

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL**

**DIMENSIONAMENTO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE  
ÁGUA UTILIZANDO ALGORITMOS GENÉTICOS  
MULTIOBJETIVO**

**LUIZ GUSTAVO PADOVANI**

**ORIENTADOR: ALEXANDRE KEPLER SOARES**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II EM ENGENHARIA  
AMBIENTAL**

**BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2019**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL**

**DIMENSIONAMENTO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE  
ÁGUA UTILIZANDO ALGORITMOS GENÉTICOS  
MULTIOBJETIVO**

**LUIZ GUSTAVO PADOVANI**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA AMBIENTAL.**

**APROVADA POR:**

---

**PROF. ALEXANDRE KEPLER SOARES, Dr (ENC/UNB)  
(ORIENTADOR)**

---

**PROF. PEDRO AUGUSTO FERNANDES PEREIRA, Dr (ENC/UNB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**DIOGO VALADÃO DE BRITO GEBRIM, MSc (CAESB)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 09 DE DEZEMBRO DE 2019.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

PADOVANI, LUIZ GUSTAVO

Dimensionamento de Redes de Distribuição de Água utilizando Algoritmos Genéticos Multiobjetivo.

x, 54 p. 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Ambiental, 2019)

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Otimização	2. Algoritmo Genético
3. Redes de Distribuição de Água	4. Dimensionamento
I. ENC/FT/UnB	II. Bacharel

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PADOVANI, L.G. (2019). *Dimensionamento de Redes de Distribuição de Água utilizando Algoritmos Genéticos Multiobjetivo*. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 54 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Luiz Gustavo Padovani

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Dimensionamento de Redes de Distribuição de Água utilizando Algoritmos Genéticos Multiobjetivo

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Ambiental / 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Luiz Gustavo Padovani

[luizgustavopadova@hotmail.com](mailto:luizgustavopadova@hotmail.com)

## **AGRADECIMENTOS**

Meus agradecimentos primeiramente à Deus, por ter me guiado nesse caminho árduo da universidade.

À minha família, em especial a meus pais, Edinoel e Rosana, pelos incentivos, paciência e afeto com que me trataram ao longo desses anos.

Agradeço ao Professor Alexandre Kepler Soares, pelos seus ensinamentos e dedicação como orientador.

Agradeço à Universidade de Brasília por me proporcionar uma estrutura e educação de qualidade.

Agradeço também à amigos e colegas que de alguma maneira me ajudaram na caminhada até aqui.

## RESUMO

Este trabalho tem como foco utilizar uma técnica de otimização para o dimensionamento de redes de distribuição de água através da minimização de seu custo e maximização de sua confiabilidade hidráulica. Para isso, o algoritmo *Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm II* foi utilizado na rotina computacional desenvolvida, onde a simulação hidráulica foi realizada no EPANET *toolkit*. Uma rede de distribuição de água malhada foi selecionada da literatura para a realização dos testes. Foram utilizadas 12 diferentes combinações dos operadores genéticos população, probabilidade de recombinação e probabilidade de mutação nas simulações do dimensionamento. O resultado obtido foi comparado com o de outros autores para então poder se ter uma ideia da eficiência da metodologia aplicada. Os melhores valores para os operadores genéticos foram população de 200, probabilidade de mutação de 0,05 e probabilidades de recombinação de 0,8 e 0,9. O custo total obtido com esses operadores genéticos foi de 420.000 e uma confiabilidade de 25,67.

**Palavras-chave:** otimização, redes de distribuição de água, algoritmo genético, dimensionamento

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2. OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
2.1. OBJETIVO GERAL.....	3
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
<b>3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA ....</b>	<b>4</b>
<b>3.1. REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA .....</b>	<b>4</b>
3.1.1. Tipos de Redes .....	4
3.1.2. Vazão para Dimensionamento .....	5
3.1.3. Dimensionamento de Redes .....	6
3.1.4. Pressões mínimas e máximas na rede .....	8
3.1.5. Velocidades mínimas e máximas .....	8
3.1.6. Diâmetro mínimo .....	8
3.1.7 Cálculo de redes ramificadas.....	10
3.1.8 Cálculo de redes malhadas .....	10
<b>3.2. MODELOS PARA PROJETO ÓTIMO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE     ÁGUA.....</b>	<b>14</b>
<b>4. METODOLOGIA .....</b>	<b>23</b>
<b>4.1. EPANET TOOLKIT .....</b>	<b>23</b>
4.1.1. Diagrama de fluxo de dados.....	23
4.1.2. Arquivos de Entrada e Saída do Toolkit .....	24
<b>4.2. ALGORITMO GENÉTICO MULTIOBJETIVO NSGA II.....</b>	<b>25</b>
<b>4.3. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA .....</b>	<b>27</b>
<b>4.4. REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....</b>	<b>28</b>
<b>5. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>30</b>
<b>6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>41</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>42</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 Rede Ramificada (Tsutiya 2006) .....	4
Figura 3.2 Rede Malhada (Tsutiya 2006).....	5
Figura 3.3 Rede Mista (Tsutiya 2006).....	5
Figura 3.4 Planilha para o Cálculo de Redes Ramificadas (Batista, Lara 2010).....	10
Figura 3.5 Convenção Utilizada para os Nós (Porto, 2006).....	11
Figura 3.6 Convenção Utilizada para os Anéis (Porto, 2006).....	11
Figura 3.7 Fluxograma para Equilíbrio do Anel (Batista, Lara 2010) .....	13
Figura 3.8 Fluxograma Geral dos Algoritmos Genéticos Multiobjetivo (Cheung e Reis, 2004).....	15
Figura 3.9 Frente de Pareto de Maximização da Resiliência e Minimização dos Custos (Modificado de Choi et al., 2017).....	17
Figura 3.10 Fluxograma de Dimensionamento de Redes de Distribuição de Água Sujeito a Incertezas (Cunha et al., 2019) .....	19
Figura 4.1 Diagrama de Fluxo de Dados do EPANET (Modificado de Rossman, 2000)...	24
Figura 4.2 Exemplo de Arquivo de Entrada para Tubulações (EPANET Toolkit).....	24
Figura 4.3 Exemplo de Arquivo de Entrada para Reservatórios (EPANET Toolkit) .....	24
Figura 4.4 Procedimento do NSGA II (Modificado de Deb et al., 2002) .....	26
Figura 4.5 Traçado da Rede Exemplo de Alperovits e Shamir (1977).....	28
Figura 5.1 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos A .....	32
Figura 5.2 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos B.....	32
Figura 5.3 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos C.....	33
Figura 5.4 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos D .....	33
Figura 5.5 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos E.....	34
Figura 5.6 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos F .....	34
Figura 5.7 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos G .....	35
Figura 5.8 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos H .....	35
Figura 5.9 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos I.....	36
Figura 5.10 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos J.....	36
Figura 5.11 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos K .....	37
Figura 5.12 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos L.....	37
Figura 5.13 Soluções da Combinação Ótima com Pressão Mínima de 10 metros.....	38

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Coeficientes de Perda de Carga C (Adaptado de Batista e Lara, 2010) .....	7
Tabela 3.2 Diâmetros, Velocidades Máximas e Vazões Máximas em Redes de Distribuição (Porto, 2006).....	9
Tabela 4.1 Características dos Nós da Rede Exemplo de Alperovits e Shamir (1977).....	28
Tabela 4.2 Características dos Trechos da Rede Exemplo de Alperovits e Shamir (1977)	29
Tabela 5.1 Custo Unitário das Tubulações .....	30
Tabela 5.2 Combinações e Resultados das Simulações .....	31
Tabela 5.3 Soluções para o Dimensionamento de Cunha e Sousa (1999) .....	38
Tabela 5.4 Pressões nos Nós para o Dimensionamento de Cunha e Sousa (1999) .....	39
Tabela 5.5 Dimensionamento para Carga de Pressão Mínima de 10 m.....	40
Tabela 5.6 Carga de Pressão nos Nós para Carga de Pressão Mínima de 10 m.....	40



## LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 3.1 .....	5
Equação 3.2 .....	6
Equação 3.3 .....	6
Equação 3.4 .....	6
Equação 3.5 .....	6
Equação 3.6 .....	6
Equação 3.7 .....	11
Equação 3.8 .....	11
Equação 3.9 .....	12
Equação 3.10 .....	12
Equação 3.11 .....	12
Equação 3.12 .....	12
Equação 3.13 .....	12
Equação 3.14 .....	20
Equação 3.15 .....	20
Equação 3.16 .....	20
Equação 3.17 .....	20
Equação 3.18 .....	20
Equação 3.19 .....	20
Equação 4.1 .....	28
Equação 4.2 .....	28

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIACOES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AE	Algoritmos Evolucionários
GSO	Guided-Search Optimization
MRI	Modified Resilience Index
MSO	Multi-Single Optimization
NRI	Network Resilience Index
NSGA II	Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm II
PAADS	Pareto Archived Dynamically Dimensioned Search
PROMETHEE	Preference Ranking Organization Method for Enrichment Evaluation
RI	Resilience Index
SMO	Single-Multi Optimization
TOPSIS	Technique for Order Preference by Similarity to Ideal Solution

## 1. INTRODUÇÃO

O abastecimento adequado em relação à quantidade e qualidade de água sempre foram uma preocupação constante por parte dos gestores de centros urbanos. Essa preocupação vai além do consumo de água propriamente dito, pois, um fornecimento de água inadequado pode afetar outros setores de suma importância para o funcionamento das cidades como indústrias, comércio, serviços e hospitais. Mudanças climáticas e crises hídricas recentes acentuam a necessidade de tratar essa questão com cuidado.

Atualmente, as maiores deficiências observadas em sistemas de abastecimento de água se devem principalmente à deterioração dos sistemas mais antigos, especialmente na parte de distribuição de água, com tubulações antigas apresentando frequentes problemas de rompimentos e de vazamentos de água, ou mesmo a falta de abastecimento de áreas urbanas que apresentam rápido e desordenado crescimento. Assim, para esses centros urbanos, a necessidade de adequações dos serviços de abastecimento de água está ligada à reabilitação de redes de transporte e distribuição de água mais antigas, bem como a construção e ampliação dos sistemas para atender às novas áreas de crescimento (Tsutiya, 2006).

As expansões e criações de novas redes de distribuição de água devem ser desenvolvidas de modo a reduzir vazamentos e custos e aprimorar o consumo energético e a confiabilidade hidráulica.

Um dos primeiros métodos de dimensionamento de redes de distribuição de água foi o Método de Hardy-Cross (Cross, 1936). É um método iterativo feito manualmente para o cálculo de vazões em uma rede malhada. Algum tempo depois, a forma de se tratar o problema da busca por redes de distribuição mais eficientes foi a aplicação de análises custo-benefício. Essa abordagem, predominante nos anos 1960, foi adotada através da aplicação de técnicas de otimização simples para determinar a solução que apresentaria a melhor relação custo-benefício (Formiga, 2005). Mais recentemente, com o avanço tecnológico e computacional, metodologias de otimização multiobjetivo foram desenvolvidas para, a partir de restrições como pressões, velocidades e diâmetros mínimos, minimizar ou maximizar funções objetivo, geralmente relacionadas à custos e confiabilidade hidráulica.

No intuito de maximizar a confiabilidade hidráulica, índices de confiabilidade hidráulica foram propostos para serem inseridos em funções objetivo. O Índice de Resiliência (RI) foi proposto por Todini (2000), Prasad e Park (2003) introduziram o Índice de Resiliência da Rede (NRI) e Jayaram e Srinivasan (2008) propuseram o Índice de Resiliência Modificado (MRI).

Dentre os métodos de otimização de redes de distribuição de água, se destacam os Algoritmos Evolucionários. Esses algoritmos trabalham com um conjunto inicial de soluções que é subsequencialmente modificado pelos dois princípios básicos da evolução: seleção e variação. A seleção representa a competição por recursos pelos seres vivos. Alguns são melhores que outros e tem mais chances de sobreviver e reproduzir sua informação genética. O outro princípio, variação, imita a capacidade natural de criar seres vivos por meio de recombinação e mutação (Zitzler, 1999). Segundo Cheung (2004), os Algoritmos Evolucionários são classificados em: Algoritmos Genéticos, Estratégias de Evolução, Programação Evolucionária, Programação Genética e Sistemas Classificatórios.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. OBJETIVO GERAL**

O presente estudo tem como objetivo desenvolver uma rotina computacional para o dimensionamento de redes de distribuição de água através da compilação de um algoritmo genético multiobjetivo e um simulador hidráulico.

### **2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

São objetivos específicos deste trabalho:

1. Avaliar os operadores do algoritmo genético multiobjetivo (população, probabilidade de recombinação e probabilidade de mutação) para o dimensionamento de uma rede de distribuição de água em termos do número de soluções não dominadas obtidas;
2. Avaliar os valores obtidos das funções objetivo (custo e confiabilidade) considerando os requisitos para o dimensionamento de redes de distribuição de água segundo a NBR 12218 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017).

### 3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O capítulo 3 aborda a concepção de redes de distribuição de água, com sua tipificação, critérios de dimensionamento e restrições. Aborda também o cálculo de redes ramificadas e malhadas. Por fim, é apresentada a revisão bibliográfica com trabalhos da literatura que trazem diferentes maneiras de otimização.

#### 3.1. REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

As redes de distribuição de água são responsáveis por transportar água com qualidade adequada para o consumo humano. Sua estrutura pode ser dividida em condutos com maiores capacidades de transporte de água devido as suas maiores dimensões, chamados de adutoras, e condutos secundários, com menores dimensões, que têm como função redistribuir a água proveniente das adutoras.

Entre os componentes das redes de distribuição de água, além dos condutos, estão bombas, reservatórios e acessórios hidráulicos. Segundo Tsutiya (2006), as redes podem ter diferentes configurações, sendo classificadas, principalmente, conforme o traçado em rede malhadas e ramificadas.

##### 3.1.1. Tipos de Redes

A rede ramificada é caracterizada por ter uma tubulação principal com sentido único que distribui sua vazão através de tubulações secundárias, de menor diâmetro. Não é a mais recomendada por ter limitações na forma como é concebida, no caso de falhas ou acidentes na tubulação principal, todo o sistema a jusante fica comprometido. A rede ramificada é ilustrada na Figura 3.1.

