2	78,07	1,56
Custo de manutenção decenal: R\$ 3,98			Total: 79,63	

Tabela 6.9 – Média de preço para tubulação de ferro fundido com 200 *mm* de diâmetro.
Fonte: Ingenieros (2015).

Un	Descrição	Quantidade	Preço unitário	Preço insumo
m	Tubo de ferro fundido de 200 <i>mm</i> de diâmetro	1 <i>m</i>	146,57	146,57
kg	Lubrificante para união e acessórios	0,006	26,22	0,13
h	Caminhão com grua de carga máxima 6 <i>t</i>	0,011	137,39	1,51
h	Encanador	0,039	25,36	0,99
h	Ajudante de encanador	0,039	19,36	0,76
%	Custos diretos complementares	2	149,96	3,00
Custo de manutenção decenal: R\$ 7,65			Total: 152,96	

Tabela 6.10 – Média de preço para tubulação de ferro fundido com 250 *mm* de diâmetro.
Fonte: Ingenieros (2015).

Un	Descrição	Quantidade	Preço unitário	Preço insumo
m	Tubo de ferro fundido de 250 <i>mm</i> de diâmetro	1 <i>m</i>	186,76	186,76
kg	Lubrificante para união e acessórios	0,006	26,22	0,16
h	Caminhão com grua de carga máxima 6 <i>t</i>	0,011	137,39	1,51
h	Encanador	0,039	25,36	0,99
h	Ajudante de encanador	0,039	19,36	0,76
%	Custos diretos complementares	2	190,18	3,80
Custo de manutenção decenal: R\$ 9,70			Total: 193,98	

Utilizando-se esses valores, calculou-se uma estimativa dos custos para troca de todas as tubulações de captação, elevação e transferência presentes no sistema proposto. Os valores encontram-se na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Orçamento para troca de tubulações do sistema.

Diâmetro (em <i>mm</i>)	Quantidade	Comprimento (em <i>m</i>)	Preço (em R\$)
100	2	100	15.926,00
200	1	200	22.944,00
250	2	150	77.592,00
Total			116.462,00

Subtraindo-se os valores encontrados nesta etapa para os custos (Tabela 6.7) pelos calculados na etapa anterior (Tabela 6.4), conseguimos estimar as economias diárias do sistema ao substituir as tubulações por tubulações mais novas, para os dois tipos de bombas utilizadas, havendo ou não perdas de água. Estes valores são apresentados na Tabela 6.12.

Tabela 6.12 – Estimativa de economia diária do sistema.

Perdas	Economia (em R\$)	
	60% de rendimento	70% de rendimento
0%	74.107,97	63.521,38
10%	122.799,93	105.257,07

Apesar dos custos estimados para troca de tubulações estarem sujeitos a alterações, especialmente no que diz respeito às escavações que dependem da topografia, profundidade, clima e custos de pavimentação, concluímos que, em todos os casos, é de benefício para a empresa que ocorra a troca das tubulações. Isso poderá trazer redução nas contas de água do consumidor que também será beneficiado com uma água de melhor qualidade uma vez que, tubulações antigas podem deixar a água turva devido a presença de ferro e manganês nas paredes das tubulações, afetando a qualidade da água. Além disso, uma rede de abastecimento antiga é mais propensa a rompimento, o que afeta a distribuição de água.

Os resultados obtidos considerando-se bombas com rendimento de 60% e 70%, e o sistema sem perdas de água e com perdas são apresentados a seguir.

6.1.2.1 Nível de água nos reservatórios

As figuras (6.23), (6.24), (6.25) e (6.26) ilustram os estoques dos reservatórios no final de cada período para os testes com bombas de rendimento de 60% e 70%, destacando-se em vermelho os nível dos reservatórios nos postos de ponta.

Os níveis dos reservatórios nesta etapa mantiveram-se semelhantes aos da 1ª etapa de testes, mantendo os níveis baixos quando há perdas e estocando grandes quantidades de água antes dos períodos críticos.

Figura 6.23 – Estoques de água nos reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação velha.

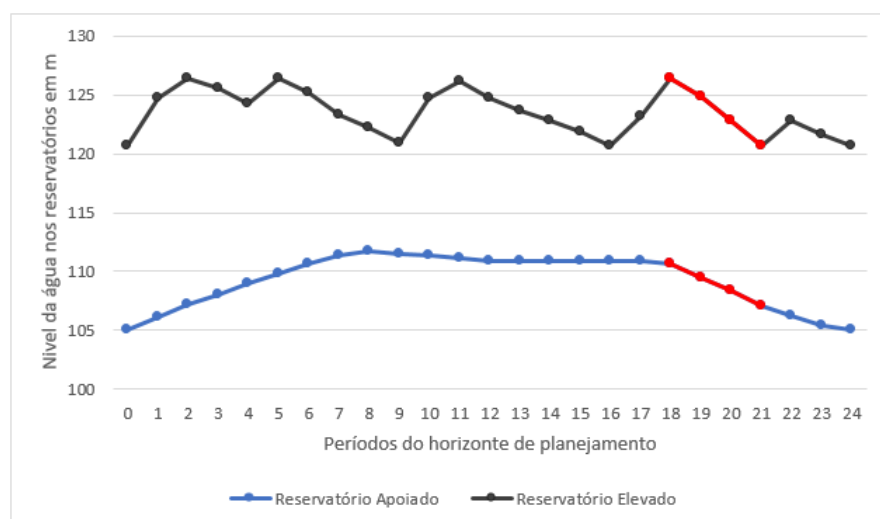


Figura 6.24 – Estoques de água nos reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.

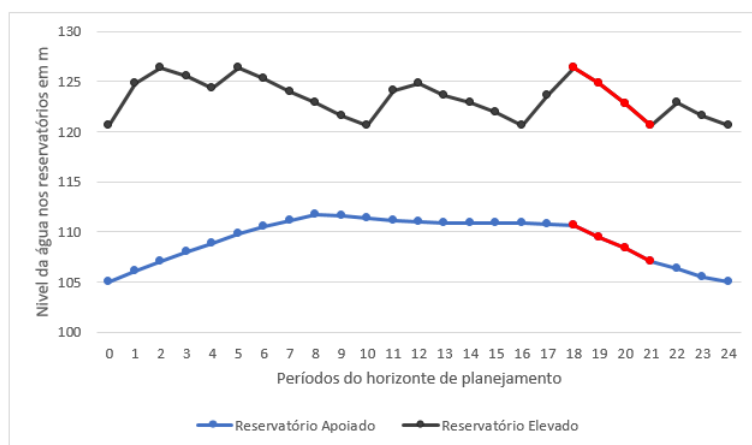


Figura 6.25 – Estoques de água nos reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação antiga.

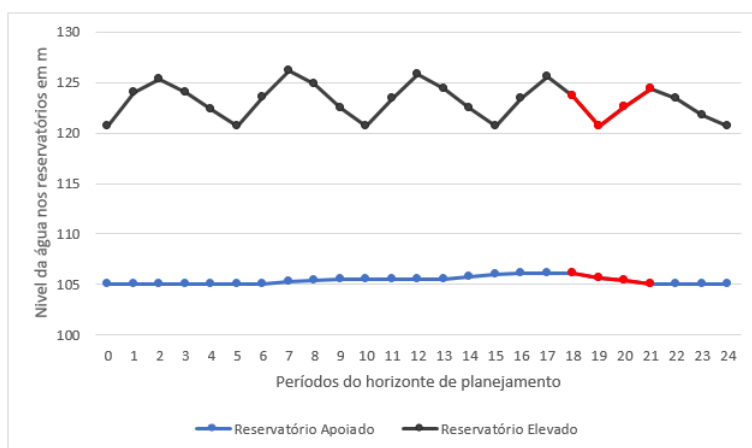
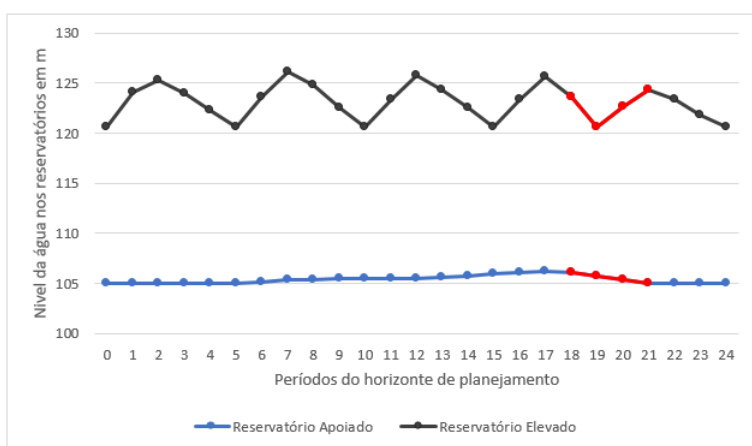


Figura 6.26 – Estoques de água nos reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação antiga.



