

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO DO SUL
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA

**ESTUDO ÓTIMO DA LOCALIZAÇÃO DE VÁLVULAS
REDUTORAS DE PRESSÃO EM SISTEMAS DE
DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA CONSIDERANDO OBJETIVOS
MÚLTIPLOS**

AGUSTÍN MARIO ERNESTO ARANDIA PÉREZ

*Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação
em Tecnologias Ambientais da Universidade Federal de
Mato Grosso do Sul, como requisito parcial para obtenção
do título de Mestre em Saneamento Ambiental e Recursos
Hídricos*

ORIENTADOR: Prof. Dr. Peter Batista Cheung

Campo Grande, julho de 2008

*A minha mãe, Mercedes.
O teu amor continua a florescer.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela Presença.

Ao Professor Peter Batista Cheung, pela amizade, competência, estímulo e dedicação a este trabalho.

Ao Professor Robert Schiaveto de Souza, pela ajuda incondicional e a constante disponibilidade.

À Empresa ELETROBRÁS, pela bolsa de estudo concedida no âmbito do Programa de Eficiência Energética no Saneamento Ambiental (PROCEL SANEAR).

Aos meus filhos, Ivan André e Sebastian Camilo, por serem minha inesgotável fonte de inspiração, alegria e conforto.

À minha mãe, Mercedes, por plantar sementes de amor no seu curto passo pela vida e porque nunca esteve ausente.

Ao meu pai, Giuseppe, por ser o gestor de grandes mudanças, pelo idealismo, abnegação, incentivo e amor.

A Conceição, pela infinita compreensão, amizade e carinho.

Às minhas irmãs, Paola, Claudia e Alessandra, pela companhia, ajuda e amor.

A Francesca, pela companhia, apoio, consideração e imenso carinho.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Hidráulica e Transportes da UFMS, pela colaboração.

Enfim, a todos que de alguma maneira contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABELAS	ix
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xiv
RESUMO	xix
<i>ABSTRACT</i>	xx
1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	3
3 REVISÃO DA LITERATURA	4
3.1 Caracterização Funcional das Perdas e suas Causas	4
3.1.1 Componentes do balanço hídrico	5
3.1.2 Causas das perdas nos sistemas de distribuição de água	7
3.1.3 Índices de perdas	11
3.1.3.1 Classificação dos índices de perdas	11
3.1.3.2 Informações-chave	12
3.1.3.3 Índices de perdas	16
3.1.3.4 Indicadores de confiabilidade das informações chave	19
3.1.4 Breve Panorama dos Sistemas Brasileiros	20
3.1.4.1 Perfil dos sistemas de informação em serviços de saneamento	21
3.1.4.2 Indicadores de perdas no Brasil	22
3.1.4.3 Estratégias de combate às perdas	24
3.2 Perdas por Vazamentos	30

3.2.1	Avaliação de perdas reais	31
3.2.2	Relação entre vazamentos e pressão	33
3.2.3	Relação entre vazamentos e energia	36
3.3	Estratégias de Gerenciamento e Controle de Perdas por Vazamentos	40
3.3.1	Controle de pressão	42
3.3.1.1	Válvulas redutoras de pressão	43
3.3.2	Setorização do sistema	46
3.3.3	Modelagem e simulação	49
3.3.3.1	Determinação dos parâmetros do modelo de vazamentos	56
3.4	Otimização multiobjetivo aplicada a sistemas de distribuição de água . . .	67
3.4.1	Fundamentos da otimização multiobjetivo	72
3.4.2	Algoritmos evolucionários	78
3.4.3	Algoritmos evolucionários multiobjetivo	81
4	METODOLOGIA	88
4.1	Definição do Problema	88
4.1.1	Variáveis de decisão	89
4.1.2	Resiliência	91
4.2	Simulação Hidráulica	92
4.2.1	Modelo de análise de redes	92
4.2.2	Módulo de Avaliação Hidráulica	94
4.3	Caracterização e Modelagem do Sistema	95
4.3.1	Levantamento de informações cadastrais	96
4.3.2	Construção de modelo	97
4.3.3	Calibração do modelo	97
4.4	Otimização Multiobjetivo	98
4.4.1	Método de Otimização Multiobjetivo	98
4.4.2	Implementação do Algoritmo de Otimização	101
4.5	Redes Exemplo para Validação do Modelo	102
4.6	Ferramentas, Materiais e Linguagens de Programação	108

5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	109
5.1	Análise da Rede 1	109
5.1.1	Execução do módulo de avaliação hidráulica	109
5.1.2	Etapa de otimização multiobjetivo	110
5.1.3	Etapa de decisão	117
5.1.4	Configuração das válvulas	127
5.2	Análise da Rede 2	132
5.2.1	Execução do módulo de avaliação hidráulica	132
5.2.2	Etapa de otimização multiobjetivo	132
5.2.3	Etapa de decisão	135
5.2.4	Configuração da válvula	139
6	CONCLUSÕES	144
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	150

LISTA DE FIGURAS

3.1	Componentes do balanço hídrico para sistemas de distribuição de água, segundo o padrão da IWA (LAMBERT, 2003)	5
3.2	Hipótese de distribuição de perdas de água em um sistema de abastecimento (ARAUJO, 2005)	7
3.3	Classificação dos índices de perdas (MIRANDA; KOIDE, 2003)	11
3.4	Informações chave para construção de índices de perdas (MIRANDA; KOIDE, 2003)	13
3.5	Água não faturada nas companhias estaduais de saneamento básico (SNIS, 2006)	23
3.6	Variação das perdas na Região Metropolitana de São Paulo (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004)	24
3.7	Evolução das perdas em um setor do DF, antes e após da VRP (GONÇALVES; ALVIM, 2005)	25
3.8	Comparação das faixas de pressão na RMSP (CONEJO; LOPES; MARCKA, 2004)	30
3.9	Relação entre os Vazamentos e a Pressão (WRC, 1980)	34
3.10	Linha de energia (LE) de um segmento de tubulação com vazamento (COLOMBO; KARNEY, 2002)	37
3.11	Vazamentos relativos em função da perda de carga relativa e da localização do vazamento (COLOMBO; KARNEY, 2002)	38
3.12	Relação de energia como uma função da localização e da magnitude do vazamento ($\eta = 1$, $h_f = 0,5$) (COLOMBO; KARNEY, 2002)	40
3.13	A abordagem de quatro métodos para o gerenciamento das perdas reais (LAMBERT; FANTOZZI, 2005)	41
3.14	Modo genérico de funcionamento de uma válvula redutora de pressão de tipo convencional (ARAUJO, 2005)	44

3.15	Modo de funcionamento ativo de diferentes sistemas de válvulas redutoras de pressão (ARAÚJO, 2005)	45
3.16	Setorização clássica em sistemas de distribuição de água (GONÇALVES; ALVIM, 2005)	47
3.17	Setores e pontos de amostragem de pressão em um modelo de rede rede simplificada (SOARES <i>et al.</i> , 2004)	50
3.18	Classificação dos modelos de avaliação dos vazamentos (SOARES, 2003) . .	51
3.19	Espaço variável de decisão (ZITZLER, 1999)	74
3.20	Espaço função objetivo (ZITZLER, 1999)	75
3.21	Ilustração dos conjuntos Pareto ótimo global e local considerando um problema de minimização (ZITZLER, 1999)	77
3.22	Esquema geral de um procedimento multiobjetivo (DEB, 2001)	78
3.23	Esquema geral dos algoritmos genéticos convencionais (CHEUNG, 2004) .	80
3.24	Estrutura geral dos algoritmos genéticos multiobjetivo (CHEUNG, 2004) .	81
4.1	Módulo de Avaliação Hidráulica	95
4.2	Procedimento geral do SPEA (CHEUNG, 2004)	99
4.3	Rede número 1 de dois circuitos	103
4.4	Rede número 2: numeração dos nós	106
4.5	Rede número 2: numeração das tubulações	107
5.1	Resultados da otimização multiobjetivo para os coeficientes do padrão de demanda iguais a: (a) 0,61 e (b) 0,41.	112
5.2	Resultados da otimização multiobjetivo para os coeficientes do padrão de demanda iguais a: (a) 0,81 e (b) 1,23.	113
5.3	Resultados da otimização multiobjetivo para os coeficientes do padrão de demanda iguais a: (a) 1,13 e (b) 0,92.	114
5.4	Resultados da otimização multiobjetivo para os coeficientes do padrão de demanda iguais a: (a) 1,03 e (b) 0,82.	115
5.5	Soluções Pareto para a Rede 1	118
5.6	Algoritmo de decisão	119
5.7	Esquema para determinação de fração de vazamentos $I_{v,pos}$	121

5.8	Localizações preliminares das VRPs na Rede 1, com fatores de consumo	
	(a) $F_c = 0,61$, (b) $F_c = 0,41$, (c) $F_c = 0,81$ e (d) $F_c = 1,23$	122
5.9	Localizações preliminares das VRPs na Rede 1, com fatores de consumo	
	(a) $F_c = 1,13$, (b) $F_c = 0,92$, (c) $F_c = 1,03$ e (d) $F_c = 0,82$	123
5.10	Localizações selecionadas para as VRPs na Rede 1	124
5.11	Linha de Energia (LE) de uma tubulação com VRP	127
5.12	Soluções Pareto para a Rede 2	134
5.13	Soluções Pareto para a Rede 2 com $F_c = 1,00$	136
5.14	Soluções escolhidas na frente Pareto com $F_c = 1,00$	136
5.15	Localizações preliminares das VRPs na Rede 2	138
5.16	Localizações escolhida para uma VRP na Rede 2	139

LISTA DE TABELAS

3.1	Critérios de avaliação preliminar da eficiência do sistema	9
3.2	Componentes das perdas anuais inevitáveis	16
3.3	Critérios de avaliação preliminar da eficiência do sistema	17
3.4	Aplicação da escala de confiabilidade no gerenciamento de informações . .	20
3.5	Distribuição de perdas na RMSP em 1993	27
3.6	Comparação entre metas e índices de perdas verificados	29
3.7	Distribuição de perdas na RMSP em 2001	30
3.8	Valores referenciais do expoente α para a relação entre vazamentos e pressão	36
4.1	Fórmulas para o cálculo da perda de carga contínua em escoamento sob pressão (sistema SI)	90
4.2	Características físicas da rede número 1, de dois circuitos	103
4.3	Características físicas dos nós da Rede 2	104
4.4	Características físicas das tubulações da Rede 2	105
5.1	Coefficientes do padrão de demanda aplicados à Rede 1	109
5.2	Valores calculados pelo módulo de avaliação hidráulica para a Rede 1 em período estendido de 24 h	111
5.3	Vetores decisão das soluções Pareto A_1 , B_1 e C_1	116
5.4	Vetores decisão das soluções Pareto A_2 , B_2 e C_2	116
5.5	Vetores decisão das soluções Pareto A_3 , B_3 e C_3	116
5.6	Cálculo da fração de vazamentos	120
5.7	Vetores solução escolhidos	121
5.8	Coefficientes C ponderados	124
5.9	Resultados da simulação com $C_1 = C_2 = 95$	125

5.10	Resultados da simulação com $C_1 = C_2 = 77$	126
5.11	Cálculo do coeficiente de perda de carga localizada m da tubulação 1 . . .	129
5.12	Cálculo do coeficiente de perda de carga localizada m da tubulação 2 . . .	130
5.13	Resultados da simulação com VRPs	131
5.14	Coeficientes do padrão de demanda aplicados à Rede 2	132
5.15	Valores calculados pelo módulo de avaliação hidráulica para a Rede 2 em período estendido de 24 h	133
5.16	Vetor de decisão que corresponde à solução Pareto escolhida	137
5.17	Diferentes alternativas analisadas no processo de decisão	138
5.18	Resultados da simulação with $C_{163} = 19,63$	140
5.19	Resultados da simulação with $C_{163} = 18,30$	141
5.20	Cálculo do coeficiente de perda de carga localizada m da tubulação 163 . .	142
5.21	Resultados da simulação para a Rede 2 com VRP	143

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AE	Algoritmo Evolucionário
AG	Algoritmo Genético
ANF	Água Não Faturada
BABE	Background and Bursts Estimates
CMP	Custo Médio das Perdas Reais
DEX	Despesa de Exploração
EE	Estratégias de Evolução
EP	Extensão Parcial da Rede
ET	Extensão Total da Rede
IANFC	Índice de Água Não Faturada em Termos de Custo
ILB	Índice Linear Bruto de Perda
IPAL	Índice de Perdas Aparentes por Ligação
IPD	Índice de Perda na Distribuição
IPF	Índice de Perda de Faturamento
IPL	Índice de Perda por Ligação
IPRL	Índice de Perdas Reais por Ligação
IPRP	Índice de Perdas Reais por Ligação Associado à Pressão
IVI	Índice de Vazamentos da Infra-estrutura
IWA	International Water Association
LA	Número de Ligações Ativas
LE	Linha de Energia
LEM	Learnable Evolution Model

LEMMO	Learnable Evolution Model Multiobjective
MOGA	Multiobjective Genetic Algorithm
ND	Número de Días
NPGA	Nitche Pareto Genetic Algorithm
NSGA	Non-dominated Sorting Genetic Algorithm
OOTEN	Object Oriented Toolkit for EPANET
PAES	Pareto Archived Evolutionary Strategy
PE	Programação Evolucionária
PECOP	Programa Estadual de Controle de Perdas
PEDOP	Programa de Controle e Desenvolvimento da Operação
PG	Programação Genética
PLANASA	Plano Nacional de Saneamento
PMO	Pressão Média de Operação na Rede
PNCDA	Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água
PRAE	Perdas Reais Anuais Existentes
PRAI	Perdas Reais Anuais Inevitáveis
RMSP	Região Metropolitana de São Paulo
SABESP	Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo
SANASA	Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento
SANEPAR	Companhia de Saneamento do Paraná
SC	Sistema Classificatório
SCADA	Sistema de Controle e Aquisição de Dados
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SPEA	Strength Pareto Evolutionary Algorithm
TMA	Tarifa Média de Água
TPS	Tempo de Pressurização do Sistema

VCMC	Volume de Consumo Mal Contabilizado
VCNA	Volume de Consumo Não Autorizado
VD	Volume Disponibilizado
VE	Volume Estimado
VEGA	Vector Evaluated Genetic Algorithm
VEs	Volume Especial
VEx	Volume Exportado
VF	Volume Faturado
VI	Volume Importado
Vm	Volume Micromedido
VNM	Vazão Noturna Mínima
VO	Volume Operacional
VOEX	Volume Operacional Extraordinário
VP	Volume Produzido
VPA	Volume de Perdas Aparentes
VR	Volume Recuperado
VRP	Válvula Redutora de Pressão
VU	Volume Utilizado
VVAZ	Volume de Vazamentos em Redes
WRC	Water Research Center

LISTA DE SÍMBOLOS

A	matriz do sistema hidráulico
A	área do orifício
a	fração de vazamentos, parâmetro de ajuste
a_0	fração de vazamentos mínima
C	demanda de consumo, coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams
c	parâmetro de penalidade
c_1	coeficiente de vazamento que depende das características do sistema
c_2	coeficiente de vazamento do setor a ser determinado
C_d	coeficiente de descarga
C_e	coeficiente de descarga do emissor
D	diâmetro da tubulação
d	expoente que depende do diâmetro da tubulação
E_d	energia mecânica a jusante da tubulação
E_s	energia mecânica a montante da tubulação
f	fator de fricção de Darcy-Weisbach, função objetivo
F	função aptidão
f_c	fator de demanda
F_c	fator de consumo
g	aceleração da gravidade
GER	número máximo de gerações
H	carga hidráulica
H	vetor de energias nodais

h	perda de carga, energia em determinado nó
h^*	energia desejável para atender a demanda
H^*	pressão de calibração da válvula
H_{gw}	carga hidráulica no solo circundante à tubulação
H_d	carga hidráulica a jusante na tubulação
h_f	perda de carga relativa
h_F	relação entre perdas de carga com vazamento e sem vazamentos
H_J	pressão a jusante
H_l	carga hidráulica na tubulação
h_p	perda de carga hidráulica distribuída
H_s	carga hidráulica a montante na tubulação
h_v	perda de carga hidráulica localizada na válvula
H_f	perda de carga em uma tubulação sem vazamento
H'_f	perda de carga em uma tubulação com vazamento
I_r	índice de resiliência
I_v	índice de vazamentos
J	número de tubulações ligadas a um determinado nó
k	coeficiente de qualidade da rede, número de objetivos, coeficiente de perda de carga localizada (EPANET)
K	coeficiente de descarga do orifício, padrão de demanda
K_f	coeficiente do emissor
K_v	coeficiente de perda de carga
L	comprimento da tubulação
M	número de tubulações ligadas a um determinado nó
m	índice de tempo, coeficiente de perda de carga localizada
N	número total de nós, tamanho da população
n	expoente da vazão no termo de perda de carga

n_b	número de quebras
N_r	número de nós de referência
NN	número de nós
NP	número de tubulações da rede
NPN	número de nós com carga hidráulica desconhecida
NR	número de reservatórios
NT	número de tubulações
NTO	número total de nós (conhecido e desconhecido)
nu	fator empírico de eficiência
nv	número de válvulas calculadas
OF	função objetivo
P_{int}^*	energia dissipada na rede
P_{mx}^*	máxima energia que pode ser dissipada para atender a demanda
P^{av}	pressão média
P_{cal}	pressão calculada
P_0	pressão a jusante
P_m	dimensão da população externa
P_r	probabilidade de recombinação
P_t	conjunto de soluções
PNA	parcela não atendida da demanda
Q	vazão
Q	vetor de vazões
q	vetor de demandas nodais
q^*	demanda efetivamente abastecida
q_1	taxa de vazamento
Q_d	vazão de demanda

Q_F	vazamentos totais
Q_L	vazamentos, vazão através do orifício
q_f	vazamento em determinado nó
Q_T	vazão total
R	coeficiente de resistência
r	fator de resistência
S	Strength (SPEA)
sgn	sinal
T	número total de intervalos da simulação
TD	demanda total efetivamente abastecida
TDP	demanda potencial total
TS	vazão total abastecida
TS^*	demanda total de referência
V	parâmetro que representa a abertura da válvula, vazamentos, número total de válvulas
v	velocidad de escoamento
VD	vetor decisão
x	localização do vazamentos em uma tubulação, variável de decisão
X_f	conjunto factível de vetores decisão
X_p	conjunto Pareto ótimo
Z	cota topográfica
α	expoente de vazamentos
β	expoente do orifício
δ	desvíó
δ_1	coeficiente para prevenir pressões negativas
ΔH	diferença entre cargas hidráulicas
ϵ	rugosidade absoluta

γ	fator de potência, peso
π_1	percentagem de vazamento
π_2	percentagem de vazamento na rede não modelada
ρ	coeficiente de distribución espacial da demanda
τ	idade da tubulação
θ	constante de vazamentos por unidade de superfície de tubulação

RESUMO

ARANDIA PÉREZ, A. M. E. (2008). *Estudo Ótimo da Localização de Válvulas Redutoras de Pressão em Sistemas de Distribuição de Água Considerando Objetivos Múltiplos*. Campo Grande, 2008. 159 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Brasil.

No Brasil, os sistemas de distribuição de água com elevados índices de vazamentos apresentam-se, para os prestadores de serviço de saneamento, como um problema de múltiplas facetas: desperdício de energia de bombeamento, comprometimento da qualidade da água distribuída, investimentos de capital para reabilitação do sistema ou para combater a deterioração de estruturas e serviços públicos. Estudos têm demonstrado que os vazamentos em uma tubulação, a partir de fraturas ou orifícios, estão relacionados proporcionalmente com a pressão de água. Nesse sentido, a otimização de um sistema hidráulico de abastecimento, orientada ao controle de pressões, pode resultar em um conjunto de procedimentos a serem implantados para efetivamente diminuir o nível dos vazamentos, os custos de energia associados e dessa forma melhorar as condições do serviço. Este estudo busca desenvolver uma metodologia que minimiza os vazamentos em sistemas de distribuição de água através da localização ótima de válvulas redutoras de pressão sob a ótica de otimização multiobjetivo. Para tanto, utiliza-se a combinação de um modelo computacional do sistema, um simulador hidráulico amplamente testado pela comunidade científica internacional, o EPANET 2, e um programa de otimização multiobjetivo desenvolvido para integrar o modelo e o simulador hidráulico em procura das soluções ótimas. Duas redes, denominadas Rede 1 e Rede 2, foram estudadas, evidenciando-se, em ambas, que a introdução dos vazamentos diminuiu consideravelmente a resiliência dos sistemas. As curvas Pareto obtidas no processo de otimização permitiram encontrar as relações entre vazamentos, resiliência e demanda. A partir dessas relações, determinaram-se as melhores alternativas de localização de VRPs através de um algoritmo de decisão. A seguir, foi proposta uma maneira de escolher a alternativa mais adequada para cada uma das redes analisadas. Finalmente, foram determinadas as configurações das VRPs em termos de coeficientes de perdas de carga adimensionais, os quais podem ser utilizadas para escolher os tipos de dispositivos a serem instalados.

Palavras-Chave: vazamentos, controle de pressão, otimização multiobjetivo, válvulas redutoras de pressão.

ABSTRACT

ARANDIA PÉREZ, A. M. E. (2008). *Analysis of the Optimal Location of Pressure Reducing Valves in Water Distribution Systems Considering Multiple Objectives*. Campo Grande, 2008. 159 p. Master's Thesis - Federal University of Mato Grosso do Sul, Brazil.

In Brazil, water distribution systems with high leakage levels represent a problem with multiple implications for water utilities. Leakage, which accounts for the dominant component of water losses, produces negative effects from the economical, as well as from the operational perspectives: increase in pumping energy, compromise of water quality, increase in costs for rehabilitation or for reducing the deterioration of surrounding structures and public services. Many studies have demonstrated that leakage through cracks and orifices in a pipe increases proportionally with the increase of pressure. Therefore, optimization of a hydraulic distribution system through pressure control can lead to defining policies for effectively reducing the leakage level, the energy costs associated and thus, improving the service conditions. This study aims to develop a methodology to minimize leakage in water distribution systems by means of determining the optimal location of pressure reducing valves and following a multiobjective approach. In pursuing such purpose, optimal solutions are searched through the combination of a computer model of the system, a hydraulic simulator, EPANET 2, which has been broadly tested by the international scientific community, and a multiobjective optimization program, developed to integrate the network model and the hydraulic simulator. Two networks, named Network 1 and Network 2, were studied. In both cases, it was evidenced that introducing leakage considerably reduced the resilience of the systems. The Pareto fronts obtained in the optimization process allowed for determining the relationship between leakage, resilience and demand. By knowing those relationships, the best alternative locations for PRVs were established through the application of a decision algorithm. A manner to select the most suitable alternative was further proposed for each network. Finally, the configurations for the PRVs were determined in terms of nondimensional head loss coefficients, which can be used to select the type of PRV to be installed.

Keywords: leakage, pressure control, multiobjective optimization, pressure reducing valves.

1 INTRODUÇÃO

Os prestadores de serviços de saneamento freqüentemente calculam o balanço hídrico em um sistema de distribuição de água como sendo a diferença entre o volume fornecido ao sistema e o volume faturado. O resultado dessa diferença é o volume de perdas totais, definido pela *International Water Association* (IWA) como a soma das perdas reais mais as perdas aparentes. O componente dominante das perdas de água é, usualmente, a porção correspondente aos vazamentos, que segundo valores médios encontrados em diversos sistemas nacionais e internacionais, representam entre 40 e 60% das perdas totais de água (GONÇALVES; ALVIM, 2005).

Os vazamentos produzem efeitos negativos tanto do ponto de vista econômico como operacional. Sistemas com vazamentos precisam de maior energia de bombeamento para compensar as perdas de pressão e aumentam o risco de intrusão de contaminantes, comprometendo assim a qualidade da água distribuída. Com freqüência, as perdas envolvem altos investimentos de capital para reabilitação do sistema ou para combater a deterioração de estruturas e serviços públicos adjacentes.

A realidade atual das empresas de água consiste basicamente em operar sistemas de distribuição que foram projetados sob critérios convencionais de satisfação da demanda e que atualmente correspondem a uma grande porção de componentes envelhecidos. Os índices de perdas de água na Europa encontram-se entre 9 e 30% (LAI, 1991), nos Estados Unidos entre 20 e 50% (BROTHERS, 2001) e em países não industrializados normalmente estão acima de 40% (LAI, 1991; CHOWDHURY; AHMED; GAFFAR, 1999). Isso coloca os prestadores de serviços de água na categoria dos negócios com maiores volumes de desperdício do seu produto acabado e pronto para a entrega. O grande desafio dessas empresas, portanto, consiste em tornar sustentáveis suas atividades, apesar do fraco desempenho dos sistemas de transporte de água.

O problema adquire dimensões elevadas quando se leva em consideração a diminuição progressiva das fontes de abastecimento de água e de energia. Frente a tais aspectos, os projetos que visam atender uma demanda crescente e com melhor qualidade de água, devem priorizar o uso racional dos recursos. Nesse sentido, os prestadores de serviço de saneamento precisam adotar políticas de redução de perdas, as quais podem ser estruturadas nas experiências bem sucedidas. Visto que os vazamentos são os maiores componentes de desperdício de água, um programa de redução de perdas deve priorizar alternativas para minimizá-los a um custo baixo.

Estudos têm demonstrado que os vazamentos em uma tubulação, a partir de fraturas ou orifícios, estão relacionados proporcionalmente com a pressão de água. Se a pressão aumenta, o volume de água perdida também aumenta. Além disso, os incrementos de pressão afetam diretamente o número de rupturas que ocorrem nos sistemas de distribuição. Embora não forneça uma resposta eficaz ao problema de perdas de água, a otimização de um sistema hidráulico de abastecimento, orientada ao controle de pressões, pode resultar em um conjunto de procedimentos a serem implantados para efetivamente diminuir o nível dos vazamentos, os custos de energia associados e dessa forma melhorar as condições do serviço.

As ferramentas computacionais que têm sido desenvolvidas nas últimas décadas fornecem possibilidades para análise do comportamento das redes hidráulicas através de modelos matemáticos (SOUZA, 1994). Uma apropriada combinação entre um modelo adequado do sistema, um simulador hidráulico versátil e um conjunto de rotinas de programação pode resultar em uma análise bem sucedida do sistema que permita obter conclusões a serem efetivamente implantadas para otimizar a operação do mesmo.

Este trabalho busca desenvolver uma metodologia que minimiza os vazamentos em sistemas de distribuição de água através da localização ótima de válvulas redutoras de pressão sob a ótica de otimização multiobjetivo. É utilizada a combinação dos três elementos citados acima: (1) um modelo adequado, baseado em informação real da topologia e da operação do sistema; (2) um simulador hidráulico versátil, o EPANET 2, de utilização pública, com códigos de programação abertos e amplamente testado pela comunidade científica internacional; (3) um programa de otimização multiobjetivo desenvolvido para interagir com o simulador EPANET, mediante ferramentas programação.

2 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo principal aplicar técnicas de otimização, baseadas em algoritmos evolucionários multiobjetivo, para determinar a localização e a configuração de válvulas redutoras de pressão em modelos de sistemas de distribuição de água, com o propósito de minimizar os vazamentos e maximizar a confiabilidade hidráulica e a eficiência energética, simultaneamente.

Os objetivos específicos que devem ser buscados para alcançar o propósito geral são definidos a seguir:

- Análise detalhada da literatura sobre as técnicas de otimização relacionadas com a localização e configuração de válvulas redutoras de pressão e sobre relações entre energia e vazamentos no sistema de distribuição de água.
- Estudo das funções objetivos, as quais relacionam a interação entre os dispositivos de controle e o modelo do sistema de distribuição.
- Desenvolvimento de código computacional que integre o módulo de simulação hidráulica e o módulo de otimização.
- Realização de simulações orientadas para investigar estudos de caso reportados na literatura.

3 REVISÃO DA LITERATURA

A revisão bibliográfica deste trabalho está orientada ao contexto técnico-científico, disponível na literatura, ao desenvolvimento das aplicações. Julga-se, portanto pertinente, analisar trabalhos relacionados com:

1. Caracterização das perdas e suas causas. Perdas por vazamentos e métodos de cálculo, formas de controle das perdas reais através de estruturas de controle.
2. A problemática do desperdício de água no contexto brasileiro, a partir de um panorama geral dos sistemas públicos de abastecimento.
3. Relações entre energia mecânica e variáveis hidráulicas de sistemas de distribuição, visando a obter uma função entre a eficiência energética e a hidráulica do modelo de rede.
4. Otimização multiobjetivo aplicada a sistemas de distribuição, em procura das definições de maximização e minimização quando se consideram objetivos múltiplos e das estruturas dos algoritmos evolucionários necessários para obter as soluções ótimas.