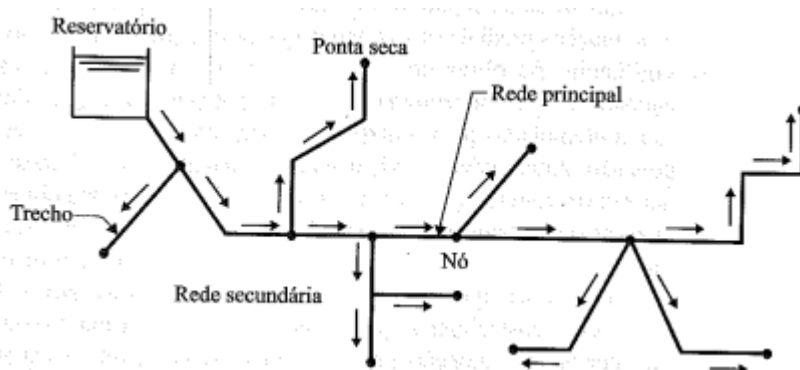


Figura 3.1 Rede Ramificada (Tsutiya 2006)

A geometria da rede malhada é constituída por um emaranhado de anéis de condutos que disponibilizam uma variedade de opções de caminhos que a distribuição pode tomar. Mais flexível que a rede ramificada, permite que, no caso de manutenção de algum trecho, seja feita a transferência de sua vazão para outro anel que compõe a malha.

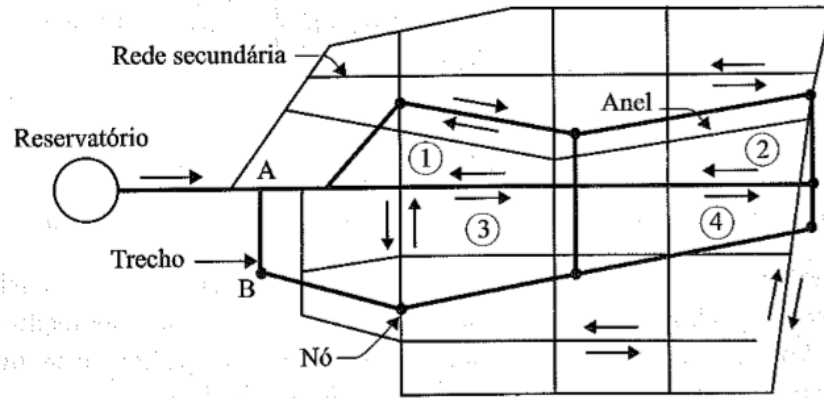


Figura 3.2 Rede Malhada (Tsutiya 2006)

A rede mista possui uma configuração híbrida entre a rede ramificada e rede malhada, apresentando trechos lineares e trechos fechados. A rede mista é ilustrada na Figura 3.3.

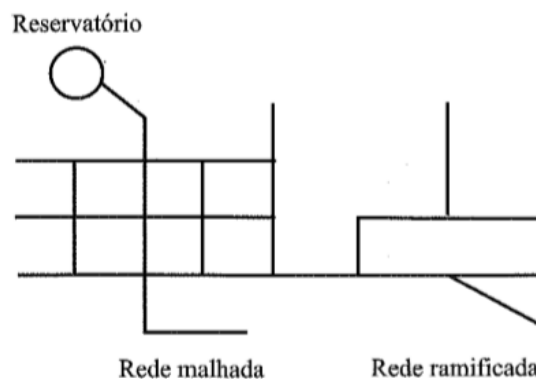


Figura 3.3 Rede Mista (Tsutiya 2006)

### 3.1.2. Vazão para Dimensionamento

A vazão de distribuição deve levar em conta a população que será atendida, o consumo per capita de água, assim como coeficientes que indiquem os dias de maior consumo e horas do dia de maior consumo (Porto, 2006):

$$Q_d = \frac{k_1 k_2 P q}{3600 h} \quad \text{Equação 3.1}$$

em que  $Q_d$  é a vazão de distribuição;  $k_1$  é o coeficiente do dia de maior consumo;  $k_2$  é o coeficiente da hora de maior consumo;  $P$  é a população a que será destinada a vazão de

distribuição;  $q$  é o consumo per capita da população em l/hab/dia; e  $h$  é o número de horas de operação do sistema. A partir da equação (3.1), é possível obter vazões específicas em relação ao comprimento da tubulação ou da área a ser abastecida:

$$q_m = \frac{Q_d}{L} \quad \text{Equação 3.2}$$

$$q_d = \frac{Q_d}{A} \quad \text{Equação 3.3}$$

em que  $q_m$  é a vazão de distribuição em marcha, dado em  $\frac{l}{s.m}$ ;  $L$  é a extensão total da rede;  $q_d$  é a vazão específica de distribuição, dado em  $\frac{l}{s.ha}$ ; e  $A$  é a área a ser abastecida.

### 3.1.3. Dimensionamento de Redes

O primeiro passo no dimensionamento de redes é uma análise hidráulica. Para isso, a equação da continuidade, decorrente da lei da conservação de massa, deve ser levada em conta:

$$A_1 U_1 = A_2 U_2 = Q \quad \text{Equação 3.4}$$

em que  $A_1$  e  $A_2$  são as áreas das seções transversais de escoamento nas seções “1” e “2”, respectivamente;  $U_1$  e  $U_2$  são as velocidades médias de escoamento nas seções “1” e “2”, respectivamente; e  $Q$  é a vazão no conduto. Essa equação estabelece na condição de equilíbrio, ser nula a soma algébrica das vazões em cada nó na rede.

Além disso, pode ser aplicada a fórmula de perda de carga distribuída por meio de uma equação da forma  $H = rQ^n$  aos vários trechos da rede. Como objetivo, deve-se determinar as vazões nos trechos e as cotas piezométricas nos nós, a partir do conhecimento da vazão de distribuição para o sistema. Normalmente, as cargas cinéticas e as perdas localizadas são negligenciadas no cálculo da rede (Porto, 2006).

No cálculo das perdas de carga contínuas, são recomendadas a equação Universal de perda de carga e a fórmula de Hazen-Williams. A equação Universal da perda de carga apresenta-se como:

$$\Delta H = \frac{f U^2 l}{D 2g} \quad \text{Equação 3.5}$$

na qual  $\Delta H$  é a perda de carga contínua, em metros;  $f$  é o coeficiente de perda de carga, adimensional;  $l$  é o comprimento do conduto, em metros;  $D$  é o diâmetro do conduto, em



metros; e  $g$  é a aceleração da gravidade, em  $\frac{m}{s^2}$ . A fórmula de Hazen-Williams é exposta a seguir:

$$J = \frac{10,64 Q^{1,85}}{C^{1,85} D^{4,87}} \quad \text{Equação 3.6}$$

em que  $J$  é a perda de carga unitária, em m/m; e  $C$  é o coeficiente de perda de carga dependente do estado e material da tubulação, adimensional. A Tabela 3.1 apresenta exemplos de valores do coeficiente  $C$ .

Tabela 3.1 Coeficientes de Perda de Carga  $C$  (Adaptado de Batista e Lara, 2010)

Material	$C$
Aço Galvanizado	125
Aço rebitado novo	110
Aço rebitado em uso	85
Chumbo	130
Cobre	130
Ferro fundido novo	130
Ferro fundido usado	90
Latão	130
Plástico	140
Vidro	140

Dois tipos de problemas podem ser analisados hidraulicamente: Verificação da capacidade máxima da rede, onde, a partir do conhecimento das dimensões dos componentes da rede determina-se as vazões nos condutos e cotas piezométricas nos nós. Pode também ser feita uma busca pelo custo mínimo do dimensionamento da rede a partir de velocidades e pressões mínimas. Esse é um problema de soluções múltiplas que pode ser resolvido com o auxílio de ferramentas de otimização.

#### **3.1.4. Pressões mínimas e máximas na rede**

Para o dimensionamento de redes de distribuição de água, são fundamentais as definições da pressão dinâmica mínima e pressão estática máxima. A pressão mínima se faz necessária para fornecer energia suficiente para a água chegar a seu destino. O limite da pressão máxima preserva a tubulação por reduzir seu atrito com o fluido, além de amenizar vazamentos. Dentro da faixa de pressão mínima e máxima, recomenda-se utilizar a menor pressão possível.

Para a norma NBR 12218/2017 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017), a pressão estática máxima nas tubulações distribuidoras deve ser de 400 kPa, podendo chegar a 500 kPa em regiões de topografia acidentada, e a pressão dinâmica mínima, de 100 kPa, e ser referenciada no nível do terreno. Além disso, sempre que possível, adotar as pressões estáticas entre 250 kPa e 300 kPa, com o objetivo de diminuir perdas reais.

#### **3.1.5. Velocidades mínimas e máximas**

As baixas velocidades favorecem a durabilidade, sob aspecto da abrasão das tubulações e peças especiais, porém, facilitam o depósito de sólidos presentes na água. Velocidades altas diminuem o diâmetro da tubulação e conseqüentemente o custo de aquisição e assentamento na tubulação, entretanto, causam aumento da perda de carga com aumento dos custos de energia elétrica nos bombeamentos ou na altura dos reservatórios, causam ruído na tubulação, favorecem o desgaste por abrasão e cavitação de peças e válvulas, aumentando os custos de manutenção (Tsutiya, 2006).

Segundo a norma NBR 12218/2017 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017), as velocidades máximas de dimensionamento devem corresponder a uma perda de carga de até 10m/km. Devem ser evitadas velocidades mínimas inferiores a 0,40 m/s. A velocidade admitida para a fase de enchimento da tubulação deve ser da ordem de 0,30 m/s.

#### **3.1.6. Diâmetro mínimo**

Os diâmetros devem ser dimensionados de forma a suportarem a vazão e pressão demandadas.

A norma NBR 12218/2017 da ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017) recomenda que o diâmetro mínimo para os condutos secundários seja de 50mm e não menciona valores para os condutos primários. A norma 594/77 (ASSOCIAÇÃO

BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1977) cita os seguintes valores para as tubulações principais de redes malhadas:

– Igual a 150 mm quando abastecendo zonas comerciais ou zonas residenciais com densidade igual ou superior a  $150 \frac{hab}{km^2}$ ;

– Igual a 100 mm quando abastecendo as demais zonas de núcleos urbanos, cuja população de projeto é superior a 5000 habitantes;

– Igual a 75 mm para núcleos urbanos cuja população de projeto é igual ou inferior a 5000 habitantes.

Porto (2006) propõe uma relação entre os diâmetros, velocidades máximas e vazões máximas por meio da Tabela 3.2.

Tabela 3.2 Diâmetros, Velocidades Máximas e Vazões Máximas em Redes de Distribuição (Porto, 2006)

D (mm)	V <sub>máx</sub> (m/s)	Q <sub>máx</sub> (l/s)
50	0,68	1,34
60	0,69	1,95
75	0,71	3,14
100	0,75	5,89
125	0,79	9,69
150	0,83	14,67
200	0,90	28,27
250	0,98	47,86
300	1,05	74,22
350	1,13	108,72
400	1,20	150,80
500	1,35	265,10

### 3.1.7 Cálculo de redes ramificadas

Para essa metodologia de cálculo, as vazões são consideradas uniformemente distribuídas ao longo da rede. Com essa consideração e tendo conhecimento das direções dos fluxos nos trechos, é geralmente construída uma planilha para auxiliar o procedimento. As colunas da planilha são detalhadas a seguir:

- Coluna 1 - Numeração dos trechos, a partir do mais afastado do reservatório;
- Coluna 2 - Extensão do trecho  $l$ ;
- Coluna 3 - Vazão de jusante,  $Q_j$ , nula nas pontas secas;
- Coluna 4 - Vazão em marcha do trecho, dada por  $q_m \cdot l$ ;
- Coluna 5 - Vazão a montante,  $Q_m$ , dada por  $Q_j + q_m \cdot l$ ;
- Coluna 6 - Vazão fictícia,  $Q_f$ , dada pela média de  $Q_j + Q_m$ ;
- Coluna 7 - Diâmetro  $D$ , com base na Tabela 3.2;
- Coluna 8 - Velocidade média de escoamento, obtida a partir da vazão a montante e do diâmetro;
- Coluna 9 - Perda de carga total no trecho,  $H$ ;
- Coluna 10 - Cota piezométrica de jusante;
- Coluna 11 - Cota piezométrica de montante, dada pela diferença entre a cota piezométrica de jusante e perda de carga total no trecho;
- Coluna 12 - Cota do terreno de jusante, obtida na planta topográfica;
- Coluna 13 - Cota do terreno de montante;
- Coluna 14 - Carga de pressão de jusante, dada pela cota piezométrica de jusante menos a cota do terreno de jusante;
- Coluna 15 - Carga de pressão de montante, dada pela cota piezométrica de montante menos a cota do terreno de montante.

A figura 3.4 ilustra um exemplo da planilha usada no cálculo de redes ramificadas.

Trecho	Vazão									Cota Piezométrica		Cota do Terreno		Pressão Disponível	
	L	Q <sub>j</sub>	Q <sub>D</sub>	Q <sub>M</sub>	Q <sub>F</sub>	D	U	Δh	J	M	J	M	J	M	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	

Figura 3.4 Planilha para o Cálculo de Redes Ramificadas (Batista, Lara 2010)

### 3.1.8 Cálculo de redes malhadas

O cálculo de redes malhadas apresenta uma maior complexidade por não se ter o conhecimento dos sentidos dos fluxos nos anéis. Na busca pela condição de equilíbrio da

rede, duas equações fundamentais são utilizadas, sendo elas a equação de equilíbrio nos nós, representada na Figura 3.5, onde a soma algébrica das vazões de todos os nós da rede é nula. As vazões que chegam ao nó são positivas enquanto as que saem são negativas.

$$\sum Q = 0 \quad \text{Equação 3.7}$$

e a equação de equilíbrio nos anéis, ilustrada na Figura 3.6, onde a soma das perdas de carga nos trechos de um anel é igual a zero. Convenciona-se como positivo o sentido horário e negativo o sentido anti-horário:

$$\sum H = 0 \quad \text{Equação 3.8}$$

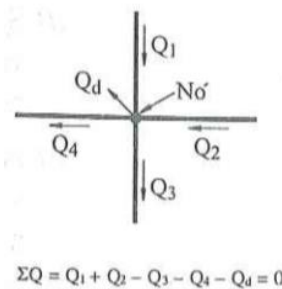


Figura 3.5 Convenção Utilizada para os Nós (Porto, 2006)

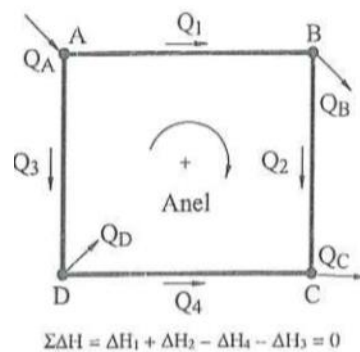


Figura 3.6 Convenção Utilizada para os Anéis (Porto, 2006)

Para o dimensionamento de redes malhadas, obedecendo às equações (3.7) e (3.8), métodos manuais de tentativa e erro podem ser usados, sendo o mais difundido, o Método de Hardy-Cross, detalhado a seguir.