6.1.2.2 Política de operação das bombas de captação

As figuras (6.27), (6.28), (6.29) e (6.30) mostram a política de operação das bombas de captação.

Observa-se que quando não há perdas de água, as operações das bombas de captação mantiveram-se iguais as encontradas na 1ª etapa de testes. Houveram pequenas alterações nas operações quando há perdas de água, porém nestes casos as bombas também não foram acionadas nos períodos críticos e respeitaram o limite máximo de acionamentos.

Figura 6.27 – Política de operação das bombas de captação - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação antiga.

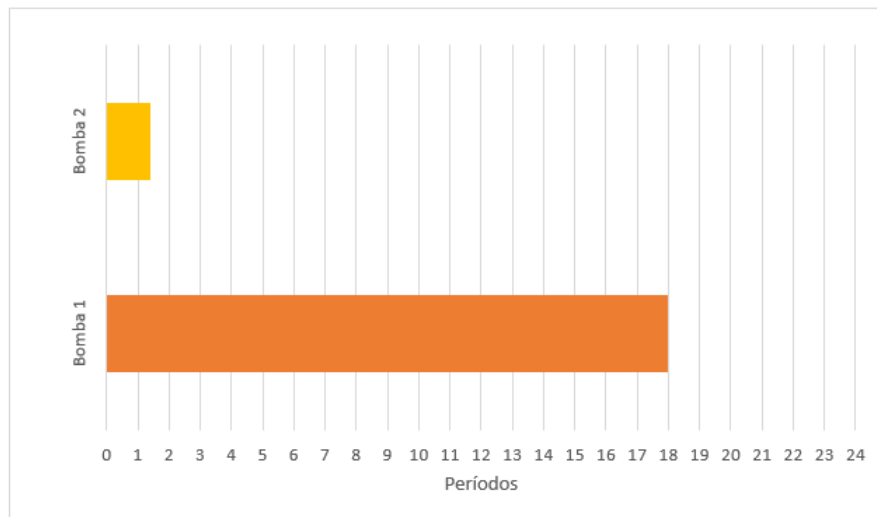


Figura 6.28 – Política de operação das bombas de captação - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.

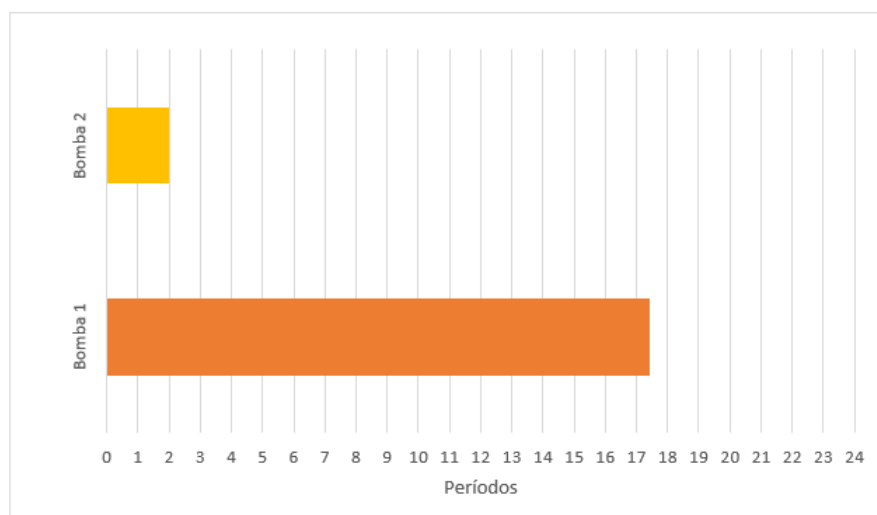


Figura 6.29 – Política de operação das bombas de captação - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação velha.

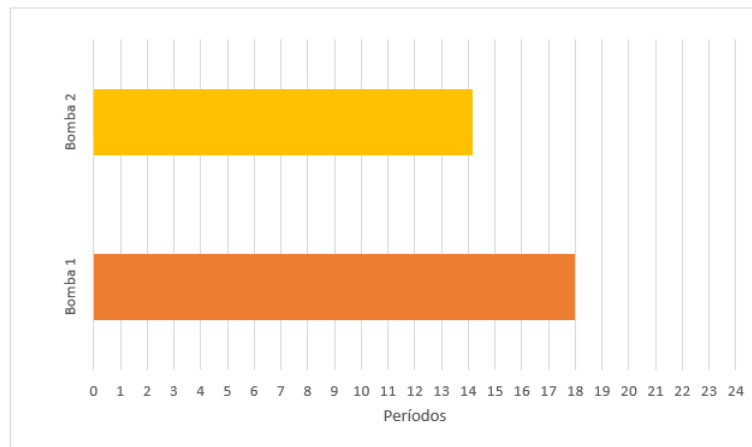
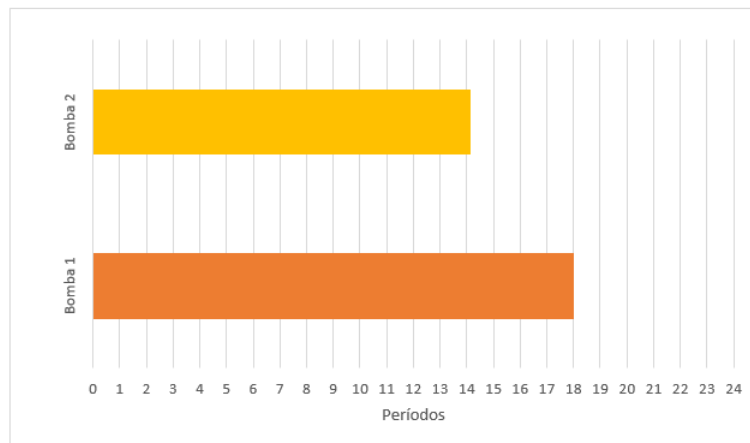


Figura 6.30 – Política de operação das bombas de captação - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação velha.



6.1.2.3 Política de operação das bombas de elevação

As figuras (6.31), (6.32), (6.33), (6.34), (6.35), (6.36), (6.37) e (6.38) mostram a política de operação das bombas de elevação para o reservatório apoiado e para o reservatório elevado, quando utilizadas bombas de 60% de rendimento e de 70% de rendimento.

Comparando-se as políticas de operações encontradas nesta etapa com as encontradas na 1ª etapa de testes (com tubulação nova), notamos que quando a tubulação é mais antiga as bombas de elevação precisam ficar acionadas por mais tempo. Isso ocorre porque as bombas de elevação precisam superar tanto a altura geométrica quanto a grande perda de carga que ocorre devido ao atrito da água com as paredes da tubulação, que neste caso possuem uma rugosidade bem maior. Também nesta etapa foram respeitados os limites máximos de acionamentos impostos, sendo que as bombas de elevação para o

reservatório apoiado só foram acionadas em períodos críticos quando haviam perdas de água no sistema.

Figura 6.31 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação velha.

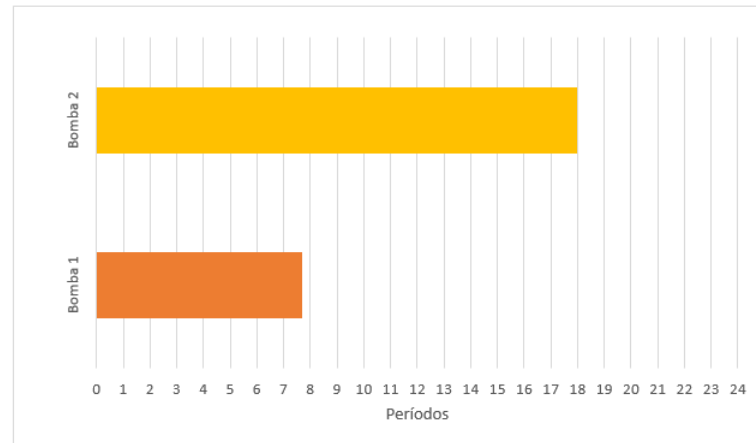


Figura 6.32 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação velha.