3.1 Caracterização Funcional das Perdas e suas Causas

Farley e Trow (2003) afirmam que as perdas de água estão presentes em todos os sistemas de distribuição, e que o volume de água perdida é variável entre diferentes sistemas, em função das características das tubulações, da política operacional da companhia de água, do nível da tecnologia e da regulação do setor. Além disso, esses autores observam que os componentes das perdas e suas significâncias relativas mudam consideravelmente quando se comparam índices de diferentes países e também de diferentes regiões de um

mesmo país. Uma das dificuldades de uma estratégia para o controle de perdas é, portanto, compreender a relação entre os elementos que compõem as perdas, partindo de sua caracterização. A seguir, apresenta-se a composição do balanço hídrico das perdas em sistemas de distribuição de água, seguindo o padrão internacional da *International Water Association* (IWA). Posteriormente, descreve-se as causas principais das perdas.

3.1.1 Componentes do balanço hídrico

O padrão internacional do balanço hídrico foi apresentado originalmente por Lambert e Hirner (2000), Alegre *et al.* (2000), como parte das publicações da IWA sobre perdas de água e indicadores de desempenho nos sistemas de distribuição de água, no âmbito do Grupo de Trabalho sobre Perdas de Água da entidade. Segundo Farley e Trow (2003), antes desse trabalho, existia uma grande diversidade de formatos e denominações, que impossibilitavam a padronização de uma terminologia comum aos volumes de água em um sistema de distribuição. A Figura 3.1 apresenta os componentes do balanço hídrico segundo a IWA.

Volume Fornecido ao Sistema	Consumo Autorizado	Consumo autorizado faturado	Consumo Medido Faturado	Água Faturada
			Consumo Não Medido Faturado	
		Consumo Autorizado Não Faturado	Consumo Medido Não Faturado	Água Não Faturada (ANF)
			Consumo Não Medido e Não Faturado	
	Perdas de Água	Perdas Aparentes	Consumo Não Autorizado	
			Imprecisão nos Hidrômetros	
		Perdas Reais	Vazamentos nas Adutoras e/ou na Rede de Distribuição	
			Vazamentos e Extravasões em Reservatórios	
			Vazamentos em Ligações até o Hidrômetro	

FIGURA 3.1 - Componentes do balanço hídrico para sistemas de distribuição de água, segundo o padrão da IWA (LAMBERT, 2003)

Lambert (2003) define os componentes mais importantes da Figura 3.1 da seguinte maneira: o *volume fornecido ao sistema* é o volume de água fornecido à parte do sistema de abastecimento (setor) que se analisa. O *consumo autorizado* corresponde ao volume de água consumida pelos usuários registrados, pelo prestador de serviços e por outros que estão implícita ou explicitamente autorizados para o consumo. Inclui-se nesta categoria

a água exportada (se for o caso) e o volume de perdas por vazamentos e extravasamentos posteriores ao hidrômetro do usuário. A *Água Não Faturada* (ANF), é a diferença entre o volume fornecido ao sistema e o consumo autorizado. A composição da ANF depende do *consumo autorizado não faturado* e das perdas de água. As *perdas de água* representam a diferença entre o volume fornecido ao sistema e o consumo autorizado, as quais são classificadas em perdas aparentes e as perdas reais. As perdas aparentes consistem do *consumo não autorizado* e das *imprecisões nos hidrômetros* (i.e., todo tipo de erros de medição do consumo dos usuários). As *perdas reais* correspondem ao volume anual de água perdida através de vazamentos no sistema, causados pelo rompimentos de adutoras, aberturas e orifícios em tubulações, uniões e ligações de serviço e fissuras nas impermeabilizações de reservatórios prévias ao hidrômetro do usuário.

Segundo Gonçalves e Alvim (2005), as perdas operacionais, causadas por procedimentos como lavagem de filtros, lavagem e descargas de redes, descargas em hidrantes, limpeza e extravasamentos em reservatórios, também pertencem à categoria de perdas reais. Esses autores afirmam que, no contexto brasileiro, não está definido o uso do consumo operacional na contabilização das perdas, motivo pelo qual a maioria das companhias considera esse consumo como perda real.

Com relação ao consumo autorizado não faturado, Farley e Trow (2003) afirmam que o mesmo representa normalmente um componente pequeno do balanço hídrico (menos de 1% do volume fornecido ao sistema), incluindo itens como: combate e treinamento contra incêndios, descargas de adutoras e sistemas de esgoto, limpeza de tanques dos prestadores de serviço, enchimento de carros-tanque, água tomada de hidrantes, limpeza de ruas, irrigações de jardins municipais, fontes públicas, etc. A água para estes fins pode ser faturada ou não faturada, medida ou não medida, de acordo com as práticas locais.

A Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR), apresenta um organograma de como as perdas podem estar distribuídas, em termos percentuais, em um sistema de abastecimento. A Figura 3.2 ilustra os resultados da estimativa da SANEPAR, onde observa-se que as perdas de água estão, na sua maioria, associadas às perdas reais nos sistemas de condutos (i.e., rede de distribuição propriamente dita) e a erros de medição, principalmente nas unidades consumidoras.

As experiências de técnicos da Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento (SANASA) de Campinas, São Paulo, estabelecem que a maior quantidade de ocorrências

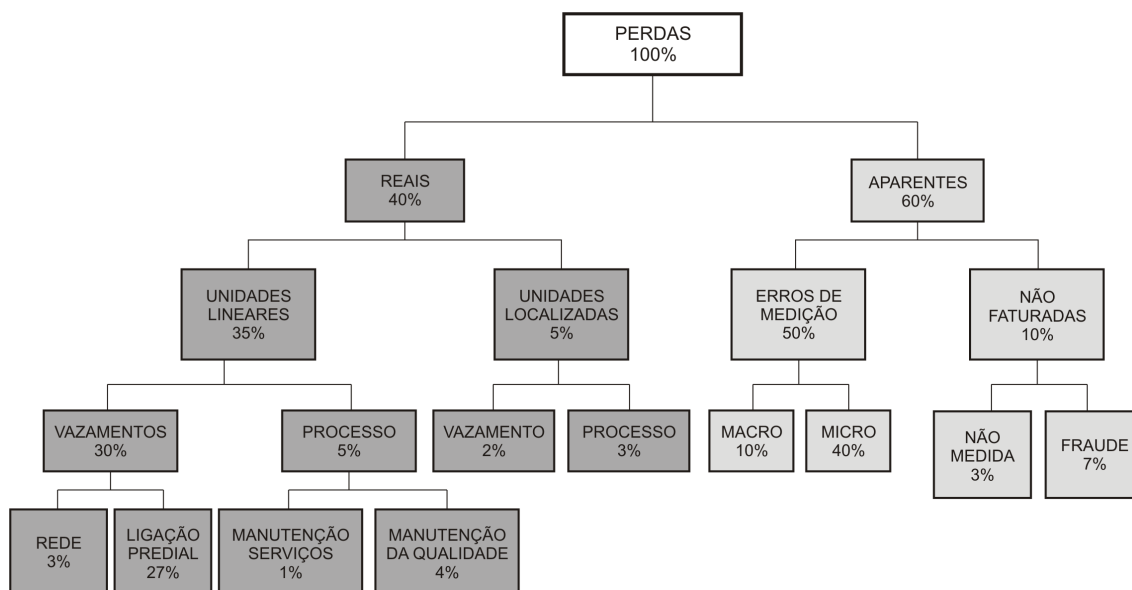


FIGURA 3.2 - Hipótese de distribuição de perdas de água em um sistema de abastecimento (ARAÚJO, 2005)

de vazamentos está nos ramais prediais (entre 70 e 90% da quantidade total de ocorrências). Em termos de volume perdido, a maior incidência está nas tubulações da rede distribuidora (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004).

A redução das perdas reais permite diminuir os custos de produção, mediante a diminuição do consumo de energia, de produtos químicos e outros, e utilizar as instalações existentes para aumentar a oferta sem necessidade de expansão do sistema produtor. Por outro lado, a redução das perdas aparentes permite aumentar a receita tarifária, melhorando a eficiência dos serviços prestados e o desempenho financeiro do prestador de serviços (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004).

3.1.2 Causas das perdas nos sistemas de distribuição de água

As causas e a magnitude das perdas, assim como a natureza das ações para seu controle, podem ser sensivelmente diferentes nos diversos componentes de um sistema de abastecimento de água. É desejável que o controle de perdas seja feito por subsistema. Pode-se dividir o programa de controle nos seguintes subsistemas: (1) adução de água bruta, que compreende a captação e adução de água bruta; (2) tratamento, na ETA ou unidade de tratamento simplificado; (3) reservação; (4) adução de água tratada, que consiste nas adutoras e subadutoras de água tratada e instalações de recalque; e (5) distribuição, que compreende a rede de água tratada e ramais prediais. Essa subdivisão facilita o diag-

nóstico das perdas no sistema de abastecimento e a orientação para ações preventivas e corretivas.

A categoria número (5) das citadas acima, isto é, o sistema de distribuição de água tratada e ramais, é a que corresponde ao escopo deste trabalho. As perdas reais que ocorrem nos sistemas de distribuição de água são muitas vezes elevadas e se encontram dispersas, fazendo com que as ações corretivas se tornem complexas, onerosas e de retorno duvidoso, se não forem realizadas com critérios e controles técnicos rígidos.

Segundo Silva, Conejo e Marcka (2004), as prováveis causas de rompimentos ou falhas que provocam vazamentos nas redes hidráulicas, em função da fase de desenvolvimento do sistema de distribuição, podem ser classificadas em quatro grupos: (1) planejamento e projeto, (2) construção, (3) operação e manutenção, e (4) expansão, descritos por esses autores na seguinte maneira:

As falhas presentes durante o planejamento e o projeto são causadas, principalmente, por deficiências nas estimativas das demandas ao longo do tempo, falta de cálculo de transientes e não estabelecimento de regras para a futura operação dos sistemas. Na fase de construção, as causas possíveis de falhas são o controle inadequado da qualidade dos materiais de construção e dos procedimentos de armazenamento, transporte e instalação; o uso de ferramentas e equipamentos inadequados, a falta de treinamento dos operários e as deficiências na fiscalização, constituem outras causas de futuros problemas originadas no processo de execução de obras. A respeito da operação e manutenção, as falhas ocorrem, principalmente, pela falta de uma adequada organização operacional e do estabelecimento de políticas sólidas de manutenção preventiva e corretiva. Finalmente, na etapa de expansão do sistema, os erros cometidos estão relacionados às manobras inadequadas que continuamente devem ser realizadas pela ausência de um planejamento integral dos sistemas. A Tabela 3.1 apresenta a classificação das causas de falhas de acordo com Silva, Conejo e Marcka (2004).

Covas (1998) identifica vários fatores que poderiam influenciar as perdas nos sistemas de distribuição de água. Em primeiro lugar, é mencionado que as pressões elevadas na rede tornam o sistema suscetível à ocorrência de vazamentos bem como a freqüentes rupturas por fadiga do material das tubulações e acessórios. Por outro lado, as inadequadas manobras operacionais podem propiciar a ocorrência de transientes ou golpe de aríete, causando rupturas e desencaixe de tubos, entre outros efeitos de origem dinâ-

TABELA 3.1 - Critérios de avaliação preliminar da eficiência do sistema

Fase da falha	Causa da falha	Causa da ruptura
Planejamento e projeto	subdimensionamento	sobrepessão
	ausência de ventosas	subpessão
	cálculo de transientes	sub e sobrepressão
	regras de operação	sub e sobrepressão
	setorização	sobrepessão
Construção	treinamento	sub e sobrepressão
	construtivos	
	materiais	
	peças	
	equipamentos	
Operação	treinamento	
	enchimento	sub e sobrepressão
	esvaziamento	subpessão
	manobras	sub e sobrepressão
	ausência de regras	sub e sobrepressão
Manutenção	treinamento	sub e sobrepressão
	sem prevenção	
	mal-feita	
	interação operação/usuário	
	tempo de resposta	
Expansão	sem projeto	sub e sobrepressão
	sem visão conjunta	sub e sobrepressão
Fonte: Silva, Conejo e Marcka (2004)		

mica. As condições estruturais dos componentes do sistema, tais como materiais que os conformam, tempo de instalação, qualidade da água (internamente) e proteção contra a corrosão (externamente) podem também provocar vazamentos. O modo de construção, quando não considera o apropriado controle da qualidade dos materiais (quanto a resistência e durabilidade), o correto assentamento das tubulações e a proteção das mesmas com recobrimentos suficientes, leva a futuras rupturas por flexão ou torção dos componentes da rede. As características do solo, no qual estão assentadas as tubulações, são determinantes para as perdas, principalmente quando ocorrem infiltrações freqüentes de água, de qualquer origem, capazes de arrastar partículas finas do solo e assim causar assentamentos diferenciais nas tubulações que debilitam as uniões. A freqüente passagem de veículos pesados sobre os condutos pode danificá-los pelo efeito do esmagamento, em algum tempo, quando o material que os conforma não apresenta a resistência suficiente. Finalmente, a inexistência de um sistema de monitoramento e controle da rede, tipo SIG

(Sistema de Informação Geográfica) e/ou SCADA (Sistema de Controle e Aquisição de Dados), que permita acessar às diversas zonas de medição do sistema, dificulta as tarefas de detecção e atenuação de perdas.

Lambert, Myers e Trow (1998) chegam a apontar que 45 a 75% dos vazamentos são devido a rupturas nas tubulações, 11 a 37% deve-se à construção, 8 a 13% deve-se a falhas nas uniões e de 5 a 6% deve-se à corrosão. Esses autores afirmam que o volume de perdas que é permitido em um sistema de distribuição está relacionado diretamente às políticas da empresa prestadora de serviços, que podem ser classificadas em quatro grupos: (1) recursos financeiros e humanos, como fatores significativos da abrangência e de efetividade das ações de gestão e operação; (2) condições da infraestrutura, em termos da qualidade dos materiais e da instalação, das pressões do sistema e das políticas de substituição e reabilitação; (3) atitude institucional, que envolve o interesse dos governos e autoridades municipais como fatores que influenciam diretamente a organização e operação da rede e (4) políticas de controle de perdas, que determina o nível de atividade voltado ao monitoramento e controle de perdas.

Arreguín-Cortes e Ochoa-Alejo (1997) identificam as causas e relacionam os vazamentos, em sistemas de distribuição, com: qualidade da água, tecnologia e materiais utilizados na construção da rede, pressões de operação, idade do sistema e as práticas de operação e manutenção da companhia de águas. Esses autores indicam, ainda, que os vazamentos ocorrem em uma rede quando as tubulações apresentam quebras longitudinais e/ou circunferenciais, corrosão, uniões deficientes entre si, ou esmagamentos. As fissuras circunferenciais são causadas por vibrações de cargas dinâmicas na superfície. As quebras longitudinais são devidas à fadiga, defeitos de fabricação ou golpe de ariete. A corrosão e as falhas em válvulas são defeitos relacionados também com a fabricação dos produtos. As uniões não estanques e os esmagamentos podem ser o resultado de práticas inadequadas de construção.

Os materiais e equipamentos utilizados e os procedimentos adotados na implementação de um sistema de abastecimento estão continuamente evoluindo, do ponto de vista tecnológico. Com isso, a seleção de materiais e equipamentos, a inspeção, os procedimentos construtivos e a fiscalização para o recebimento da obra têm um peso considerável sobre a qualidade do sistema e sua vida útil, devendo ser valorizados para que as perdas sejam desprezíveis em novos sistemas. A automação é outro item relevante, podendo ser

implementada gradualmente e setorialmente, reduzindo a possibilidade de manobras e operações inadequadas praticadas por operadores (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004).

3.1.3 Índices de perdas

Os índices ou indicadores de perdas devem oferecer bases seguras para o planejamento das ações de redução e controle, possibilitar a análise de desempenho, permitindo a comparação entre diferentes sistemas e operadores de serviços; bem como contribuir na definição de políticas públicas para o setor saneamento (MIRANDA; KOIDE, 2003).

3.1.3.1 Classificação dos índices de perdas

As propostas apresentadas por Alegre *et al.* (2000) e Silva, Conejo e Marcka (2004) recomendam organizar os indicadores em categorias, de acordo com a dificuldade de obtenção dos dados que os compõem e com os objetivos da avaliação que se pretende fazer. Assim a diversidade de indicadores pode ser agrupada em níveis básico, intermediário e avançado. A Figura 3.3 apresenta os indicadores de perdas, de acordo com a anterior classificação, os quais serão posteriormente definidos.

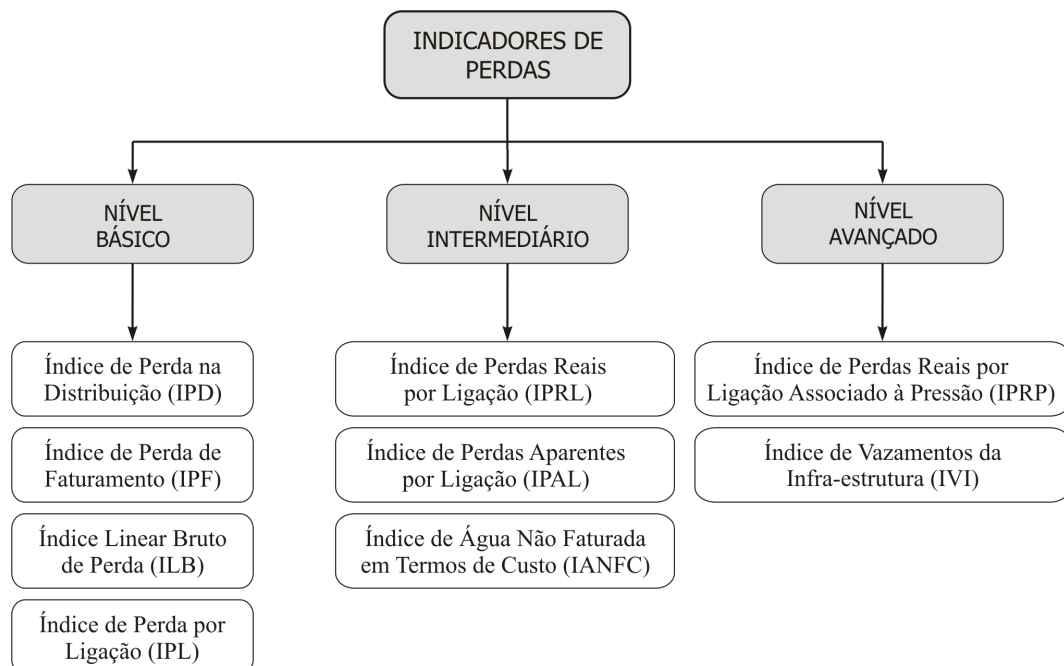


FIGURA 3.3 - Classificação dos índices de perdas (MIRANDA; KOIDE, 2003)

De acordo com Silva, Conejo e Marcka (2004), o *nível básico* é composto por indicadores derivados de informações técnicas mínimas, exigíveis de todos os sistemas indistintamente; fornece uma síntese da eficiência e da eficácia do operador. O *nível intermediário*, segundo esses autores, compreende indicadores derivados de informações técnicas específicas mais refinadas do que as utilizadas nos indicadores do nível básico; permite um conhecimento mais pormenorizado que os indicadores do nível básico, para uma análise mais profunda. Ainda Silva, Conejo e Marcka (2004), afirmam que o *nível avançado* está composto por indicadores derivados de informações técnicas que, adicionalmente aos atributos das anteriores (níveis básico e intermediário), envolvem um grande esforço de monitoramento e controle operacional, utilizando técnicas e equipamentos mais sofisticados; indicadores com maior detalhe específico, relevantes para a gestão do operador.

3.1.3.2 Informações-chave

As informações técnicas e gerenciais que compõem diretamente os índices de desempenho, são denominadas informações-chave (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004). Tais informações são apresentadas na Figura 3.4 em correspondência com os níveis de classificação dos índices de perdas aos que pertencem.

Nível básico

Silva, Conejo e Marcka (2004) definem as informações chave para os indicadores no nível básico na maneira descrita a seguir. O *volume disponibilizado (VD)* é definido como

$$VD = VP + VEx + VIm \quad (3.1)$$

onde VP , VEx e VIm são, respectivamente, os volumes produzido, exportado e importado. O *volume produzido* compreende os volumes efluentes das estações de tratamento simplificado no sistema de abastecimento considerado; o *volume importado* representa os volumes de água potável, com qualidade para pronta distribuição, recebidos de outras áreas de serviço e/ou de outros agentes produtores; o *volume exportado* é constituído pela água potável, com qualidade para pronta distribuição, transferida para outras áreas de serviço e/ou para outros agentes distribuidores.

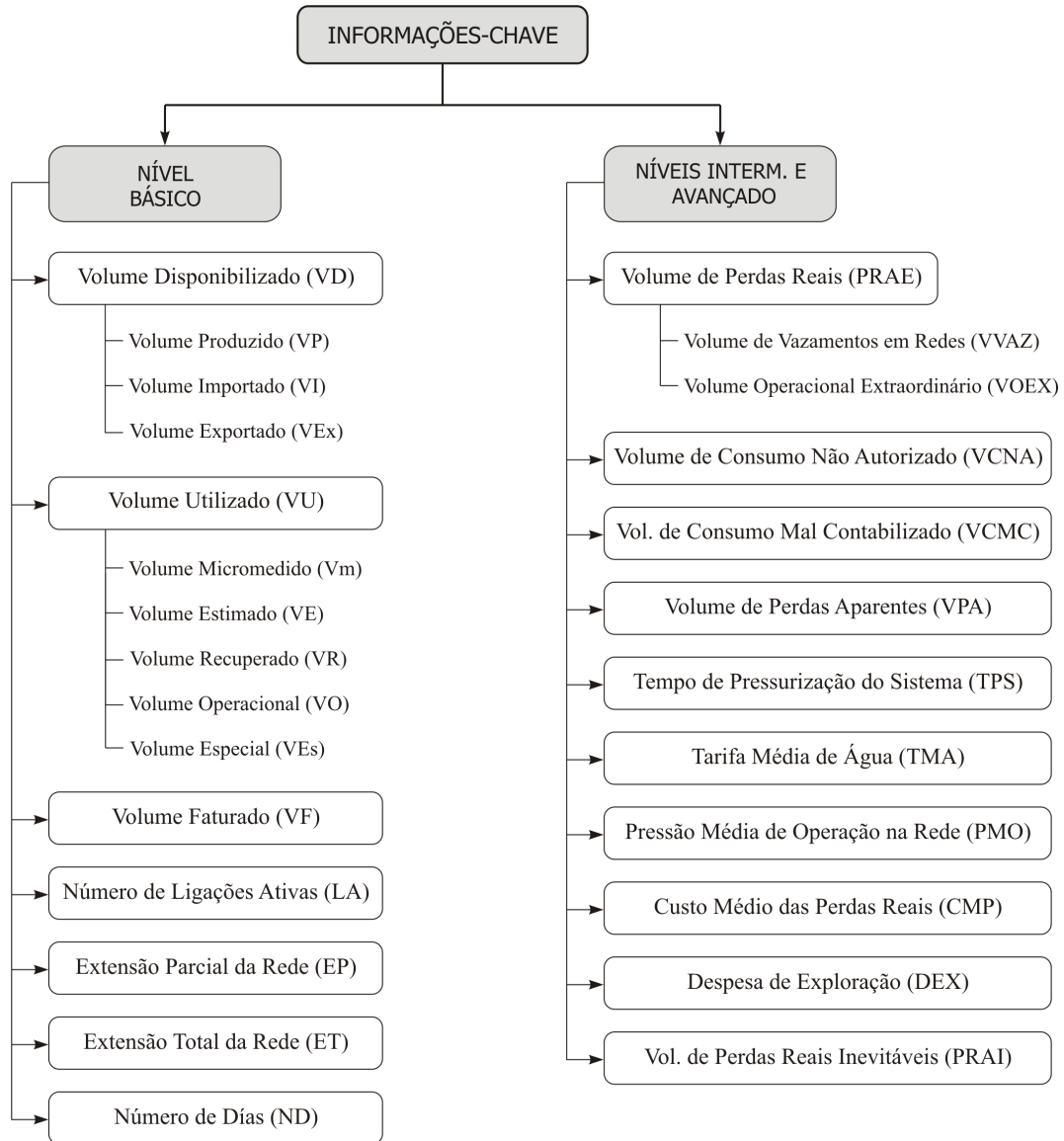


FIGURA 3.4 - Informações chave para construção de índices de perdas (MIRANDA; KOIDE, 2003)

O *volume utilizado (VU)* é definido através da seguinte equação:

$$VU = Vm + VE + VR + VO + VEs \quad (3.2)$$

onde Vm , VE , VR , VO e VEs são, respectivamente, os volumes micromedido, estimado, recuperado, operacional e especial. O *volume micromedido* compreende os volumes de água registrados nas ligações providas de medidores; o *volume estimado* corresponde à estimativa de consumo a partir dos volumes micromedidos em áreas com as mesmas características da estimada, para as mesmas categorias de usuários; o *volume recuperado* corresponde à neutralização de ligações clandestinas e fraudes; o *volume operacional* é

formado pela água utilizada em testes de estanqueidade e desinfecção das redes (adutoras, sub-adutoras e distribuição); e o *volume especial* compreende os volumes (preferencialmente medidos) destinados para corpo de bombeiros, caminhões-pipa, suprimentos sociais e uso próprio nas edificações do prestador de serviços.

Silva, Conejo e Marcka (2004) definem também os restantes componentes dos índices de perdas: o *volume faturado (VF)* compreende todos os volumes de água medida, presumida, estimada, contratada, mínima ou informada, faturados pelo sistema comercial do prestador de serviços. O *número de ligações ativas (LA)* representa as conexões de serviço providas ou não de hidrômetro, que contribuem para o faturamento mensal. A *extensão parcial da rede (EP)* compreende o comprimento de adutoras, sub-adutoras e redes de distribuição, sem considerar os ramais prediais. A *extensão total da rede (ET)* representa o comprimento total de adutoras, sub-adutoras, redes de distribuição e ramais prediais. O *número de dias (ND)* é a quantidade de dias correspondentes aos volumes trabalhados.

Níveis intermediário e avançado

O *volume de perdas reais (PRAE)* é definido por Miranda e Koide (2003) como o volume de perdas reais de água no sistema em pressão, até o ponto de medição do usuário, referente aos volumes operacionais extraordinários e aos vazamentos nas redes. Esses autores representam o PRAE como

$$PRAE = VVAZ + VOEX \quad (3.3)$$

onde *VVAZ* é o volume de vazamentos nas redes e *VOEX* o volume operacional extraordinário. O *volume de vazamentos nas redes* é constituído pelas perdas físicas de água causadas por vazamentos e rompimentos nas adutoras, redes e ramais prediais, até o ponto de medição do usuário, com o sistema em pressão. O *volume de usos operacionais extraordinários* representa aquele destinado à operação da rede e reservatórios, com caráter incidental, correspondendo a extravasões ocasionais em reservatórios, a comportas mal fechadas, a usos operacionais superiores aos estritamente necessários e outros, com o sistema em pressão.

Miranda e Koide (2003) definem também outro grupo de informações chave, de acordo com a ordem estabelecida na Figura : O *volume de consumo não autorizado*

(*VCNA*) constitui o volume de água consumido sem autorização, que inclui usos em ligações clandestinas, furto e usos ilícitos diversos. O *volume de consumo mal contabilizado (VCMC)* compreende à estimativa de volumes de água consumidos mas não contabilizados devido imprecisão ou mau funcionamento dos medidores, omissões e erros de leitura, regras comerciais de limitação do consumo e política de estornos. O *volume de perdas aparentes (VPA)* compreende os volumes de consumo não autorizado e/ou mal contabilizados (já definido na seção 3.1.1).

O *tempo de pressurização do sistema (TPS)* é definido por Miranda e Koide (2003) como a quantidade de horas em que o sistema está sob pressão, no período considerado na análise, sem considerar interrupções devidas a avarias imprevistas do sistema, a reparações correntes ou a trabalhos de reabilitação. A *tarifa média de água (TMA)*, segundo esses autores, é a tarifa média em R\$/m³ para consumidores diretos (residenciais, comerciais, industriais, e públicos), excluídas receitas de venda de água no atacado. A *pressão média de operação na rede (PMO)* é a pressão (m) correspondente à média noturna quando o sistema está em pressão. O *custo médio das perdas reais (CMP)* representa o custo marginal de longo prazo (R\$/m³), relativo às origens próprias de água. A *despesa de exploração (DEX)* representa os custos totais de operação e manutenção (R\$/m³), incluindo custos de pessoal, serviços de terceiros, energia elétrica, produtos químicos, taxas e impostos, custos de água importada e outras despesas.