Obtidos os comprimentos dos trechos e suas respectivas cotas e conhecidos os pontos de entrada e saída de água e suas respectivas vazões, é estabelecida uma distribuição arbitrária em cada trecho do anel. A seguir, adotam-se diâmetros condizentes à Tabela 3.2 aos trechos do anel. Com os diâmetros, comprimentos e coeficientes de atrito dos trechos, calcula-se as perdas de carga nos anéis. Se todos os anéis obedecerem a equação (3.8), a rede está

equilibrada e satisfatória. Caso contrário, deverá ser feita uma correção, adicionando  $\Delta Q$  a vazão de cada trechos. Tsutiya (2006) calcula o valor de  $\Delta Q$  seguinte maneira:

$$\begin{aligned}\Sigma \Delta H &= \Sigma r Q^n = \Sigma r (Q + \Delta Q)^n \\ &= \Sigma r Q \left[ 1 + \frac{\Delta Q}{Q} \right]^n\end{aligned}\quad \text{Equação 3.9}$$

Desenvolvendo a expressão (3.9) pelo binômio de Newton tem-se:

$$\Sigma r Q^n \left[ 1 + n \frac{\Delta Q}{Q} + \frac{n(n-1)}{2!} \left( \frac{\Delta Q}{Q} \right)^2 + \dots \right] = 0 \quad \text{Equação 3.10}$$

Supondo que  $\Delta Q$  é muito pequeno comparado com  $Q$ , pode-se desprezar o terceiro termo da série e os seguintes. Dessa forma, tem-se:

$$\Sigma r Q^n = -n \Sigma r Q^{n-1} \Delta Q \quad \text{Equação 3.11}$$

$$\Delta Q = - \frac{\Sigma r Q^n}{n \Sigma r \frac{Q^n}{Q}} \quad \text{Equação 3.12}$$

Como  $\Delta H = r Q^n$ , obtém-se:

$$\Delta Q = - \frac{\Sigma \Delta H}{n \Sigma \frac{\Delta H}{Q}} \quad \text{Equação 3.13}$$

Com as novas vazões obtidas em cada anel, recalculam-se as perdas de carga e a partir daí refaz-se o método até o valor de  $\Delta Q$  se tornar irrisório. O número de aproximações sucessivas necessárias para se chegar em um resultado satisfatório depende do tamanho da rede e das estimativas iniciais. A partir dos diâmetros e vazões é possível obter as velocidades dos trechos e no caso de velocidades excessivas, os diâmetros devem ser redimensionados e então recalculam-se as vazões. Obtidas as cotas piezométricas dos pontos de alimentação da rede, resultam as pressões obtidas em diversos pontos da rede. Se essas pressões forem incompatíveis, se faz necessário alterar a altura do reservatório ou o diâmetro de alguns trechos. A metodologia feita no método de Hardy-Cross é resumida com precisão no fluxograma da Figura 3.7.

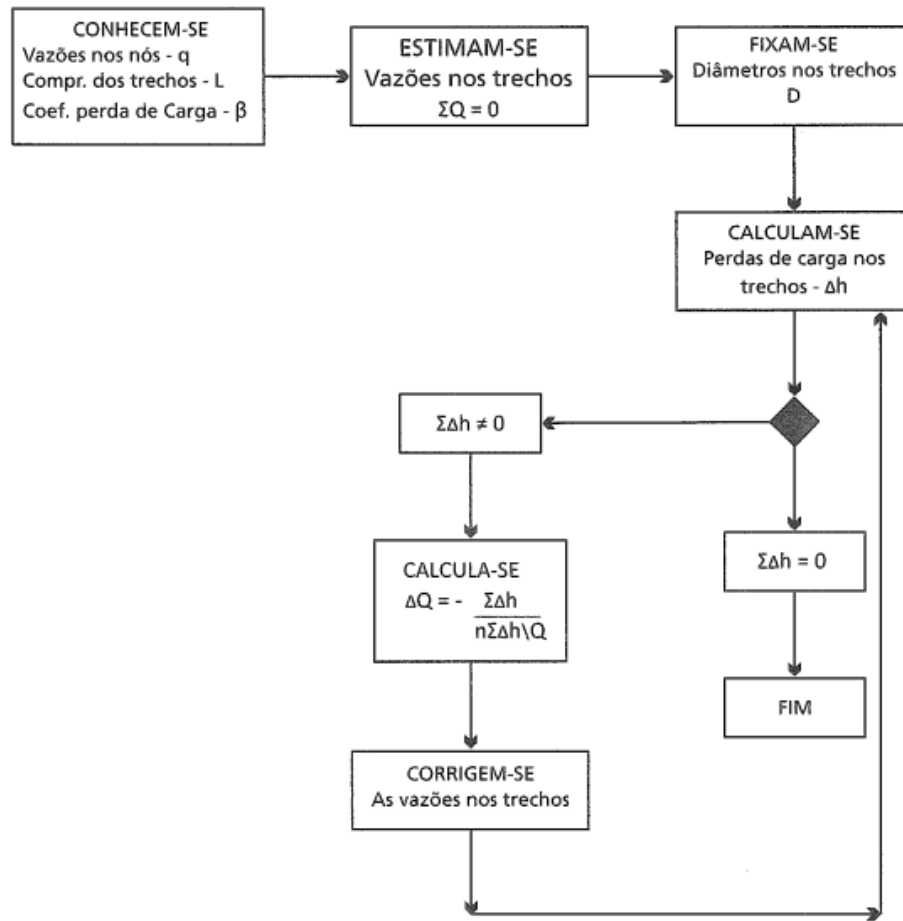


Figura 3.7 Fluxograma para Equilíbrio do Anel (Batista, Lara 2010)

Todini e Pilati (1988) propõem o uso da técnica de Newton-Raphson tanto nas pressões nos nós quanto nas vazões dos trechos de tubulação para encontrar a solução de um sistema de equações lineares e não-lineares que expressam os balanços de massa e energia.

Primeiramente é feita a explanação da formulação do algoritmo conhecido como Newton-Raphson nodal. O modelo é minimizado sob restrições de igualdade e então direcionado para a solução iterativa de um sistema de equações lineares igual ao número de nós somado a uma projeção escalar e uma combinação linear dos resultados, de mesmo tamanho do número de trechos. A seguir, é mostrado por meio de manipulações algébricas simples, que a aplicação básica do procedimento de Newton-Raphson nos conjuntos de trechos e nós resulta em três algoritmos básicos, equivalentes em relação a propriedades de convergência, porém com sistemas de soluções de diferentes tamanhos. Os algoritmos são gradiente nodal, gradiente anelar e teoria linear, que são comparados nos seguintes aspectos: simplicidade dos dados de entrada, solução inicial, tamanho do sistema de equações lineares e solução eficiente do sistema de equações.

Os algoritmos de gradiente anelar e teoria linear necessitam da definição da matriz de incidência anelar enquanto o gradiente nodal necessita apenas de informações sobre os nós e anéis como entrada de dados, sendo então, preferível nesse aspecto. Somente o algoritmo de gradiente anelar necessita de solução inicial, ficando atrás dos outros nesse quesito. No que se refere ao tamanho do sistema de equações lineares, o algoritmo anelar é o mais recomendado pela simetria e dispersão de sua matriz. Os resultados do último e mais importante aspecto, solução eficiente do sistema de equações, não são conclusivos, mas indicam que resolver o sistema no conjunto de nós necessita de menos tempo do que nos demais algoritmos.

Sendo assim, fica claro que a versão nodal do método de Newton-Raphson é preferível em relação às outras duas para a resolução de extensos sistemas de redes de distribuição, principalmente com o auxílio de programas computacionais.

### **3.2. MODELOS PARA PROJETO ÓTIMO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA**

A existência de objetivos múltiplos e conflitantes na investigação de sistemas de naturezas diversas faz com que analistas busquem métodos mais confiáveis e eficientes para identificação de soluções. Em muitas aplicações apresentadas na literatura o problema foi tratado como um problema de objetivo único e solucionado através de métodos de otimização convencionais. No entanto, com o aparecimento de técnicas de otimização não convencionais tais como os algoritmos evolucionários (AEs), flexíveis na busca pela solução, os problemas de otimização multiobjetivo vêm sendo revistos. (Cheung e Reis, 2004)

Soluções de objetivos únicos são muito simplistas para satisfazerem a complexidade de problemas de engenharia. Desse modo, faz-se necessário o uso de modelos de otimização multiobjetivo, que expandem o número de caminhos disponíveis a serem seguidos pelo tomador de decisão. Essa modelagem gera soluções Pareto onde há uma relação de troca quando os pesos dos objetivos são os mesmos. Dentre os métodos de otimização, os algoritmos genéticos têm se mostrado mais promissores e flexíveis para o dimensionamento de redes de distribuição de água.

Os algoritmos genéticos são métodos iterativos que buscam seguir matematicamente a lógica da genética evolutiva para adaptar soluções ótimas dados os objetivos do problema. Os indivíduos gerados aleatoriamente no início do processo são avaliados e, baseado nas suas aptidões de convergirem para a solução do problema, adquirem maiores probabilidades



de gerarem novos indivíduos após os cruzamentos. Esse novo indivíduo gerado traz consigo informações de seus genitores por meio de recombinação.

Cada par de “pais” gera dois “filhos” para o número de indivíduos da população se manter. Por fim, pode ocorrer a mutação que introduz aos indivíduos novas informações aleatórias, expandindo a diversidade da população e consequentemente aumentando o poder de convergência para a solução ótima. O procedimento se repete até um ótimo global ou local ser atingido.

A Figura 3.8 representa o fluxograma da estrutura geral de algoritmos genéticos multiobjetivo.

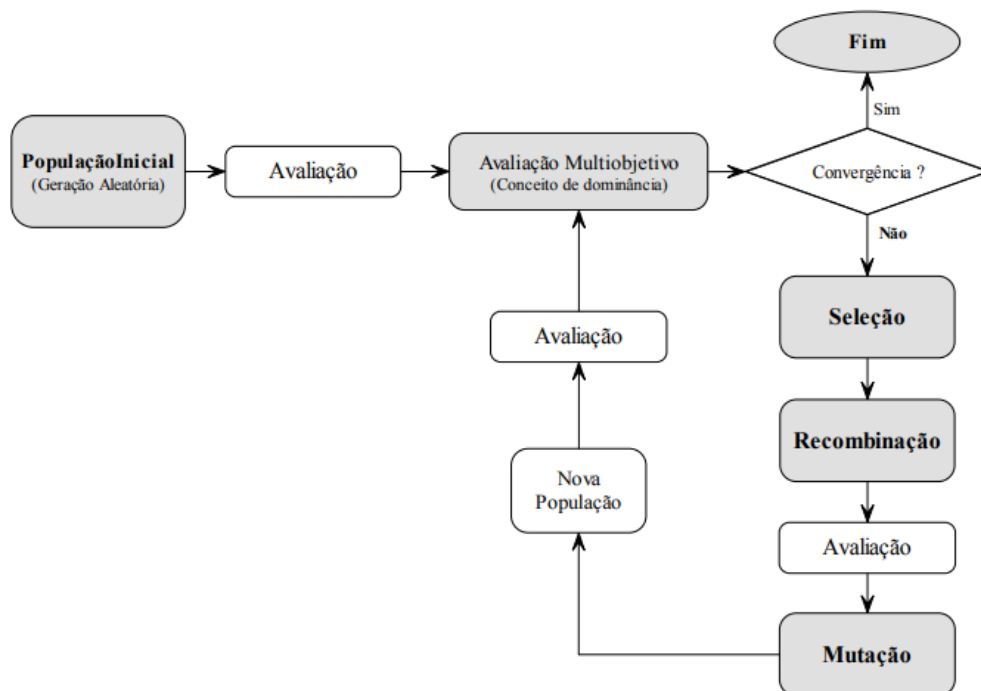


Figura 3.8 Fluxograma Geral dos Algoritmos Genéticos Multiobjetivo (Cheung e Reis, 2004)

Muitas vezes, a determinação de parâmetros relacionados a otimização de redes de distribuição de água pode ser prejudicada por inadequação de dados ou informações. Nesses casos pode ser feita uma abordagem fuzzy, que é feita de forma probabilística. Essa abordagem é feita por Dongre e Gupta (2017) que então transformam o modelo fuzzy em um modelo determinístico com o uso de algoritmos genéticos. As etapas do uso do algoritmo genético são esclarecidas e então o modelo é colocado em prática em dois exemplos. No primeiro, se deseja melhorar uma de rede de distribuição de Nova York. A partir dos dados existentes de comprimento e diâmetro das tubulações e demandas de vazões nos nós, obtém-se novos diâmetros e três novas possibilidades de níveis de gradiente hidráulico, cada um

com uma tolerância diferente. Sendo assim, abre-se um leque com três opções de custo para a reforma da rede de distribuição de água. No segundo exemplo em uma rede de distribuição em Hanoi (Vietnam), o custo otimizado é obtido com o uso das demandas de vazão em cada nó e a pressão mínima requerida.

No trabalho apresentado por Lence et al. (2017), são introduzidos índices de uniformidade do diâmetro, resiliência, que caracterizam a capacidade do sistema de se recuperar de falhas sem perder as pressões mínimas nos nós, resiliência da rede e mínimo de carga excedente para serem utilizados na maximização das confiabilidades mecânica e hidráulica, levando em conta a minimização de custos. O modelo se mostrou flexível quanto a adição e combinação desses índices de confiabilidade. A metodologia foi aplicada em uma rede de distribuição de água de Farhadgard (Irã) e como era de se esperar, quanto mais índices utilizados, maior a confiabilidade da rede e maior a tendência de aumentar os seus custos.

Jung e Kim (2018) propuseram uma otimização feita com parâmetros de confiabilidade topológica, sendo um deles um coeficiente que relaciona a capacidade do sistema se interligar similar a uma rede, e o segundo uma relação entre o número de tubulações ligadas a um nó e o número de possíveis ligações que podem ser feitas nesse nó. Além desses, usa outros dois parâmetros de confiabilidade hidráulica, relacionados a probabilidade de as pressões nos nós críticos serem maiores que as pressões mínimas e a capacidade do sistema se manter em operação mesmo sob influência de distúrbios. A otimização foi feita por meio de algoritmos genéticos e as frentes de Pareto obtidas indicaram as melhores escolhas dependendo de seus objetivos.

Jahanpour et al. (2017) usaram duas implementações do algoritmo PAADS (*Pareto archived dynamically dimensioned search*) em 12 diferentes problemas relacionados a redes de distribuição de água. Cada algoritmo achou todas as possíveis soluções nas frentes de Pareto dos três primeiros problemas. Nos outros nove problemas, os algoritmos foram capazes de incrementar as frentes de Pareto já existentes, inclusive, em alguns casos, gerar novas frentes de Pareto que dominavam as anteriores.