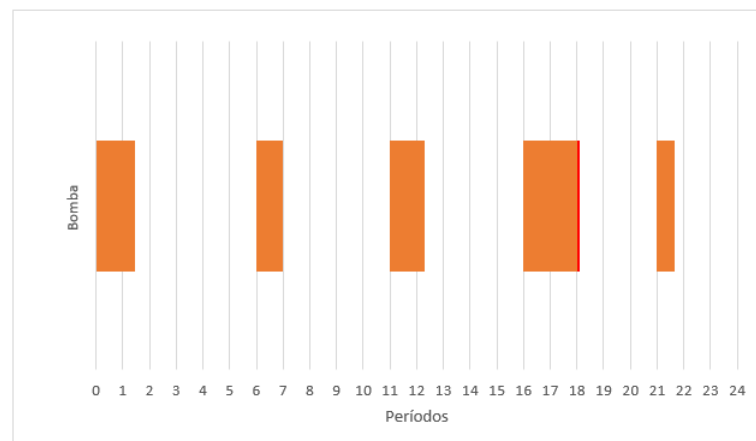


Figura 6.33 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação velha.

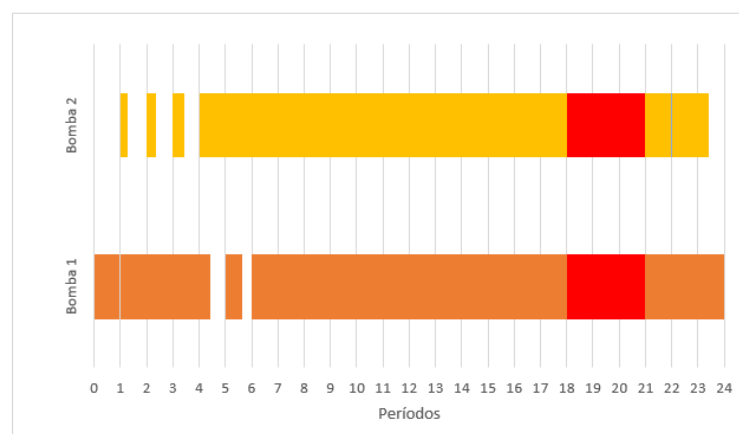


Figura 6.34 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação velha.

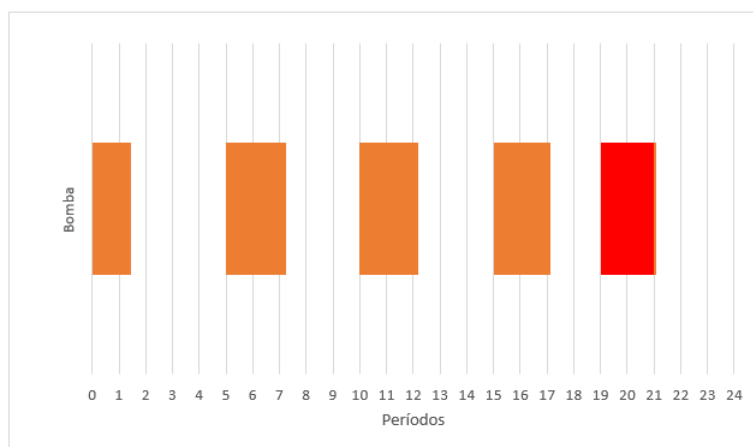


Figura 6.35 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.

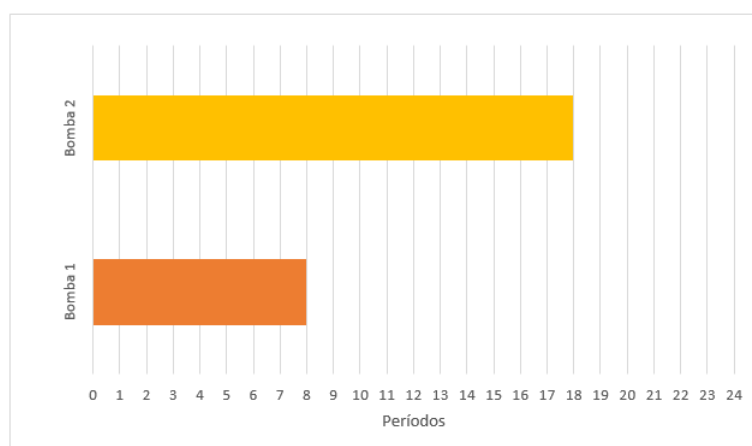


Figura 6.36 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.

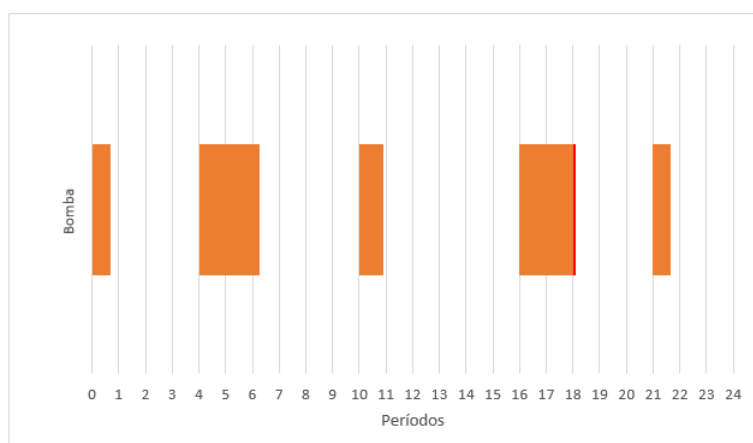


Figura 6.37 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório apoiado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação velha.

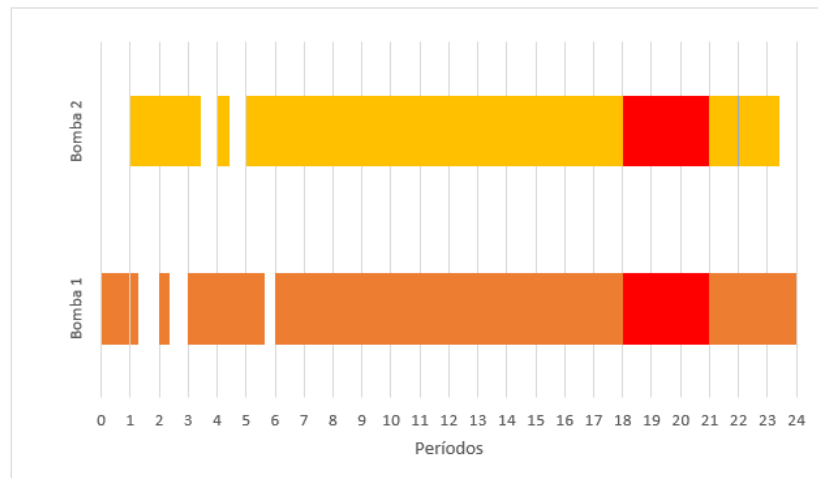
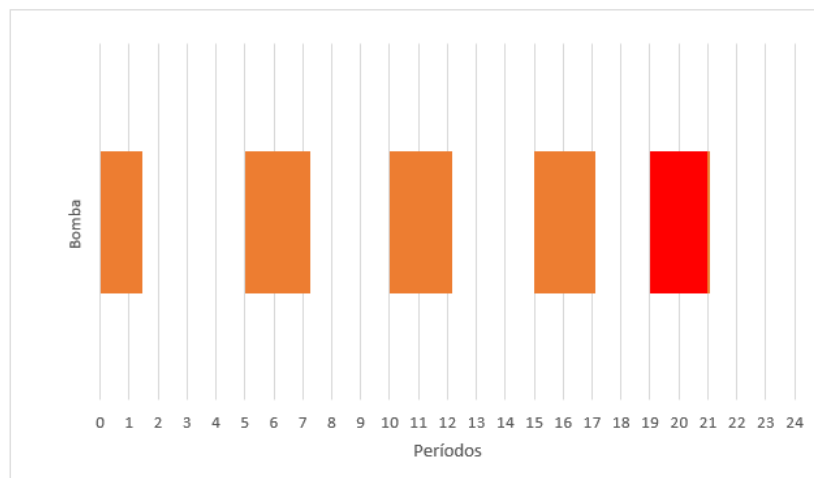


Figura 6.38 – Política de operação das bombas de elevação - reservatório elevado - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação velha.



6.1.2.4 Transferência de água entre os reservatórios

As figuras (6.39), (6.40), (6.41) e (6.42) ilustram as políticas de transferência de água entre os reservatórios.

Também nesta etapa observa-se que o modelo apenas opta pela transferência por gravidade, evitando-se acionar a bomba de transferência do reservatório apoiado para o elevado, sendo que o fator de atrito que deve ser vencido por essa bomba é maior do que o das demais, especialmente devido a idade da tubulação.

Figura 6.39 – Política de transferência entre os reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 0% de perda - tubulação velha.