As *perdas reais inevitáveis (PRAI)* foram definidas no início da seção 3.3. Segundo Gonçalves e Alvim (2005), as PRAI expressam a perda mínima desejável para um sistema, considerando as perdas ideais por ligação e por extensão da rede a uma dada pressão, ou seja, a partir das características de cada sistema, podem-se calcular as perdas reais inevitáveis específicas do mesmo. Os autores indicam que é recomendável utilizar fatores de escala para o cálculo de PRAI, isto é, indicadores que relacionam volume perdido e as características do sistema (extensão de rede, número de ligações, pressão, etc.). A Tabela 3.2 apresenta os fatores de escala propostos por Lambert *et al.* (1999).

Os valores da Tabela 3.2 são coeficientes na eq.(3.4), onde todos os termos foram definidos anteriormente como informações chave.

$$PRAI = [18 \cdot EP + 0,8 \cdot LA + 25 \cdot (ET - EP)] \cdot \frac{PMO}{1000} \text{ (m}^3\text{/dia)} \quad (3.4)$$

TABELA 3.2 - Componentes das perdas anuais inevitáveis

Componentes da Infra-estrutura	Vazamentos Inerentes	Rompimentos Visíveis	Rompimentos não Visíveis	PRAI Total	Unidades
Rede	9,6	5,8	2,6	18,0	L/km/dia/m
Ramais até a testada do lote	0,6	0,04	0,16	0,8	L/lig/dia/m
Ramais após a testada do lote	16,0	1,9	7,1	25,0	L/km/dia/m

Fonte: Lambert *et al.* (1999)

3.1.3.3 Índices de perdas

São definidos a seguir os índices de perda em correspondência com os níveis básico, intermediário e avançado, de acordo com a classificação ilustrada na Figura 3.3. Todos os termos das equações para o cálculo dos índices representam as informações-chave que foram anteriormente definidas e que estão resumidas na Figura 3.4.

Nível básico

De acordo com Silva, Conejo e Marcka (2004), o *índice de perda na distribuição (IPD)* relaciona o volume disponibilizado com o volume utilizado. Os autores afirmam que a diferença entre esses dois volumes constitui uma parcela não contabilizada, que incorpora o conjunto das perdas reais e aparentes no sistema de distribuição considerado, sendo essas últimas em grande parte associadas aos desvios de medição (macro e micro). O IPD é determinado através da seguinte equação:

$$IPD = \frac{VD - VU}{VD} \cdot 100 \quad (3.5)$$

Pela facilidade de cálculo, este índice de perdas é amplamente adotado no Brasil, porém não deve ser utilizado isoladamente para medir desempenho (GONÇALVES; ALVIM, 2005). Entretanto, a título de análise superficial, podem se considerar os critérios de avaliação preliminar apresentados na Tabela 3.3.

O *índice de perda de faturamento (IPF)* expressa, segundo Silva, Conejo e Marcka (2004), a relação entre o volume disponibilizado e o volume faturado. Os autores indicam que o IPF é uma composição de perdas reais e aparentes que, além daquelas atribuídas a desvios de medição, incorporam volumes utilizados não cobrados, como o volume especial

TABELA 3.3 - Critérios de avaliação preliminar da eficiência do sistema

IPD	Qualificação
$IPD > 40\%$	Sistema com mau gerenciamento
$40\% > IPD > 25\%$	Sistema com gerenciamento de nível intermediário
$IPD < 25\%$	Sistema com bom gerenciamento

Fonte: Gonçalves e Alvim (2005)

e o volume operacional. Por isso, mesmo na perspectiva da maior precisão, em termos estatísticos, dos valores de macro e micromedição, este indicador sempre estará expressando uma parcela de volumes que não são fisicamente perdidos. Utiliza-se a eq.(3.6) para calcular o IPF.

$$IPF = \frac{VD - VF}{VD} \cdot 100 \quad (3.6)$$

O *índice linear bruto de perda (ILB)*, relaciona a diferença entre o volume disponibilizado e volume utilizado à extensão parcial da rede. Esse indicador, de acordo com Silva, Conejo e Marcka (2004), é válido para comparar o desempenho entre serviços, sempre que indicadores de desempenho compatíveis sejam envolvidos. Esse indicador incorpora perdas reais e aparentes, uma vez que não se controlam os desvios sistemáticos de medição. Devido à aplicação parcial da extensão das redes do sistema como denominador (pois não foram incluídos os ramais prediais), obtém-se um valor mais conservador do que o índice linear de perdas geralmente calculado em outros países, que incorpora as extensões dos ramais prediais. Ainda Silva, Conejo e Marcka (2004), afirmam que os indicadores utilizados em outros países incorporam as perdas aparentes no numerador para determinar o ILB e que a divulgação desse indicador deve ser feita com cautela, levando em conta as diferenças mencionadas. A seguinte equação permite calcular o ILB:

$$ILB = \frac{VD - VU}{EP \cdot ND} \quad (3.7)$$

Silva, Conejo e Marcka (2004) estabelecem que o *índice de perda por ligação (IPL)*, como o ILB, é um indicador volumétrico de desempenho, mais preciso que os percentuais. Relaciona a diferença entre volume disponibilizado e volume utilizado ao número de

ligações ativas. As magnitudes obtidas para esse indicador serão próximas às que seriam obtidas em indicadores análogos usados no exterior, a não ser pelo fato de que a diferença entre volume disponibilizado e volume utilizado expressa ainda uma parcela não desprezível de perdas aparentes. Por isso, ainda que com menos distorções que o ILB, este também não deve ser utilizado na comparação com índices calculados por prestadores de serviços de outros países, os quais contem apenas as perdas reais. A eq.(3.8) permite calcular o IPL.

$$IPL = \frac{VD - VU}{LA \cdot ND} \quad (3.8)$$

Nível intermediário

De acordo com Miranda e Koide (2003), o *índice de perdas reais por ligação (IPRL)* relaciona o volume de perdas reais (*PRAE*), o número de ligações ativas e o tempo de pressurização do sistema, na forma expressa pela seguinte equação:

$$IPRL = \frac{24 \cdot PRAE}{LA \cdot TPS} \quad (3.9)$$

O *índice de perdas aparentes por ligação (IPAL)* relaciona o volume de perdas aparentes, o número de ligações ativas e o número de dias correspondentes aos volumes trabalhados, de acordo com a eq.(3.10) (MIRANDA; KOIDE, 2003).

$$IPAL = \frac{VPA}{LA \cdot ND} \quad (3.10)$$

O *índice de água não faturada em termos de custo (IANFC)* relaciona o volume de consumo autorizado não faturado (soma dos volumes operacional, recuperado e especial), o volume de perdas aparentes, a tarifa média de água, o volume de perdas reais, o custo médio das perdas reais e a despesa de exploração, de acordo com a eq.(3.11) (MIRANDA; KOIDE, 2003).

$$IANFC = \frac{(VO + VR + VEs + VPA) \cdot TMA + PRAE \cdot CMP}{DEX} \quad (3.11)$$

Nível avançado

O *índice de perdas reais por ligação associado à pressão (IPRP)* relaciona o volume de perdas reais, o número de ligações ativas, a pressão média de operação da rede e o número de dias correspondentes aos volumes trabalhados, como expresso na eq.(3.12) (MIRANDA; KOIDE, 2003).

$$IPRP = \frac{PRAE}{LA \cdot PMO \cdot ND} \quad (3.12)$$

O *índice de vazamentos da infra-estrutura (IVI)* é conformado pela relação entre o volume de perdas reais e o volume de perdas reais inevitáveis, de acordo com a eq.(3.13) (MIRANDA; KOIDE, 2003).

$$IVI = \frac{PRAE}{PRAI} \quad (3.13)$$

O *IVI* expressa o quanto um determinado sistema está próximo ou distante de uma possível condição ideal da sua infra-estrutura. Os autores afirmam que utiliza-se o *IVI* pode comparar a eficiência do gerenciamento das perdas reais entre operadoras e sistemas de água, uma vez que o uso isolado do índice de perdas não permite uma avaliação em sistemas com diferentes características. Sistemas com Índice de Vazamento na Infra-estrutura próximo de 1 podem ser considerados como sistemas com bom gerenciamento da infraestrutura, e a medida que o índice afasta de 1, o gerenciamento do sistema piora.

3.1.3.4 Indicadores de confiabilidade das informações chave

De acordo com Silva, Conejo e Marcka (2004), são indicadores de controle ou confiabilidade aqueles que permitem avaliar a confiabilidade das informações chave, mas que não figuram diretamente na composição dos indicadores de perdas. Por exemplo, a confiabilidade do volume utilizado dependerá dos seguinte indicadores de controle: (1) macromedição na saída das ETAs, (2) macromedição de volumes importados nas adutoras de água tratada, (3) macromedição de volumes exportados nas adutoras de água tratada e (4) controle sobre desvios sistemáticos de macromedição. Esses indicadores, basicamente, relacionam os volumes que são medidos com os volumes totais de cada categoria e têm um valor entre 0 e 1 (ou entre 0 e 100%) associado a cada um deles. Para se obter um valor de confiabilidade aplicável ao volume disponibilizado, é preciso obter um índice de macromedição com base na média ponderada dos indicadores (1) a (3) que deve ser multiplicada pelo indicador (4). Assim, existem diferentes critérios para determinar os índices de confiabilidade para

cada uma das informações chave, que levam à obtenção de indicadores de confiabilidade para cada índice de perdas.

O estudo detalhado da construção dos indicadores de controle não é o objetivo do presente trabalho, portanto, simplesmente se indica, de acordo com a informação provida por Silva, Conejo e Marcka (2004), que podem-se estabelecer quatro faixas de validade de informações associadas ao conhecimento estatístico dos componentes das informações que conformam os indicadores, conforme a Tabela 3.4.

TABELA 3.4 - Aplicação da escala de confiabilidade no gerenciamento de informações

Faixa de variação	Condições de validade da informação
0,80 a 1,00	Informação plenamente confiável para fins de previsão de demanda, planejamento de oferta e comparação entre serviços
0,60 a 0,79	Informação parcialmente confiável, com restrições sobre o uso para comparação entre serviços
0,30 a 0,59	Aproximação de tendências, utilizável apenas para a fixação imediata de prioridade internas, sem segurança sobre comportamentos futuros e inválida para fins de comparação entre serviços
0 a 0,29	Informação não utilizável, é o mesmo que não tê-la

Fonte: Silva, Conejo e Marcka (2004)

3.1.4 Breve Panorama dos Sistemas Brasileiros

O governo federal criou em 1971 o Plano Nacional de Saneamento (PLANASA), como instrumento para que os Estados brasileiros implementassem, em suas cidades, sistemas de abastecimento de água e de esgoto (OGERA; PHILIPPI, 2005). Foram criadas, assim, Companhias Estaduais de Saneamento Básico às quais foram concedidos os sistemas de saneamento urbano (OGERA; PHILIPPI, 2005). Com esta nova forma de gestão, os serviços de abastecimento de água no Brasil tiveram, de maneira geral, ganhos substantivos de eficiência ao longo das décadas de 70 e 80. No entanto, com a extinção do PLANASA em 1986 (OGERA; PHILIPPI, 2005), uma crise de investimentos abateu-se sobre a maioria dos serviços de abastecimento, determinando uma paralisação ou uma drástica desaceleração do processo de crescimento (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004). Alguns serviços conseguiram, apesar dessas restrições, continuar em uma trajetória de melhoria, enquanto

outros sofreram grandes perdas de uma capacidade técnica que ainda não havia amadurecido o suficiente (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004). Nessas condições, de acordo com Silva, Conejo e Marcka (2004), não seria razoável adotar uma política generalizada de incentivos à aquisição de instrumentos sofisticados de informação. Os autores afirmam, ainda, que antes de se definir uma política específica nessa linha, é preciso definir o real estágio de desenvolvimento dos serviços no que se refere à satisfação da demanda, e só a partir daí traçar uma linha de ação que atenda às necessidades detectadas.

3.1.4.1 Perfil dos sistemas de informação em serviços de saneamento

Silva, Conejo e Marcka (2004) descrevem uma consulta preliminar, realizada em 1998 no âmbito do Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água (PNCDA). Segundo os autores, a consulta foi dirigida a todas as companhias estaduais de saneamento do país e aos dez maiores serviços municipais autônomos, com o propósito de conhecer preliminarmente as condições de trabalho dos serviços brasileiros no que diz respeito aos sistemas de informação. A consulta foi realizada através de diversos questionários estruturados em forma de fornecer informação a respeito dos tipos de instrumentos disponíveis, o propósito da sua utilização, até que ponto seriam integrados entre planejamento, operação e comercialização, e com que estágio de desenvolvimento operacional básico (macro e micromedição) conviveriam.

Os resultados da consulta do PNCDA foram classificados por área geográfica e analisados em números absolutos e percentuais, sendo estes últimos relativos aos totais, uma vez que não se discriminaram os resultados pela natureza dos prestadores de serviço (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004). Segundo Silva, Conejo e Marcka (2004), tais resultados revelam que uma proporção relativamente elevada de serviços já dispõe de sistemas de georeferenciamento, mesmo que em caráter experimental. A proporção de serviços que dispõe de alguma forma de SIG (cerca de 50%) é próxima à daqueles que possuem alguma forma, ainda que parcial, de macromedição (54%) e de setorização (58%). Por outro lado, cruzamentos feitos a partir dos resultados da pesquisa indicam casos paradoxais de serviços sem macromedição e sem setorização que dispõem de SIG e de dispositivos de telecomando. Algumas tendências regionais foram também detectadas quanto à disponibilidade e a consistência de instrumentos de informação.

Entre as tendências gerais, de acordo com Silva, Conejo e Marcka (2004), observou-se que apenas um pequeno número de serviços (15% no total) dispõe de informações cadastrais altimétricas e um número menor ainda (8%) de integração desta com sistema de aquisição e controle de dados operacionais da rede. Segundo os autores, isso implica que a grande maioria das bases digitalizadas existentes ainda não é utilizável para fins de controle de perdas ocasionadas por pressões excessivas.

Na comparação entre serviços de capital e interior de estado, Silva, Conejo e Marcka (2004) observam que os primeiros são os que concentram a maior proporção de instrumentos de controle avançado, 80% dos serviços de interior não dispõem de sistema georeferenciado, contra apenas 36% das capitais. Quanto aos serviços autônomos, os dois que enviaram resposta apresentam alto nível de acesso a informações avançadas. No entanto, devido à exigüidade da amostra, não se pode definir, nem em caráter preliminar, qualquer tendência mais geral (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004).

Em relação aos dispositivos de aquisição e controle de dados (*SCADA*) e telemetria, Silva, Conejo e Marcka (2004) afirmam que a assimetria em favor das capitais ainda é mais acentuada, uma vez que a totalidade dos municípios de interior operados pelas companhias estaduais de saneamento básico não os possui. No entanto, segundo esses autores, é prematuro afirmar que isso implique qualquer desvantagem em termos de conhecimento da realidade operacional dos prestadores de serviços. Certamente, o porte dos serviços de interior é em média muito menor do que aquele das respectivas capitais, o que pode tornar dispensável o uso de sistemas automáticos de aquisição e controle de dados e de dispositivos telecomandados (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004).

3.1.4.2 Indicadores de perdas no Brasil

Com um propósito ilustrativo apresentam-se a seguir alguns dados referentes a perdas no Brasil e no exterior. No caso brasileiro, são utilizados dados das companhias estaduais (SNIS, 2006), conforme o gráfico da Figura 3.5. Observe-se que os percentuais de água não faturada oscilam entre 24% e 83%. Na mesma fonte, o indicador de micromedição foi relatado, ocorrendo uma variação entre 0% e 67%.

Dados do exterior são apresentados por Silva, Conejo e Marcka (2004) para água não faturada em percentagem e em vazão por quilômetro de rede. As variações relatadas foram de 7% (Singapura, Suíça e Alemanha) até valores entre 25% e 30% (Grã-Bretanha,

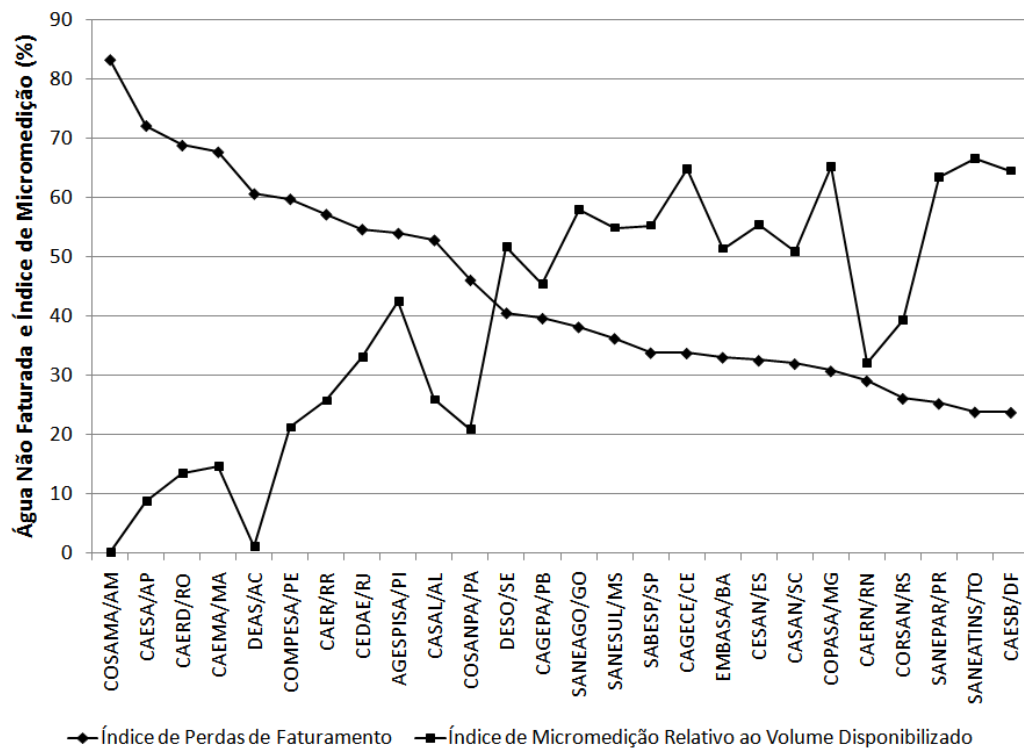


FIGURA 3.5 - Água não faturada nas companhias estaduais de saneamento básico (SNIS, 2006)

Taiwan e Hong Kong), com um valor médio de 17%. Os autores comentam que segundo o trabalho original da IWA tais valores, que foram informados por relatores de cada país, podem estar subestimados. Para o Brasil, segundo o SNIS (2006) o indicador médio de água não faturada é de 39,8%.

A respeito do indicador de perdas por quilômetro de rede, de acordo com Silva, Conejo e Marcka (2004), existe uma enorme variabilidade do indicador de perdas por quilômetro de rede, para diferentes países, com valores em torno de $0,5 \text{ m}^3/\text{h}/\text{km}$ no norte, oeste e sul da Europa; $2 \text{ m}^3/\text{h}/\text{km}$ na Europa Oriental; e quase $4 \text{ m}^3/\text{h}/\text{km}$ no Extremo Oriente. Ainda Silva, Conejo e Marcka (2004), afirmam que uma das dificuldades maiores na comparação entre esses valores está na maneira como são considerados e incluídos os ramais prediais, que podem ter extensão total maior do que as adutoras, subadutoras e redes de distribuição. Além disso, esses autores afirmam que nos países em que há maior controle tende-se a registrar nos indicadores lineares apenas as perdas reais, enquanto naqueles onde os controles e a operação são mais precários, registram-se conjuntamente perdas reais e aparentes, fazendo com que as diferenças entre eles aumente.

No gráfico da Figura 3.6 apresenta-se a variação das perdas (reais e aparentes) registradas por mais de vinte anos na Região Metropolitana de São Paulo, para demonstrar que esse indicador oscila sensivelmente tanto em termos de localização espacial quanto em nível temporal.

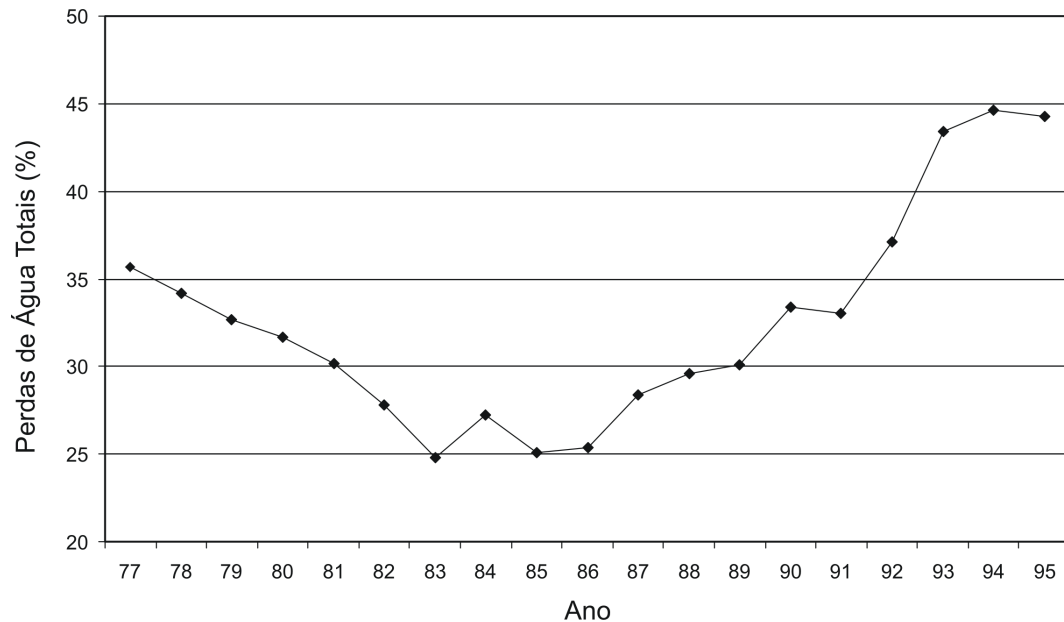


FIGURA 3.6 - Variação das perdas na Região Metropolitana de São Paulo (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004)

No período de 1977 a 1995, as perdas variaram entre aproximadamente 36% em 1977, até quase 45%, em 1994 e 1995. Nesse intervalo, no entanto, as perdas (reais e aparentes) foram reduzidas para aproximadamente 25% em 1983. Segundo Silva, Conejo e Marcka (2004), a partir de 1995 a SABESP passou a desenvolver um forte programa interno de redução de perdas, tendo atingido em 2001 valores pouco acima de 30%. Esses autores afirmam que isso ilustra o fato que o tratamento das perdas deve ter caráter permanente e ser considerado como um programa estratégico dos prestadores de serviços. Caso não se adote tal política, as ações de combate a perdas nem sempre serão efetivas, e os resultados positivos serão temporários (SILVA; CONEJO; MARCKA, 2004).

3.1.4.3 Estratégias de combate às perdas

Uma das ferramentas mais importantes no controle e redução de perdas é a regulação de pressões através de Válvulas Redutoras de Pressão (VRPs). O controle de pressões mediante este tipo de dispositivos deve assegurar as pressões mínimas e máximas permitidas para os consumidores finais, isto é, as pressões estática e dinâmica prefixadas

para garantir um adequado nível de atendimento (GONÇALVES; ALVIM, 2005). Como um exemplo da efetividade do uso das VRP's, apresenta-se na Figura 3.7 a evolução das perdas em um setor do Distrito Federal (DF).

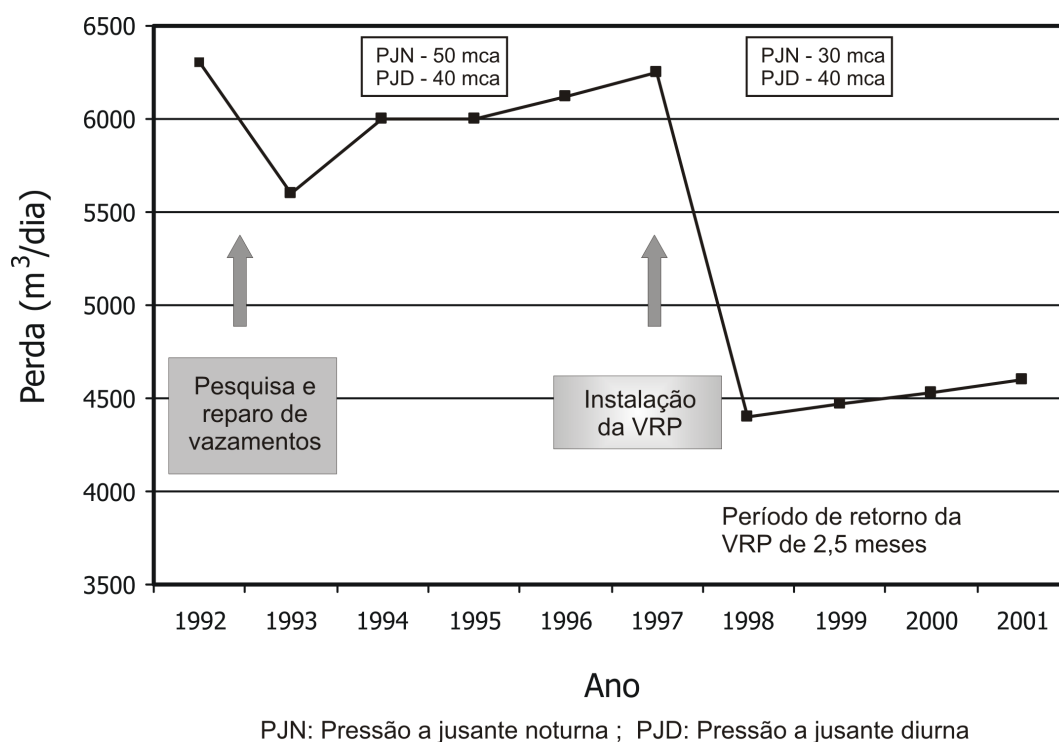


FIGURA 3.7 - Evolução das perdas em um setor do DF, antes e após da VRP (GONÇALVES; ALVIM, 2005)

Gonçalves e Alvim (2005) observa as seguintes etapas no processo de controle de perdas do setor do DF: (1) observa-se uma redução das perdas a partir de março de 1992, data em que foi feita a primeira pesquisa e combate de vazamentos não visíveis, com a utilização de equipamentos eletrônicos; (2) com o passar do tempo, o nível de perdas, inicialmente reduzido, retornou ao patamar inicial de março de 1992; (3) em meados de 1997 foi instalada uma VRP, reduzindo as perdas no setor e estabilizando-as praticamente na mesma faixa.

Destaca-se, a seguir, um exemplo sobre as experiências de uma companhia estadual brasileira para ilustrar ações no combate às perdas em sistemas de abastecimento de água. As informações são extraídas do trabalho de Conejo, Lopes e Marcka (2004) e estão relacionadas ao caso da Companhia de Saneamento do Estado de São Paulo (SABESP), como um exemplo dos programas completos e abrangentes de companhias estaduais de saneamento.

As primeiras ações de controle de perdas realizadas pela SABESP na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) iniciaram-se na década de 70 com intervenções focalizadas na micromedição, a pitometria e a pesquisa de vazamentos não visíveis. Em 1981 foi implementado o plano estadual de controle de perdas (PECOP) e foi se tornando mais abrangente em virtude de incrementos nos recursos financeiros. Em 1984 implantou-se o programa de controle e desenvolvimento da operação (PEDOP) visando a uma ação global de planejamento, controle e operação para reduzir as perdas. Este programa compreendia 8 subprogramas abrangendo redução e controle de vazamentos, micro e macromedição, pitometria, desenvolvimento da operação, revisão de critérios de projeto e construção, cadastro e segurança dos sistemas.

Em 1989 a SABESP iniciou um programa de investimentos de cinco anos, com o objetivo de incrementar os índices de atendimento de água e esgotos além da eficiência operacional da companhia, através da construção de novas instalações para o sistema de abastecimento de água: barragens, estações de tratamento de água, adutoras, reservatórios, redes, etc.; desenvolvimento operacional e institucional: macro e micromedição, pitometria, atendimento ao público, cadastro técnico, desenvolvimento de programas de manutenção e reabilitação, cadastro de consumidores, sistemas comerciais, faturamento e cobrança.