No estudo feito por Choi et al. (2017), é feita uma comparação entre cinco diferentes métodos para melhorar a frente de Pareto de problemas relacionados ao dimensionamento de redes de distribuição de água. Dentre esses cinco métodos, três são *single-multi-optimization* (SMO), um *multi-single optimization* (MSO) e um *guided-search optimization* (GSO). Três índices foram usados para comparar os desempenhos dos métodos. O primeiro, *Coverage Set*, foi utilizado para calcular a relação entre o número de soluções não dominadas

da frente de Pareto e o número total de soluções. O segundo índice, *Diversity*, mostra o quão bem o método acha uma frente de Pareto dispersa. O último, *Hypervolume*, mostra a convergência da frente de Pareto. A frente de Pareto das soluções ótimas dos diferentes métodos é representada na Figura 3.9 a seguir. Na faixa de resiliência entre 0,18-0,27, as soluções das frentes de Pareto de SMO-2 e SMO-3 dominaram as dos outros métodos. Na faixa de 0,3-0,33, SMO-3 obteve os melhores resultados, enquanto na faixa de resiliência entre 0,33-0,36 o método GSO superou os demais significativamente.

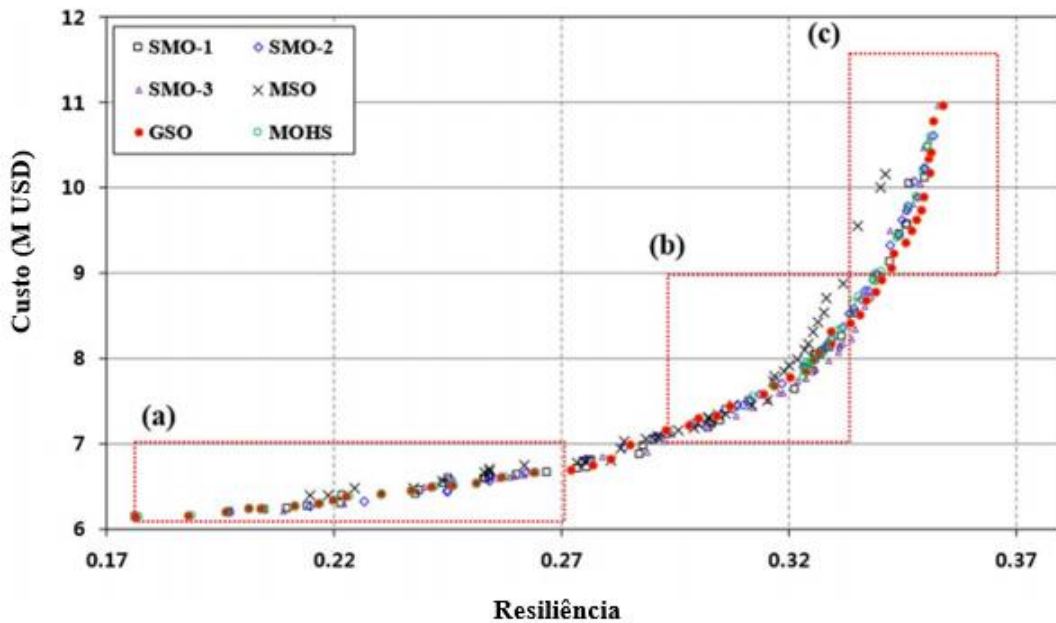


Figura 3.9 Frente de Pareto de Maximização da Resiliência e Minimização dos Custos (Modificado de Choi et al., 2017)

Nos casos de problemas de redes de distribuição de água onde existem elevadas incertezas e complexidade envolvendo a previsão de soluções a longo prazo, podem ser utilizados modelos de decisão multicritério. Cunha et al. (2019) seguem esse caminho através de dois diferentes métodos, PROMETHEE e TOPSIS. A metodologia foi feita dividindo a análise em quatro fases, dependentes das pressões mínimas e vinte diferentes cenários, dependentes das vazões de demanda. Para a tomada de decisão, foram levados em conta cinco diferentes critérios: investimento total, investimento em cada fase, emissões de carbono, índice de falha/resiliência e uniformidade do diâmetro. Quatro diferentes combinações de pesos foram atribuídas para os critérios, definindo assim, alternativas de prioridades. Apesar dos resultados não serem unânimes, pode se observar uma tendência nos dois métodos usados.

Os resultados mais satisfatórios convergiram para alguns poucos cenários onde ficou clara a influência dos pesos dos critérios na metodologia.

Os autores apresentam um fluxograma detalhado de um dimensionamento dinâmico de redes de distribuição de água, apresentado na Figura 3.10. O fluxograma proposto começa pela definição de um conjunto de cenários que representem a futura demanda de consumo nos nós, tendo em vista que a estrutura geral do sistema já é conhecida. Esses cenários são dimensionados de forma que consigam se adaptar a maneira que novas informações surgirem. Esses dimensionamentos são obtidos pela minimização de custos e imposição de restrições. Então, as alternativas de dimensionamento obtidas são submetidas a uma análise de decisão multicritério, para cada cenário. Uma série de critérios é estabelecida, com diferentes pesos, para poder avaliar as alternativas nos diferentes cenários. A análise de decisão multicritério fornece uma ordenação das melhores alternativas, indicando as estratégias mais sólidas e permitindo uma implementação da primeira fase. Se novas informações surgirem, a primeira fase pode ser reavaliada e adaptada para a determinação de uma nova solução para a próxima fase. Apesar de se tratar de redes de distribuição de água, esse é um fluxograma geral que pode ser facilmente modificado para o planejamento dinâmico de outras situações problemáticas.

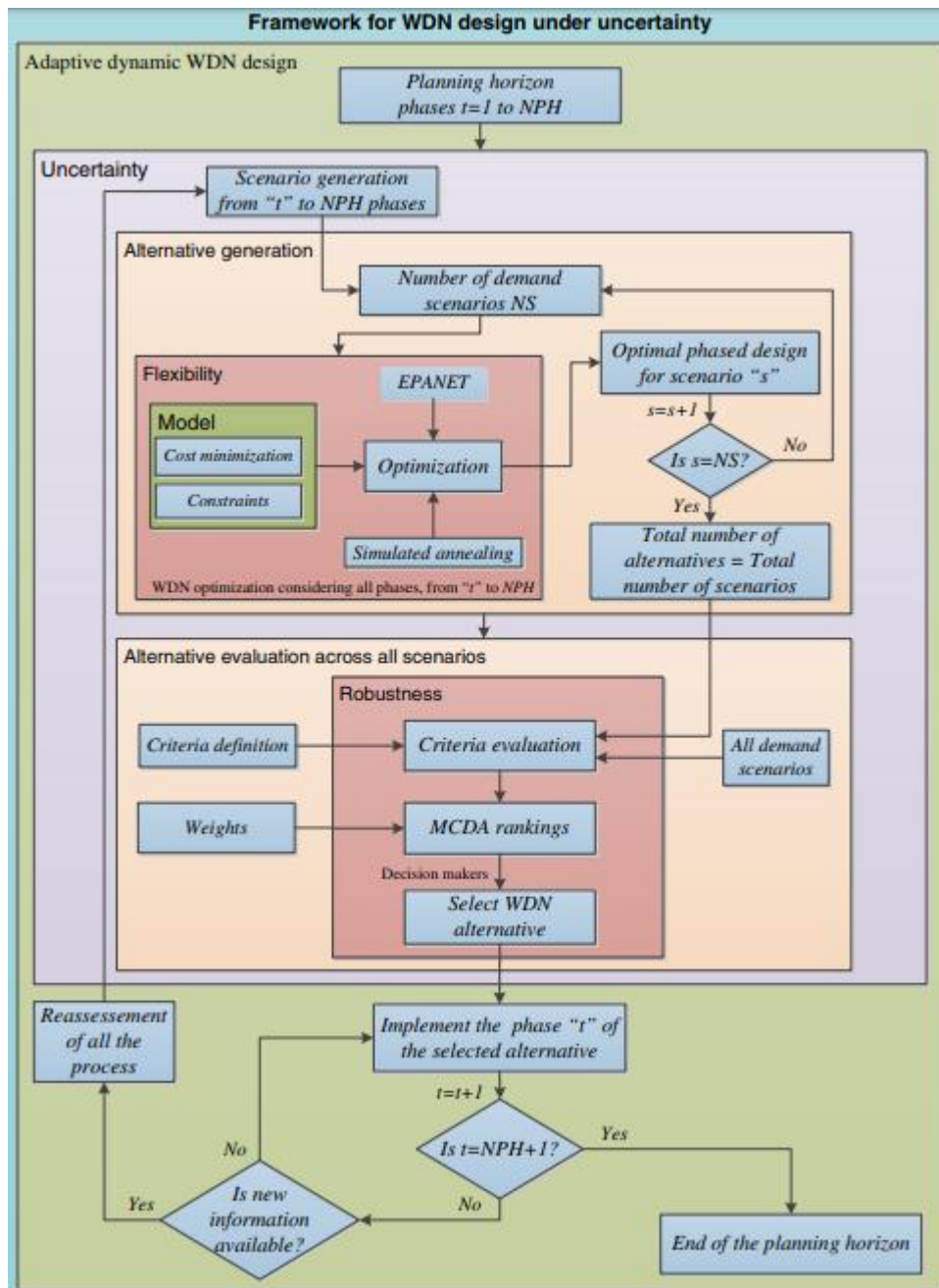


Figura 3.10 Fluxograma de Dimensionamento de Redes de Distribuição de Água Sujeito a Incertezas (Cunha et al., 2019)

Khedr e Tolson (2015) fazem a comparação entre os métodos de abordagem por julgamento de engenharia e PAADS. O método de abordagem por julgamento de engenharia consiste em contratar um engenheiro com experiência em redes de distribuição de água para então encontrar uma solução viável inicial e formular o problema de otimização com um espaço de soluções reduzido. A seguir é calculada a relação de economias incrementais dada pela equação:

$$R_i = \frac{O_{base} - O_i}{C_i} \quad \text{Equação 3.14}$$

em que  $R_i$  é a relação de economias incrementais,  $O_{base}$  é o custo operacional da rede base,  $O_i$  é o custo operacional da rede base incluindo a tubulação  $i$  substituída e  $C_i$  é o custo capital de substituir a tubulação  $i$ . O método por PAADS se baseia em formar uma frente de Pareto entre custos capitais e operacionais penalizando as soluções que não se adequem as restrições do problema pelas equações:

$$\text{Custos Capitais} = 10^{10} - \frac{1}{v} c \quad \text{Equação 3.15}$$

$$\text{Custos Operacionais} = 10^{10} - \frac{1}{v} c \quad \text{Equação 3.16}$$

em que  $v$  representa a maior violação de alguma restrição durante a simulação e  $c$  é uma constante arbitrada igual a 1000. Com a obtenção dos resultados, foi possível notar que, na versão simplificada do problema proposto, o método de abordagem por julgamento de engenharia geralmente dominava o método por PAADS, com uma necessidade computacional muito inferior.

El-Ghandour e Elbeltagi (2017) fazem a comparação entre 5 algoritmos evolucionários. Os algoritmos usados no estudo são algoritmo genético, otimização por enxame de partículas, método da colônia de formigas, algoritmo memético e o algoritmo do salto do sapo. A função objetivo é dada pela seguinte equação:

$$f(D_1, D_2, \dots, D_{N_p}) = \sum_{i=1}^{N_p} [C_i(D_k) \times L_i], \quad \text{Equação 3.17}$$

$$k = 1, \dots, N_{ava}$$

sendo  $N_p$  o número total de tubulações;  $C_i(D_k)$  o custo por unidade de comprimento da tubulação  $i$  correspondente ao diâmetro  $D_k$ ;  $L_i$  o comprimento da tubulação  $i$  e  $N_{ava}$  o número de diâmetros disponíveis. Os autores representaram as restrições com as seguintes equações:

$$D_{min} \leq D_i \leq D_{max}, \quad i = 1, \dots, N_p \quad \text{Equação 3.18}$$

$$H_{jmin} \leq H_j \leq H_{jmax}, \quad j = 1, \dots, M \quad \text{Equação 3.19}$$

em que  $D_{min}$  e  $D_{max}$  representam os diâmetros mínimos e máximos permitidos, respectivamente;  $D_i$  o diâmetro da tubulação  $i$ ;  $H_{jmin}$  e  $H_{jmax}$  as cargas mínimas e máximas permitidas no nó  $j$ , respectivamente;  $H_j$  a carga no nó  $j$ ; e  $M$  o número total de nós. Os resultados mostraram que a otimização por enxame de partículas superou os outros algoritmos em termos de melhores resultados, eficiência e velocidade de convergência.

Os vazamentos são problemas comuns em redes de distribuição de água e podem ocorrer devido a dimensionamentos equivocados da rede, corrosão ou falta de manutenção. Gupta et al. (2016) propõem uma metodologia de otimização iterativa onde as cargas nos nós são corrigidas até que o resíduo dos custos entre duas iterações consecutivas ser irrisório. Para a estruturação do problema são consideradas algumas suposições: as demandas no nós são conhecidas, a configuração espacial da rede é conhecida, é considerado o desenvolvimento de uma nova rede de distribuição de água por gravitação, não são levados aspectos de confiabilidade em conta como falhas das tubulações e bombas e o diâmetro das tubulações é considerado uma variável contínua. A metodologia é aplicada em três diferentes formatos de redes de distribuição de água, ramificado, com um laço ou vários laços. O caso ramificado e com apenas um laço são analisados em duas suposições, considerando os vazamentos proporcionais as demandas nos nós ou vazamentos distribuídos uniformemente ao longo das tubulações, e em dois casos cada, vazamentos como uma demanda constante ou vazamentos dependentes das demandas de pressão. Após a obtenção dos resultados foi possível concluir que as perdas por vazamentos dependentes da pressão são levemente maiores que as perdas em vazamentos constantes. Os diâmetros utilizados são valores contínuos e não representam valores comerciais disponíveis. Sendo assim, devem ser modificados para o próximo valor comercial acima. O aumento dos custos das tubulações não é significativo quando é considerado apenas os vazamentos. Porém, quando os vazamentos dependentes da pressão são considerados juntamente com as demandas dependentes da pressão, pode ocorrer um aumento considerável dos custos.

Schwartz et al. (2016) propõe um modelo não probabilístico, chamado de contrapartida robusta. O problema analisado visa minimizar os custos de construção e operação da rede de distribuição de água e são compostos pelos custos das tubulações, tanques, estações de bombeamento e a energia de operação do sistema. A abordagem não probabilística utiliza a correlação de parâmetros estocásticos para contabilizar as incertezas do problema. Ela reduz o grau de incerteza viável do problema para um elipsoide que, segundo os autores, traz vantagens como fornecer soluções fechadas, fornece ao problema um parâmetro de segurança que pode aumentar ou diminuir a área elipsoidal e o formato da área das incertezas, elipsoidal, elimina as situações consideradas as piores possíveis. A solução do problema mostra uma relação de troca entre aumentar o diâmetro das tubulações e adicionar carga na estação de bombeamento. Também mostra uma relação de troca entre aumentar o bombeamento nas horas em que a energia se encontra mais barata e diminuir o custo capital do tanque.