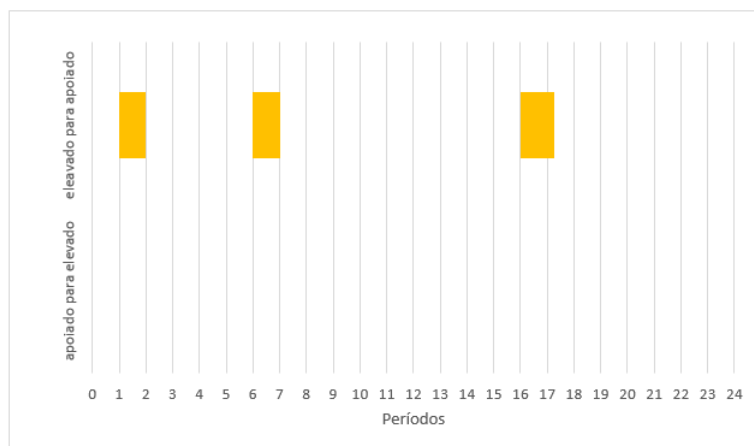


Figura 6.40 – Política de transferência entre os reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 60% e 10% de perda - tubulação velha.

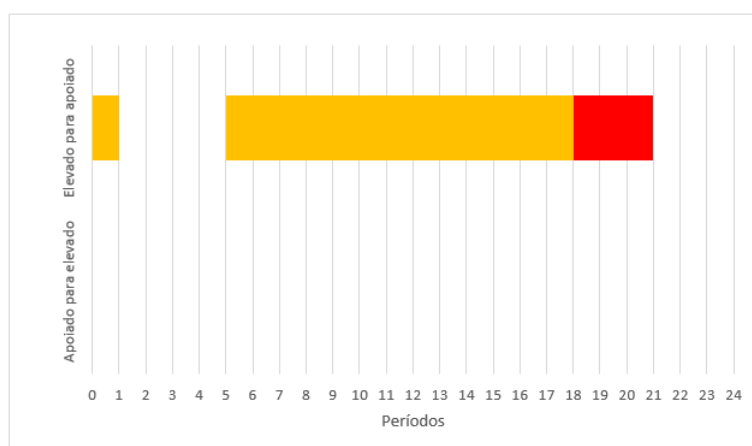


Figura 6.41 – Política de transferência entre os reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 0% de perda - tubulação velha.

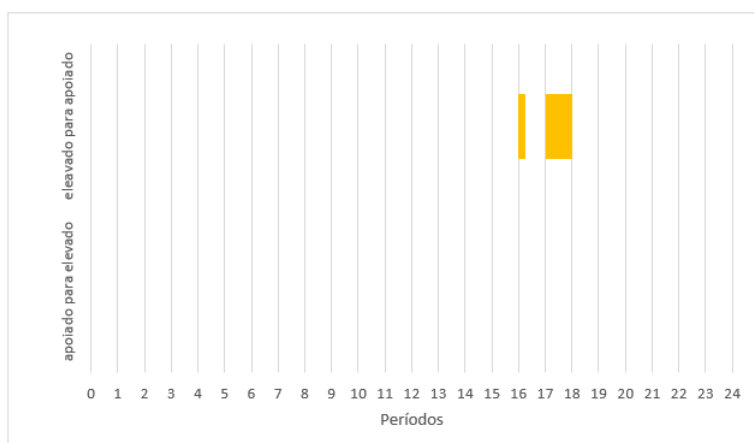
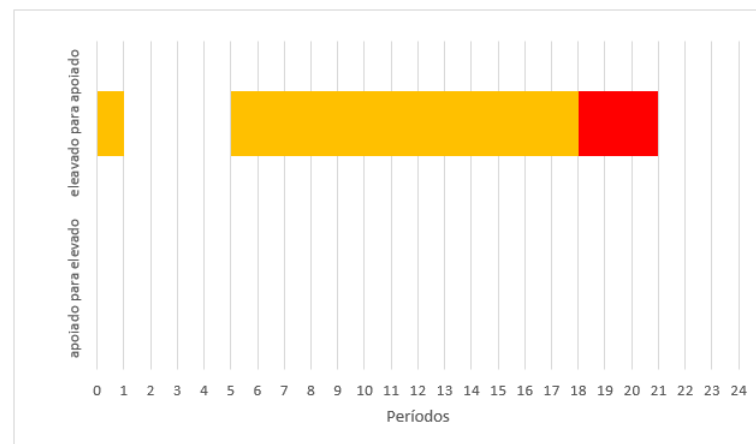


Figura 6.42 – Política de transferência entre os reservatórios - 2ª etapa - rendimento das bombas de 70% e 10% de perda - tubulação velha.



6.1.2.5 Demanda energética contratada

Na Tabela 6.13 temos o valor total de kW s consumidos pelo sistema ao final de 24 horas, juntamente com a demanda energética (em kW) obtida pelo modelo que minimizou os custos com energia elétrica. Observamos que nesta etapa também não ocorreu ultrapassagem.

Tabela 6.13 – Potência consumida e demanda contratada (em kW) - 2ª etapa - tubulação velha.

Perdas	Potência consumida (em kW)		Demanda contratada (em kW)	
	60% de rendimento	70% de rendimento	60% de rendimento	70% de rendimento
0%	24.369,00	20.888,00	22.154,00	18.989,00
10%	40.336,00	34.574,00	36.670,00	31.431,00

Comparando os valores de potência consumida e de demanda contratada desta etapa com a anterior, verificamos que todos os valores da Tabela 6.13 são quase o triplo dos apresentados na Tabela 6.5, mostrando assim o impacto das condições da tubulação do sistema na otimização dos custos com energia elétrica.

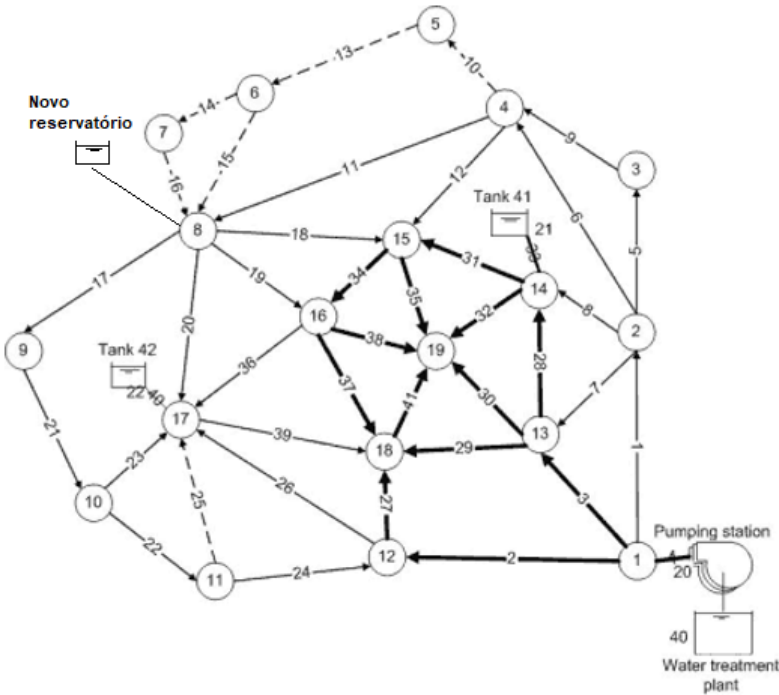
6.2 Testes com a rede Anytown modificada

A rede Anytown foi proposta inicialmente na literatura com o objetivo de se determinar o projeto economicamente mais eficaz 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, levando em consideração os custos de bombeamento. Tal rede 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. Esta rede é composta de 19 nós,

uma estação de tratamento, 37 tubos e 2 reservatórios, a rede de distribuição é organizada em blocos, sendo classificada como rede malhada. Apesar de ter sido proposta inicialmente para estudos e pesquisas relacionadas ao projeto da rede, a rede Anytown e suas variações têm sido utilizadas para estudos relacionados à otimização operacional.

Neste trabalho utilizou-se a rede Anytown modificada proposta por [Walters et al. \(1999\)](#), que adiciona um terceiro reservatório ao nó 8. Esta rede é ilustrada na Figura 6.43.

Figura 6.43 – Rede hipotética Anytown modificada.



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

A Tabela 6.14 apresenta as características de cada reservatório. Um acréscimo de 30% na capacidade máxima dos reservatórios foi considerada, com a finalidade de compensar o volume de água presente dentro das tubulações de distribuição do sistema.

Tabela 6.14 – Características dos reservatórios - Anytown.