Já no início da década de 90, a SABESP contratou a elaboração do Programa de Redução de Águas Não Faturadas, com os objetivos de identificar o nível real de perdas físicas e não físicas, com base nas medidas adequadas para sua redução, e de gerar rápidos lucros financeiros. Paralelamente, entre 1991 e 1992, foi instituído o Programa Piloto de Controle de Perdas, onde em dois setores de abastecimento de água, Santana e Água Branca, foram desencadeadas ações efetivas de troca de hidrômetros e pesquisa de vazamentos não visíveis. Ainda em 1991, foi desenvolvido o Plano Global de Melhoria da Macromedição do Sistema Integrado de Abastecimento de Água da RMSP. Neste período foram também desenvolvidos os estudos de setorização em quase todos os setores de abastecimento de água da RMSP, com diagnósticos e propostas bastante vinculadas às ações pertinentes ao controle de perdas.

Através de uma consultoria externa a SABESP formatou, entre 1991 e 1993, um programa de redução de águas não faturadas na RMSP. Naquela ocasião o índice de perdas era de 40%, e a produção total de água de 52 m³/s. Os trabalhos do estudo foram subdivididos em três fases:

- Fase 1: Pesquisa inicial e estruturação de um programa de ação imediata destinado à constituição de um banco de dados;
- Fase 2: Pesquisa de campo em áreas previamente selecionadas (totalizando 50000 ligações) e análises complementares, de maneira a extrapolar os resultados para a totalidade da RMSP;
- Fase 3: Proposições para uma estratégia geral de redução do volume de águas não faturadas e de um programa de ação de dois anos.

Os levantamentos para diagnóstico da consultoria realizados em 1993 mostraram uma distribuição das perdas, segundo suas várias origens, conforme apresentado na Tabela 3.5 a seguir.

TABELA 3.5 - Distribuição de perdas na RMSP em 1993

Tipo de perda	Índice de Perdas (%)	
	Reais	Aparentes
Vazamentos	47,6	-
Macromedição	-	5,3
Micromedição	-	20,3
Habitações sub-normais	3,4	6,3
Gestão Comercial	-	17,1
TOTAL	51,0	49,0

Fonte: Conejo, Lopes e Marcka (2004)

Os resultados do trabalho também forneceram informações úteis sobre ocorrência de vazamentos (90% em ramais prediais), deficiências na macromedição em pontos de venda de água não operados pela SABESP, causas de submedição nos hidrômetros, perdas em habitações subnormais (favelas e áreas invadidas) e deficiências na gestão comercial. Essas informações permitiram elaborar um diagnóstico e em função dele determinaram-se as ações a planificar subdivididas em quatro categorias:

- Ações básicas fundamentais – abrangeram os temas de equacionamento dos problemas dos ramais prediais, macromedição dos volumes vendidos por atacado aos municípios não operados pela SABESP, novo sistema informatizado de dados gerenciais, incluindo cadastro de consumidores.

- Ações referentes à redução de perdas físicas – compreenderam programas de pesquisa de vazamentos não visíveis e a reparação de vazamentos em redes e ramais.
- Ações referentes à redução de perdas não físicas – substituição e adequação de hidrômetros; cadastramento, medição e alteração de questões institucionais, no que diz respeito a favelas e áreas invadidas; atualização do cadastro de ligações e melhoria do controle de campo.
- Ações referentes ao gerenciamento comercial – reformulação do sistema comercial, descentralização efetiva das operações comerciais e melhoria dos procedimentos.

Todas essas ações em combinação com o incremento da capacidade de acompanhamento e de controle a nível central da SABESP constituíram a base da estratégia proposta de redução e controle de perdas. A curto prazo, a estratégia dar-se-ia com a implantação de um plano de ação de dois anos, para reduzir as perdas de 40% até um patamar de 28%. A longo prazo, através de um outro plano de ação elaborado a partir da análise criteriosa do plano de ação de dois anos e o estabelecimento de novas hipóteses de trabalho.

Em janeiro de 1995, profissionais da SABESP pertencentes a diversas entidades associativas, elaboraram um Plano Alternativo visando à utilização de recursos próprios da companhia na implantação e gerenciamento de um programa de redução de perdas de água na RMSP. Tal plano veio como alternativa à proposta em desenvolvimento na SABESP de tercerizar os trabalhos de redução de perdas na RMSP. O objetivo das ações propostas foi reduzir o índice de perdas para 30% em dois anos, chegando-se ao patamar de 24% ao longo de cinco anos.

De acordo com Conejo, Lopes e Marcka (2004), o plano alternativo focalizou nas ações rotineiras e permanentes que a SABESP deveria desenvolver com a finalidade de diminuir as perdas e elevar a qualidade da operação. Os autores indicam que essa característica da estrutura do plano levava a uma maior atenção atribuída às perdas aparentes (65%) na redução global prevista, visto que uma redução mais significativa das perdas reais dependeria de novos investimentos.

Segundo Conejo, Lopes e Marcka (2004), ao ser submetido a análise, o plano alternativo evidenciou a viabilidade de se conduzir o programa com recursos próprios, um retorno financeiro excelente, maiores resultados nas perdas aparentes, a possibilidade de rápida

implementação, uma reformulação das práticas da empresa baseada no aproveitamento da tecnologia e experiências disponíveis.

O programa de redução de perdas finalmente adotado pela SABESP é derivado basicamente do Plano Alternativo e incorpora a maioria dos aspectos dos trabalhos elaborados pela consultoria externa. Embora ainda se tenham índices elevados de perdas, o programa apresenta resultados que já permitem uma avaliação numérica conclusiva, com indicadores qualitativos e quantitativos de ganhos substanciais de eficácia (CONEJO; LOPES; MARCKA, 2004).

Com a finalidade de ilustrar os resultados obtidos através do plano de controle de perdas adotado pela SABESP, apresenta-se na Tabela 3.6 uma comparação entre as metas e os índices verificados. As informações nessa tabela, fornecidas por Conejo, Lopes e Marcka (2004), estão incompletas, mas nos três casos em que existem informações para realizar a comparação entre metas e índices alcançados, observa-se que os objetivos foram cumpridos.

TABELA 3.6 - Comparação entre metas e índices de perdas verificados

Data	Meta	Índice Verificado
dez/95	39%	36,1%
dez/96	35%	34,3%
dez/97	—	33,5%
dez/98	31%	—
dez/99	—	—
dez/00	—	—
dez/01	31%	31,0%

Fonte: Conejo, Lopes e Marcka (2004)

Segundo Conejo, Lopes e Marcka (2004), em 1998 estabeleceu-se o programa de redução de pressões na rede de distribuição da RMSP, com a previsão de instalar 478 válvulas redutoras de pressão, das quais 135 já se encontravam instaladas ou em fase de instalação naquela data. No ano 2001, de acordo com os autores, foi verificado que o número de VRP's instaladas superou ao número previsto inicialmente; no total, foram instaladas 500 VRP's, em uma extensão que cobre 22% da rede de distribuição da SABESP, que permitiram alcançar uma vazão recuperada de 2900 L/s. Ainda Conejo, Lopes e Marcka (2004), apresentam uma comparação entre as faixas de pressão para os anos 1998 e 2001, relativas às percentagens de área urbana da RMSP, na maneira ilustrada pela Fi-

gura 3.8. Observa-se que existe, nesse período de dois anos, uma diminuição de pressões elevadas na rede.

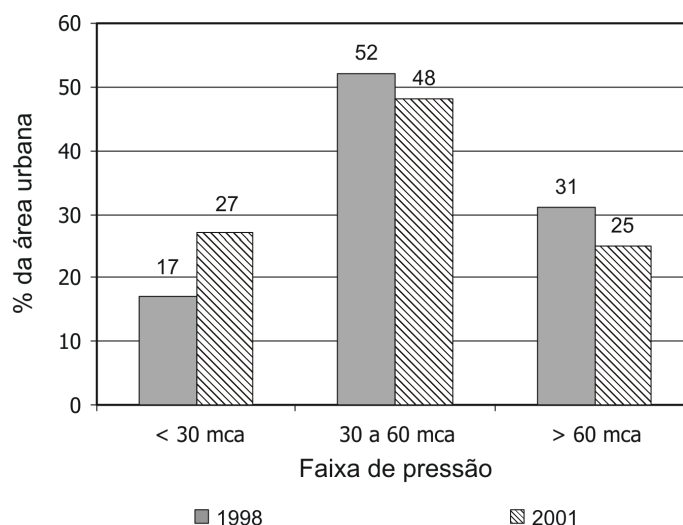


FIGURA 3.8 - Comparação das faixas de pressão na RMSP (CONEJO; LOPES; MARCKA, 2004)

Um novo levantamento da composição das perdas foi realizado em 2001, com os resultados mostrados na Tabela 3.7. Verificou-se uma alteração na composição do índice de perdas a respeito dos resultados da pesquisa de 1993 (Tabela 3.5) onde 51% correspondia a perdas reais e 49% a perdas aparentes.

TABELA 3.7 - Distribuição de perdas na RMSP em 2001

Tipo de perda	Índice de Perdas (%)	
	Reais	Aparentes
Macromedição	-	3,2
Micromedição	-	29,0
Gestão Comercial	-	22,6
Vazamentos	45,2	-
TOTAL	45,2	54,8

Fonte: Conejo, Lopes e Marcka (2004)

3.2 Perdas por Vazamentos

Em função das definições apresentadas na seção 3.1.1, as perdas de água reais podem ser classificadas em quatro categorias: (1) vazamentos em reservatórios, (2) extravasamentos

de reservatórios, (3) vazamentos em adutoras e (4) vazamentos no sistema de distribuição. A seguir são descritas as características das perdas reais, com ênfase na quarta categoria citada, que é o objeto da presente pesquisa.

3.2.1 Avaliação de perdas reais

De acordo com Fanner (2004), a avaliação das perdas reais em sistemas de distribuição de água, pode ser realizada utilizando os seguintes métodos: *dedutivo*, baseado no balanço hídrico anual; *indutivo*, ou de vazões noturnas; análise de componentes; ou por uma combinação de dois ou todos os anteriores.

Método dedutivo

O método dedutivo consiste em avaliar as perdas reais como sendo o volume restante da subtração entre os volumes de consumo autorizado e as perdas aparentes, deduzidos do volume total fornecido ao sistema. Farley e Trow (2003) advertem que, embora o balanço hídrico deva ser sempre empregado, existem desvantagens quando se utiliza exclusivamente essa análise para a avaliação de perdas reais, como: acumulação de erros relacionados com os outros componentes do balanço hídrico; limitações referentes ao período de dados (anterior a 12 meses), identificação de novos vazamentos não informados. Além disso, o balanço hídrico não fornece informação sobre os componentes individuais das perdas. Considerando essas incertezas, Lambert (2002), recomenda o uso de um *software* que pode ser adequado à realidade das empresas e utilizado com qualquer um dos métodos de avaliação de perdas reais.

Fanner (2004) separa os componentes das perdas reais em dois grupos: rupturas detectáveis, que podem ser controladas eficientemente através de adequadas e ativas manobras operacionais, e perdas de *fundo*, como aquelas que somente podem ser reduzidas por meio do controle de pressões e da substituição de componentes da rede. É comentado, também, que o método dedutivo não fornece informação necessária para o desenvolvimento de estratégias apropriadas de controle de perdas, portanto, é recomendável combinar a análise dedutiva com os outros dois métodos de avaliação de perdas reais.

Método indutivo

O volume de perdas reais obtido pelo método dedutivo pode ser verificado independentemente através de cálculos indutivos, baseados na análise de vazões noturnas em pequenos

setores ou zonas do sistema de distribuição (OFWAT, 2001). Segundo Fanner (2004), os setores podem ter sido estabelecidos previamente no sistema de distribuição ou ser determinados com caráter temporário para efeitos da análise. O autor indica que a vazão noturna mínima (VNM), em áreas urbanas, ocorre com frequência entre as 02:00 e 04:00 horas, aproximadamente, onde as perdas reais representam a maior percentagem da vazão total do sistema. A estimativa de perdas reais durante o período noturno é o resultado da diferença entre a VNM e o consumo noturno autorizado (avaliado e medido) dos usuários conectados ao sistema na zona que está sendo estudada (FANNER, 2004). A conversão da taxa de vazamentos noturnos em vazamento médio diurno é efetuada multiplicando as taxas noturnas por um fator de variação temporal, que considera a variação das pressões médias e, portanto, das taxas de vazamento entre meia noite e meia noite (WRC, 1980).

Segundo Fanner (2004), as vantagens do método indutivo, são que o mesmo fornece uma determinação independente do volume das perdas reais e que, se a análise é realizada ao longo de todo o sistema de distribuição, é possível delinear ações prioritárias de controle para os setores com maiores níveis de perdas reais. São também identificadas, como vantagens do método, o fato de fornecer informação para verificação cruzada com os cálculos do balanço hídrico e que facilita a aquisição de dados de campo necessários para determinar a relação entre pressão e vazamentos, além de informação sobre as condições da infraestrutura. Como desvantagem do método indutivo, Fanner (2004) menciona que são introduzidos erros na determinação dos consumos noturnos visto que eles são estimados e que, na realidade, variam de uma noite para outra.

Gonçalves e Alvim (2005) consideram que a vazão mínima noturna é o principal indicador do nível de perdas reais que está ocorrendo em um sistema e que, normalmente, o consumo noturno é reduzido, principalmente em áreas residenciais, portanto, qualquer alteração na vazão mínima de uma unidade de abastecimento pode significar ocorrência de vazamentos. Esses autores observam que em locais, onde o abastecimento é irregular, o método da vazão mínima noturna não fornece dados confiáveis sobre as perdas reais.

Método da análise de componentes

O método da análise de componentes avalia as perdas reais utilizando números, vazões médias e tempos médios de duração de diferentes tipos de vazamentos e falhas (de fundo, informados e não informados) em diferentes partes da infra-estrutura do sistema (adutoras, reservatórios e conexões de serviço). Farley e Trow (2003) indicam que os números anuais

de reparos, assumidos como representativos do número de novos vazamentos e falhas, são classificados em categorias diferentes, com diferentes vazões características. Segundo esses autores, se o tempo de duração médio de cada categoria de vazamentos ou falhas é avaliada de forma coerente, com base nas políticas do prestador de serviços, então o volume anual perdido por todas as diferentes categorias pode ser avaliado. Em 1993, um conceito internacional de avaliação, conhecido como *Background and Bursts Estimates*¹ (BABE), foi desenvolvido para o cálculo dos componentes de perdas reais baseado nos parâmetros que os influenciam (LAMBERT, 1994).

De acordo com Lambert (1994), na análise de BABE, considera-se que as perdas reais são conformadas por: vazamentos em uniões e acessórios (vazamentos de fundo), que quando são não-visíveis apresentam vazões muito baixas para a detecção sônica; vazamentos e falhas informados, caracterizados por vazões elevadas e durações curtas; vazamentos e falhas não informados, que apresentam vazões baixas e sua duração depende da metodologia para controle ativo dos vazamentos.

3.2.2 Relação entre vazamentos e pressão

A relação direta existente entre pressão e vazamentos é bem conhecida (GERMANOPOULOS; JOWITT, 1989; JOWITT; XU, 1990; SAVIC; WALTERS, 1995; REIS; PORTO; CHAUDHRY, 1997; VAIRAVAMOORTHY; LUMBERS, 1998; REIS; CHAUDHRY, 1999; YAZBEK FILHO, 2003). Essa relação pode ser observada pela Figura 3.9, que foi construída com base em experimentos de campo realizados pelo *National Water Council* da Grã Bretanha (GOODWIN, 1980). O gráfico apresenta os vazamentos expressos como um índice, em lugar de um volume real de vazamentos, variando em função da pressão noturna média. Pode-se observar nessa figura que a taxa de vazamentos aumenta proporcionalmente com o incremento da pressão média de serviço, e que uma maior verticalidade é apresentada para maiores pressões. Portanto, uma diminuição das altas pressões de serviço resulta em diminuições consideráveis dos vazamentos (JOWITT; XU, 1990).

Farley e Trow (2003) afirmam que o índice de vazamentos em um sistema de distribuição depende da pressão introduzida por bombas e por reservatórios. Esses autores também indicam que a frequência e os índices de falhas também estão relacionados diretamente com a pressão, embora essa relação não esteja claramente estabelecida.

¹Estimações de Vazamentos Não-visíveis e Falhas.

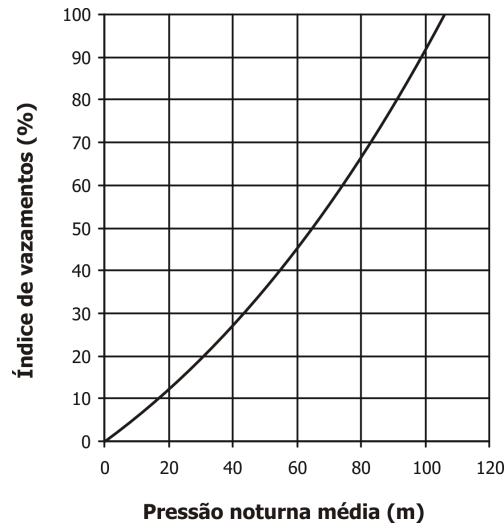


FIGURA 3.9 - Relação entre os Vazamentos e a Pressão (WRC, 1980)

A maioria dos livros de hidráulica apresentam a relação física entre a pressão e a vazão através de um orifício de pequenas dimensões e de parede fina, conhecida como a *lei dos orifícios*. Porto (1998) define orifício como uma abertura de perímetro fechado, de forma geométrica definida (e.g., circular, retangular, ou triangular), realizada na parede ou fundo de um reservatório ou na parede de um canal ou conduto em pressão, pela qual o líquido em repouso ou movimento escoar em virtude da energia potencial e/ou cinética que possui. A eq.(3.14) apresenta a formulação matemática da lei dos orifícios (PORTO, 1998):

$$Q_L = C_d A \sqrt{2gH} \quad (3.14)$$

onde Q_L é a vazão através do orifício (m^3/s), C_d o coeficiente de descarga (adimensional), A a área do orifício (pequenas dimensões e parede fina, em m^2), g a aceleração da gravidade (m/s^2) e H a pressão (m).

Vários autores (PUDAR; LIGGETT, 1992; LUVIZOTTO, 1998; ROSSMAN, 2000; COLOMBO; KARNEY, 2002) admitem a hipótese de que os vazamentos possam ser representados como orifícios de seção constante. Sob essa perspectiva, a vazão perdida Q_L pelo vazamento poderia ser determinada pela eq.(3.14).

Rossman (2000) define o conceito de *emissores*, como sendo dispositivos, localizados em determinados nós do sistema, que simulam o escoamento através de um bico ou orifício que descarga água à atmosfera. O autor sugere utilizar a eq.(3.14) para modelar os vazamentos em determinados nós do modelo hidráulico, porém realizando algumas modificações. Em primeiro lugar, os parâmetros dentro da raiz quadrada (i.e., com expoente

igual a 0,5) passam a ter um expoente α . Posteriormente, os termos C_d , A e $\sqrt{2g}$ são agrupados em um único coeficiente C_e ($\text{m}^{3-\alpha}/\text{s}$) denominado coeficiente de descarga do emissor. O resultado das modificações é a seguinte equação:

$$Q_L = C_e H^\alpha \quad (3.15)$$

O EPANET utiliza a eq.(3.15) para simular vazamentos, desde que valores para o coeficiente e o expoente α do emissor sejam especificados em determinados nós. Os emissores são tratados pelo programa como propriedades do nó e não como um componente separado da rede (ROSSMAN, 2000).

Tucciarelli, Criminisi e Termini (1999) sustentaram a hipótese de que os parâmetros que governam os vazamentos são particulares de cada sistema e devem ser calibrados no modelo para possibilitar estimativas razoáveis. A eq.(3.30), apresentada por esses autores, relaciona os vazamentos com a pressão e permite calcular os vazamentos distribuídos ao longo da superfície das tubulações.

$$Q_{Li} = (H_i - Z_i)^a \sum_{j \in J_i} \frac{\pi}{2} D_{ij} \theta_{ij} L_{ij} \quad (3.16)$$

onde Q_L é o vazamento quantificado no nó i , H a carga hidráulica no nó i , Z a cota topográfica referente ao nó i , a o expoente de perda que corresponde ao setor de vazamentos do nó i , J_i o número de tubulações ligadas ao nó i , D o diâmetro da tubulação, L o comprimento da tubulação, θ a constante de vazamentos por unidade de superfície de tubulação do trecho j ligado ao nó i .

Colombo e Karney (2002) apresentam o conceito de vazamento equivalente, como sendo aquele localizado em um nó em particular o qual representa a existência de perdas em algumas ou todas as tubulações vinculadas ao mesmo. Segundo esses autores, um vazamento equivalente em uma tubulação pode representar todos os vazamentos existentes em ela e apresentam a seguinte equação para determinar a perda de água em uma tubulação com orifício único:

$$Q_L = C_d A [2g(H_l - H_{gw})]^\alpha = C_e \Delta H^\alpha \quad (3.17)$$

onde Q_L , C_d , A e g têm os mesmos significados que na eq.(3.14); H_l e H_{gw} são as cargas hidráulicas na tubulação e no solo circundante(m), respectivamente; ΔH a diferença entre essas cargas (m); C_e o coeficiente do emissor do EPANET (ROSSMAN, 2000) ($\text{m}^{3-\alpha}/\text{s}$) e α o expoente do emissor.

Embora o valor de α normalmente adotado é 0,5, outros valores têm sido sugeridos. Por exemplo, Goodwin (1980) identifica um valor de 1,18 para o expoente, com base em experimentos de campo. Farley e Trow (2003) observam que, na prática, o expoente α na eq.(3.15) se apresenta com valores superiores a 0,5. Em função de pesquisas realizadas no Japão, no Reino Unido e no Brasil, entre 1977 e 1998, os autores indicam que, em média, os vazamentos decorrentes de pressão elevada, apresentam valores para α de 1,15 ao invés de 0,5. A Tabela 3.8 reproduz tais resultados, indicando a faixa de variações do expoente em cada país e o valor médio obtido em cada caso.

TABELA 3.8 - Valores referenciais do expoente α para a relação entre vazamentos e pressão

País	Número de setores analisados	Valor médio de α	Faixa de variação de α
Reino Unido (1977)	17	1,13	0,70 a 1,68
Japão (1979)	20	1,15	0,63 a 2,12
Brasil (1998)	13	1,15	0,52 a 2,79
Fonte: (FARLEY; TROW, 2003)			

3.2.3 Relação entre vazamentos e energia

A energia consumida pelas bombas é usualmente o maior componente dos custos operacionais para o transporte da água. A energia dispendida nos vazamentos envolve uma carga ambiental elevada e apresenta impactos na produção e no consumo de energia, que podem ser comparáveis com emissões de gás estufa, chuva ácida e esgotamento dos recursos (COLOMBO; KARNEY, 2002).

Colombo e Karney (2002) estabelecem relações entre os vazamentos e a energia através de cálculos elementares, baseando-se nas equações da energia em hidráulica e a função do orifício (eq. 3.17). A Figura 3.10 ilustra uma tubulação com comprimento L , diâmetro D e fator de fricção de Darcy-Weisbach f , a qual apresenta um orifício localizado a uma distância xL do extremo esquerdo. Por hipótese, as exigências de consumo são satisfeitas de maneira que a vazão através do orifício Q_L é compensada e a vazão exigida Q_d

é fornecida à pressão prescrita a jusante H_d . Assim, a vazão a jusante do vazamento excede Q_d em Q_L ; além disso, a inclinação da linha de energia (LE) adota uma descontinuidade em xL , com a parte a montante seguindo a linha pontilhada da Figura 3.10. A carga total fornecida a montante, H_s , deve coincidir com o início da linha de energia modificada se se pretende manter a pressão no extremo de demanda do tubo, isto é, é preciso maior energia a montante para atende a mesma demanda, quando existe um vazamento.

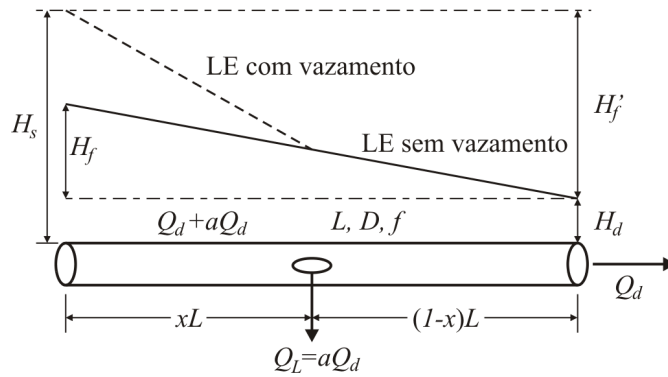


FIGURA 3.10 - Linha de energia (LE) de um segmento de tubulação com vazamento (COLOMBO; KARNEY, 2002)

A partir das suposições ilustradas na Figura 3.10, Colombo e Karney (2002) substituem a vazão Q_L por uma fração da vazão de demanda, isto é, $Q_L = aQ_d$, na eq.(3.17), e obtém a seguinte expressão para a :

$$a = \frac{C_e(H_l - H_{gw})^\alpha}{Q_d} \quad (3.18)$$

A carga hidráulica no vazamento, é determinada pela relação de H_l , como sendo $H_l = H_d + (1 - x)H_f$, onde H_f é a perda de carga em um tubo sem vazamentos (Figura 3.10). Se a carga hidráulica no solo circundante, H_{gw} , é assumida como sendo igual a zero (em condições de solo não saturado), a expressão resultante para a fração de vazamentos a/a_0 pode ser escrita na maneira seguinte:

$$\frac{a}{a_0} = [1 + (1 - x)h_f]^\alpha \quad (3.19)$$

onde $a_0 = C_e H_d^\alpha / Q_d$ é a mínima fração de vazamentos, que ocorre quando $H_l = H_d$, e $h_f = H_f / H_d$ é a perda de carga relativa. A Figura 3.11 ilustra a forma em que a fração de vazamentos a/a_0 varia em função de x e h_f . Claramente, enquanto a pressão no tubo

diminui, a fração de vazamentos se aproxima do valor unitário. Portanto, a respeito da perda de água, se há ocorrência de vazamento, a posição a jusante ($x = 1$) em uma tubulação horizontal (ou o ponto de menor pressão) é a "melhor" posição para tê-lo. Para $x < 1$, a/a_0 diminui com a diminuição de h_f , devido a que as pressões no vazamento são menores, confirmando assim uma estratégia comum para o controle dos vazamentos (COLOMBO; KARNEY, 2002).

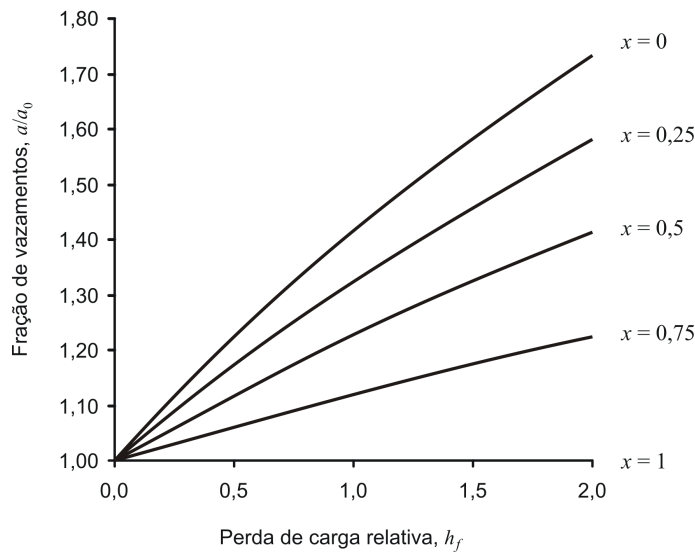


FIGURA 3.11 - Vazamentos relativos em função da perda de carga relativa e da localização do vazamento (COLOMBO; KARNEY, 2002)

Em seguida, Colombo e Karney (2002) realizam a análise das relações de energia e vazamentos. Para tanto, utilizam a equação de Darcy-Weisbach $H_f = fLQ_d^2/(2gDA^2)$, que relaciona a perda de carga em uma tubulação sem vazamentos com a vazão que ela transporta. Uma análise da geometria das linhas de energia é determinada da Figura 3.10 e estabelecem uma relação adimensional entre a perda de carga (H'_f) para um tubo com vazamento, que descarga aQ_d em um ponto xL , e a perda de carga (H_f) para o mesmo tubo sem vazamento. Assim, os autores definem a relação de carga por fricção, h_F , como sendo uma função linear de x e uma função quadrática de a :

$$h_F = \frac{H'_f}{H_f} = x(1+a)^2 + (1-x) = 1 + ax(a+2) \quad (3.20)$$

onde observam que, enquanto x diminui, a perda de carga adicional imposta pelo vazamento também diminui devido a que uma maior porção do tubo transporta somente a vazão de projeto. Entretanto, se a relação do orifício da eq.(3.19) é substituída na

eq.(3.20), a relação de carga por fricção torna-se uma função mais complexa da distância, das propriedades do orifício e da perda de carga relativa h_f .