Alperovits e Shamir (1977) buscam a otimização do dimensionamento de redes de distribuição de água através da utilização do método gradiente de programação linear. As variáveis de decisão do método são: diâmetro das tubulações, capacidade de bombeamento, localização das válvulas, elevação dos reservatórios e as operações das válvulas e bombas para cada carregamento. O método é capaz de lidar com vários carregamentos simultaneamente, gera um dimensionamento factível hidraulicamente para cada um dos carregamentos e o dimensionamento gerado é sempre mais próximo do ótimo mesmo quando o procedimento de otimização é finalizado prematuramente. O método é então exemplificado em duas redes fictícias, a primeira com dois anéis e um reservatório e a segunda, similar a primeira, com a adição de um reservatório e uma bomba. No primeiro caso, é gerada a combinação de diâmetros com o custo ótimo e no segundo caso, o custo ótimo total, composto pelo dimensionamento, bombeamento e elevação do reservatório.

Cunha e Sousa (1999) utilizam o algoritmo de recozimento simulado para buscarem a solução ótima de redes malhadas de distribuição de água. Esse algoritmo faz analogia ao processo termodinâmico de aquecimento seguido de um lento resfriamento que possibilita a relocação das moléculas. O algoritmo leva em conta parâmetros como a probabilidade de aceitação de uma mudança de configuração, número mínimo de iterações antes de se abaixar a temperatura, fator de resfriamento e o número de reduções da temperatura sem a melhora do custo ótimo antes de parar o algoritmo. No estudo foram levadas em conta restrições como pressão e diâmetros mínimos e a conservação de energia e massa. A seguir, os resultados do algoritmo nas redes de Alperovits e Shamir (Alperovits e Shamir, 1977) e Hanoi (Fujiwara e Khang, 1990) foram comparados com outros métodos de otimização de diferentes autores, onde os custos foram inferiores em alguns casos.



## 4. METODOLOGIA

No presente estudo, foi proposta uma metodologia que busca otimizar o dimensionamento de redes de distribuição de água por meio de funções objetivo que maximizam a confiabilidade e minimizam os custos. A rotina computacional foi desenvolvida por meio da linguagem de programação C++. A seguir é realizada a descrição do simulador hidráulico, do método de otimização, da rede de distribuição adotada e da formulação proposta.

### 4.1. EPANET TOOLKIT

EPANET é um programa de computador que realiza simulações hidráulicas e de qualidade da água de longas durações em redes de distribuição pressurizadas. A versão *toolkit* do EPANET é um pacote de simulação de extensão. Essa versão fornece uma série de funções que permite uma modificação da forma de análise de redes de distribuição da maneira que o usuário preferir (Rossman, 2000).

#### 4.1.1. Diagrama de fluxo de dados

O procedimento que envolve a análise de redes de distribuição de água por meio do EPANET *toolkit* é ilustrado na Figura 4.1. Primeiramente, o processador de dados de entrada recebe um detalhamento da rede de distribuição em análise de um arquivo de entrada externo(*INP*). O arquivo é então interpretado e armazenado na área referente a memória. A seguir, o solver hidráulico realiza a simulação hidráulica e os resultados obtidos em cada passo podem ser transmitidos para um arquivo hidráulico(*HYD*) externo binário. Se não for necessária uma análise de qualidade da água, então os resultados hidráulicos armazenados no arquivo hidráulico(*HYD*) podem ser transmitidos para o arquivo binário de saída(*OUT*) na forma de intervalos uniformes. Se requisitado, o módulo escritor de relatórios processa os resultados da simulação computada do arquivo binário de saída(*OUT*) para cada período relatado e transmite certos valores para um arquivo de relatório(*RPT*). Qualquer erro ou mensagem de aviso é transmitida para esse arquivo.

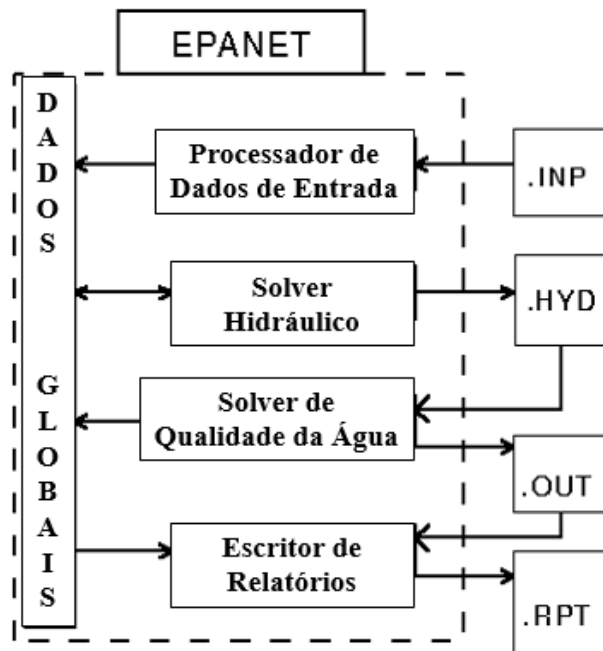


Figura 4.1 Diagrama de Fluxo de Dados do EPANET (Modificado de Rossman, 2000)

#### 4.1.2. Arquivos de Entrada e Saída do Toolkit

O Toolkit precisa abrir um arquivo de entrada EPANET com o detalhamento da rede de distribuição antes do uso de qualquer função. O EPANET Toolkit trabalha com um arquivo de texto de entrada que descreve a rede de distribuição em análise. O arquivo é organizado por seções onde cada seção começa por uma palavra chave entre colchetes. As palavras chave podem estar relacionadas a componentes da rede de distribuição, a operação do sistema, a qualidade da água ou a definições e relatórios. Exemplos de arquivos de entrada estão ilustrados nas Figuras 4.2 e 4.3 a seguir:

```
[PIPES]
;ID Node1 Node2 Length Diam. Roughness Mloss Status
;-----
P1 J1 J2 1200 12 120 0.2 OPEN
P2 J3 J2 600 6 110 0 CV
P3 J1 J10 1000 12 120
```

Figura 4.2 Exemplo de Arquivo de Entrada para Tubulações (EPANET Toolkit)

```
[RESERVOIRS]
;ID Head Pattern
;-----
R1 512 ;Head stays constant
R2 120 Pat1 ;Head varies with time
```

Figura 4.3 Exemplo de Arquivo de Entrada para Reservatórios (EPANET Toolkit)

O arquivo de saída pode ter dados de números inteiros de 4 bytes, números racionais de 4 bytes ou uma sequência de caracteres em que o tamanho seja múltiplo de 4 bytes. O arquivo é dividido em quatro seções: prólogo, uso energético, resultados dinâmicos e epílogo.

#### **4.2. ALGORITMO GENÉTICO MULTI OBJETIVO NSGA II**

No presente estudo, o algoritmo *Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm II* (NSGA II) foi escolhido como método de otimização. O NSGA II é um algoritmo genético, ou seja, é inspirado pela biologia evolutiva na sua dinâmica. E os algoritmos genéticos, entre outros, são utilizados na otimização multiobjetivo, tópico de muita relevância nesta pesquisa.

O algoritmo NSGA II, proposto por Deb et al. (2002), é uma versão aperfeiçoada do algoritmo NSGA que recebia críticas relacionadas a alta demanda computacional requerida para classificação não dominada, a falta de elitismo e a necessidade de especificar parâmetros de compartilhamento. Para resolver os problemas para os quais eram dirigidas as críticas, são usados conceitos como o procedimento rápido de ordenação por não dominância, procedimento de estimação da distância de aglomeração e o operador de comparação da aglomeração.

Para realizar um ranqueamento de não dominância foi utilizado o procedimento rápido de ordenação por não dominância que consiste em classificar as frentes de dominância em níveis onde, primeiramente, a população inicial é separada por indivíduos dominados e não dominados. A seguir, acontece o mesmo procedimento com o novo conjunto de indivíduos dominados dando origem a um novo nível. O processo se repete até todos os indivíduos estarem devidamente ordenados em relação ao seu nível de dominância.

O procedimento de estimação da distância de aglomeração consiste em ordenar a população de acordo com cada valor da função objetivo em ordem crescente de magnitude. Então, para cada função objetivo, as soluções de fronteira são assinaladas com valor de distância infinito. Todas as outras soluções intermediárias são assinaladas com valores de distâncias iguais a diferença absoluta normalizada nos valores de função de duas soluções adjacentes. Esse cálculo é feito com as outras funções objetivo. As funções objetivo são normalizadas e então o cálculo do valor da distância de aglomeração total é feito como a soma dos valores das distâncias correspondentes a cada objetivo (Deb et al., 2002).

O operador de comparação da aglomeração guia o processo de seleção para uma frente ótima Pareto uniformemente espalhada. Ao comparar duas soluções que estão em diferentes níveis de não dominância, o operador seleciona a que está no menor nível. Se as duas

soluções pertencerem a um mesmo nível, é preterida a solução localizada na região de menor aglomeração.

Conforme mostrado na Figura 4.4, o algoritmo NSGA II se inicia com a criação de uma população  $P_0$  aleatória. Cada solução é atribuída a um nível de não dominância. Então, ocorre seleção, recombinação e mutação para criar uma população descendente  $Q_0$  de tamanho  $N$ . Dado que o elitismo foi introduzido, o procedimento se modifica após a geração inicial. Agora, a população combinada  $R_t = P_t \cup Q_t$  é formada. A população  $R_t$  tem tamanho  $2N$ . Essa população é ordenada de acordo com sua não dominância. A seguir, soluções pertencentes ao melhor conjunto de não dominância  $F_1$  da população combinada devem ser destacadas em relação às outras soluções, isto é, se o tamanho de  $F_1$  for menor que  $N$ , todos as soluções do conjunto  $F_1$  devem ser escolhidos para a nova população  $P_{t+1}$ . Os membros restantes da população  $P_{t+1}$  são escolhidos de frentes não dominadas subsequentes de acordo com seus níveis. Da mesma maneira as soluções do conjunto  $F_2$  são escolhidas, seguidas da escolha do conjunto  $F_3$  e assim por diante. O procedimento se repete até que mais nenhum conjunto possa ser inserido. O conjunto  $F_l$  é definido como o último conjunto não dominado ao qual mais nenhum conjunto possa ser inserido. Geralmente, o número de soluções contidas nos conjuntos de  $F_1$  até  $F_l$  é maior que o tamanho da população. Para se escolher um número exato  $N$  de membros da população, as soluções da última frente  $F_l$  são ordenadas por meio do operador de comparação de aglomeração em ordem decrescente e então as melhores soluções são escolhidas para preencher as vagas de população. A nova população  $P_{t+1}$  de tamanho  $N$  é usada para seleção, cruzamento e mutação para dar origem a uma nova população  $Q_{t+1}$  de mesmo tamanho.

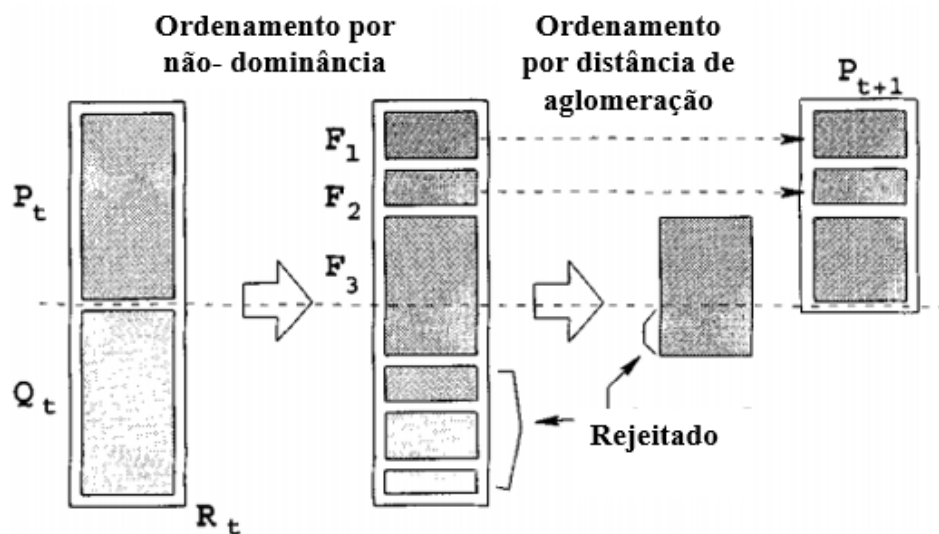


Figura 4.4 Procedimento do NSGA II (Modificado de Deb et al., 2002)

### 4.3. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

A otimização do dimensionamento da rede é abordada como um problema que envolve, neste trabalho, duas funções objetivo: maximização da confiabilidade hidráulica e minimização dos custos.

A confiabilidade hidráulica é avaliada pelo Índice de Resiliência Modificado proposto por Jayaram e Srinivasan (2008). Esse índice representa a porcentagem da carga excedente nos nós em relação a carga requerida nos nós como exposto na Equação 4.1.

$$MRI = \frac{\sum_{j=1}^n q_j(ha_j - hr_j)}{\sum_{j=1}^n q_j \cdot hr_j} \cdot 100 \quad \text{Equação 4.1}$$

em que  $q_j$  é a demanda no nó  $j$ ,  $ha_j$  é a carga de pressão disponível no nó  $j$  e  $hr_j$  é a carga de pressão requerida no nó  $j$ .

Para a minimização dos custos foi proposta uma função objetivo simplificada que multiplica a extensão do trecho pelo preço do diâmetro referente a este trecho como sugere a Equação 4.2 a seguir:

$$Min\ Costo = \sum_{i=1}^{np} C_i(D_i) \times L_i \quad \text{Equação 4.2}$$

sendo  $np$  o número total de tubulações;  $C_i$  o custo por unidade de comprimento da tubulação  $i$  relacionado ao diâmetro  $D_i$  e  $L_i$  o comprimento da tubulação.

Na rotina computacional foi introduzida uma penalidade em relação a pressão. Nos casos em que a pressão num nó fosse menor que a pressão requerida, o custo daquela solução teria um acréscimo significativo, dessa maneira quando as pressões mínimas não são atingidas, as soluções acabam sendo descartadas pelo custo elevado.