Reservatórios	Diâmetro (em m)	Capacidade máxima (em m ³)	Cota (em m)
41	9,95	1230,26	15,24
42	9,95	1230,26	36,58
Novo	18,00	6889,45	27,43

Fonte: adaptado de [Walters et al. \(1999\)](#).

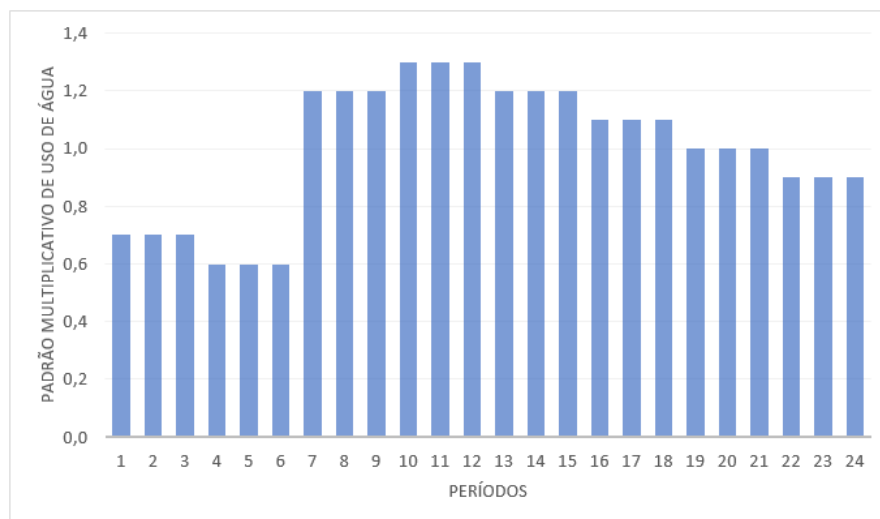
As demandas dos nós consumidores, foram consideradas conforme em [Walski et al. \(1987\)](#), são obtidas através do produto de uma demanda base (em *gpm*) para cada nó (Tabela 6.15) por um padrão de uso diário de água (Figura 6.44)

Tabela 6.15 – Demandas base - Anytown.

Nós consumidores	Demanda base (em m^3/h)	Cota (em m)
1	113,56	6,10
2	45,42	15,24
3	45,42	15,24
4	136,28	15,24
5	136,28	24,38
6	136,28	24,38
7	136,28	24,38
8	90,85	24,38
9	90,85	36,58
10	90,85	36,58
11	90,85	36,58
12	113,56	15,24
13	113,56	15,24
14	113,56	15,24
15	113,56	15,24
16	90,85	36,58
17	227,13	36,58
18	113,56	15,24
19	227,13	15,24

Fonte: Walski et al. (1987).

Figura 6.44 – Padrão multiplicativo de consumo diário de água por período.



Fonte: Walski et al. (1987).

Devido as características do modelo proposto, que trabalha com redes ramificadas, agrupando os nós consumidores de acordo com a cota topográfica, realizou-se uma divisão dos nós consumidores que podem ser atendidos por cada reservatório, de acordo com suas cotas, com o objetivo de garantir que todo nó fosse atendido por gravidade. O reservatório

41, que está na cota 15,24, atende os nós das cotas 15,24 e 6,10, ou seja, os nós 1, 2, 3, 4, 12, 13, 14, 15, 18 e 19. O novo reservatório, que está na cota 27,43, atende os nós das cotas 24,38, 15,24 e 6,10, ou seja, os nós 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 12, 13, 14, 15, 18, e 19. Já o reservatório 42, que está na cota 36,58, pode atender os nós das cotas 36,58, 24,38, 15,24 e 6,10, ou seja, este reservatório atende todos os nós consumidores. Destaca-se que um mesmo nó pode ser atendido por mais de um reservatório. Considerou-se também que não há transferência de água entre os reservatórios.

A rede Anytown possui três bombas em paralelo transportando água diretamente da estação de tratamento para os nós, com os reservatórios à jusante. Contudo, como o modelo proposto neste trabalho considera apenas reservatórios à montante, determinou-se que cada uma das três bombas idênticas, de vazão igual a $1817 \text{ m}^3/\text{h}$ cada, transporta água para apenas um reservatório e estes atendem os nós consumidores da rede.

Utilizando as restrições (5.9) para garantir as pressões ideais para cada zona de pressão obtemos que a altura da água dentro do reservatório 41 deve estar entre 12 m e 40,856 m , ou seja, o volume de água neste reservatório deve estar entre $933,08 \text{ m}^3$ e $3176,82 \text{ m}^3$. Contudo, temos que o volume máximo deste reservatório é $1230,26 \text{ m}^3$, logo este valor deve ser considerado por se tratar de uma restrição física. A altura da água no reservatório 42 deve estar entre 12 m e 56,096 m , ou seja, o volume de água deve estar entre $933,08 \text{ m}^3$ e $1517,81 \text{ m}^3$. Contudo, como sua capacidade máxima é de $1230,6 \text{ m}^3$, consideramos este valor por também se tratar de uma restrição física. Já a altura da água no novo reservatório pode variar entre 8,952 m e 28,664 m , ou seja, o volume da água neste reservatório pode estar entre $2278,01 \text{ m}^3$ e $7294,10 \text{ m}^3$, contudo, temos que a capacidade máxima desse reservatório é de $6889,45 \text{ m}^3$. Para a realização dos testes considerou-se que os volumes iniciais dos reservatórios correspondem aos seus respectivos volumes mínimos.

A Tabela 6.16 apresenta os dados da tubulação consideradas para o sistema elevatório da rede, sendo que cada tubulação transporta água da estação de tratamento até um dos reservatórios.

Tabela 6.16 – Dados da tubulação - Anytown.

Reservatórios	Diâmetro (em m)	Comprimento (em m)	Material
41	0,3048	1.828,80	Ferro fundido antigo
42	0,4064	3.657,6	Ferro fundido antigo
Novo	0,3048	2.743,2	Ferro fundido antigo

Fonte: adaptado de Walski et al. (1987).

Considerou-se os custos de energia elétrica como proposto em Costa et al. (2016), sendo \$ 0,20/ kWh para os horários das 22:00 às 7:00, \$ 0,40/ kWh das 8:00 às 17:00 e \$ 0,80/ kWh das 18:00 as 21:00.

A Tabela 6.17 apresenta os valores para a função objetivo encontrados de acordo com o limite máximo de acionamento das bombas, juntamente com o tempo computacional em segundos. Destaca-se que o modelo não encontrou soluções quando estabelecido um limite máximo de acionamentos menor do que 5 e a partir de 6 acionamentos máximos obteve-se o mesmo valor da função objetivo.

Tabela 6.17 – Valores função objetivo

acionamentos máximos	função objetivo (em \$)	tempo computacional (em s)
5	3.234.792,05	2,67
6	3.135.518,66	3,13

São detalhados os resultados obtidos para o máximo de 5 acionamentos.

6.2.1 Política de operação das bombas

As figuras 6.45, 6.46 e 6.47 mostram a política de operação de cada uma das bombas, destacando-se de vermelho o funcionamento das bombas nos horários de ponta.

Figura 6.45 – Política de operação - bomba do reservatório 41 - Rede Anytown modificada

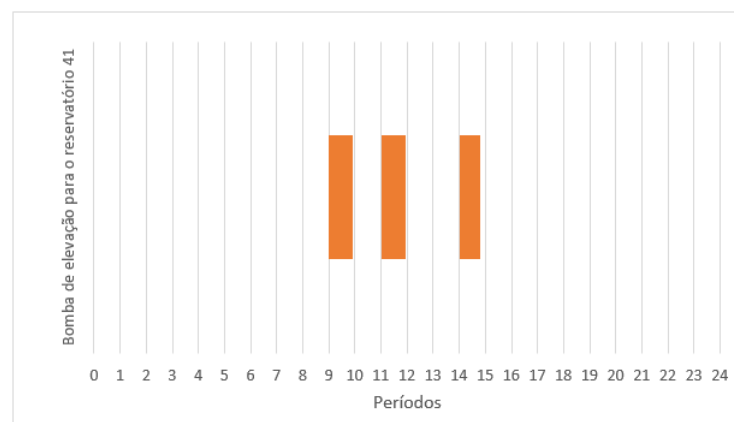


Figura 6.46 – Política de operação - bomba do reservatório 42 - Rede Anytown modificada