Continuando com a análise, Colombo e Karney (2002) afirmam que a diferença entre a energia mecânica ofertada no extremo a jusante do conduto (E_d) e aquela fornecida no extremo a montante (E_s) determina a energia consumida para alimentar o vazamento. Expressando estes termos de energia como quantidades adimensionais é possível avaliar a eficiência energética da tubulação vazante. Visto que a eficiência energética global depende da eficiência do abastecimento (e.g., eficiência da bomba), um fator empírico de eficiência, η , pode ser incorporado dentro da expressão de energia final, que utiliza as eqs.(3.19) e (3.20):

$$\frac{E_d}{E_s} = \frac{\eta \gamma Q_d H_d}{\gamma Q_d (1+a)(H_d + H'_f)} = \frac{\eta}{(1+a)\{1 + [xa(a+2) + 1]h_f\}} \quad (3.21)$$

Segundo Colombo e Karney (2002), as eqs.(3.19) e (3.20) podem ser modificadas para o caso de uma tubulação que contém múltiplos vazamentos, porém é sempre possível trabalhar com um único vazamento equivalente. A Figura 3.12 mostra a resposta de eficiência energética E_d/E_s às mudanças na fração de vazamentos para três diferentes valores da distância fracionária x . Para valores menores de x , a relação de energia muda levemente com x ; entretanto, enquanto a se torna maior, a dependência de x é mais perceptível. As taxas de diminuição são relativamente íngremes, refletindo a importância do tamanho do vazamento sobre a eficiência energética (COLOMBO; KARNEY, 2002).

A localização de um vazamento no segmento de conduto, tem uma influência considerável quando se compara a magnitude dos vazamentos com a pressão, como visto na Figura 3.11. No entanto, quando se analisa a eficiência energética, tal localização se torna menos relevante. A Figura 3.12 mostra que, para um caso hipotético em que $\eta = 1$ e $h_f = 0,5$, mesmo para valores grandes da fração de vazamentos a , a posição relativa do vazamento ao longo do tubo não altera de forma significativa o índice de eficiência energética. Visto em forma numérica (Figura 3.12), a relação de energia para $a = 0,5$ e $x = 0,25$ é igual a 0,40; para o mesmo valor de a e $x = 0,75$ a relação de energia adota um valor de 0,34. A proximidade desses valores de eficiência energética indica que é possível obter aproximações adequadas para este parâmetro sem levar em conta a localização dos vazamentos e simplesmente supondo que o vazamento se encontra no meio do conduto, isto é, fazendo $x = 0,5$. Assim, uma vez que a localização do vazamento não

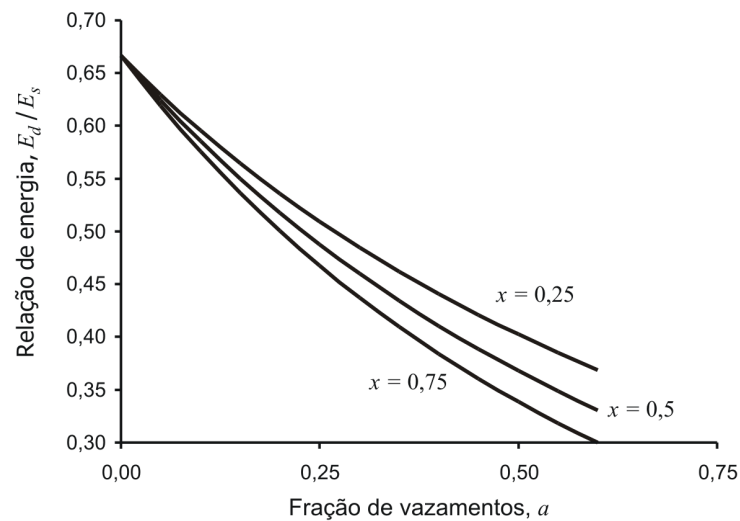


FIGURA 3.12 - Relação de energia como uma função da localização e da magnitude do vazamento ($\eta = 1$, $h_f = 0,5$) (COLOMBO; KARNEY, 2002)

é mais uma variável do problema, a eficiência energética depende somente da vazão de demanda, da vazão de perda (ambas representadas por a) e da pressão do sistema.

3.3 Estratégias de Gerenciamento e Controle de Perdas por Vazamentos

Diversos trabalhos encontrados na literatura (LAMBERT, 2003; FARLEY; TROW, 2003; MIRANDA; KOIDE, 2003; FANNER, 2004; LAMBERT; FANTOZZI, 2005; ARAUJO, 2005) referem-se à abordagem prática para o gerenciamento das perdas reais em sistemas de distribuição de água, esquematizado pela Figura 3.13. Tal abordagem, segundo Farley e Trow (2003), compreende as técnicas fundamentais para o controle de vazamentos, denominadas os *quatro pilares* da gestão das perdas reais.

O volume das *Perdas Reais Anuais Existentes* (PRAE) no sistema de distribuição é representado pelo retângulo maior e pode ser calculado através do balanço hídrico da IWA. Segundo Lambert e Fantozzi (2005), esse volume apresenta uma tendência contínua em aumentar, em função da ocorrência de novos vazamentos e falhas e da deterioração progressiva do sistema de distribuição. Por outro lado, os autores afirmam que o volume de PRAE pode ser controlado e reduzido através de uma apropriada combinação entre o

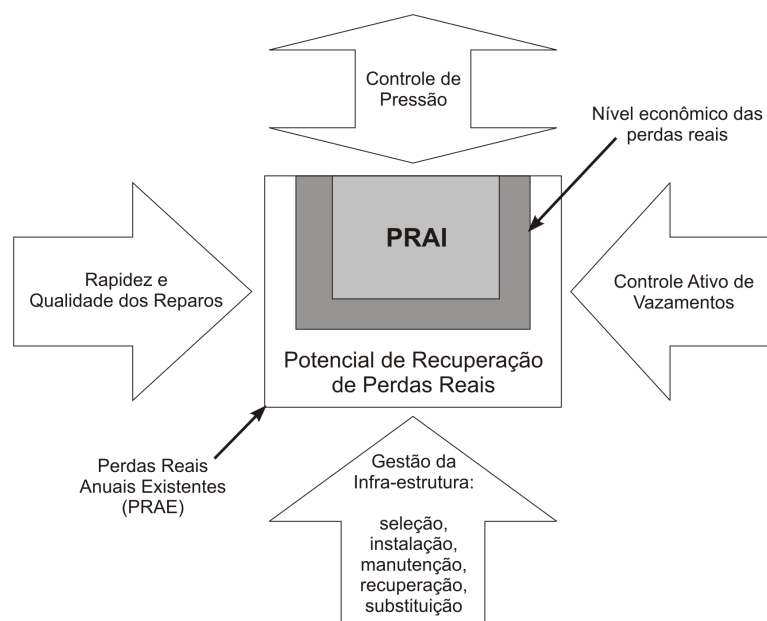


FIGURA 3.13 - A abordagem de quatro métodos para o gerenciamento das perdas reais (LAMBERT; FANTOZZI, 2005)

controle de pressões, a rapidez e qualidade dos reparos, o controle ativo dos vazamentos (localização de vazamentos e falhas não informados) e a gestão da infra-estrutura da rede.

Fanner (2004) indica que as perdas reais não podem ser eliminadas completamente e define o conceito de *Perdas Reais Anuais Inevitáveis* (PRAI) como sendo o mínimo volume anual de perdas reais que é tecnicamente factível de ser atingido em um sistema adequadamente mantido e gerenciado. Valores específicos de PRAI, para o sistema que se analisa, podem ser calculados utilizando a fórmula desenvolvida pelo primeiro Grupo de Trabalho da IWA (LAMBERT *et al.*, 1999). Os dados necessários para tal avaliação são o número de ligações de serviço, o comprimento das tubulações, o comprimento das tubulações de serviço e a pressão média de operação. Na Figura 3.13 as PRAI são representadas pelo menor retângulo. Embora as PRAI sejam o limite que pode ser atingido na redução de perdas, segundo Fanner (2004), para a maioria dos prestadores de serviços não resulta econômico reduzir as perdas até esse nível, existindo, portanto, um nível intermediário que resulta apropriado, em termos econômicos, para ser atingido pela companhia de águas. O nível econômico é ilustrado também na Figura 3.13 por meio do retângulo de tamanho intermédio entre PRAI e PRAE.

Lambert e Fantozzi (2005) comentam que nos casos em que a água é muito escassa ou demasiadamente cara, pode ser justificável, do ponto de vista econômico, atingir o nível de PRAI. Os autores também mencionam que a fórmula de Lambert *et al.* (1999) para

o cálculo do PRAI pode ser aplicada em sistemas com mais de 5000 ligações de serviço, pressões médias superiores a 25 m e mais de 20 ligações de serviço por km de tubulações.

Visto que dos quatro métodos para a redução das perdas reais, (Figura 3.13), o controle de pressões é aquele que corresponde ao escopo desta pesquisa, discutem-se então a seguir os aspectos relevantes com ele relacionados.

3.3.1 Controle de pressão

Na Figura 3.13 apresentaram-se quatro elementos-chave para combate aos vazamentos em um sistema de distribuição. Segundo Farley e Trow (2003), a pressão normalmente é o segundo fator mais importante na determinação dos níveis de vazamentos, precedido pelas condições da infra-estrutura. No entanto, o controle de pressões é mais efetivo do ponto de vista econômico do que a gestão da infra-estrutura.

Uma das ferramentas mais importantes para controle e redução de perdas reais é a regulação de pressões através de Válvulas Redutoras de Pressão (VRPs). O controle de pressões mediante este tipo de dispositivos deve assegurar as pressões mínimas e máximas permitidas para os consumidores finais, isto é, as pressões estática e dinâmica pre-fixadas para garantir um adequado nível de atendimento (GONÇALVES; ALVIM, 2005).

Farley e Trow (2003) enumeram os benefícios referentes ao controle das pressões: (1) redução dos vazamentos não visíveis e por falhas, pela relação direta existente entre pressão e vazamentos; (2) diminuição de certos tipos de consumo relacionado com a pressão, como aquele realizado por dispositivos conectados diretamente às tubulações de serviço (e.g., torneiras, chuveiros, etc.); (3) diminuição da frequência das rupturas; (4) provisão de um atendimento mais constante aos usuários; (5) incremento da capacidade de combate contra incêndios e (6) proteção dos acessórios a longo prazo. Os autores afirmam que o controle de pressões compreende uma combinação de diversas técnicas e que um programa adequado deve considerá-las para alcançar os benefícios citados acima.

Entre as técnicas descritas por Farley e Trow (2003) estão as seguintes: (1) instalação de VRPs, (2) instalação de tanque em uma tubulação principal para criar uma descontinuidade no gradiente hidráulico, (3) nova setorização, através da instalação de novas tubulações e válvulas destinadas a abastecer áreas em diferentes formas; (4) controle de adutoras; (5) combinação entre *booster* e VRPs, que pode resultar conveniente em

áreas elevadas; (6) controle do bombeamento, utilizando controladores de ligado lento ou bombas de velocidade variável; (7) controle da entrada nos reservatórios, para controlar a vazão de entrada em relação ao volume armazenado; (8) controles na saída dos reservatórios, destinados a induzir uma baixa diminuição da pressão mas com efeitos sobre uma grande área e (9) setores diurnos/noturnos, que alternam a abertura e fechamento de válvulas em função do horário, atendendo a demanda com excesso de pressão no dia e minimizando os vazamentos à noite.

A seguir apresentam-se as características fundamentais para a modelagem de válvulas redutoras de pressão, que são os dispositivos de interesse para o controle de pressões e redução de vazamentos no presente trabalho.

3.3.1.1 Válvulas redutoras de pressão

Segundo Araujo (2005), existem diversos tipos de VRPs: válvulas de mola, de pistão, de diafragma, entre outros, cuja principal função é limitar a pressão a jusante sempre que esta exceda um determinado valor. O autor descreve três estados de funcionamento para as VRPs: ativo, passivo aberto e passivo fechado. O estado ativo ocorre quando a pressão a jusante da válvula é demasiadamente elevada, provocando o acionamento do dispositivo de obturação da válvula, o que aumenta a perda de carga localizada e reduz o valor da pressão a jusante até o valor pretendido H_{VRP} . O estado passivo aberto ocorre quando a pressão a montante, H_M , é insuficiente e inferior à carga de configuração da VRP (H_{VRP}); nessas condições, a válvula abre totalmente, mantendo a montante e a jusante a mesma pressão e introduzindo somente a perda de carga localizada pela válvula aberta. O estado passivo fechado consiste no fechamento total da VRP em condições de inversão do escoamento, isto é, quando, por algum motivo, a pressão a jusante resulta superior à pressão a montante. Nesse último caso, a VRP se comporta como uma válvula de retenção. A Figura 3.14 ilustra os três estados de funcionamento de uma VRP.

Atualmente, de acordo com Araujo (2005), as VRP podem ser controladas em forma mecânica ou eletrônica, de modo a funcionarem não apenas para um único valor de pressão, mas para diversos patamares de pressão definidos em função das variações da demanda de água, permitindo, assim, uma gestão mais eficiente dos níveis de serviço e um melhor desempenho hidráulico do sistema. O autor identifica quatro sistemas básicos de funcionamento de válvulas redutoras de pressão:

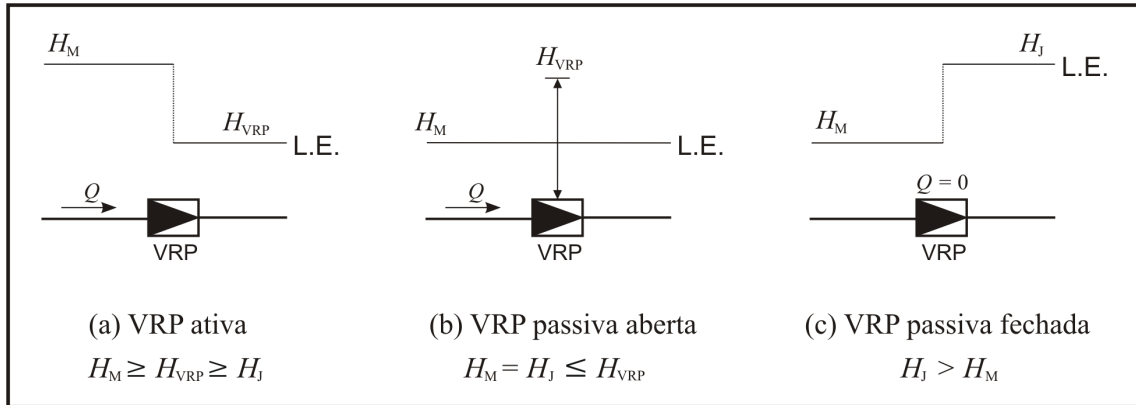


FIGURA 3.14 - Modo genérico de funcionamento de uma válvula redutora de pressão de tipo convencional (ARAÚJO, 2005)

Tipo 1 – VRP com carga constante

Neste sistema, a válvula reduz e estabiliza a pressão a jusante, mantendo-a constante e igual a um determinado valor, pré-estabelecido (H_{VRP}), qualquer que seja a pressão a montante e a vazão no sistema (Figura 3.15a).

Tipo 2 – VRP com perda de carga constante

Neste sistema, a válvula reduz pressão a jusante através da introdução de uma perda de carga localizada constante, independentemente da pressão a montante. A pressão a jusante portanto da valvula, portanto, varia com a pressão a montante, mantendo fixo o diferencial ΔH entre ambas (Figura 3.15b).

Tipo 3 – VRP com carga constante variável no tempo

O comportamento deste sistema é análogo ao da VRP com carga constante a jusante, no entanto, a pressão é mantida constante por intervalos de tempo predefinidos, variando de intervalo para intervalo (Figura 3.15c). A situação mais comum é a utilização de dois patamares de pressão, um para o período diurno e outro para o noturno.

Tipo 4 – VRP com carga ajustável automaticamente em função da variação dos consumos

Neste sistema, a válvula reduz a pressão a jusante em função da vazão de demanda ou da variação de pressão em seções críticas de rede (seções com menores pressões). Caso a pressão seja regulada pela vazão, é necessário equipar a válvula com um sistema de medição de vazão, de tal forma que qualquer variação da vazão seja acompanhada pela respectiva variação de pressão a jusante (desde que a pressão a jusante se mantenha

inferior à de montante). Caso a pressão a jusante seja controlada pela pressão nas seções críticas, é necessário monitorar a pressão nessas seções, por um sistema de telemetria, em simultâneo com o acionamento da válvula redutora de pressão.

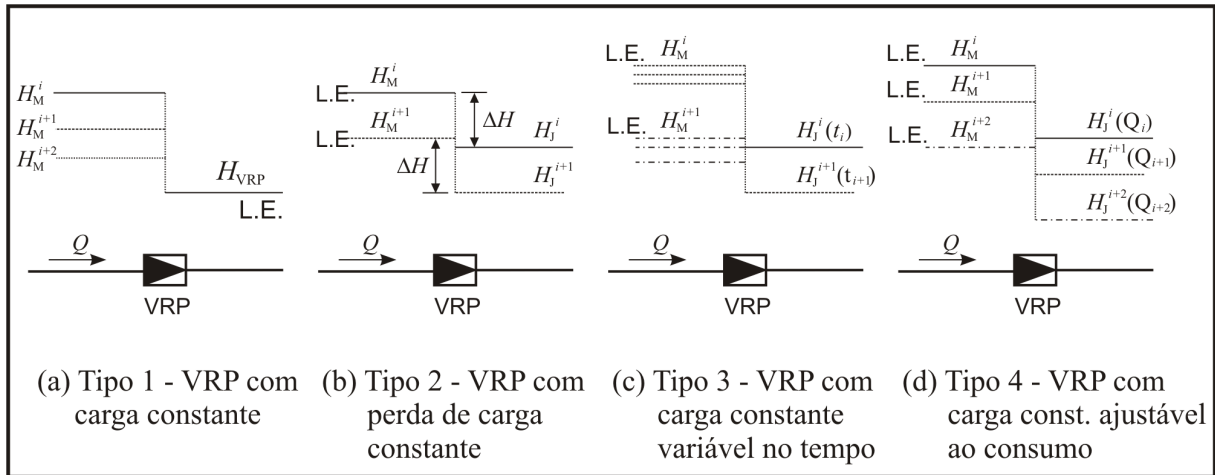


FIGURA 3.15 - Modo de funcionamento ativo de diferentes sistemas de válvulas redutoras de pressão (ARAÚJO, 2005)

Araújo (2005) afirma que os dois primeiros esquemas de funcionamento das VRP (tipo 1 e 2) enquadram-se nos sistemas redutores de pressão convencionais e os últimos (tipo 3 e 4) nos sistemas não convencionais. A mesma válvula pode permitir qualquer um dos diferentes tipos de funcionamento desde que seja equipada com um circuito piloto específico para essa função. A grande vantagem das válvulas não convencionais, em especial da VRP com carga ajustável ao consumo, é a uniformização da pressão no respectivo setor da rede durante o dia sem prejuízo dos consumidores. Enquanto uma VRP convencional exige que a pressão na rede seja elevada durante a noite para assegurar o nível de serviço mínimo durante a hora diurna de maior demanda, a VRP não convencional, e em especial a VRP ajustável pela vazão, permite que a pressão da rede se ajuste aos consumos ao longo do dia ajustando a pressão a jusante em função do consumo do sistema (funcionando com pressões baixas durante as horas de menor consumo, e com mais elevadas durante o horário pico).

A maneira de introduzir as válvulas em um modelo de rede depende principalmente do procedimento utilizado para os cálculos hidráulicos. No modelo descrito por Jowitt e Xu (1990), uma válvula é representada como um coeficiente (entre 0 e 1) da vazão que passa através do conduto em que a válvula é incluída. Este tipo de representação da abertura das válvulas foi utilizada por outros autores (REIS; PORTO; CHAUDHRY,

1997; REIS; CHAUDHRY, 1999), que generalizam estes dispositivos sob a denominação de válvulas redutoras de pressão, embora o tipo de modelagem sugere que as válvulas regulem vazão. De qualquer forma, visto que a prioridade é adequar a modelagem às ferramentas de cálculo, esse dispositivo de controle torna-se irrelevante, pelo menos na etapa de otimização computacional.

O simulador EPANET 2.0 (ROSSMAN, 2000) considera as válvulas como trechos da rede que limitam a pressão ou a vazão em um ponto específico da rede. É necessária a introdução de dados para sua simulação como os nós inicial e final, o diâmetro, parâmetros de controle na válvula (i.e., regras de funcionamento) e o seu estado em termos de abertura. Como resultados da simulação, obtém-se valores de vazões e de perdas de carga. Os tipos de válvulas que podem ser modeladas pelo EPANET são: (1) válvula redutora de pressão, (2) válvula de alívio, (3) válvula de perda de carga fixa, (4) válvula reguladora de vazão, (5) válvula de borboleta e (6) válvula genérica. Tal diversidade permite simular um sistema com diferentes condições de operação, uma vez conhecidas as localizações, tipos e configurações dos dispositivos por ele contidos. Porém, em um processo de otimização o uso de válvulas como novos trechos na simulação pode levar a complicações na sequência de procura das soluções ótimas, principalmente pela necessidade de incluir novos trechos no modelo do sistema.

O problema de inclusão das válvulas, para fins práticos, pode ser abordado como pseudo dispositivos, simulando seus efeitos como rugosidades incrementais nas tubulações. Tal procedimento é adotado por Araujo, Ramos e Coelho (2006) em uma primeira etapa da otimização, procurando a determinar o número e possível localização das válvulas de controle no sistema. Em uma segunda etapa, estes autores determinaram as configurações de abertura para diferentes tipos de válvulas. Com esta informação é possível estabelecer a quantidade, a localização e as configurações mais adequadas das válvulas que são econômica e tecnicamente viáveis de serem implantadas no sistema. Na seção 3.3.3 se explica com maiores detalhes o trabalho de Araujo, Ramos e Coelho (2006).

3.3.2 Setorização do sistema

Devido à grande extensão que uma rede de distribuição de água representa, além de numerosas derivações e conexões, a divisão por setores, com a finalidade de se ter um melhor gerenciamento do sistema, torna-se fundamental. A setorização possibilita identificar, em

maneira mais eficiente, os pontos da rede sujeitos à maior incidência de vazamentos (DANTAS; GONÇALVES; MACHADO, 1999). A Figura 3.16 apresenta um esquema clássico de setorização, onde o setor A é abastecido pelo reservatório elevado (zona alta) e o setor B pelo reservatório apoiado (zona baixa). Ambos os setores devem ter macromedidores na entrada assim como hidrômetros para os consumidores finais. Dessa forma é possível compatibilizar entre a macromedição e a micromedição, fornecendo confiabilidade nos índices de perdas para o gerenciamento.

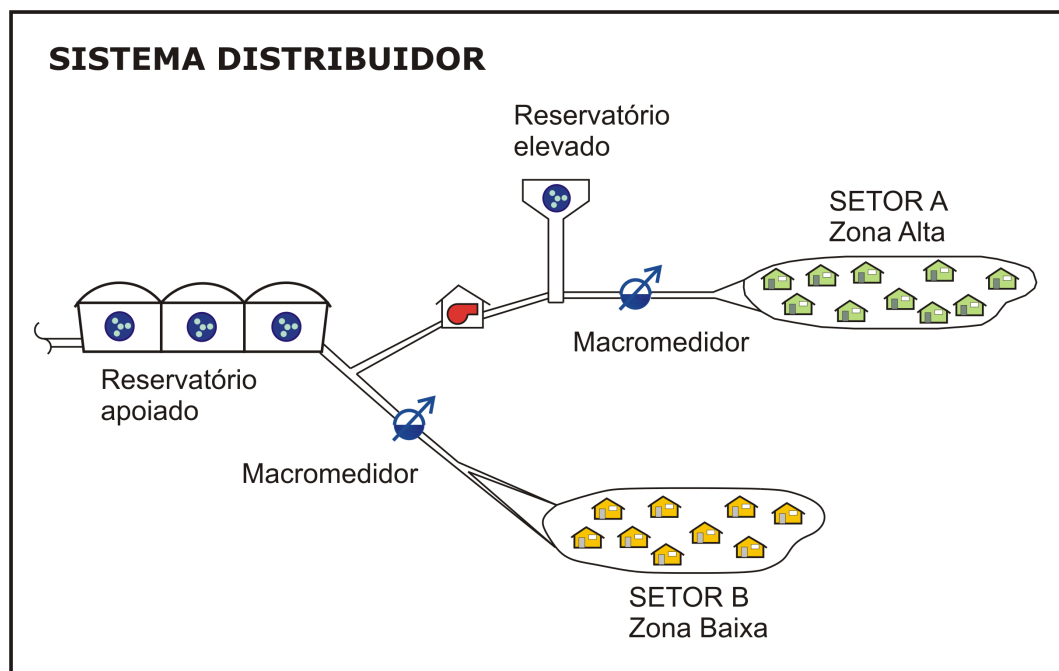


FIGURA 3.16 - Setorização clássica em sistemas de distribuição de água (GONÇALVES; ALVIM, 2005)

Segundo Gonçalves e Alvim (2005), cada setor de abastecimento pode ser subdividido em um ou mais subsectores, denominados: zona de pressão, setor de macromedição, distrito de medição temporária e setor de manobra, definidos por esses autores na seguinte maneira:

A *zona de pressão* é a área abrangida por uma subdivisão da rede, na qual as pressões estática e dinâmica obedecem a limites pré-fixados. O *setor de macromedição* corresponde à parte da rede de distribuição delimitada e isolável cuja vazão é medida continuamente através de macromedidor(es) instalado(s) na(s) linha(s) de alimentação e de saída, quando houver transferência para outro setor. O controle está destinado a acompanhar a evolução do consumo e avaliar as perdas de água na rede. O *distrito de medição temporária* corresponde a uma parte delimitada e isolável da rede cuja vazão

é medida através de equipamentos portáteis ou de instalação provisória. Isso permite acompanhar temporariamente o consumo e as perdas. O *setor de manobra* representa uma menor subdivisão da rede, cujo abastecimento pode ser isolado sem afetar o abastecimento do restante da rede.

Gonçalves e Alvim (2005) recomendam que todos os tipos de setores do sistema sejam indicados e mantidos atualizados em mapas temáticos do cadastro técnico de redes e apoiados com o cadastro comercial seja estabelecida. O objetivo é contar com uma base de dados única e disponível para os diversos setores da empresa. No Brasil, de modo geral, os sistemas comerciais das empresas e autarquias evoluíram nos últimos anos e desconsideraram completamente as necessidades da operação e da Engenharia, situação que precisa ser revertida (GONÇALVES; ALVIM, 2005).

Através da divisão em setores, o analista pode compreender e analisar com maior facilidade os perfis de pressão e vazão, além dos problemas eventuais do sistema; tais setores são mais facilmente controláveis do ponto de vista operacional e permitem a implementação de sistemas de monitoramento e controle (FARLEY; TROW, 2003).

De acordo com Farley e Trow (2003), os setores podem ser criados como zonas de pressão discretas, por exemplo, uma zona que não pode ser abastecida por gravidade pode ser isolada por válvulas de contorno e atendida por um *booster*. Os autores indicam que as zonas também podem ser criadas com a finalidade de separar as águas fornecidas por diferentes fontes, para minimizar os problemas de qualidade.

Farley e Trow (2003) afirmam que em qualquer rede de distribuição, o fechamento de muitas válvulas diminui a capacidade da rede e pode levar a problemas operacionais ou de qualidade da água, portanto, sempre que seja possível, os limites dos setores devem ser de origem natural ou geográfico (e.g., trilhos, rios, canais e rodovias principais), para minimizar o número de tubulações que os atravessam. Ainda Farley e Trow (2003) indicam que existe sempre um nível de redundância na rede para permitir a setorização sem causar problemas de atendimento. Segundo esses autores, a zona ideal deve ter as seguintes características: uma única fonte, para minimizar os problemas de qualidade da água e um único ponto de medição da água injetada, para maximizar a acurácia das informações sobre vazão e vazamentos.