São consideradas como variáveis de decisão os diâmetros comerciais de cada trecho da rede de distribuição de água. Como os valores dos diâmetros comerciais são discretos, ou seja, não há valores intermediários entre um diâmetro comercial e outro diâmetro comercial subsequente, optou-se por utilizar uma representação do vetor solução por números inteiros. Assim, o menor diâmetro comercial a ser avaliado é representado pelo número 0 (zero), o segundo maior diâmetro comercial é representado pelo número 1 (um), e, assim, sucessivamente até o maior valor de diâmetro comercial analisado.

O número de posições do vetor solução é igual ao número de trechos da rede de distribuição de água. Assim, cada posição do vetor solução possui um valor inteiro de acordo com o diâmetro nominal correspondente.

#### 4.4. REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

A rede selecionada para a aplicação do modelo de otimização foi a rede exemplo de Alperovits e Shamir (1977). A escolha se baseou nos fatos da rede ser malhada e não ter grande complexidade na sua estrutura, o que poderia dificultar o estudo do modelo.

A rede é composta por 6 nós, 8 trechos de tubulação e 1 reservatório, conforme figura 4.5.

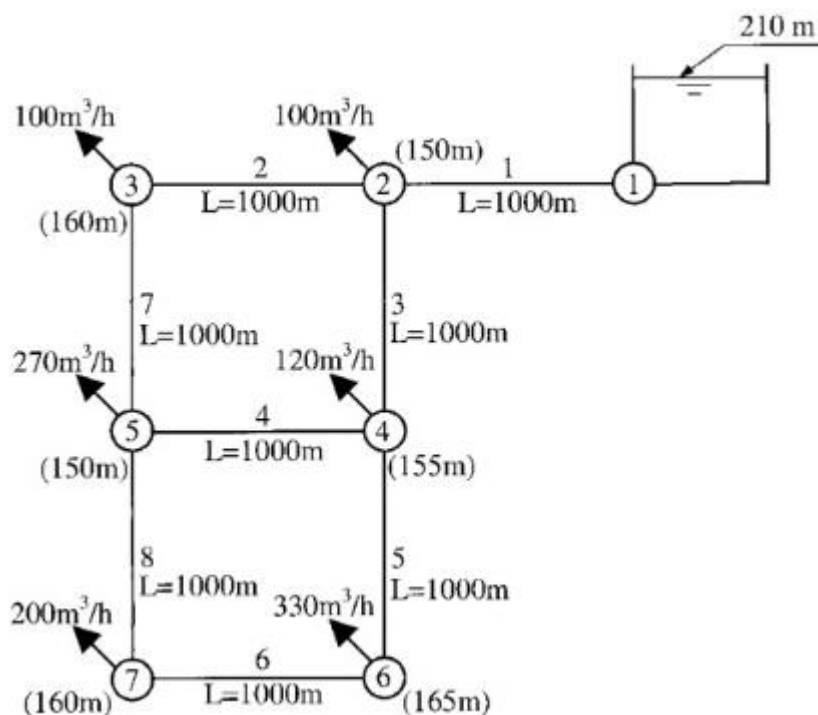


Figura 4.5 Traçado da Rede Exemplo de Alperovits e Shamir (1977)

A Tabela 4.1 apresenta as informações referentes aos nós da rede enquanto a Tabela 4.2 detalha as informações referentes aos trechos.

Tabela 4.1 Características dos Nós da Rede Exemplo de Alperovits e Shamir (1977)

Número do nó	Demanda ( $\frac{m^3}{s}$ )	Elevação (m)
1	Reservatório	210
2	0,027	150
3	0,027	160
4	0,033	155
5	0,075	150
6	0,091	165
7	0,055	160

Tabela 4.2 Características dos Trechos da Rede Exemplo de Alperovits e Shamir (1977)

Número do Trecho	Comprimento ( <i>m</i> )	Diâmetro ( <i>mm</i> )
1	1000,0	457,2
2	1000,0	254,0
3	1000,0	406,4
4	1000,0	101,6
5	1000,0	406,4
6	1000,0	254,0
7	1000,0	254,0
8	1000,0	25,4

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para a obtenção dos resultados, foram utilizados os diâmetros e seus respectivos custos como proposto por Cunha e Sousa (1999), conforme apresentado na Tabela 5.1. Essa tabela de valores foi adotada para poder ser feita uma comparação legítima entre o trabalho de Cunha e Sousa (1999) e o presente trabalho.

Tabela 5.1 Custo Unitário das Tubulações

Diâmetro ( <i>mm</i> )	Custo (Unidade/ <i>m</i> )
25,4	2
50,8	5
76,2	8
101,6	11
152,4	16
203,2	23
254,0	32
304,8	50
355,6	60
406,4	90
457,2	130
508,0	170
558,8	300
609,6	550

Em busca do dimensionamento ótimo foram feitas simulações com 12 diferentes combinações de operadores genéticos, população, probabilidade de recombinação e probabilidade de mutação, 3 vezes cada. Todas as simulações foram feitas com um número de gerações igual a 1000, pois geraram resultados satisfatórios sem um tempo computacional requerido muito elevado. Foi utilizada uma carga de pressão mínima de 30 m para possibilitar a comparação com os resultados obtidos por Cunha e Sousa (1999). A seguir, a combinação que trouxe os melhores resultados foi selecionada para simular um dimensionamento de acordo com as normas brasileiras, ou seja, com carga mínima de 10 m, onde foi simulada 5 vezes. Sendo assim, a combinação que resultou nos menores custos com maiores confiabilidades foi utilizada nas simulações com uma restrição para carga mínima de pressão de 10 m.



A Tabela 5.2 apresenta as 12 combinações de operadores genéticos e seus respectivos custos mínimos e confiabilidades. Os valores dos operadores genéticos foram escolhidos pelo fato de serem comuns na literatura.

Tabela 5.2 Combinações e Resultados das Simulações

Combinação	Parâmetro			Resultados	
	População	Prob. Rec.	Prob. Mut.	Custo	Confiabilidade
A	100	0,7	0,01	688.000	39,73
B	100	0,8	0,01	535.000	26,86
C	100	0,9	0,01	590.000	33,69
D	100	0,7	0,05	427.000	26,09
E	100	0,8	0,05	427.000	26,09
F	100	0,9	0,05	424.000	25,27
G	200	0,7	0,01	420.000	17,22
H	200	0,8	0,01	420.000	25,67
I	200	0,9	0,01	424.000	25,27
J	200	0,7	0,05	420.000	25,67
K	200	0,8	0,05	420.000	25,67
L	200	0,9	0,05	420.000	25,67

Para cada combinação, o número da simulação está relacionado a sua letra, por exemplo, A1, A2 e A3 são as três simulações feitas com a combinação A, como ilustra a Figura 5.1. A Figura 5.1 apresenta a combinação de operadores genéticos A, com população igual a 100, probabilidade de recombinação de 0,7 e probabilidade de mutação de 0,01. O menor custo obtido foi de 688.000 e confiabilidade de 39,73. A Figura 5.2 apresenta a combinação de operadores genéticos B, com população igual a 100, probabilidade de recombinação de 0,8 e probabilidade de mutação de 0,01. O menor custo obtido foi de 535.000 e confiabilidade de 26,86. Na figura 5.3 estão as soluções da combinação de operadores genéticos C, com população igual a 100, probabilidade de recombinação de 0,9 e probabilidade de mutação de 0,01. O menor custo foi de 590.000 e confiabilidade de 33,69.

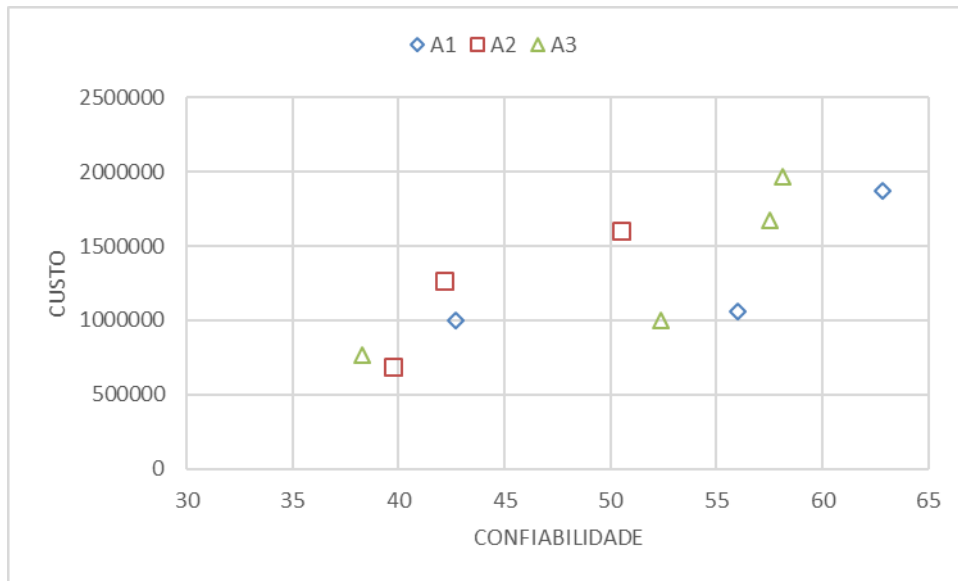


Figura 5.1 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos A

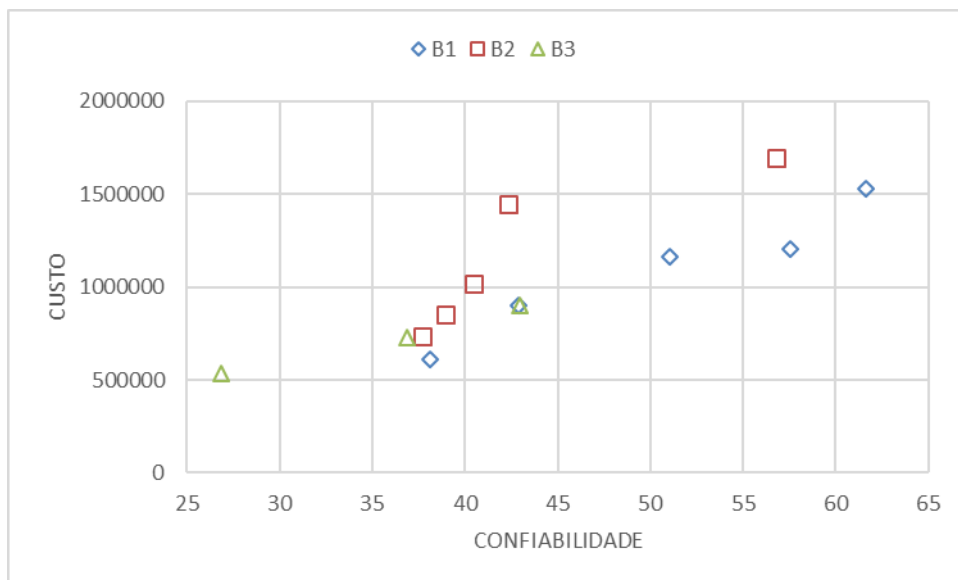


Figura 5.2 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos B

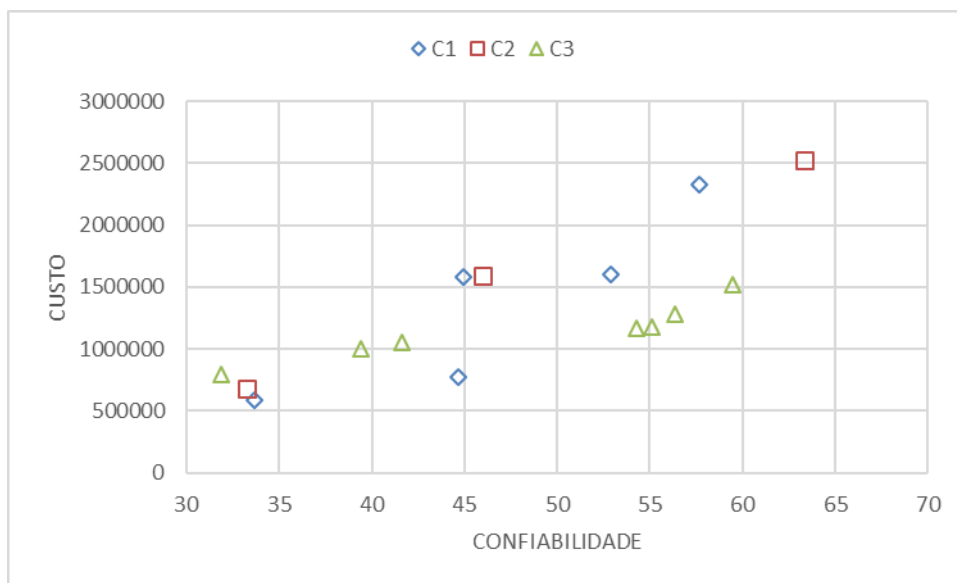


Figura 5.3 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos C

As Figuras 5.4, 5.5 e 5.6 ilustram as combinações de operadores genéticos D, E e F com população igual a 100 e probabilidade de mutação de 0,05, além de probabilidades de recombinação de 0,7, 0,8 e 0,9, respectivamente. A combinação D apresenta um menor custo de 427.000 e confiabilidade de 26,09. A combinação E traz um custo minimizado de 427.000 e confiabilidade 26,09 enquanto a combinação F apresenta custo mínimo de 424.000 e confiabilidade de 25,27.