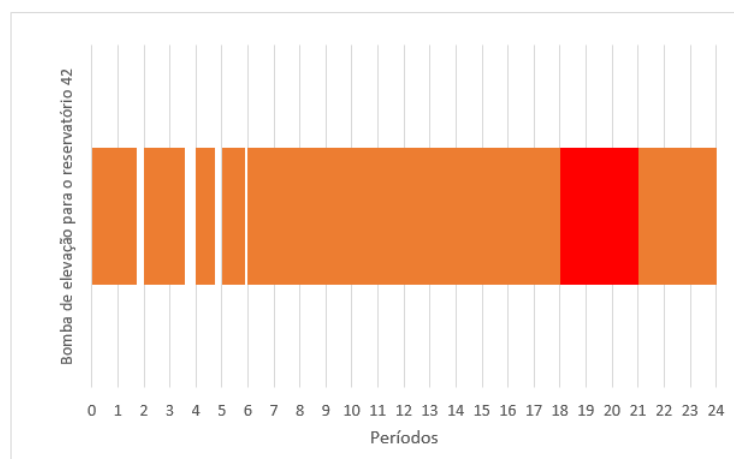
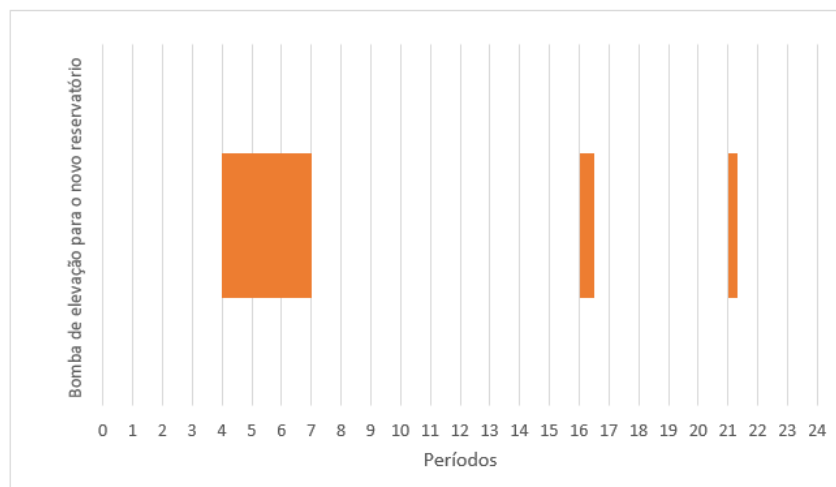


Figura 6.47 – Política de operação - bomba do novo reservatório - Rede Anytown modificada



Observa-se um grande número de acionamentos próximos para as bombas dos reservatórios 41 e 42. Isso ocorre devido as restrições de altura da água dentro destes, que restringem e diminuem consideravelmente suas capacidades de armazenamento. Já a bomba do novo reservatório capta toda água necessária para que este fique com seu nível máximo permitido, sendo este suficiente para atender a demanda dos nós por quase todo o horizonte de planejamento.

A Figura 6.48 traz uma relação da quantidade de bombas que ficaram acionadas por período nesta etapa de testes. A fim de efetuarmos uma comparação, a Figura 6.49 apresenta a relação da quantidade de bombas acionadas por período obtidas em [Costa et al. \(2016\)](#).

Figura 6.48 – Número de bombas acionadas por período - Rede Anytown modificada

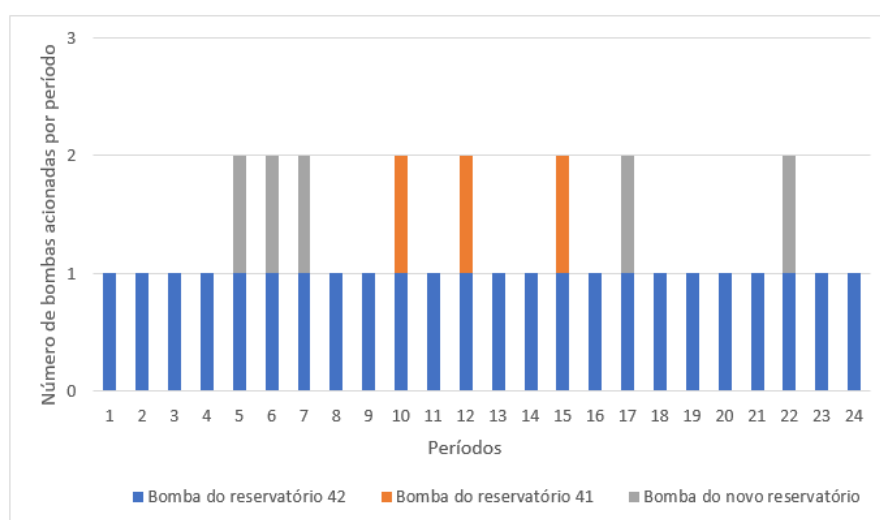
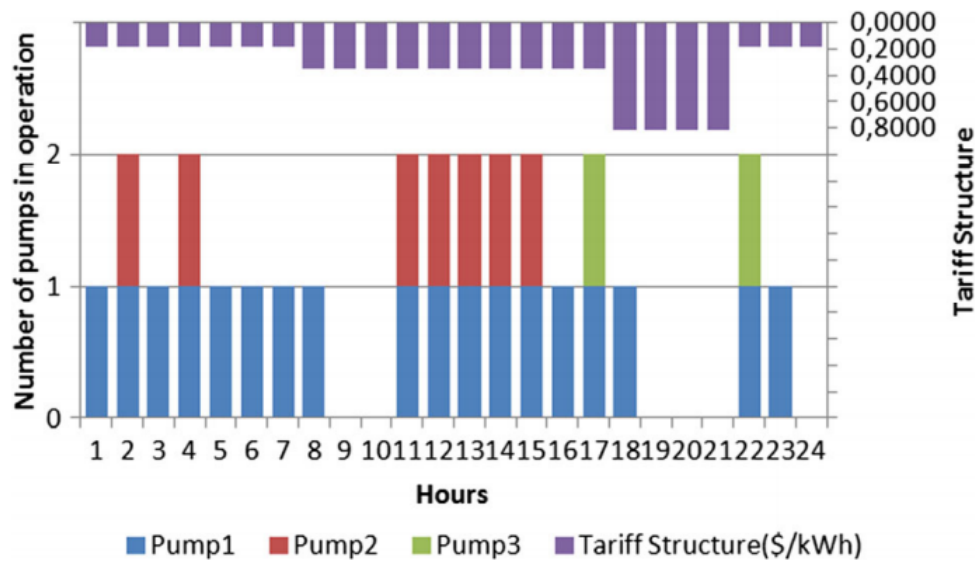


Figura 6.49 – Número de bombas acionadas por período.



Fonte: Costa et al. (2016)

É possível observar que, em ambos os casos, as três bombas hidráulicas não são acionadas simultaneamente. Houve um maior número de acionamentos em comparação à política de operação obtido por Costa et al. (2016). Isso ocorre devido a restrição dos volumes dos reservatórios, que permite um menor armazenamento, exigindo um maior número de acionamento das bombas.

Observa-se que a bomba que eleva água ao reservatório 42 ficou acionada durante todos os períodos. Isso ocorreu devido a divisão de bairros, uma vez que este reservatório possuía bairros que somente ele atendia, logo fazia-se necessário o funcionamento das bombas para o atendimento dessas demandas. Além disso, como há o custo pelo acionamento das bombas, o modelo optou por utilizar a bomba do reservatório 2 que já precisava ser acionada, para bombear a água necessária para atender os outros nós.

6.2.2 Nível de água nos reservatórios

A Figura 6.50 apresenta os níveis da água dentro dos reservatórios (em m), destacando-se de vermelho o nível da água nos reservatórios durante os períodos de ponta, sendo possível observar a grande oscilação do nível do reservatório 42 devido ao seu volume útil restrito.

A Figura 6.51 apresenta os níveis de água nos reservatórios obtidos por Costa et al. (2016), onde o reservatório 65 corresponde ao reservatório 41, o reservatório 15 corresponde ao 42 e o reservatório 265 corresponde ao novo reservatório.