A seqüência para criar um setor, estabelecida por Farley e Trow (2003), é: (1) identificar possíveis limites setoriais utilizando mapas, cadastros e inspeções de campo; (2)

realizar uma auditoria do setor proposto que inclua a verificação do estado e as condições de válvulas propostas; (3) confrontar informações sobre as características do setor, como ser número de propriedades, consumo industrial, etc.; (4) medir as vazões e pressões do setor através da análise da rede ou testes em campo; (5) isolar o setor e coletar dados sobre vazões e pressões diurnas (6) calcular o tamanho necessário do macromedidor; (7) avaliar o potencial de controle de pressão; (8) instalar os equipamentos; (9) marcar as válvulas de contorno com um identificador claro.

Soares *et al.* (2004) realizaram o estudo em um dos 22 setores da rede de abastecimento de Campo Grande, MS, com a finalidade de calibrar um modelo computacional do sistema. O setor estudado é responsável pelo atendimento de aproximadamente 100 mil habitantes e foi escolhido devido aos índices de perdas reais e aparentes (48% em média). Iniciou-se o estudo pela coleta de dados cadastrais referentes às características físicas de todos os componentes da rede. Posteriormente, construíram o modelo da rede simplificada, desconsiderando diâmetros de tubulações inferiores a 150 mm, salvo algumas exceções. O terceiro passo foi a divisão da rede simplificada em setores homogêneos, em termos de rugosidades e parâmetros do modelo de vazamentos, de forma que as estimativas para cada setor de rede correspondam a um fator de ajuste global para esse setor. Em seguida, foram instalados medidores de pressão e vazão na rede, de forma a armazenar dados de campo simultaneamente com as informações relativas aos níveis dos reservatórios. Por fim, foi realizada a calibração para estimar os parâmetros do modelo de vazamentos.

O estudo de Soares *et al.* (2004) é citado como um exemplo da importância da setorização para estudos destinados a melhorar o controle operacional do sistema de distribuição. A Figura 3.17 apresenta o setor analisado por Soares *et al.* (2004), que foi dividido em cinco sub-setores, indicando-se também os pontos onde foram instalados medidores de pressão.

3.3.3 Modelagem e simulação

De acordo com Farley e Trow (2003), os modelos computacionais têm sido utilizados por muitos anos para diversos propósitos relacionados com sistemas de distribuição de água para abastecimento. Entre esses propósitos, pode-se mencionar a determinação de vazões e pressões em pontos nodais de interesse, a simulação de parâmetros de qualidade da água

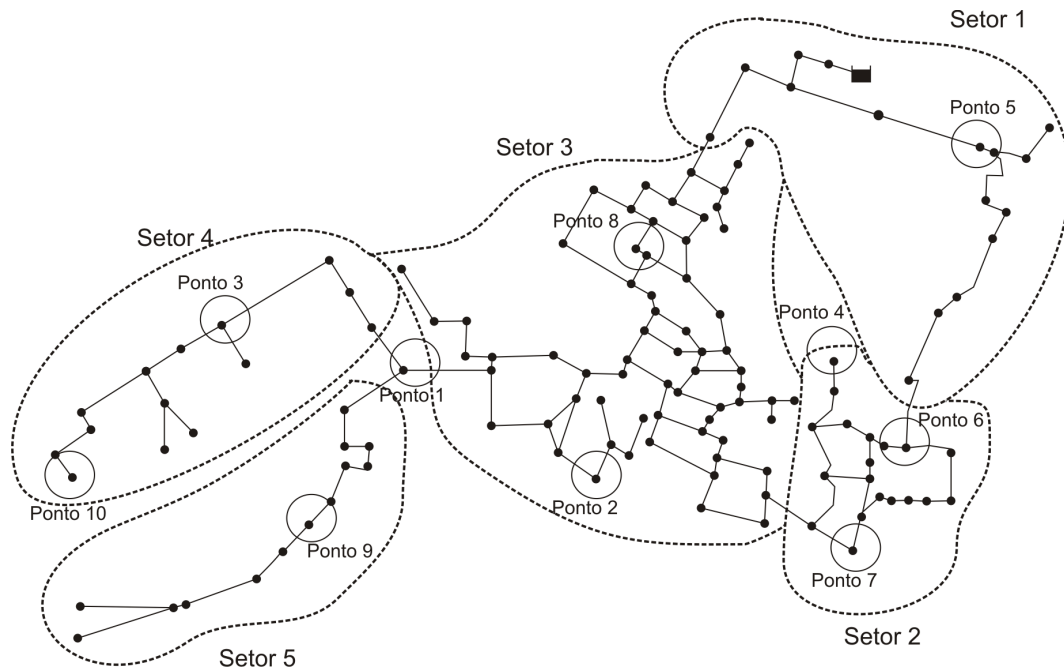


FIGURA 3.17 - Setores e pontos de amostragem de pressão em um modelo de rede simplificada (SOARES *et al.*, 2004)

visando a determinar concentrações de substâncias químicas, o prognóstico de demandas e a simulação de vazões de entrada e saída em reservatórios.

Esses autores ainda indicam que até recentemente não existiam técnicas para modelar níveis de vazamentos, devido principalmente à falta de compreensão da mecânica do desenvolvimento dos vazamentos, à disponibilidade de somente um conhecimento empírico da relação entre vazamentos e pressão e à consideração dos vazamentos como um elemento simples sem entender seus componentes individuais.

A partir da suposição que os vazamentos dependem das pressões, Soares (2003) classifica os modelos de vazamentos, em sistemas de distribuição de água, em duas categorias: modelos de avaliação global e modelos de avaliação detalhada, na forma ilustrada pela Figura 3.18.

Os modelos de caráter global caracterizam-se pelo uso da pressão média por zona para o cálculo das perdas por vazamentos (SOARES, 2003). Destacam-se nesta categoria os modelos propostos por WRC (1980), Lambert e Hirner (2000) e Lambert *et al.* (1999). O primeiro foi baseado em estudos da variação dos vazamentos com a pressão noturna e permitiu construir o gráfico da Figura 3.9. Os outros dois permitem avaliar o volume total de vazamentos em cada um dos setores que compõem o sistema de distribuição. Burrows, Tanyimboh e Tabesh (2000) utilizam a metodologia de avaliação global, mas comentam

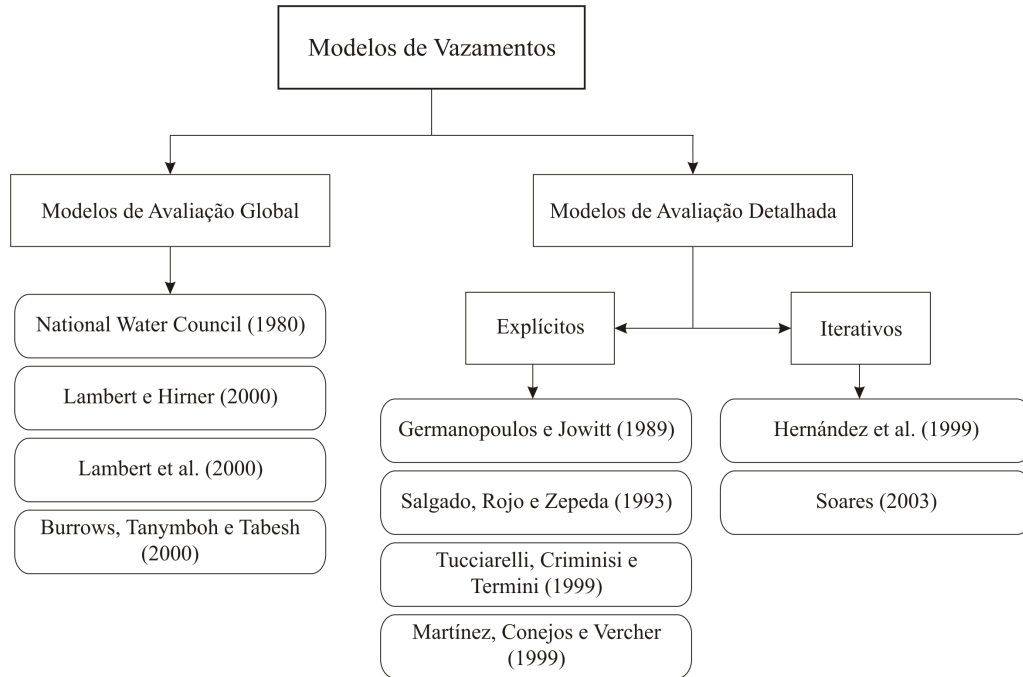


FIGURA 3.18 - Classificação dos modelos de avaliação dos vazamentos (SOARES, 2003)

que a principal deficiência é a falta de capacidade do modelo para ser empregado em simulações que admitem as demandas dirigidas pela pressão. Os modelos detalhados tanto explícitos como iterativos permitem superar essa deficiência e podem ser incorporados diretamente nas simulações hidráulicas (SOARES, 2003).

O trabalho de Germanopoulos e Jowitt (1989) foi o primeiro em incorporar os vazamentos explicitamente na formulação hidráulica de uma rede de distribuição. Nessa proposta, foram pré-estabelecidos os parâmetros que relacionam a pressão e os vazamentos para obter uma função que possa ser incorporada nas equações de continuidade dos nós. Uma metodologia para minimizar os vazamentos indiretamente através da minimização das pressões excessivas da rede foi proposta. Para tanto, os autores incorporaram válvulas de controle com localizações pré-determinadas visando a otimizar as configurações das mesmas. O problema foi formulado como uma função objetivo linear e um conjunto de restrições não lineares, por causa da não linearidade das equações de continuidade nos nós. O método da teoria linear foi utilizado para resolver o problema de minimização do excesso de pressão e a solução consistiu em um conjunto de aberturas ótimas das válvulas reguladoras de pressão, em observância das pressões nodais mínimas para atendimento da demanda.

O modelo de Germanopoulos e Jowitt (1989) é formulado com base na equação da continuidade nodal:

$$\sum_{j \in J_i} Q_{ij} + C_i + 0,5 \sum_{j \in J_i} Q_{Lij} = 0 \quad (3.22)$$

onde Q representa a vazão entre os nós i e j , J_i é o número de tubulações conectadas ao nó i , C a demanda de consumo no nó i e Q_L é o vazamento na tubulação compreendida entre os nós i e j . A relação entre vazamentos e pressão é representada pela eq.(3.23).

$$Q_{Lij} = c_1 L_{ij} [0,5(H_i - Z_i + H_j - Z_j)]^\alpha \quad (3.23)$$

onde Q_L é o vazamento ocorrendo no elemento de comprimento L entre os nós i e j , c_1 o coeficiente de vazamento que depende das características do sistema (idade e deterioração das tubulações e tipo do solo, dentre outras), H a energia no nó (i ou j), Z a cota topográfica do nó (i ou j) e α o expoente de vazamentos. Germanopoulos e Jowitt (1989) reportaram um valor de 1,18 para esse expoente, com base em investigações de campo (WRC, 1980).

No caso em que uma válvula de controle está localizada entre os nós i e j , a relação entre a vazão Q e a perda de carga H pode ser expressa pela eq.(3.24):

$$Q_{ij} = V_k \cdot R_{ij} \cdot \text{sgn}(H_i - H_j) \cdot |H_i - H_j|^{0,54} \quad (3.24)$$

onde V_k é o parâmetro que representa a abertura da válvula k , R_{ij} é o coeficiente de resistência que resulta da formulação de Hazen-Williams, $\text{sgn}(x)$ é 1 se $x > 0$ e -1 caso contrário.

O problema de determinação das aberturas, V_k , ótimas das válvulas, consiste em minimizar o somatório das diferenças entre as cargas hidráulicas calculadas H_i e as cargas hidráulicas H_i^* necessárias para atender a demanda em um número N_r pré-determinado de nós de referência. A formulação do problema é apresentada a seguir.

$$\text{Min}_{V_k} \sum_{i \in N_r} (H_i - H_i^*) \quad (3.25a)$$

Sujeito a:

(a) equação da continuidade nos nós (3.22)

(b) aberturas máxima e mínima das válvulas:

$$V_k^{\min} \leq V_k \leq V_k^{\max} \quad (3.25b)$$

(c) carga hidráulica mínima para os nós:

$$H_i \geq H_i^* \quad (3.25c)$$

Os dados de entrada no modelo são as cargas hidráulicas nos nós ligados aos reservatórios, a localização e as aberturas máximas e mínimas das válvulas, as demandas e cotas topográficas dos nós, as características das tubulações da rede (comprimento, diâmetro e coeficiente de rugosidade), a carga hidráulica mínima para atender a demanda nos nós, e a relação entre pressão e vazamento da rede. As variáveis desconhecidas são as cargas hidráulicas H_i e as aberturas das válvulas V_k incorporadas à rede.

Jowitt e Xu (1990) desenvolveram um algoritmo de otimização que melhora o trabalho apresentado por Germanopoulos e Jowitt (1989). Esses autores determinaram a modulação ótima das VRPs de localização conhecida, minimizando os vazamentos diretamente. Além disso, a metodologia de linearização sucessiva mostrou uma sistemática mais apropriada que levou a soluções ótimas mais eficientes. A formulação do problema é apresentada a seguir.

$$\text{Min}_{V_k} \sum_{ij \in R} (Q_{Lij}) \quad (3.26)$$

sujeito às mesmas restrições da formulação de Germanopoulos e Jowitt (1989) (eqs. 3.22, 3.25b e 3.25c) e onde R é o número de todos os pares de nós conectados por uma tubulação.

Hindi e Hamam (1991a) apresentaram a primeira etapa de um modelo de redução de vazamentos destinado a determinar as configurações de VRPs, sem perder de vista a garantia do atendimento. Os resultados dessa primeira etapa consistiram em um conjunto de aberturas das válvulas para um conjunto conhecido de demandas e níveis nos reservatórios. Em uma segunda etapa (HINDI; HAMAM, 1991b), o modelo desenvolvido foi utilizado

para minimizar vazamentos, considerando diversos padrões de demanda, representantes da variação diurna do consumo. Os dois modelos desenvolvidos, com sistemáticas de linearizações alternativas, foram testados na análise de diversos casos de estudo.

Salgado, Rojo e Zepeda (1993) incluíram um modelo de vazamentos e demandas variáveis com a pressão para simular redes de distribuição de água utilizando o Método Gradiente, desenvolvido originalmente por Todini e Pilati (1987). Nesse trabalho, foi empregada a mesma formulação de vazamentos da eq.(3.23) e o modelo de demandas dirigidas pela pressão segue a equação dos orifícios. O modelo foi submetido a testes de convergência, utilizando um sistema hipotético e foi evidenciado que o novo método apresentou resultados confiáveis.

Savic e Walters (1995) estudaram a localização de válvulas tipo *on/off*, as quais não admitem modulações intermediárias. Consideraram a redução dos excessos de pressão na rede, ao invés de considerar a redução dos vazamentos diretamente. Porém, o método não explora todo o potencial de redução de vazamentos, mas consiste em uma ferramenta útil na delimitação de setores de redes.

Como proposta para solucionar o problema de localização ótima de válvulas de controle de pressão, Reis, Porto e Chaudhry (1997) adotaram um procedimento híbrido que determina as localizações de VRPs ajustáveis e as respectivas configurações, utilizando Algoritmos Genéticos (AGs) e programação linear. Uma vez estabelecidas as localizações das VRPs via AGs, os autores utilizaram o módulo de programação linear, segundo a proposta de Jowitt e Xu (1990), para determinar as modulações ótimas das válvulas. O modelo hidráulico foi implementado com base na teoria linear para desenvolver as avaliações com base em um único padrão operacional relativo a níveis de água nos reservatórios e fatores de consumo. A modulação das válvulas foi considerada em termos de variáveis de abertura, que oscilavam entre 0 e 1. Um estudo dos efeitos da variação das demandas na localização ótima das válvulas indicou combinações distintas de localização das válvulas para diferentes padrões de demandas nodais e para diferentes demandas totais. Uma das vantagens do uso de AGs na formulação é a variedade de soluções envolvendo um número pequeno de válvulas.

Vairavamoorthy e Lumbers (1998) abordam a otimização das aberturas de VRPs para uma localização pré-definida. O método de busca de soluções utiliza uma técnica baseada em uma programação quadrática sequencial que resolve uma série de sub-problemas,

visando a gerar a cada passo uma direção de busca que é usada para corrigir o vetor solução. Esses autores consideraram e incorporaram duas funções objetivo no modelo de otimização. A primeira minimiza o volume total de vazamentos:

$$\min Z_1 = \sum_{k=1}^{NP} (Q_{Lk}) \quad (3.27)$$

onde NP é o número de tubulações da rede e Q_L é calculado com a eq.(3.23) utilizando um expoente $\alpha = 1,18$. A segunda função objetivo minimiza a soma dos quadrados dos desvios entre a pressão dos nós e a pressão mínima requerida para esses nós:

$$\min Z_2 = \sum_{i=1}^{NPN} (H_i - H_i^*)^2 \quad (3.28)$$

onde NPN é o número de nós com carga hidráulica desconhecida. As restrições para as duas funções objetivo são: a equação da continuidade para cada nó, considerando a relação entre pressão e vazamento, e os limites de abertura máximo e mínimo das válvulas.

Empregando a mesma formulação pré-estabelecida para o modelo de vazamentos, Gueli e Pezzinga (1998) propõem a utilização de AGs em lugar de programação não linear para a determinação das aberturas ótimas das VRPs destinadas a minimizar as perdas por vazamentos. Essa proposta surgiu com o propósito de aumentar o grau de eficiência na convergência.

O aspecto comum dos trabalhos citados anteriormente, sobre modelagem de vazamentos, é que os parâmetros que relacionam a pressão e os vazamentos são pré-estabelecidos. A seguir, comentam-se outras propostas para a determinação das relações pressão-vazamento.

Em um estudo realizado por Khadam, Shammam e Al-Feraiheedi (1991) na cidade de Riad, Arabia Saudita, encontrou-se que as relações entre pressão e vazamentos não apresentaram uma variação exponencial. O estudo foi efetuado com base em medições das taxas de vazamentos para valores médios de pressão na rede de distribuição e através de análises demográficas e de consumo por zonas. Essa não uniformidade das relações pressão-vazamento reflete o caráter local dos parâmetros e aparentemente ocorreu devido a diversos fatores como variações de pressão diurna de serviço, fadiga dos tubos devido a bruscas variações térmicas, etc.

Arreguín-Cortes e Ochoa-Alejo (1997) apresentaram um método para determinar as perdas de água em redes de distribuição, ligações domésticas, conexões não autorizadas e medidores residenciais. Os autores basearam-se em técnicas de amostragem aleatória estratificada, medição de perdas em ligações residenciais, observações de usuários com baixo consumo mensal, verificação de hidrômetros e medidas hidrométricas em distritos urbanos. Os resultados permitiram quantificar os volumes de perdas e suas causas, além de fornecer informações úteis para o planejamento de estratégias de prevenção de perdas adicionais. O método foi aplicado a sistemas de distribuição em quinze cidades mexicanas, que apresentavam um índice médio de 36% de perdas por vazamentos. Os autores propuseram uma relação linear entre pressão e vazamentos, mas advertem que os resultados não deveriam ser extrapolados a outras cidades mesmo com características similares às estudadas por eles, visto que as condições operacionais, a idade do sistema, a pressão e os materiais utilizados influenciam os vazamentos.

Com base em dados de campo e aplicando análises estatísticas para processá-los, Lambert e Hirner (2000) desenvolveram outra metodologia para a determinação dos parâmetros de modelo de vazamentos em redes de distribuição de água. Para o cálculo dos vazamentos, os autores propuseram um estudo baseado em um balanço de massa, envolvendo o volume total de água que entra no setor da rede, o consumo de água autorizado faturado e não faturado, e as perdas tanto reais como aparentes (como definido na seção 3.1.1). O método avalia a eficiência da rede com base na relação entre a perda real, registrada pelo balanço de massa, e a perda real mínima do sistema. Esta última depende do comprimento das linhas de distribuição, do número de conexões ligadas à rede, do comprimento das conexões dos medidores prediais à rede de distribuição e de parâmetros da rede baseados em análises estatísticas de vazamentos não identificados e quebras de tubulações registradas e não-registradas com respectivos volumes perdidos, duração dos vazamentos e pressão média atuante (LAMBERT *et al.*, 1999).

3.3.3.1 Determinação dos parâmetros do modelo de vazamentos

Um outro grupo de trabalhos se ocupa da determinação dos parâmetros do modelo de vazamentos através de simulações de redes de distribuição. A seguir são citadas algumas dessas propostas.

Tucciarelli, Criminisi e Termini (1999) desenvolveram um procedimento iterativo de dois passos para estimar as perdas de água através de pequenos vazamentos em diferentes áreas de uma rede de distribuição de água. O primeiro passo consiste na estimativa dos parâmetros no modelo da rede, por meio da maximização de uma função objetivo igual à soma dos quadrados da diferença entre as cargas hidráulicas e vazões observadas e seus valores calculados para determinado número de nós e tubulações. Os parâmetros estimados são, entre outros, os coeficientes e expoentes de perdas. Tais parâmetros fornecem o valor de perdas de água por unidade de tempo em cada área da rede, denominada zona. O segundo passo consiste na otimização das aberturas de válvulas incorporadas na rede. As restrições do problema são as cargas hidráulicas mínimas que devem ser atingidas nos nós e as equações de continuidade.

O modelo de Tucciarelli, Criminisi e Termini (1999), utilizado no processo de calibração, isto é, no primeiro passo, considera condições de regime permanente e combina as equações de continuidade e de conservação da energia em um conjunto de N equações algébricas:

$$\sum_{j=1}^{M_i} \frac{H_j - H_i}{\sqrt{R_{ij}|H_j - H_i|}} - \delta_1 Q_{Li} - C\rho_i = 0; \quad i = 1, \dots, N \quad (3.29)$$

onde N é o número total de nós, M_i é o número de tubulações ligadas ao nó i , H a carga hidráulica no nós i e j , Q_L é a perda de água nas tubulações ligadas ao nó i , δ_1 é igual a 1 ou zero se a carga hidráulica total no nó i é maior ou menor, respectivamente, que a cota topográfica deste, C é a demanda total, ρ é um coeficiente de distribuição espacial da demanda no nó i (restrição da demanda atendida). O termo Q_L é calculado com base na suposição de que as tubulações de um mesmo setor apresentam vazamentos constantes por unidade de superfície da tubulação. A eq.(3.30) expressa algebricamente essas suposições:

$$Q_{Li} = (H_i - Z_i)^\alpha \sum_{j \in J_i} \frac{\pi}{2} D_{ij} \theta_{ij} L_{ij} \quad (3.30)$$

onde Q_L é o vazamento quantificado no nó i , Z a cota topográfica referente ao nó i , α o expoente de perda que corresponde ao setor de vazamentos do nó i , J_i o número de tubulações ligadas ao nó i , D o diâmetro da tubulação, L o comprimento da tubulação, θ a constante de vazamentos por unidade de superfície de tubulação do trecho j ligado ao

nó i . O termo R_{ij} da eq.(3.29) é o coeficiente de resistência da tubulação que vincula os nós i e j e é determinado com a equação de Prandtl-Nikuradse:

$$R_{ij} = R^0(V_{ij}) + 0,0826 \frac{L_{ij}}{\lambda D_{ij}^5} \quad (3.31)$$

$$\text{sendo } \lambda = 4 \left[\log \left(\frac{\varepsilon_{ij}}{3,71 D_{ij}} \right) \right]^2 \quad (3.32)$$

onde $R^0(V_{ij})$ é a perda de carga localizada correspondente a uma possível válvula de índice V_{ij} na tubulação entre os nós i e j , e ε_{ij} a rugosidade absoluta da tubulação entre os nós i e j .

As perdas de água Q_L em (3.30) podem ser calculadas a partir dos parâmetros estimados C , α , θ e ε . A estimativa desses parâmetros pode ser realizada através de medições das cargas hidráulicas totais e das vazões para determinados nós e tubulações, respectivamente. Com essas medições o problema inverso deve ser resolvido visando a minimizar as diferenças entre os valores medidos e os calculados.

Os autores comentam que procedimento mostrou-se preciso e estável após ser testado em alguns experimentos numéricos. Além disso, a estratégia proposta permite não somente realizar medições em um modelo mais realista da rede, mas mudar as condições da rede para obter informações à respeito de novas medições.

Martínez *et al.* (1999) construíram e calibraram um modelo dinâmico da rede de distribuição de água para a cidade de Valência, Espanha, que abastece uma população de 1,5 milhões de habitantes através de 1500 km de tubulações, para tanto, o *software* EPANET foi empregado como pacote de simulação. Os autores construíram um programa computacional que possui modelos de qualidade da água, de vazamentos relacionados com a pressão e de demanda dependente da pressão. O modelo diferencia os vazamentos naqueles correspondentes às partes modelada e não modelada do sistema de distribuição. A parte modelada da rede constitui o sistema simplificado, que considera somente as linhas principais de distribuição (esqueleto). A parte não modelada, corresponde a tubulações de menor diâmetro que são incluídas no modelo como demandas e vazamentos em determinados nós da rede simplificada. Um estudo mais detalhado dos modelos pressão-vazamentos e pressão-demanda do *software* produzido é apresentado por Martínez, Conejos e Vercher (1999).

Martínez, Conejos e Vercher (1999) foram os pioneiros a construir hipóteses para avaliação de vazamentos quando os setores da rede são representados de maneira detalhada e quando um nó representa um setor da rede. Os autores propõem uma integração das relações pressão-vazamentos e pressão-demanda na formulação discreta para resolução do problema em cada instante m :

$$\sum_{j \in J_i} k_{ij}(m) (H_i(m) - H_j(m)) + \frac{1}{2} \sum_{j \in J_i} q_{1,ij}(m) + q_{2,i}(m) + Q_{d,i}(m) = 0; \quad i \in J_d \quad (3.33)$$

onde $k_{ij}(m) = R_{ij}^{-0,5}(m) |H_i(m) - H_j(m)|^{-0,5}$, $q_{1,ij}$ é a taxa de vazamento na rede modelada e é dada por:

$$q_{1,ij} = c_1^s L_{ij} (P_{ij}^{av})^{1,18} \quad (3.34)$$

onde c_1^s é uma constante dependente das características particulares da rede ou do setor s , L é o comprimento da tubulação entre os nós i e j e P^{av} é a pressão média na tubulação entre os nós i e j .

A formulação para o cálculo da taxa de vazamentos na rede de distribuição modelada baseia-se em que as perdas por vazamentos podem ser consideradas proporcionais ao número de defeitos:

$$n_b = k \cdot L \cdot D^d \cdot e^{a\tau} \quad (3.35)$$

onde n_b é o número de quebras ocorridas durante o intervalo $[0, \tau]$, k é um coeficiente que depende do tipo e qualidade do material e da instalação, L e D são o comprimento e o diâmetro da tubulação, respectivamente, d é um expoente cujo valor é 1 para diâmetros pequenos (menores que 125 mm) e -1 para diâmetros maiores, a é um parâmetro de ajuste da evolução temporal do número de quebras e τ é a idade da tubulação. Com a introdução desses coeficientes e para um grupo de tubulações de igual material e idade, a eq.(3.34) pode ser escrita da seguinte forma:

$$q_{1,ij} = c \cdot L_{ij} \cdot D_{ij}^d \cdot e^{a\tau} (P_{ij}^{av})^{1,18} \quad (3.36)$$

Se o vazamento no nó i é dado por

$$q_{1,i} = \frac{1}{2} \sum_{j \in J_i} q_{1,ij} \quad (3.37)$$

onde J_i é o conjunto de todos os nós conectados ao nó i , o vazamento médio durante o período de simulação para a rede modelada no setor s , será dado por

$$\bar{q}_1^s = \frac{1}{T} \sum_{k=1}^T \sum_{i \in J_d^s} q_{1,i}(k) \quad (3.38)$$

onde $q_{1,i}(k)$ é o vazamento no nó i para o instante k , T é o número total de intervalos considerados na simulação e J_d^s é o conjunto de nós com demandas no setor s . Se se considera que π_1^s é a porcentagem de vazamento no setor s da rede modelada, o vazamento médio pode ser escrito como

$$\bar{q}_1^s = \pi_1^s \frac{1}{T} \sum_{k=1}^T \sum_{i \in J_s^s} Q_{s,j}(k) \quad (3.39)$$

onde $Q_{s,j}(k)$ é a vazão controlada injetada no nó fonte j no instante k e J_s^s é o conjunto do nós do setor s . Assim, através da resolução das eqs.(3.38) e (3.39), o valor da constante c_1^s para o setor s pode ser obtido.