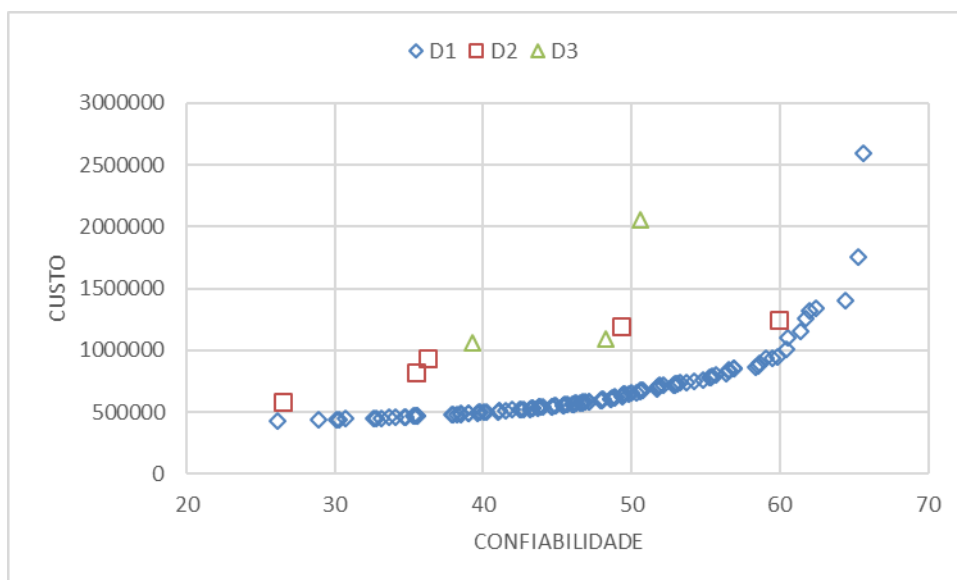


Figura 5.4 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos D

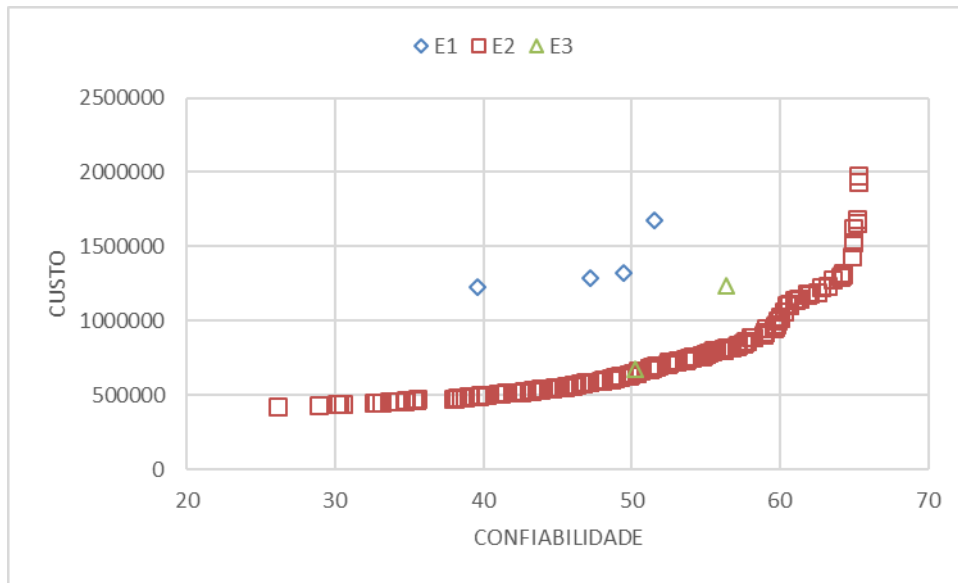


Figura 5.5 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos E

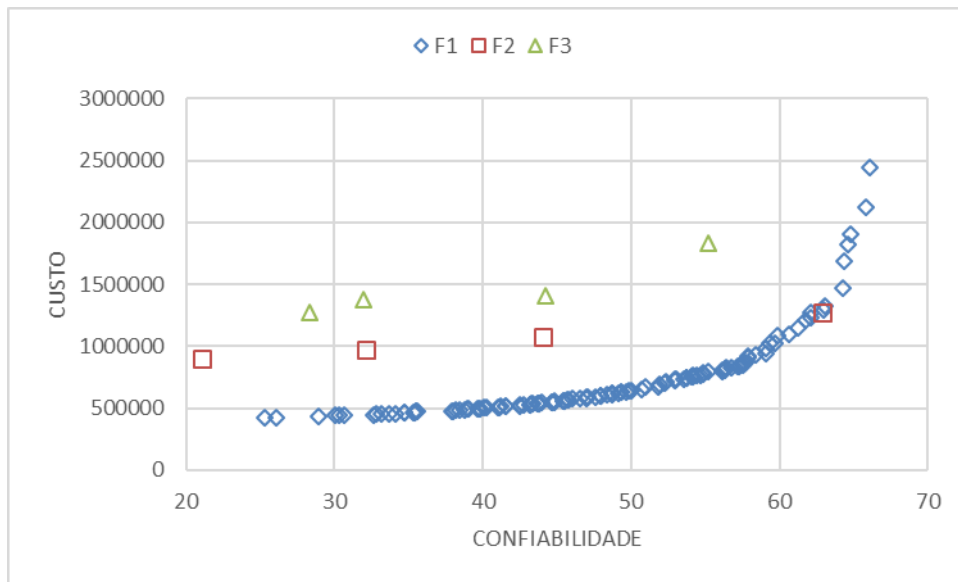


Figura 5.6 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos F

A utilização de população inicial de 100 soluções resultou, na maioria das simulações, na obtenção de poucas soluções, o que dificultou a definição da frente Pareto. Assim, a população inicial foi aumentada para 200, mas mantendo-se o número de gerações (1000), uma vez que foi observado que o aumento do número de gerações não resultou em melhoramento nas soluções obtidas. Foram feitos testes com números de gerações maiores, onde o tempo computacional requerido foi significativamente acrescido e não houve um melhor desempenho nos resultados.

A figura 5.7 ilustra o conjunto de soluções da combinação de operadores genéticos G, com população de 200, probabilidade de recombinação de 0,7 e probabilidade de mutação

de 0,01. Essa população e probabilidade de mutação são as mesmas das combinações H e I, nas figuras 5.8 e 5.9, respectivamente. A combinação H tem uma probabilidade de recombinação de 0,8 e a combinação I de 0,9. Os menores custos das combinações G, H e I e suas confiabilidades foram 420.000 e 17,22, 420.000 e 25,67, 424.000 e 25,27, respectivamente.

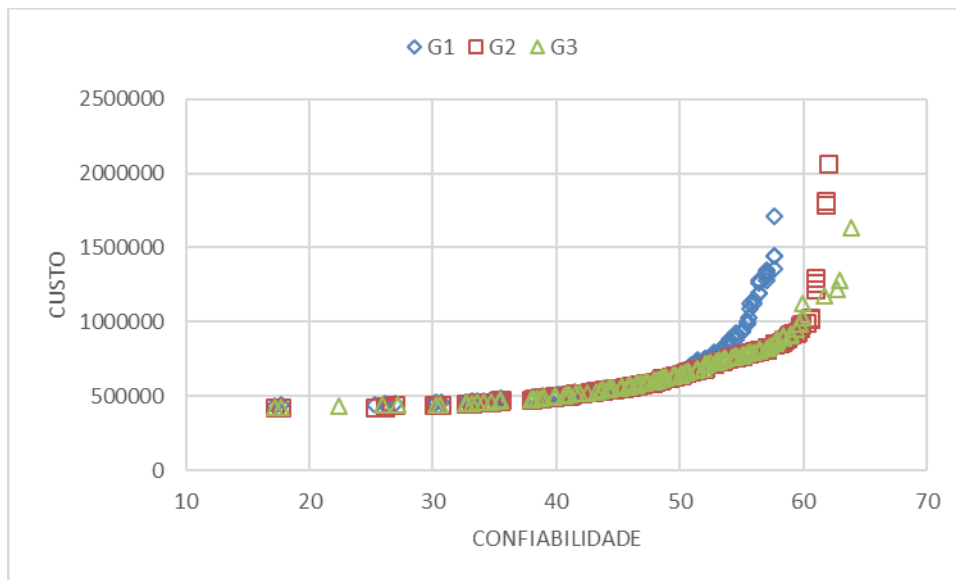


Figura 5.7 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos G

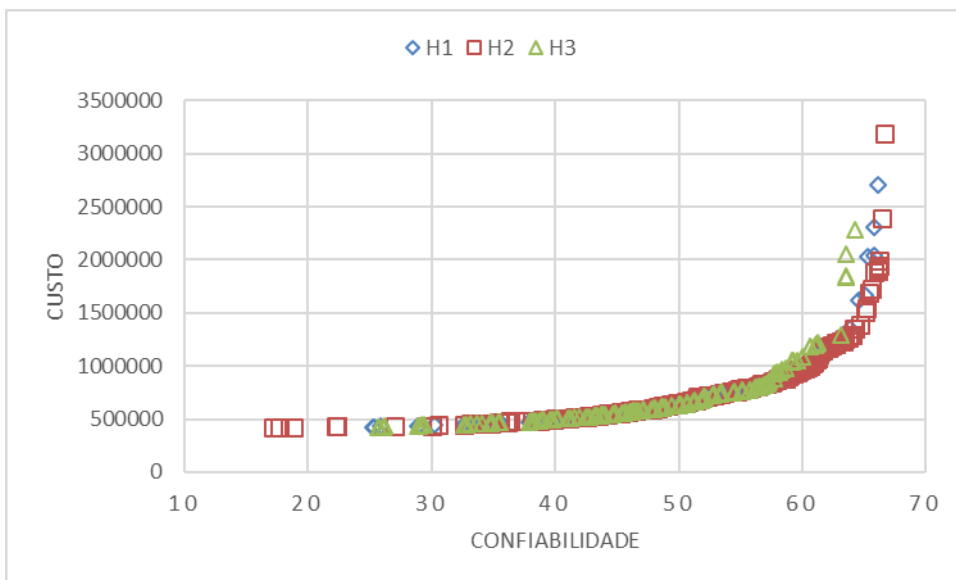


Figura 5.8 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos H

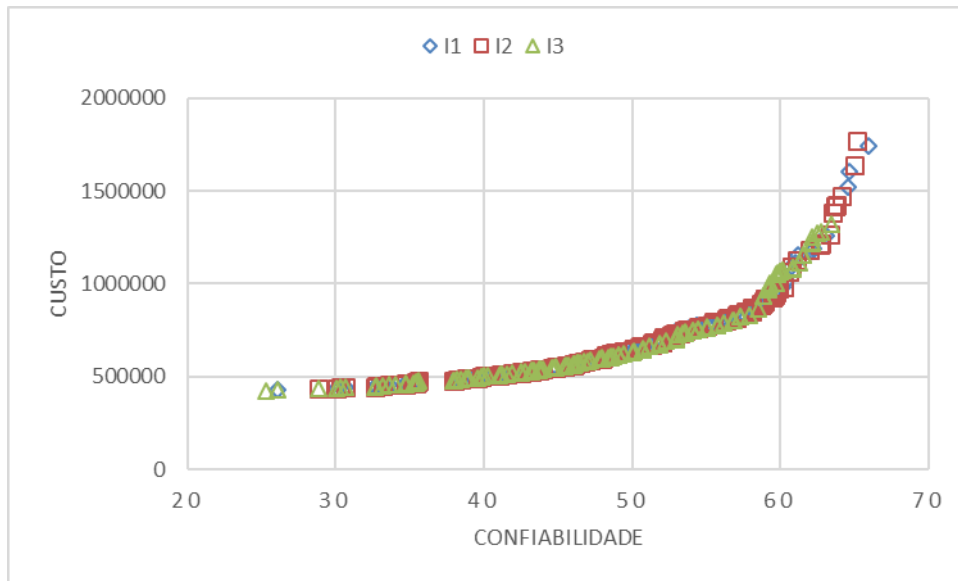


Figura 5.9 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos I

A figura 5.10 apresenta as soluções da combinação de operadores genéticos J, com população de 200, probabilidade de recombinação igual a 0,7 e probabilidade de mutação de 0,05. O menor custo foi de 420.000 e confiabilidade de 25,67. A figura 5.11, por sua vez, apresenta as soluções da combinação de operadores genéticos K, com população de 200, probabilidade de recombinação igual a 0,8 e probabilidade de mutação de 0,05. O menor custo foi novamente de 420.000 e confiabilidade de 25,67. Por fim, a figura 5.12 apresenta as soluções da combinação de operadores genéticos L, com população de 200, probabilidade de recombinação igual a 0,9 e probabilidade de mutação de 0,05. O menor custo foi de 420.000 e confiabilidade de 25,67.