Figura 6.50 – Nível de água nos reservatórios - Rede Anytown modificada

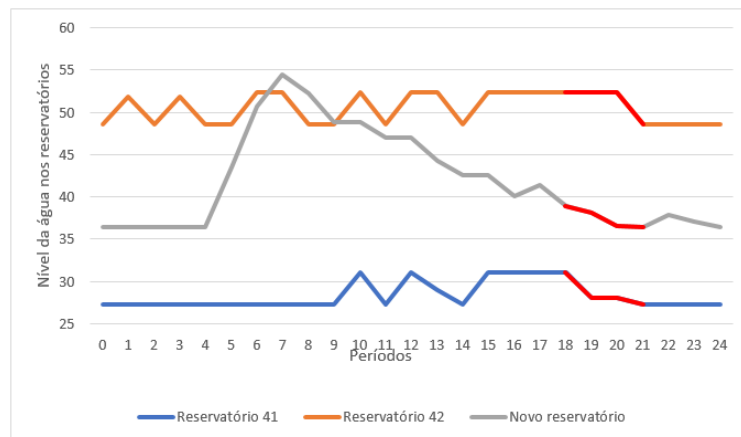
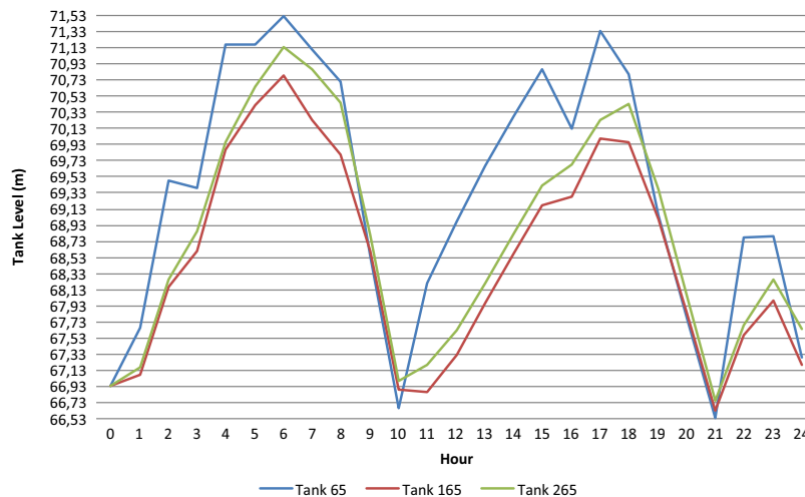


Figura 6.51 – Nível de água nos reservatórios.



Fonte: Costa et al. (2016)

Nota-se que os reservatórios apresentados por Costa et al. (2016) possuem menor variação e maior armazenamento de água, uma vez que seus limites mínimos e máximos não foram restritos. Isso acarreta em uma menor acionamento das bombas devido as capacidades dos reservatórios, que podem ficar ligadas por mais períodos seguidos, captando água nos horários anteriores aos de ponta, permitindo o desligamento destas nos horários onde a energia é mais cara. Logo, é interessante que seja realizado um bom dimensionamento da rede, para que os níveis dos reservatórios não sejam tão limitados, ocasionando um menor gasto com energia elétrica.

No próximo capítulo serão apresentadas as conclusões deste trabalho.

7 CONCLUSÕES

A otimização energética em sistemas de abastecimentos de água vem sendo investigada há anos ao redor do mundo, juntamente com as melhores condições de operação, planejamento e infraestrutura como visto em [Ormsbee e Reddy \(1995\)](#), [Barán, Lüken e Sotelo \(2005\)](#), [Vega e Alem \(2015\)](#), entre outros. Essas melhorias acarretam em benefícios econômicos, ambientais e sociais. Modelos matemáticos lineares e não lineares são estudados e resolvidos com o auxílio de *softwares*, *solvers* e métodos de solução propostos para redes de abastecimento reais e fictícias.

Neste trabalho, foi proposto um modelo matemático de otimização linear inteiro misto, com o objetivo de minimizar os gastos com energia elétrica em sistemas de abastecimento de água, através de um planejamento do liga/desliga das bombas hidráulicas, a fim de evitar que estas operem nos períodos onde a energia elétrica é mais cara. Para isso, o modelo considera características hidráulicas existentes no escoamento de fluidos tais como potência e rendimento das bombas hidráulicas, altura manométrica, perda de carga nas tubulações e zonas de pressão. Além disso todas as etapas do abastecimento são abordadas: captação, tratamento, adução, armazenamento e distribuição. Aspectos das atuais estruturas tarifárias brasileiras foram consideradas, sendo o modelo elaborado para se enquadrar em tarifas binômias horo-sazonais, considerando a variação do custo da energia elétrica durante o dia, a contratação de demanda energética e a existência de taxas de ultrapassagem. O modelo porém é restrito a redes de distribuição de água ramificadas e a reservatórios apenas de montante.

Testes numéricos realizados utilizando-se o *software* IBM ILOG CPLEX *Optimization studio* mostraram a eficiência do modelo proposto e do *solver* CPLEX para as etapas analisadas, demonstrando o impacto de investimentos em infraestrutura nos gastos com energia elétrica. O modelo mostrou-se eficiente também no planejamento do estoque de água nos reservatórios, sendo que em nenhum período das etapas de testes houve centro consumidor que não teve sua demanda atendida. As restrições estabelecidas para auxiliar o operador do sistema foram sempre respeitadas, uma vez que o número de acionamento das bombas manteve-se sempre dentro do limite máximo estabelecido e houve o balanço do estoque de água no final do horizonte de planejamento.

O modelo proposto consegue facilmente se adaptar a diversas redes de abastecimento por considerar um número ilimitado de bombas, reservatórios e estações de tratamento. Também é possível considerar mananciais de ambos os tipos, podendo assim ser utilizado para diversas redes de abastecimento. O modelo, elaborado para sistemas de sistema de abastecimento de água brasileiro, considera as estruturas tarifárias do Brasil, sendo

facilmente adaptado de acordo com as exigências e restrições da empresa fornecedora de energia elétrica.

Trabalhos futuros podem ser realizados para o aprimoramento do modelo, através de alterações que permitam o uso de diferentes tipos de sistemas de abastecimento de água, como uso de reservatórios não cilíndricos, redes malhadas e reservatórios a jusante. Além disso, o uso do *software* hidráulico Epanet também deve ser considerado para a avaliação dos resultados obtidos pelo modelo matemático.

8 TRABALHOS PUBLICADOS

PARRAS, I. G.; MIQUELIN, L. M.; SANTOS, M. O.; SOLER, E. M.. *Modelo matemático de otimização linear inteira mista para o planejamento da operação de bombas hidráulicas*. V ERMAC - Encontro Regional de Matemática Aplicada e Computacional, Bauru-SP, 2018.

PARRAS, I. G.; SOLER, E. M.. *Modelo matemático para otimização energética em sistemas de abastecimento de água*. VIII Seminário da Pós-graduação em Engenharia Elétrica, Bauru-SP, 2018.

PARRAS, I. G.; SOLER, E. M.. *Modelo matemático multiobjetivo para o planejamento da operação de bombas hidráulicas*. VI ERMAC - Encontro Regional de Matemática Aplicada e Computacional, Bauru-SP, 2019.

PARRAS, I. G.; SOLER, E. M.. *Modelo matemático multiobjetivo para o planejamento da operação de bombas hidráulicas*. IX Seminário da Pós-graduação em Engenharia Elétrica, Bauru-SP, 2019.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, R. et al. Operação de sistemas urbanos de abastecimento de água com base em modelos de otimização não-lineares. [sn], 2001. Citado 2 vezes nas páginas 22 e 26.

ANEEL. *Resolução Normativa n. 414*. [S.l.], 2010. Disponível em: <<http://www2.aneel.gov.br/cedoc/bren2010414.pdf>>. Acesso em: 20 Jul. 2018. Citado 4 vezes nas páginas 38, 47, 48 e 79.

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 na página 33.

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 3 vezes nas páginas 22, 28 e 111.

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 na página 39.

BŁASZCZYK, J. et al. Optimal pump scheduling for large scale water transmission system by linear programming. *Journal of Telecommunications and Information Technology*, p. 91–96, 2012. Citado 3 vezes nas páginas 23, 33 e 37.

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 na página 36.

BRASILEIRO, E. *Um algoritmo genético para otimização do controle em tempo real de redes de escoamento de petróleo*. Tese (Doutorado) — Dissertação de mestrado, Departamento de Ciência da Computação/Universidade ..., 2005. Citado na página 32.

CHAE, K.-J.; KANG, J. Estimating the energy independence of a municipal wastewater treatment plant incorporating green energy resources. *Energy Conversion and Management*, Elsevier, v. 75, p. 664–672, 2013. Citado na página 46.

COELHO, P. *Número de Reynolds (Re)*. [S.l.], 2013. Disponível em: <<https://www.engquimicasantosp.com.br/2013/10/numero-de-reynolds.html>>. Acesso em: 14 Jul. 2019. Citado na página 57.

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 52.

CONCEIÇÃO, F. T. d. et al. Influências naturais e antrópicas na qualidade da água subterrânea de poços de abastecimento público na área urbana de marília (sp). *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 19, n. 3, p. 227–238, 2014. Citado na página 39.