Para o cálculo da taxa de vazamento médio na rede não modelada, é proposta uma expressão similar, através da substituição da porcentagem π_1^s por π_2^s :

$$\bar{q}_{2,i} = \pi_2^s \frac{1}{T} \sum_{k=1}^T Q_{c,i}(k) \quad (3.40)$$

onde π_2^s é a porcentagem de vazamento na rede não modelada no setor s e $Q_{c,i}(k)$ é a vazão abastecida total no nó i para o instante (k) . Entretanto, de acordo com a equação de descarga através de um orifício,

$$\bar{q}_i = K_i (P_i - P_0)^\beta \quad (3.41)$$

onde P_i é a pressão a montante do orifício, P_0 é a pressão a jusante do orifício, β é um expoente determinado experimentalmente e K_i é o coeficiente de descarga do orifício que depende do tipo e da forma deste. O vazamento é dado por

$$\bar{q}_{2,i} = K_i \frac{1}{T} \sum_{k=1}^T P_i^\beta(k) \quad (3.42)$$

onde adota-se um valor de zero para P_0 e supõe-se que K_i é constante ao longo do tempo.

A porcentagem π_2^s , que corresponde aos vazamentos na rede não modelada no setor s é inserida através da seguinte expressão:

$$\sum_{i \in I_s} \bar{q}_{2,i} = \bar{q}_2^s = \pi_2^s \frac{1}{T} \sum_{k=1}^T \sum_{j \in J_s} Q_{s,j}(k) \quad (3.43)$$

Com a finalidade de distribuir o vazamento espacialmente sem fixar a porcentagem para cada nó, propõe-se expressar o vazamento total de cada nó proporcionalmente à pressão atuante:

$$q_{2,i}(k) = c_2^s \left[\sum_{k=1}^T Q_{c,i}(k) \right] P_i^\beta(k) \quad (3.44)$$

onde c_2^s é o coeficiente de vazamento do setor a ser determinado. O vazamento médio no período de simulação, de acordo com a expressão (3.44), será dado por

$$\bar{q}_{2,i} = c_2^s \left[\sum_{k=1}^T Q_{c,i}(k) \right] \frac{1}{T} \sum_{k=1}^T P_i^\beta(k) \quad (3.45)$$

Para a obtenção do coeficiente K_i correspondente a cada nó, o valor da constante c_2^s para o setor deve ser obtido; para tanto, substitui-se a eq.(3.45) na equação (3.43):

$$K_i = c_2^s \left[\sum_{k=1}^T Q_{c,i}(k) \right] \quad (3.46)$$

Assim, foi explicado o significado dos termos da eq.(3.33), exceto do último ($Q_{d,i}$) que corresponde à demanda efetivamente atendida.

Entre os modelos iterativos para avaliação de vazamentos, Hernández *et al.* (1999) propuseram uma metodologia baseada no Método Gradiente (TODINI; PILATI, 1987). O modelo foi desenvolvido a partir do código fonte do EPANET com dois objetivos principais: (1) introduzir uma técnica computacional de alto desempenho, destinada a acelerar os processos de simulação; (2) introduzir a modelação de vazamentos e desenvolver um módulo de otimização paralelo para minimizar os vazamentos através do controle de pressões na rede de distribuição. O processo iterativo para um determinado instante compreende os seguintes passos:

1. Os vazamentos são supostos iguais a zero para cada nó.
2. As pressões na rede são determinadas utilizando o Método Gradiente.
3. Uma aproximação inicial dos vazamentos para cada nó i é obtida através da seguinte expressão:

$$q_i = K_i p_i^{1,1} \quad (3.47)$$

onde q é o vazamento no nó i , p é a pressão no nó i e K_i representa um coeficiente de vazamento para cada nó, suposto constante para longos períodos de tempo.

4. Os vazamentos são somados às vazões de demanda nos nós e novos valores de consumo global são obtidos.
5. Volta-se ao passo 2. O processo iterativo termina quando os valores de vazamentos em cada nó permanecem estáveis para determinado critério de convergência.

Os vazamentos foram minimizados para cada período da simulação, através do controle de pressões com um número de VRPs, com base na suposição de que os vazamentos podem ser minimizados para cada instante de tempo independentemente. Os autores advertem que essa independência não pode ser considerada realista, desde que as configurações das válvulas para um determinado instante podem alterar as vazões de entrada e saída nos reservatórios e, portanto, o estado da rede nos passos subseqüentes. No entanto, essa suposição pode ser considerada razoável se se leva em consideração que as VRPs usualmente controlam setores sem reservatórios.

Soares (2003) desenvolveu uma rotina computacional que considera as perdas por vazamento e a dependência das demanda com a pressão, com vistas à calibração em termos das rugosidades absolutas, demandas, diâmetros, cotas topográficas e parâmetros do modelos de vazamentos, bem como a localização de componentes hidráulicos na rede. Para tanto, o autor utilizou modelos inversos resolvidos com o suporte de um procedimento híbrido que combina AGs e Método Simplex, e que interage com o modelo hidráulico do simulador EPANET. O modelo utilizado por Soares (2003) admite que a vazão total abastecida (TS) possa ser subdividida em demanda total efetivamente abastecida (TD) e vazamentos (V), e o balanço de massa correspondente passa a ser escrito como

$$TS = TD + V \quad (3.48)$$

Supõe-se, ainda, que a distribuição espacial da demanda total seja conhecida e obedeça a um mesmo padrão de variação temporal, o que reflete no fator multiplicador (FT) da demanda total de referência TS^* , geralmente estabelecida com base nos consumos mensais. A demanda potencial total (TDP) pode ser expressa como

$$TDP = FT \cdot TS^* \quad (3.49)$$

Assim, a demanda potencial total corresponde à demanda efetivamente abastecida total mais a parcela que deixa de ser atendida (PNA), devido às limitações impostas pelas variações das pressões do modelo de demanda dirigida pela pressão:

$$TD = TDP - PNA \quad (3.50)$$

Através da substituição das eqs.(3.49) e (3.50) em (3.48), obtém-se

$$TS = FT \cdot TS^* - PNA + V \quad (3.51)$$

O fator FT pode ser obtido a partir dos valores estimados iniciais para PNA e V como

$$FT = \frac{TS + PNA - V}{TS^*} \quad (3.52)$$

onde $PNA = (FT \cdot TS^* - TD)_{inicial}$; para $V_{inicial}$.

Assim, o novo fator multiplicador FT_2 no procedimento iterativo será

$$FT_2 = \frac{TS + FT_1 \cdot TS^* - TD_1 - V_1}{TS^*} \quad (3.53)$$

onde FT_1 , TD_1 e V_1 são os valores na estimativa anterior para o fator multiplicador, a demanda total efetivamente abastecida e o vazamento total, respectivamente.

Araujo, Coelho e Ramos (2003) propuseram um método para estimar os parâmetros associados aos vazamentos e descrever a demanda de uma forma mais razoável que as decorrentes do uso das estimativas estáticas convencionais. O modelo desses autores utiliza o simulador hidráulico EPANET e está baseado nas seguintes premissas:

- a única informação disponível são os registros contínuos de vazão fornecida ao setor do sistema de distribuição;
- a demanda nodal é desconhecida e sua distribuição espacial é realizada com base em uma avaliação qualitativa a partir de contagem de abonados ou análise da ocupação do terreno; a demanda total é expressa como fração da vazão total de entrada no sistema;
- os vazamentos dependem exclusivamente da pressão;
- o coeficiente c de vazamentos é o mesmo para todas as tubulações do setor e é independente da seção transversal das tubulações; e
- para o horário de vazão de entrada mínima, a vazão total pode ser dividida em uma porcentagem devida aos vazamentos e uma porcentagem que corresponde à demanda efetiva.

Assim, o método consiste nos seguintes passos:

1. A partir dos registros de vazão de entrada no sistema, encontra-se o tempo, $t_{\min}$, para o qual ocorre a menor vazão de entrada (usualmente a vazão mínima noturna).
2. Para esse tempo, $Q_{T,t_{\min}}$ é a vazão total mínima e o vazamento total $Q_{F,t_{\min}}$ pode ser estimado como uma fração F dessa vazão, por exemplo 0,8:

$$Q_{F,t_{\min}} = F \cdot Q_{T,t_{\min}} = 0,8 \cdot Q_{T,t_{\min}} \quad (3.54)$$

3. Através da aplicação de um AG, o programa encontra o valor de c para o qual se verifica a seguinte relação:

$$Q_{F,t_{\min}} = \sum_{i=1}^N q_{f,i} = \sum_{i=1}^N \left(P_i^{1,18} \cdot c \cdot \sum_{j=1}^M 0,5 \cdot L_{ji} \right) = 0,8 \cdot Q_{T,t_{\min}} \quad (3.55)$$

onde $q_{f,i}$ é o vazamento no nó i para $t_{\min}$, N o número de nós na rede, M o número de tubulações ligadas ao nó i , L_{ij} o comprimento da tubulação entre os nós i e j e P_i a carga hidráulica no nó i para $t_{\min}$. O coeficiente c , assim estimado, permanece como um valor fixo para o processo de simulação, visto que é uma característica das tubulações da rede.

4. Uma vez que c é determinado, pode ser calculado o valor dos vazamentos em função da carga hidráulica para cada tempo t . Esse valor é distribuído uniformemente entre as tubulações da rede e dividido entre seus nós inicial e final. A demanda nos nós deve também ser realocada, para incluir o efeito dos vazamentos e satisfazer as condições externas determinadas pelas medições de vazão de entrada.
5. As seguintes relações devem ser verificadas, onde $Q_{T,t}$ é a vazão total fornecida ao sistema no tempo t , $Q_{Te,t}$ é a demanda efetiva na rede para o tempo t , q_{bi} é a demanda nominal ou demanda *base* (sem vazamentos) no nó i , $f_{c,t}$ é o fator da demanda no tempo t (que reflete a forma do registro de vazões de entrada no sistema), P_i é a carga hidráulica no nó i para $t = t_{\min}$ e $K_{f,i}$ é o coeficiente emissor equivalente para o nó i :

$$Q_{T,t} = Q_{Te,t} + Q_{F,t} \quad (3.56)$$

$$K_{f,i} = c \cdot \sum_{j=1}^M 0,5 \cdot L_{ji} \quad (3.57)$$

$$Q_{T,t} = \sum_{i=1}^N (q_{bi,t} \cdot f_{c,t}) + \sum_{i=1}^N (K_{f,i} \cdot P_{i,t}^{1,18}) \quad (3.58)$$

6. Um padrão de demanda novo é determinado para cada nó de forma que as eqs.(3.57) a (3.58) sejam satisfeitas (i.e., um novo valor para $f_{c,t}$ em cada nó e para cada tempo t deve ser encontrado).

Na formulação do AG para os passos 3 e 5 a 6 anteriores, duas funções objetivo são empregadas no processo de otimização com AG, a primeira é utilizada na etapa de otimização de c :

$$\text{Min } f(\Delta Q_F)_{t_{\min}} = \frac{F \cdot Q_{T,t_{\min}} - Q_{F,t_{\min},\text{Mod}}}{F \cdot Q_{T,t_{\min}}} \quad (3.59)$$

Em uma segunda etapa, o padrão de demanda ($f_{c,t}$) é recalculado com a seguinte expressão:

$$\text{Min } f(\Delta Q_{T,t})|_{t=1}^{H \neq t_{\min}} = \frac{(Q_{T,t} - Q_{T,t,\text{Mod}})^2}{Q_{T,t}} \Big|_{t=1}^{H \neq t_{\min}} \quad (3.60)$$

onde o índice *Mod* denota o valor calculado pelo modelo.

Cheung, Reis e Van Zyl (2005) apresentaram um Modelo de Simulação Hidráulica Dirigido Pela Pressão (MSHDP), através de intervenção direta sobre o código do EPA-NET. Esses autores utilizaram a biblioteca OOTEN (VAN ZYL, 2003) para incluir os vazamentos explicitamente, bem como as demandas variáveis com a pressão. Os resultados obtidos levam a considerar que o modelo é mais realista e direto que os anteriormente desenvolvidos.

Araujo, Ramos e Coelho (2006) propuseram um método de duas fases para localização e modulação de VRPs, com o objetivo de controlar os vazamentos para as condições operacionais horárias variáveis do dia típico. A metodologia foi desenvolvida em duas fases: (1) avaliação de uma função objetivo estabelecida para otimizar o número e a localização das válvulas; (2) avaliação de uma outra função objetivo para o ajuste das aberturas ótimas das válvulas.

A primeira fase foi executada permitindo-se que as rugosidades de todas as tubulações fossem alteradas, simulando válvulas, com o propósito de minimizar as pressões do sistema. Os trechos com maiores incidências de rugosidades alteradas (acrescidas) eram considerados candidatos à implantação de VRPs. A metodologia proposta foi aplicada a um modelo de rede que operava em período estendido de 24 horas. A formulação matemática para essa primeira etapa da otimização esteve baseada na seguinte função objetivo:

$$\text{Otimizar } f(p_i, nv)|_{t=1}^T = \frac{nv_t}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{P_{\text{cal},i,t} - P_{\text{mín}}}{P_{\text{mín}}} \right)^2 \cdot nv_t + nv_t \right]^2} \Bigg|_{t=1}^T \quad (3.61)$$

onde T é o número total de intervalos da simulação (normalmente igual a 24 intervalos de 1 hora), N o número total de nós, $P_{\text{cal},i,t}$ a pressão calculada no nó i para a hora t , $P_{\text{mín}}$ a pressão mínima pré-estabelecida para qualquer nó da rede e nv_t o número de válvulas calculadas para o instante t (i.e., número de tubulações com rugosidade maior que a original).

A segunda fase da otimização permitiu determinar as modulações das VRPs em termos do coeficiente de perda de carga (K_v) ou da pressão a jusante (H_J). A formulação matemática, para esse componente da otimização, foi baseada na seguinte função objetivo:

$$\text{Otimizar } f(p_i)|_{t=1}^T = \frac{1}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{P_{\text{cal},i,t} - P_{\text{mín}}}{P_{\text{mín}}} \right)^2} \Bigg|_{t=1}^T \quad (3.62)$$

onde T , N , $P_{\text{cal},i,t}$ e $P_{\text{mín}}$ têm os mesmos significados que na eq.(3.61).

Os autores utilizaram o simulador hidráulico EPANET, considerando os nós da rede como emissores, para impor vazamentos como função das pressões nodais. Para tanto, utilizaram o procedimento proposto por Araujo, Coelho e Ramos (2003) de determinação dos coeficientes dos emissores. Supondo-se o percentual que os vazamentos representam da vazão total abastecida, os coeficientes dos emissores são determinados para o padrão operacional da hora de menor consumo (madrugada tipicamente) e empregados para as 24 horas do dia típico.

As soluções encontradas por Araujo, Ramos e Coelho (2006), em um estudo de caso, permitiram construir diversos cenários alternativos para localização de VRPs. Os autores verificaram que a escolha de adequados números e localizações de VRPs depende da topologia e das características físicas do sistema e não necessariamente o maior número de válvulas fornece a melhor solução.

3.4 Otimização multiobjetivo aplicada a sistemas de distribuição de água

A pesquisa operacional, desenvolvida originalmente com propósitos militares durante a Segunda Guerra Mundial, tem demonstrado grande utilidade como ferramenta de resolução de problemas complexos e, portanto, tem sido empregada nas diversas áreas do conhecimento. Diversas técnicas foram propostas ao longo do tempo visando a modelar problemas reais no contexto da análise sistêmica, em procura de soluções que satisfaçam as necessidades da sociedade.

Sob a perspectiva sistêmica, um fenômeno real é modelado como uma função objetivo a ser maximizada ou minimizada, considerando um conjunto de restrições. Técnicas como a programação linear, não linear e dinâmica surgiram como ferramentas de busca de soluções para problemas de otimização. Essas técnicas de programação matemática são formuladas utilizando uma única função objetivo que produz uma única solução,

motivo pelo qual vários pesquisadores (GOICOECHEA; HANSEN; DUCKSTEIN, 1982; LOUCKS; STEDINGER; HAITH, 1981; COELLO, 1996; VELDHUIZEN, 1999; WALSKI *et al.*, 2003) têm questionado sua aplicação aos problemas reais de engenharia, principalmente na área de recursos hídricos, onde os objetivos são múltiplos e conflitantes.

O procedimento que envolve mais do que um objetivo é conhecido como otimização multiobjetivo e visa produzir um conjunto de soluções denominadas na literatura como soluções ótimas Pareto ou soluções *Trade-off* (CHEUNG, 2004). Esse conjunto de soluções ótimas abrange aquelas que se mostram como superiores a todas as alternativas no espaço de busca, quando todos os objetivos são considerados.

Cohon (1978) classificou em dois grupos os algoritmos convencionais propostos na literatura para tratar o problema multiobjetivo: técnicas de geração de soluções não dominadas, que têm apenas a função de produzir um conjunto de vetores solução para que o tomador de decisões possa escolher a solução que mais lhe convém; e técnicas baseadas na preferência do decisor, que utilizam informações de preferência de cada objetivo e iterativamente geram um conjunto de soluções ótimas. A maioria dessas técnicas multiobjetivo transformam o problema de otimização de objetivos múltiplos em um problema de otimização de objetivo único.

Muitos métodos de otimização desenvolvidos sob a perspectiva convencional, para o planejamento e o gerenciamento de recursos hídricos, têm produzido soluções razoáveis à tomada de decisões, porém existe interesse de vários pesquisadores (GOICOECHEA; HANSEN; DUCKSTEIN, 1982; LOUCKS; STEDINGER; HAITH, 1981; WALSKI *et al.*, 2003; FRANCATO, 2002; CHEUNG; REIS; CARRIJO, 2003; FORMIGA *et al.*, 2003) em identificar e considerar simultaneamente vários objetivos na análise e solução de problemas desse tipo. Esses pesquisadores buscam modelos consistentes que definam em forma explícita os objetivos múltiplos, que gerem várias soluções (estratégias) simultaneamente com múltiplos valores (i.e. custo, benefício, vazamentos, confiabilidade) associadas para cada solução, que permitam avaliar várias alternativas de projeto, operação e/ou reabilitação e selecionar aquela preferida pelo decisor, com conhecimento da compensação em relação a cada objetivo.

São encontrados na literatura diversos trabalhos que abordam a otimização com objetivos múltiplos para aplicações relacionadas com o planejamento e gerenciamento de

recursos hídricos, mas poucos deles consideram, entre esses objetivos, a minimização de vazamentos. Citam-se, a seguir, alguns dos trabalhos encontrados.

Liberatore e Sechi (2005) apresentaram uma metodologia de otimização e simulação híbridas para o projeto e gerenciamento de redes de distribuição da água. Os autores abordaram o problema de localização ótima de válvulas para minimizar os vazamentos quando é preciso reabilitar redes existentes ou quando se pretende projetar novas tubulações. Foram utilizadas, como base do trabalho, publicações prévias sobre métodos de busca meta-heurísticos (FANNI *et al.*, 1999; LIBERATORE; SECHI; ZUDDAS, 2004; LIBERATORE; SECHI, 2004), para as novas aplicações desenvolvidas. O trabalho consistiu em utilizar um procedimento meta-heurístico denominado *Scatter-search*, de forma a analisar um grande número de possíveis combinações, no conjunto de alternativas discretas, sem utilizar as complexas estruturas matemáticas da abordagem clássica para projeto de redes.

Além de identificar combinações ótimas de localizações e modulações de válvulas, a aplicação desenvolvida por esse autores permite o dimensionamento de novas tubulações, determinar as configurações de bombas e obter diversas informações para a tomada de decisões, considerando diferentes padrões de demanda e vazão com a possibilidade de inversão da direção do escoamento.

A formulação matemática da função objetivo do modelo é expressa como uma função multiobjetivo baseada no método dos pesos:

$$\min FO = \gamma_1 \cdot FO_1 + \gamma_2 \cdot FO_2 \quad (3.63a)$$

$$\text{onde } FO_1 = \sum_{j=1}^V f(H_j^*, D_j); \quad (3.63b)$$

$$FO_2 = \sum_{d=1}^K \sum_{i=1}^N [c_i (H_{i,d} - H_{\text{máx}})^2]_{H_{i,d} > H_{\text{máx}}} \quad (3.63c)$$

onde H_j^* é a pressão de calibração da válvula j localizada na tubulação com diâmetro D_j , V é o número de total de válvulas, K indica o padrão de demanda que está sendo analisado, N representa o número de nós do sistema, $H_{i,d}$ é a carga hidráulica total no nó i com padrão de demanda d e $H_{\text{máx}}$ indica a carga hidráulica máxima permitida no nó. A função objetivo FO_2 introduz as restrições de pressão nos nós, através dos coeficientes c_i que penalizam àqueles nós com valores que excedem a pressão limite $H_{\text{máx}}$. Os autores

observam que a adequada calibração dos parâmetros de penalidade c_i , associados com sobrecargas de pressão, tem uma importância estratégica para identificar o caminho das atualizações do processo em procura das soluções ótimas.

Os autores também ressaltam que na função FO_1 o custo econômico das válvulas está essencialmente vinculado ao número de válvulas e aos diâmetros D_j das tubulações em que estão localizadas. No entanto, os parâmetros de modulação das válvulas, H_j^* , influenciam as penalidades nas cargas hidráulicas que aparecem na função FO_2 .

Jourdan *et al.* (2005) afirmam que embora diversos estudos utilizaram algoritmos genéticos para modelar redes de distribuição de água, oferecendo resultados promissórios, a desvantagem comum a todos os AGs é o uso extensivo do processo de avaliação da aptidão. Segundo esses autores, no projeto de sistemas hídricos, a avaliação da qualidade de uma rede de distribuição de água exige uma simulação custosa em termos de tempo computacional. No trabalho apresentado por Jourdan *et al.* (2005), é abordada a utilização do aprendizado de máquina para acelerar a convergência de uma AG multi-objetivo no contexto do projeto de sistemas de água em particular. Através de teste de um método denominado LEMMO, em redes pequenas e grandes, os autores demonstraram que LEMMO resulta promissor e factível como um meio para melhorar e acelerar significativamente o processo de busca.

O método LEMMO funciona através da hibridização do algoritmo NSGA II (DEB *et al.*, 2000) com um algoritmo de indução de regras. O objetivo da hibridização é intensificar intermitentemente a busca em áreas promissórias do espaço de busca. O LEMMO é uma versão multiobjetivo do *Learnable Evolution Model* (LEM) (MICHALSKI, 2000), que integra um componente de aprendizado simbólico dentro de um algoritmo evolucionário. O LEM busca regras (ou outros modelos de predição) para descrever as diferenças entre as melhores e as piores soluções em termos de desempenho, e gera novos indivíduos com base nos formatos especificados em tais regras (JOURDAN *et al.*, 2005).

Os problemas para teste do algoritmo LEMMO, escolhidos por Jourdan *et al.* (2005), são três, dois considerados de pequena escala e um de grande escala. O primeiro problema está relacionado com a reabilitação de uma rede de distribuição na cidade de Nova Iorque. Consiste na escolha dos diâmetros ótimos de tubulações entre 15 diâmetros alternativos e a opção adicional de não realizar nenhuma melhora. A função de custo relaciona o diâmetro e o comprimento das tubulações em forma que uma enumeração completa de

todas as possíveis alternativas exigiria 16^{21} ($1,9343 \times 10^{25}$) avaliações. O segundo problema consiste em projetar uma rede de distribuição em Hanoi, Vietnam, com um reservatório e 34 tubulações. Existem 6 diâmetros disponíveis e a pressão mínima necessária em cada nó é de 30 m. A função de custo para este problema também relaciona o diâmetro e o comprimento das tubulações e o espaço de busca associado é $6^{31} = 1,326 \times 10^{24}$. O terceiro problema consiste em projetar uma rede de distribuição com 535 nós, 635 tubulações e um reservatório. Os diâmetros disponíveis são 20. O espaço de busca associado à função de custo é $20^{632} = 1,78 \times 10^{822}$. Nos três problemas, a otimização contempla a minimização dos custos e do déficit de cargas hidráulicas nos nós.

Os resultados, segundo Jourdan *et al.* (2005), mostraram que o LEMMO é capaz de melhorar significativamente o desempenho computacional além de reduzir o número de avaliações necessárias para encontrar a frente Pareto. Segundo os autores, os resultados também sugerem que as melhoras (redução do número de avaliações) parecem aumentar em proporção com o tamanho do problema, portanto, podem resultar convenientes para tratar problemas de grande escala.

Duarte *et al.* (2005) apresentaram um trabalho que examina o potencial de eficiência, em termos de custo, de esquemas de reabilitação e substituição para sistemas de distribuição de água. As melhoras dos sistemas podem incluir a atualização de componentes existentes da rede ou o aumento de novas tubulações, válvulas, tanques e bombas. Existem vários critérios conflitantes entre si. O trabalho compara os algoritmos evolucionários multiobjetivo com a abordagem baseada em indicadores de performance, aplicando ambos a um estudo de caso.

De acordo com os autores, os algoritmos evolucionários (AEs) têm demonstrado formas únicas para lidar com problemas de otimização multiobjetivo. Ainda Duarte *et al.* (2005), indicam que uma alternativa ou complemento ao uso das técnicas de otimização multiobjetivo é a avaliação sistemática do desempenho do sistema, a partir de pontos de vista relevantes, sob diferentes fatores de demanda e também ao longo de diferentes períodos do dia.

O estudo de caso corresponde a uma rede de distribuição de água de uma vila portuguesa, com o nome fictício de Vila Faia. O sistema é composto por dois reservatórios de nível fixo, 85 nós e 105 tubulações. O comprimento total das tubulações é de 6422 m. Todos os nós são atendidos por gravidade.

O problema multiobjetivo consiste em otimizar simultaneamente a máxima deficiência de pressão nos nós, os custos de capital e a máxima deficiência de velocidade nas tubulações. Os objetivos são conflitantes pois não é possível melhorar um dos objetivos sem prejudicar pelo menos um dos outros. A superfície *trade-off* ou de compromisso entre custo, máxima deficiência de velocidade e máxima deficiência de pressão foi analisada para a rede. A partir dessa análise foi construída a curva de compromisso que permite comparar pares de objetivos. No caso da comparação entre custo e máxima deficiência de velocidade, o primeiro apresenta uma tendência a aumentar enquanto a segunda diminui, resultando a maior deficiência de velocidade para um custo de custo de reabilitação igual a zero.

A avaliação de desempenho da rede de Vila Faia foi baseada na metodologia desenvolvida por Coelho (1997), a qual utiliza curvas de penalidade para traduzir o comportamento das variáveis através de índices de desempenho. Assim, são construídas curvas desses índices para a pressão nos nós, a velocidade nas tubulações (global, mínima e máxima) e as flutuações de pressão. Com essas curvas, é possível construir novas curvas para o sistema, que representam o comportamento da rede sob determinados padrões de demanda. Para cada fator de demanda, são representados valores mínimos, meios, máximos e quartiles para valores de desempenho, além do valor da média ponderada que representam o comportamento global do sistema. A interpretação da forma das curvas do sistema fornece subsídios para avaliar com maior facilidade os problemas que ocorrem na rede, os quais não resultam tão evidentes através da análise dos resultados da simulação.

No caso estudado, os autores encontraram resultados semelhantes através dos dois métodos utilizados e comentam que é importante realizar futuros estudos de caso comparativos.

3.4.1 Fundamentos da otimização multiobjetivo

Um problema de otimização multiobjetivo consiste em um número de funções objetivo a serem minimizadas ou maximizadas simultaneamente, em observância de um conjunto de restrições que devem ser satisfeitas. São apresentados a seguir os conceitos e termos da otimização multiobjetivo de acordo com Zitzler (1999). Este autor apresenta o conceito geral para um problema de maximização e afirma que para problemas de minimização ou mistos as definições apresentadas são semelhantes.

Definição 1 (Problema de Otimização Multiobjetivo) *Sejam x o conjunto de n variáveis de decisão, denominado vetor decisão e X o espaço que contém essas variáveis, denominado espaço de decisão. Seja y o conjunto de k funções objetivo que se pretende maximizar, pertencentes ao espaço objetivo Y . Seja $g(x)$ o conjunto de m restrições em função das variáveis de decisão. Um problema de otimização multiobjetivo é formulado na maneira seguinte:*

$$\begin{aligned}
 &\text{Maximizar} \quad y = f(x) = (f_1(x), f_2(x), \dots, f_k(x)) \\
 &\text{sujeito a} \quad g(x) = (g_1(x), g_2(x), \dots, g_m(x)) \leq 0 \\
 &\text{sendo} \quad x = (x_1, x_2, \dots, x_n) \in X \\
 &\quad \quad y = (y_1, y_2, \dots, y_k) \in Y
 \end{aligned} \tag{3.64}$$

As restrições $g(x) \leq 0$ determinam o conjunto de soluções factíveis. Uma solução infactível é aquela que não satisfaz todas essas restrições e todos os limites de cada variável de decisão. Por outro lado, uma solução factível é aquela que satisfaz todas as restrições e todos os limites de cada variável de decisão.