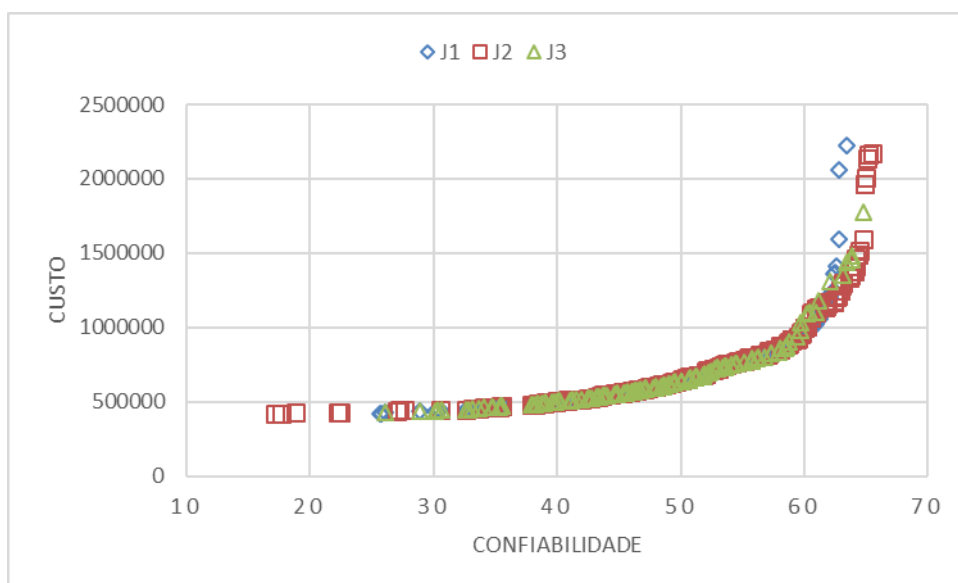


Figura 5.10 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos J

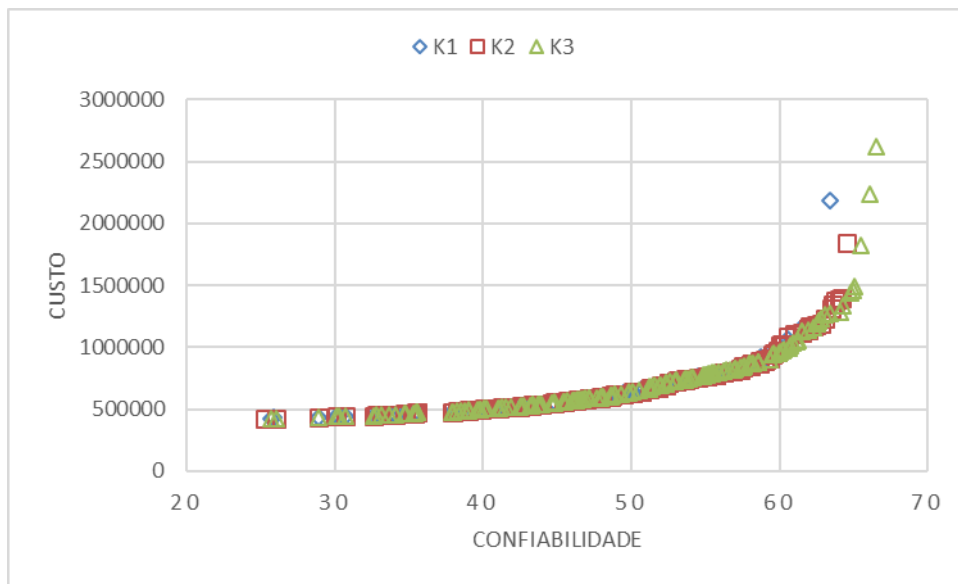


Figura 5.11 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos K

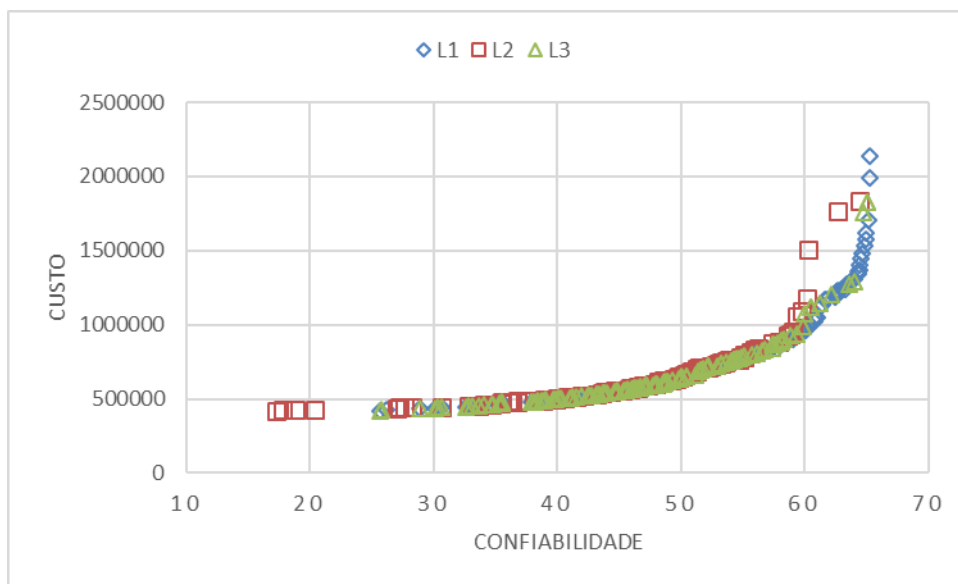


Figura 5.12 Soluções para a Combinação de Operadores Genéticos L

O tempo computacional variou de 70 a 90 segundos para as simulações com população de 100 e variou entre 170 e 215 segundos para as simulações com população de 200. As simulações com população igual a 100 resultaram em poucas soluções, diferentemente das simulações com população igual a 200, onde sempre houve uma grande diversidade de soluções. As duas melhores combinações foram a K e a L porque além de terem população de 200, em duas das suas três simulações cada, obtiveram o menor custo total de 420.000 e confiabilidade de 25,67. Sendo assim, a combinação K foi a escolhida para simular o dimensionamento da rede com carga de pressão mínima de 10 m. As soluções dessas

simulações são apresentadas na Figura 5.13. O custo mínimo obtido foi de 312.000 com uma confiabilidade de 115,37. Com esse resultado, fica evidente como a redução de pressão mínima aumenta a confiabilidade e diminui os custos do dimensionamento.

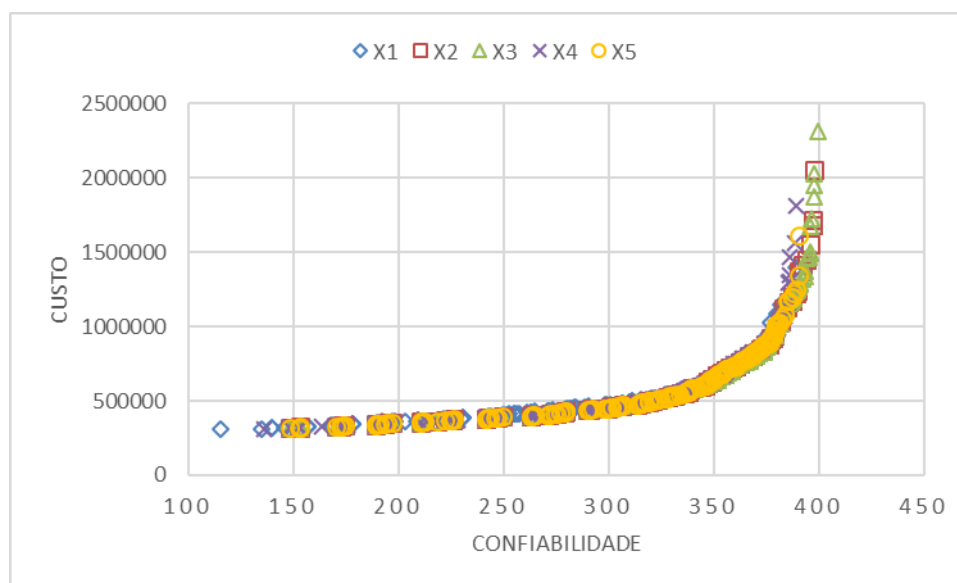


Figura 5.13 Soluções da Combinação Ótima com Pressão Mínima de 10 metros

A Tabela 5.3 mostra a comparação dos resultados da otimização do dimensionamento feito por Cunha e Sousa (1999) e o presente estudo, considerando carga de pressão mínima de 30 m.

Tabela 5.3 Soluções para o Dimensionamento de Cunha e Sousa (1999)

Trecho	Cunha e Sousa (1999), D (mm)	Algoritmo Genético Multiobjetivo, D (mm)
1	457,2	457,2
2	254,0	355,6
3	406,4	355,6
4	101,6	25,4
5	406,4	355,6
6	254,0	152,4
7	254,0	355,6
8	25,4	254,0
Custo Total	419.000	420.000



Os resultados do algoritmo genético são provenientes de uma das simulações da combinação de operadores genéticos K. Apesar dos custos dos dois diferentes métodos serem próximos, ficou claro como os diâmetros dos trechos ficaram discrepantes na comparação. É importante mencionar que em todos os casos em que o custo mínimo encontrado foi de 420.000 com confiabilidade de 25,67, o dimensionamento da rede foi exatamente o mesmo. Sendo assim, é provável que se tenha obtido o melhor resultado possível dessa metodologia, com essas combinações de operadores genéticos e restrições.

Um fator que pode ter tido relevância nos resultados foi o de que enquanto o trabalho de Cunha e Sousa (1999) buscava minimizar os custos do dimensionamento apenas atingindo as pressões mínimas possíveis, o algoritmo genético multiobjetivo buscava a minimização de custos simultaneamente com uma pressão além da pressão mínima para poder aumentar a confiabilidade hidráulica da rede. Logo, o algoritmo genético poderia ter atingido um custo menor caso a outra função objetivo não fosse a maximização da confiabilidade.

A Tabela 5.4 apresenta a comparação de pressões no nós no trabalho de Cunha e Sousa (1999) e no presente trabalho. Fica claro que pelo algoritmo genético multiobjetivo as pressões são maiores na busca por uma maior confiabilidade, o que leva ao simultâneo aumento de custo.

Tabela 5.4 Pressões nos Nós para o Dimensionamento de Cunha e Sousa (1999)

Nó	Cunha e Sousa (1999), Pressão (m)	Algoritmo Genético Multiobjetivo, Pressão (m)
2	53,27	53,95
3	30,50	39,00
4	43,48	45,71
5	33,85	44,44
6	30,49	33,14
7	30,60	31,78

A tabela 5.5 apresenta a combinação de diâmetros dos trechos para uma carga de pressão mínima de 10 m. A tabela 5.6 apresenta as cargas de pressões para o dimensionamento com cargas de pressão mínima de 10 m. As cargas próximas ao reservatório foram muito elevadas, sendo que se buscava cargas mais próximas da carga mínima.

Tabela 5.5 Dimensionamento para Carga de Pressão Mínima de 10 m

Trecho	Diâmetro (mm)
1	406,4
2	152,4
3	355,6
4	355,6
5	304,8
6	25,4
7	25,4
8	254,0

Tabela 5.6 Carga de Pressão nos Nós para Carga de Pressão Mínima de 10 m

Nó	Pressão (m)
2	48,98
3	23,64
4	30,11
5	29,14
6	15,83
7	14,66

## **6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

A rotina computacional desenvolvida foi capaz de gerar soluções que minimizassem os custos e maximizassem a confiabilidade no dimensionamento de redes de distribuição de água. Os resultados das simulações foram comparados com estudos apresentados na literatura, sendo que o custo mínimo atingido foi próximo ao de Cunha e Sousa (1999).

As simulações com uma população de 200 se mostraram melhores do que as simulações com população de 100 pelo número de soluções geradas. Nos dois casos o tempo computacional requerido não foi elevado, sendo da ordem de 70 segundos para uma população de 100 e 170 segundos para uma população de 200. As melhores combinações para os operadores genéticos foram aquelas em que a primeira é composta por uma população de 200, probabilidade de recombinação de 0,8 e probabilidade de mutação de 0,05, e a segunda é composta por uma população de 200, probabilidade de recombinação de 0,9 e probabilidade de mutação de 0,05.

A área de otimização multiobjetivo é muito abrangente e proporciona que trabalhos futuros semelhantes a este sejam feitos com variações na rede, algoritmo, funções objetivo e restrições, por exemplo. Para os próximos trabalhos, sugere-se o uso de novas combinações de operadores genéticos e aumento da população para se observar o comportamento das soluções geradas. Por fim, recomenda-se utilizar outro índice de confiabilidade para verificar se seria possível uma minimização de custos mais efetiva, além da consideração de outras funções objetivo que relacionem parâmetros mínimos de qualidade da água e perdas por vazamento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alperovits, E., Shamir, U. (1977). "Design of optimal water distribution systems" *Water Resources Research*, **13**(6), <https://doi.org/10.1029/WR013i006p00885>
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12218: O projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público - Procedimento. Rio de Janeiro, p. 23. 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12218: Rede de distribuição. Rio de Janeiro, p. 12. 1977.
- Batista, M., Lara, M. (2010). *Fundamento de Engenharia Hidráulica*. Editora UFMG, Belo Horizonte, Brasil, 473 p.
- Cheung, P. B., & Reis, D. L. F. R. (2004). *Análise de reabilitação de redes de distribuição de água para abastecimento via algoritmos genéticos multiobjetivo*. Dissertação de Doutorado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo, 289p.
- Choi, Y. H., Jung, D., Lee, H. M., Yoo, D. G., & Kim, J. H. (2017). "Improving the Quality of Pareto Optimal Solutions in Water Distribution Network Design." *Journal of Water Resources Planning and Management*, **143**(8), 04017036. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000785](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000785)
- Cross, H. (1936). *Analysis of flow in networks of conduits or conductors*. Illinois.
- Cunha, M. da C., Sousa, J. (1999). "Water Distribution Network Design Optimization: Simulated Annealing Approach" *Journal of Water Resources Planning and Management*, **125**(4), [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9496\(1999\)125:4\(215\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(1999)125:4(215))
- Cunha, M., Marques, J., Creaco, E., & Savić, D. (2019). "A Dynamic Adaptive Approach for Water Distribution Network Design." *Journal of Water Resources Planning and Management*, **145**(7), 04019026. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)wr.1943-5452.0001085](https://doi.org/10.1061/(asce)wr.1943-5452.0001085)
- Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., & Meyarivan, T. (2002). "A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II." *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, **6**(2), 182–197. <https://doi.org/10.1109/4235.996017>

- Dongre, S. R., & Gupta, R. (2017). "Optimal Design of Water Distribution Network under Hydraulic Uncertainties." *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, **3**(3), G4017001. <https://doi.org/10.1061/ajrua6.0000903>
- E. Todini e S. Pilati. (1988). "A Gradient Method for the Analysis of Pipe Networks." *Computer Applications in Water Supply*, *1*(May), 1–20.
- El-Ghandour, H. A., & Elbeltagi, E. (2017). "Comparison of Five Evolutionary Algorithms for Optimization of Water Distribution Networks." *Journal of Computing in Civil Engineering*, **32**(1), 04017066. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cp.1943-5487.0000717](https://doi.org/10.1061/(asce)cp.1943-5487.0000717)
- Formiga, K. (2005). *Otimização Multiobjetivo De Projetos De Redes*. Dissertação de Doutorado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo, 305p.
- Gupta, R., Nair, A. G. R., & Ormsbee, L. (2016). "Leakage as Pressure-Driven Demand in Design of Water Distribution Networks." *Journal of Water Resources Planning and Management*, **142**(6), 04016005. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)wr.1943-5452.0000629](https://doi.org/10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000629)
- Jahanpour, M., Tolson, B. A., & Mai, J. (2017). "PADDs Algorithm Assessment for Biobjective Water Distribution System Benchmark Design Problems." *Journal of Water Resources Planning and Management*, **144**(3), 04017099. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)wr.1943-5452.0000875](https://doi.org/10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000875)
- Jayaram, N., & Srinivasan, K. (2008). "Performance-based optimal design and rehabilitation of water distribution networks using life cycle costing." *Water Resources Research*, **44**(1), 1–15. <https://doi.org/10.1029/2006WR005316>
- Jung, D., & Kim, J. H. (2018). "Water Distribution System Design to Minimize Costs and Maximize Topological and Hydraulic Reliability." *Journal of Water Resources Planning and Management*, **144**(9), 06018005. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)wr.1943-5452.0000975](https://doi.org/10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000975)
- Khedr, A., & Tolson, B. (2015). "Comparing Optimization Techniques with an Engineering Judgment Approach to WDN Design." [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR)
- Lence, B. J., Moosavian, N., & Daliri, H. (2017). "Fuzzy Programming Approach for Multiobjective Optimization of Water Distribution Systems." *Journal of Water*

*Resources Planning and Management*, **143**(7), 04017020.  
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)wr.1943-5452.0000769](https://doi.org/10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000769)

Porto, R. de M. (2006). *Hidráulica Básica*. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, Brasil, 540p.

Prasad, T. D., & Park, N.-S. (2003). "Multiobjective Genetic Algorithms for Design of Water Distribution Networks." *Journal of Water Resources Planning and Management*, **130**(1), 73–82. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9496\(2004\)130:1\(73\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9496(2004)130:1(73))

Schwartz, R., Housh, M., & Ostfeld, A. (2016). "Least-Cost Robust Design Optimization of Water Distribution Systems under Multiple Loading." *Journal of Water Resources Planning and Management*, **142**(9), 04016031. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)wr.1943-5452.0000670](https://doi.org/10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000670)

Tsutiya, M.T., (2006). *Abastecimento de Água*. Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil, 659p.

Todini, E. (2000). "Looped Water Distribution Networks Design Using a Resilience Index Based Heuristic Approach." *Urban Water*, 2, 115-122.

Zitzler, E. (1999). *Evolutionary Algorithms for Multiobjective Optimization: Methods and Applications*. Dissertação de Doutorado, Swiss Federal Institute of Technology Zurich, Zurique, Suíça, 134p.