- 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 7 vezes nas páginas 24, 35, 78, 106, 108, 109 e 110.
- CROSS, H. *Analysis of flow in networks of conduits or conductors*. [S.l.], 1936. Citado na página 26.
- DEB, K. et al. A fast elitist non-dominated sorting genetic algorithm for multi-objective optimization: Nsga-ii. In: SPRINGER. *International conference on parallel problem solving from nature*. [S.l.], 2000. p. 849–858. Citado na página 31.
- DIAS, C.; GOMES, F. Otimização de redes de distribuição de água com estações de bombeamento. *Trends in Applied and Computational Mathematics*, v. 8, n. 3, p. 391–400, 2007. Citado na página 30.
- FIRMINO, M. B. M. et al. Método de eficiência energética no bombeamento de água via programação linear e inteira. *Anais do VI-SEREA-Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água*, 2006. Citado na página 29.
- FRANCATO, A. L. et al. Otimização multiobjetivo para a operação de sistemas urbanos de abastecimento de água. [sn], 2002. Citado 3 vezes nas páginas 27, 37 e 50.
- 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, 2012. Citado na página 37.
- GUIMARÃES, A. J. A.; CARVALHO, D. d.; SILVA, L. d. Saneamento básico. *Rio de Janeiro: UFRRJ*, p. 1–3, 2007. Citado na página 41.
- HANSEN, C. T.; MADSEN, K.; NIELSEN, H. B. Optimization of pipe networks. *Mathematical Programming*, Springer, v. 52, n. 1-3, p. 45–58, 1991. Citado na página 30.
- IBGE, I. Estimativa da população 2017–características gerais da população resultados da amostra. *Acesso em*, v. 9, 2017. Citado na página 21.
- INGENIEROS, C. *Gerador de preços*. 2015. Access date: 10 jan. 2020. Disponível em: <<http://www.cype.pt/>>. Citado 4 vezes nas páginas 15, 79, 93 e 94.
- KONCAGÜL, E. et al. *Relatório Mundial das Nações Unidas sobre o Desenvolvimento dos Recursos Hídricos 2017. Programa Mundial das Nações Unidas para Avaliação do Recurso Hídricos Gabinete do Programa de Avaliação Global da Água. Divisão de Ciências Hídricas*. [S.l.]: UNESCO, 2017. Citado na página 21.
- LENZ, A. L. *Micro Hidrogeradores de Energia Elétrica Residenciais e os VEs*. [S.l.], 2014. Disponível em: <<http://automoveiseletricos.blogspot.com/2014/08/micro-hidrogeradores-de-energia.html>>. Acesso em: 17 Mar. 2019. Citado na página 42.
- 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 2 vezes nas páginas 22 e 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 3 vezes nas páginas 22, 31 e 37.

MACHADO, E. et al. Operação multi-objetivo de sistemas de abastecimento de água: Algoritmo genético. *Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água*, v. 8, p. 2, 2008. Citado na página 31.

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 na página 37.

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 2 vezes nas páginas 40 e 41.

MOODY, L. F. Friction factors for pipe flow. *Trans. Asme*, v. 66, p. 671–684, 1944. Citado na página 53.

NARA, F. N. C. M.; PEREIRA, J. A. R.; REGO, A. G. Avaliação da importância do volume útil de reservatório elevado para a distribuição de água para área urbana. *Revista AIDIS de Ingeniería y Ciencias Ambientales. Investigación, desarrollo y práctica*, v. 12, n. 3, p. 536–551, 2019. Citado na página 79.

NETTO, J. A. et al. *Manual de Hidráulica 8ª Edição Ed.* [S.l.]: Edgar Blucher Ltda. São Paulo, 1998. Citado 16 vezes nas páginas 38, 40, 42, 50, 51, 53, 54, 55, 56, 59, 60, 63, 66, 79, 80 e 82.

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 25.

ORMSBEE, L. E.; REDDY, S. L. Nonlinear heuristic for pump operations. *Journal of Water Resources Planning and Management*, American Society of Civil Engineers, v. 121, n. 4, p. 302–309, 1995. Citado 2 vezes nas páginas 25 e 111.

PASHA, M.; LANSEY, K. Optimal pump scheduling by linear programming. In: *World Environmental and Water Resources Congress 2009: Great Rivers*. [S.l.: s.n.], 2009. p. 1–10. Citado 2 vezes nas páginas 32 e 37.

PERRONI, J. C. A.; WENDLAND, E. Avaliação da eficiência energética em poços profundos utilizados para abastecimento público. *RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 11, n. 3, p. 123–134, 2006. Citado na página 29.

PINTO, N. L. d. S.; HOLTZ, A. C. T.; MARTINS, J. A. Hidrologia básica. In: *Hidrologia básica*. [S.l.]: Edgard Blucher, 1976. Citado na página 56.

PORTO, R. d. M. Hidráulica básica. rev. *EESC-USP São Carlos-SP*, 2006. Citado na página 44.

PULEO, V. et al. Multi-stage linear programming optimization for pump scheduling. *Procedia Engineering*, Elsevier, v. 70, p. 1378–1385, 2014. Citado 5 vezes nas páginas 23, 24, 34, 37 e 78.

- 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 60.
- 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 53 e 58.
- RODRIGUES, W. et al. Critérios para o uso eficiente de inversores de frequência em sistemas de bombeamento de água. [sn], 2007. Citado na página 30.
- ROSSMAN, L. A. et al. Epanet 2: users manual. US Environmental Protection Agency. Office of Research and Development. National Risk Management Research Laboratory, 2000. Citado na página 35.
- SANTANA, G. C. et al. Otimização da operação de sistemas de distribuição de água abastecidos por bombeamento e reservatórios de regularização. [sn], 1999. Citado 2 vezes nas páginas 26 e 78.
- SARZEDAS, G. L. *Planejamento para a substituição de tubulações em sistemas de abastecimento de água-aplicação na rede de distribuição de água da Região Metropolitana de São Paulo*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, 2009. Citado 2 vezes nas páginas 44 e 79.
- SAVIC, D. A.; WALTERS, G. A.; SCHWAB, M. Multiobjective genetic algorithms for pump scheduling in water supply. In: SPRINGER. *AISB international workshop on evolutionary computing*. [S.l.], 1997. p. 227–235. Citado na página 29.
- SEIFOLLAHI-AGHMIUNI, S. et al. Effects of pipe roughness uncertainty on water distribution network performance during its operational period. *Water resources management*, Springer, v. 27, n. 5, p. 1581–1599, 2013. Citado 2 vezes nas páginas 33 e 50.
- Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. *24º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos*. 2018. Access date: 20 nov. 2019. Disponível em: <http://www.snis.gov.br/downloads/diagnosticos/ae/2018/Diagnostico_AE2018.pdf>. Citado na página 21.
- SOLER, E. M. et al. Otimização dos custos de energia elétrica na programação da captação, armazenamento e distribuição de água. *Production*, SciELO Brasil, v. 26, n. 2, p. 385–401, 2016. Citado na página 35.
- SOUSA, A. C. d.; SOARES, A. K. Modelo para otimização da operação de sistemas de distribuição de água utilizando o algoritmo genético multiobjetivo spea. *Exacta*, v. 12, n. 3, p. 313–324, 2014. Citado 8 vezes nas páginas 23, 24, 34, 46, 50, 64, 78 e 79.
- 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. Citado 4 vezes nas páginas 23, 32, 36 e 37.

- TSUTIYA, M. T. Abastecimento de água-departamento de engenharia hidráulica e sanitária da escola politécnica da universidade de são paulo, 4^o edição. *São Paulo*, 2006. Citado 4 vezes nas páginas [42](#), [43](#), [44](#) e [45](#).
- UNICEF, W. H. O. et al. Progress on drinking water, sanitation and hygiene: 2017 update and sdg baselines. World Health Organization, 2017. Citado na página [21](#).
- VEGA, J. D. L.; ALEM, D. Energy rationalization in water supply networks via stochastic programming. *IEEE Latin America Transactions*, IEEE, v. 13, n. 8, p. 2742–2756, 2015. Citado 3 vezes nas páginas [35](#), [37](#) e [111](#).
- VENTURINI, M. A. A. G. et al. Contribuição ao estudo da otimização de redes hidráulicas através de um modelo de programação linear. [sn], 1997. Citado na página [26](#).
- 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 na página [36](#).
- 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 9 vezes nas páginas [24](#), [26](#), [34](#), [35](#), [78](#), [103](#), [104](#), [105](#) e [106](#).
- 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 2 vezes nas páginas [78](#) e [104](#).
- WHO, W. et al. Water, sanitation and hygiene links to health: facts and figures. Geneva: World Health Organization, 2004. Citado na página [38](#).
- 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 6 vezes nas páginas [28](#), [31](#), [33](#), [37](#), [70](#) e [71](#).