Definição 2 (Conjunto Factível) *Define-se o conjunto factível X_f como aquele que contém os vetores de decisão x que satisfazem às restrições $g(x)$, isto é*

$$X_f = \{x \in X \mid g(x) \leq 0\} \tag{3.65}$$

A imagem de X_f , isto é, a região factível no espaço da superfície de resposta, é denotada como $Y_f = f(X_f) = \bigcup_{x \in X_f} \{f(x)\}$.

Para um problema de objetivo único, a solução ótima global representa o valor mínimo ou máximo da função objetivo que satisfaz todas as restrições. Entretanto, nos problemas multiobjetivo obtém-se um ótimo global para cada função objetivo e resulta pouco provável que a solução ótima de uma função seja igual à das outras funções. Embora isso possa acontecer, geralmente os objetivos são conflitantes, e conseqüentemente, não é possível otimizá-los simultaneamente. O que se pretende nos problemas multiobjetivo é

buscar uma relação satisfatória, denominada também compensatória, compatibilizada ou de compromisso, entre as funções (CHEUNG, 2004).

O conjunto factível é completamente ordenado na otimização de objetivo único. Por exemplo, dadas duas soluções a e b pertencentes ao conjunto X_f podem-se apresentar dois casos: $f(a) \geq f(b)$ ou $f(b) \geq f(a)$. A meta, portanto, é encontrar o valor da variável independente que fornece um valor máximo ou mínimo de f . No entanto, quando múltiplos objetivos são considerados, o conjunto X_f não é geralmente totalmente ordenado, mas parcialmente ordenado. Essa mudança é ilustrada pela Figura 3.19, que apresenta o espaço de decisão para duas funções f_1 e f_2 que devem ser maximizadas. Observa-se que o ponto B apresenta maior valor que C para ambas as funções f_1 e f_2 , portanto, a solução representada pelo ponto B é melhor que aquela representada por C. Se C e D são comparadas resulta que C é melhor que D devido a que o valor de C para f_1 é maior e para f_2 as soluções dão o mesmo valor de f_2 .

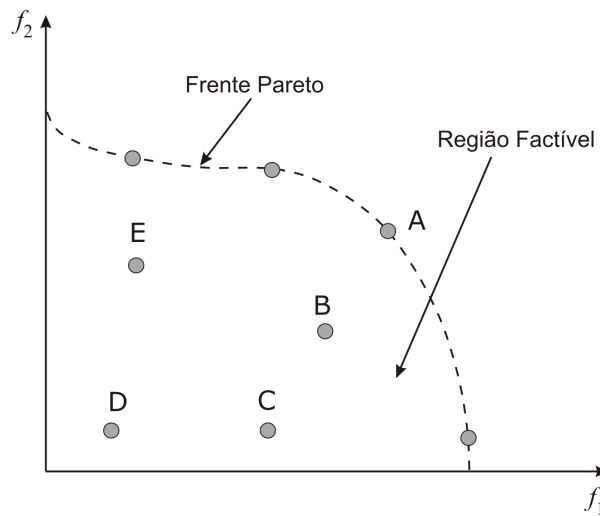


FIGURA 3.19 - Espaço variável de decisão (ZITZLER, 1999)

Definição 3 *Sejam dois vetores u e v ,*

$$\begin{aligned}
 u &= v & \text{se e somente se} & \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, k\} : u_i = v_i \\
 u &\geq v & \text{se e somente se} & \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, k\} : u_i \geq v_i \\
 u &> v & \text{se e somente se} & \quad u \geq v \wedge u \neq v
 \end{aligned} \tag{3.66}$$

As relações $\leq$ e $<$ são definidas similarmente.

Utilizando a notação da Definição 3, pode-se garantir na Figura 3.19 que como $B > C$ e $C > D$, isso implica que $B > D$. Por outro lado, quando B e E são comparados entre si, não é possível determinar qual das duas soluções é superior, desde que $B \not\succ E$ e $E \not\succ B$. Embora E apresente maior valor de f_2 do que a solução B, quando observada a função f_1 , a solução E tem menor valor que a solução B. A partir desta observação se infere que duas variáveis de decisão quaisquer a e b podem ter três possibilidades nos problemas multiobjetivo: $f(a) \geq f(b)$, $f(b) \geq f(a)$, ou $f(a) \not\geq f(b) \wedge f(b) \not\geq f(a)$. Essas terminologias são utilizadas para classificar e ordenar diferentes situações.

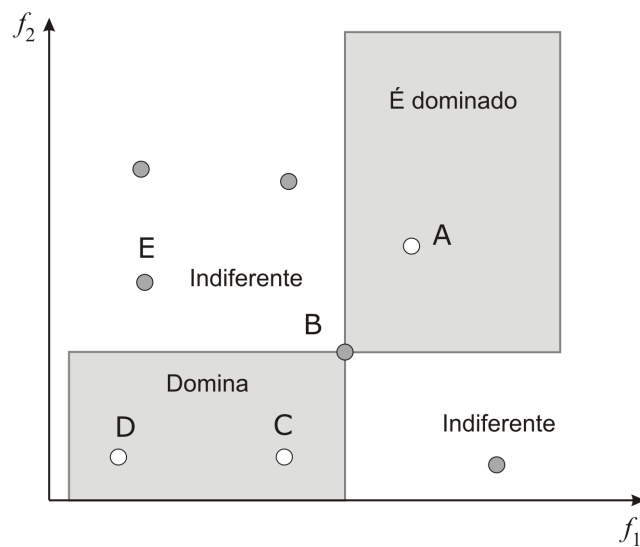


FIGURA 3.20 - Espaço função objetivo (ZITZLER, 1999)

Definição 4 (Dominância Pareto) *Dados dois vetores de decisão a e b , definem-se as relações seguintes para problemas de maximização ($\succ, \succeq, \sim$), que podem ser estendidas por analogia para problemas de minimização ($\prec, \preceq, \sim$):*

$$\begin{aligned}
 a \succ b & \quad (a \text{ domina } b) & \text{se e somente se } f(a) > f(b) \\
 a \succeq b & \quad (a \text{ domina fracamente } b) & \text{se e somente se } f(a) \geq f(b) \\
 a \sim b & \quad (a \text{ é indiferente a } b) & \text{se e somente se } f(a) \not\geq f(b)
 \end{aligned} \tag{3.67}$$

Na Figura 3.20 o vetor solução B domina todo o espaço objetivo que contém as soluções C e D, referenciada como a área retangular com o texto "Domina". Por outro lado, a solução B é dominada pelo espaço objetivo que contém o vetor solução A, referenciado

com o texto "É dominado". Todas as outras soluções pertencentes ao espaço objetivo são indiferentes em relação ao vetor solução B. Esse critério de dominância permite introduzir o critério da otimalidade Pareto. O vetor solução A (Figura 3.20) não é dominado por nenhum outro vetor solução (C, D e E) no espaço objetivo. Soluções deste tipo são denominadas Ótimas Pareto ou Não Inferiores (COHON, 1978).

Definição 5 (Otimalidade Pareto) *Um vetor de decisão $x \in X_f$ é dito ser não dominado, ao considerar um conjunto $A \subseteq X_f$, se e somente se*

$$\nexists a \in A : a \succ x \quad (3.68)$$

Essa relação simplesmente é omitida se estiver claro qual conjunto A é mencionado. Além disso, x é dito ser ótimo Pareto se e somente se x é não dominado considerando X_f .

A linha pontilhada da Figura 3.19 contém todos os pontos que representam soluções ótimas Pareto. Essas soluções são indiferentes entre si. Como já dito, nos problemas multiobjetivo não existe uma solução ótima, mas um conjunto de soluções compatibilizadas, dentre as quais nenhuma pode ser considerada melhor que as outras, a não ser que alguma informação de preferência seja especificada. O conjunto de todas as soluções ótimas Pareto é denominado *conjunto Pareto ótimo*; os vetores (objetivo) correspondentes formam a *frente* ou a *superfície Pareto ótima*.

Definição 6 (Frentes e Conjuntos Não Dominados) *Seja $A \subseteq X_f$; a função $p(A)$ fornece o conjunto de vetores de decisão não dominado em A :*

$$p(A) = \{a \in A | a \text{ é não dominado em } A\} \quad (3.69)$$

O conjunto $p(A)$ é o conjunto não dominado em A , o conjunto correspondente de vetores objetivo $f(p(A))$ é a frente não dominada em A . Além disso, o conjunto $X_p = p(X_f)$ é denominado conjunto Pareto ótimo e o conjunto $Y_p = f(X_p)$ é denotado frente Pareto ótima.

O conjunto Pareto ótimo compreende as soluções de melhor compromisso. Entretanto, semelhante à otimização de objetivo único, na otimização multiobjetivo também existem os ótimos locais que constituem um conjunto não dominado dentro de uma certa

vizinhança. Isso corresponde aos conceitos de conjunto ótimo local e global apresentado por (DEB, 2001).

Definição 7 Considere-se um conjunto de vetores de decisão $A \subseteq X_f$.

1. O conjunto A é denotado como um conjunto ótimo Pareto se e somente se

$$\forall a \in A : \nexists x \in X_f : x \succ a \wedge \|x - a\| < \varepsilon \wedge \|f(x) - f(a)\| < \delta \quad (3.70)$$

sendo que $\|\cdot\|$ é uma métrica de distância correspondente e $\varepsilon > 0, \delta > 0$.

2. O conjunto A é denominado um conjunto Pareto ótimo global se e somente se

$$\forall a \in A : \nexists x \in X_f : x \succ a \quad (3.71)$$

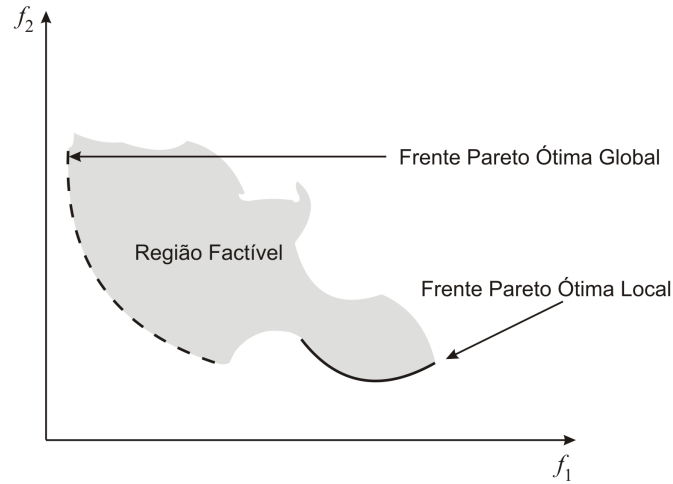


FIGURA 3.21 - Ilustração dos conjuntos Pareto ótimo global e local considerando um problema de minimização (ZITZLER, 1999)

A Figura 3.21 ilustra a diferença entre os ótimos global e local para um problema de minimização. A frente Pareto ótima global é denotada com a linha pontilhada e a frente Pareto ótima local é representada com a linha contínua. Observa-se que um conjunto Pareto ótimo não necessariamente contém todas as soluções ótimas Pareto.

Uma relação ideal para o procedimento de otimização multiobjetivo, é apresentada por Deb (2001) e ilustrada na Figura 3.22. Este autor divide o processo em duas etapas, a primeira referida à geração das soluções ótimas aplicando-se algum modelo de otimização e a segunda tem como objetivo a escolha de soluções. Modelos de classificação das soluções,

baseados em uma ordem de preferência fornecida por decisores, podem ser aplicados na segunda etapa.

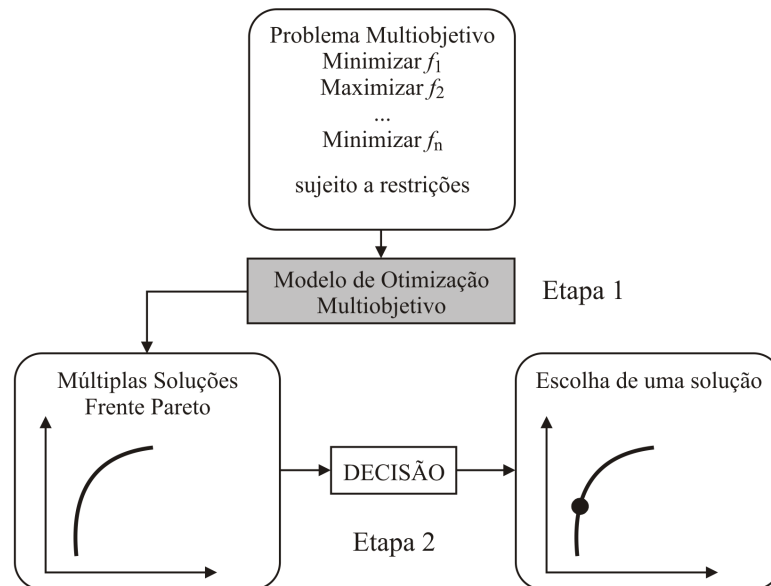


FIGURA 3.22 - Esquema geral de um procedimento multiobjetivo (DEB, 2001)

3.4.2 Algoritmos evolucionários

Segundo Zitzler (1999), o termo evolucionário é atribuído a uma classe de métodos de otimização estocásticos que compartilham a mesma base conceitual, com a finalidade de simular o processo de evolução de qualquer sistema. Este autor menciona ainda que os Algoritmos Evolucionários (AEs) foram originados aproximadamente em 1950 e que a partir de 1970 várias metodologias foram propostas para sua aplicação.

De acordo com Cheung (2004), os AEs são classificados em: Algoritmos Genéticos (AGs), Estratégias de Evolução (EE), Programação Evolucionária (PE), Programação Genética (PG) e Sistemas Classificatórios (SCs). Todas essas técnicas operam um conjunto de soluções simultaneamente (algoritmos populacionais), que evolui por dois princípios básicos: seleção e variação. A seleção é baseada no princípio da seleção natural de Darwin e representa a competição entre indivíduos de mesma espécie. A seleção é caracterizada pela escolha de soluções candidatas dentro do conjunto de possíveis soluções e simulada por um processo estocástico. As soluções são avaliadas em função da sua qualidade, denominada valor aptidão ou fitness na literatura (GOLDBERG, 1989; MICHALEWICZ, 1992; GEN; CHENG, 1992). Dependendo da sua qualidade, cada solução recebe a chance

de se reproduzir um certo número de vezes. O outro princípio, a variação, imita a capacidade natural das espécies de criar "novos" indivíduos. No caso dos AGs, esse princípio é analogamente associado ao processo de recombinação e mutação.

A respeito de suas qualidades como métodos de busca, Srinivas e Deb (1995a) afirmaram que os AEs são robustos por buscarem pontos de inflexão em funções descontínuas, multimodais e perturbadas em espaços complexos. Zitzler (1999) afirma que em virtude da sua habilidade de manter múltiplas soluções em uma única simulação e pela facilidade em se explorar regiões do espaço através do princípio de variação (recombinação e mutação), os AEs são extremamente adaptados ao problema de otimização multiobjetivo.

A literatura recente (REIS; PORTO; CHAUDHRY, 1997; CHEUNG, 2004; WALTERS *et al.*, 1999; SOARES, 2003; ARAUJO; RAMOS; COELHO, 2006) revela que nos trabalhos aplicados a sistemas de distribuição de água para abastecimento maior atenção foi dada aos algoritmos genéticos (AGs) convencionais. Para os propósitos deste trabalho é apresentada a seguir uma descrição sucinta dos AGs, cujos conceitos podem ser aprofundados através da consulta de textos especializados (GOLDBERG, 1989; MICHALEWICZ, 1992; GEN; CHENG, 1992; DEB, 2001).

Os AGs são métodos de busca estocástica que imitam matematicamente os mecanismos de evolução natural das espécies. Foram inicialmente desenvolvidas por John Holland, nos anos 60 e 70, e popularizadas por um dos seus alunos (GOLDBERG, 1989). Em termos biológicos, a evolução natural é o processo que ocorre nos cromossomos (elementos microscópicos das células nucleares) dos quais as informações hereditárias são transmitidas para seus descendentes, através dos genes. De acordo com a terminologia dos AGs, cada "cromossomo" referido como *string*, representa uma possível solução para o problema, e uma população de "cromossomos" representa um conjunto de possíveis soluções.

O primeiro passo de um AG é a geração aleatória de um conjunto inicial de soluções possíveis, denominado população. Cada indivíduo ou cromossomo dessa população é representado por um vetor, cujos elementos são denominados genes, em analogia aos componentes biológicos. Os genes representam as características de uma solução e podem ser codificados através de números binários ou reais. A estrutura do AG faz com que os cromossomos evoluam gradativamente através de sucessivas iterações, produzindo novas *gerações de indivíduos* mais aptos ou capazes em termos de um valor de aptidão ou *fitness*.

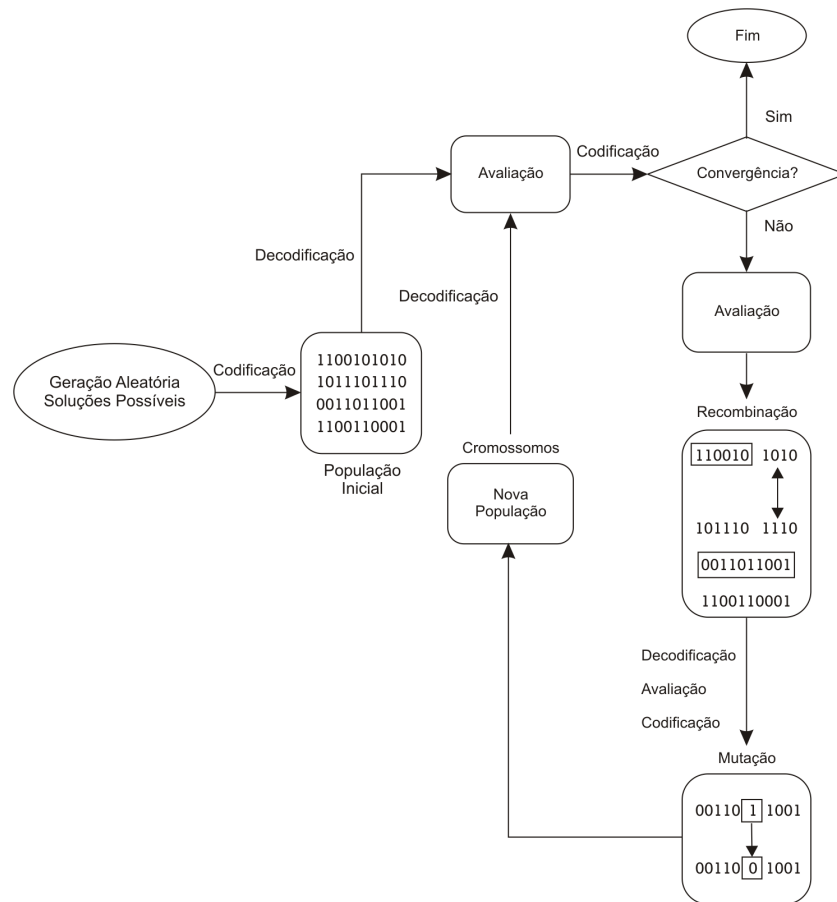


FIGURA 3.23 - Esquema geral dos algoritmos genéticos convencionais (CHEUNG, 2004)

A forma de avaliar as soluções (cromossomos), durante cada iteração (geração) é através da função objetivo ou de uma função modificada (aptidão), que permite sua classificação e ordenação enquanto soluções. Uma nova geração é formada através dos processos de seleção, recombinação e mutação, cujas soluções com valor elevado da função objetivo têm maior probabilidade de serem preservadas para a próxima geração. Para se criar uma nova geração, novos cromossomos denominados *filhos* ou *descendentes* são produzidos pela combinação de dois indivíduos pais (cromossomos) da geração corrente, utilizando os operadores genéticos de *recombinação* e *mutação* (modificação eventual dos genes). Após várias iterações o algoritmo converge para uma solução ótima ou quase ótima do problema.

Diversas são as possibilidades de implementação dos AGs em termos da sistemática de representação das soluções, dos operadores genéticos e dos parâmetros a serem adotados como as probabilidades de recombinação e mutação, o número de indivíduos da população de soluções e o critério de convergência. A Figura 3.23 apresenta a estrutura geral de um AG, onde, a título ilustrativo, as soluções são representadas em código binário.

3.4.3 Algoritmos evolucionários multiobjetivo

Cheung (2004) afirma que o paralelismo implícito, isto é, a possibilidade de se trabalhar com várias soluções simultaneamente, faz dos AEs ferramentais poderosos na identificação de múltiplas soluções ótimas em uma única simulação. Este autor indica, ainda, que os objetivos dos métodos de otimização multiobjetivo referem-se à minimização da distância entre a frente não dominada e a frente ótima Pareto, e à produção de soluções bem distribuídas ao longo da frente. Para atingir esses objetivos, dois problemas devem ser enfrentados: o primeiro está relacionado com os procedimentos de avaliação e seleção dos AEs de forma a garantir uma busca eficiente; o segundo consiste em manter uma diversidade da população de forma a evitar a convergência prematura.

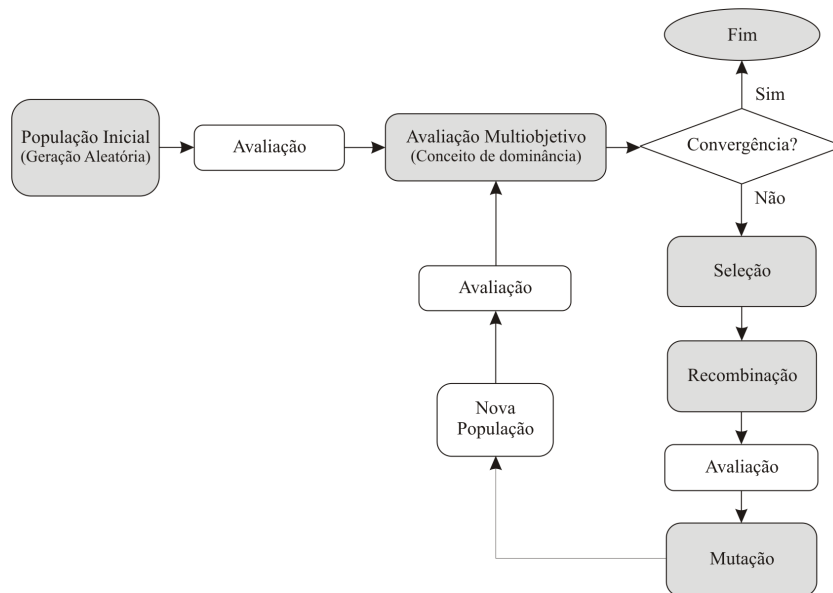


FIGURA 3.24 - Estrutura geral dos algoritmos genéticos multiobjetivo (CHEUNG, 2004)

A estrutura dos AEs multiobjetivo (Figura 3.24) é similar à dos AGs convencionais (Figura 3.23); a diferença está basicamente no estágio de avaliação, onde deve introduzir-se uma modificação para que o AG busque, ao invés de uma solução, um conjunto de soluções ótimas. Nos algoritmos genéticos multiobjetivo, primeiro, a população inicial é classificada segundo os conceitos de dominância (Definição 4), e dessa forma, obtêm-se os vetores de decisão que são não dominados. Esses vetores são as melhores combinações da iteração corrente e têm alta probabilidade de se encontrarem na próxima iteração (geração). A solução final compreenderá todos vetores de decisão não dominados da última iteração.

São encontrados na literatura vários trabalhos que exploram as publicações na área da otimização multiobjetivo: Tamaki, Kita e Kobayashi (1996) apresenta uma sucinta revisão das abordagens mais importantes; Fonseca e Fleming (1995) ressaltam os aspectos interessantes da otimização multiobjetivo sob a perspectiva da computação evolucionária; Coello (1998) fornece maiores detalhes sobre o funcionamento e aplicações dos métodos existentes; Veldhuizen e Lamont (1999) aprofundam na análise e descrição das técnicas multiobjetivo. A respeito da classificação dos métodos multiobjetivo, seguindo a linha do trabalho de Fonseca e Fleming (1995), Coello (1996) identificou três categorias: (1) técnicas de funções agregadas, (2) técnicas baseados em um conjunto de soluções (população) sem considerar o conceito Pareto e (3) técnicas baseadas em um conjunto de soluções considerando o conceito Pareto. Apresentam-se a seguir as características sobressalentes desses três grupos da classificação.

Técnicas de funções agregadas

As técnicas de funções agregadas podem ser consideradas como uma evolução da otimização clássica multiobjetivo. Essas técnicas incorporam os objetivos através de uma combinação ponderada por pesos em uma função única; assim, uma série de combinações de pesos permite gerar as soluções não dominadas. A obtenção da solução compatibilizada decorre da sucessiva aplicação do algoritmo, levando em consideração as metas a serem alcançadas, segundo a proposta do decisor.

Embora uma abordagem baseada na formulação de uma única função objetivo resulta vantajosa em termos da simplicidade de implementação, as técnicas de funções agregadas apresentam sérios problemas relacionados, por um lado, à determinação de pesos, que geralmente é subjetiva, e por outro à geração de soluções alternativas, fundamentais à tomada de decisão, que não são necessariamente obtidas como resposta. Na literatura encontram-se várias aplicações que consideram os problemas de objetivos múltiplos agregados em uma única função objetivo, cujo interesse principal foi gerar soluções não dominadas, sem a preocupação de manter a diversidade da população na frente Pareto.

(COELLO, 1998) apresenta também uma lista das abordagens de funções agregadas de maior transcendência: técnica dos pesos, técnica de programação por metas, técnica de obtenção de metas, técnica de restrições- ϵ . Como exemplo do primeiro tipo de técnicas cita-se o trabalho de (RICHARDSON *et al.*, 1989), que contribui para o enquadramento de pesos relativos às restrições inseridas como penalidades na função objetivo.

Um outro exemplo da técnica dos pesos foi publicado por Hajela e Lin (1992). Esses autores desenvolveram um método de busca que inclui os pesos no vetor decisão e utiliza técnicas de compartilhamento (GOLDBERG; RICHARDSON, 1987) para manter a diversidade na população. Para cada objetivo considerou-se um peso $w_i \in]0, 1[$, de tal forma que $\sum w_i = 1$; assim, o valor da avaliação é calculado como sendo $w_i f_i(x)$, isto é, a soma dos valores objetivos ponderados. Para a busca de soluções múltiplas em paralelo foram adotados pesos variáveis. As técnicas de compartilhamento promovem a diversidade da combinação de pesos e o algoritmo evolui simultaneamente através dessa combinação.

Técnicas que não consideram o conceito Pareto

Pertencem a esta categoria aquelas técnicas alternativas que foram desenvolvidas para superar as dificuldades relacionadas com as propostas agregativas. As técnicas mais sobressalentes são: o algoritmo VEGA, a ordenação lexicográfica, o uso da teoria dos jogos, o uso de gênero para identificar objetivos, a estratégia de ponderação de mínimos e máximos, o uso do teorema de contado, o algoritmo não generacional, o uso de pesos gerados aleatoriamente e do elitismo.

A primeira abordagem em procura de tratar os objetivos separadamente nos AEs foi apresentada por Schaffer (1984). Nessa abordagem, conhecida como VEGA (Vector Evaluated Genetic Algorithm), em cada geração um número de sub-populações é gerado através de uma seleção proporcional de acordo com cada função objetivo. Assim, para um problema com k objetivos, k sub-populações de tamanho N/k seriam geradas, sendo N o tamanho da população. As sub-populações são combinadas para obter uma nova população de tamanho N , e os operadores genéticos convencionais são aplicados. O método foi implementado em combinação com a seleção por avaliação proporcional.

Um dos problemas notados por Schaffer (1984) nas soluções do algoritmo VEGA foi que no caso de superfícies *trade-off* côncavas a população mostrou a tendência em dividir-se em grupos fortes em relação aos objetivos considerados. Por analogia genética, esse fenômeno é denominado especiação e, segundo Fonseca e Fleming (1995), é devido a que pontos em superfícies côncavas do trade-off não podem ser encontrados através da combinação linear dos objetivos utilizada pelo VEGA.

Kursawe (1991) formulou uma versão multiobjetivo das estratégias evolutivas, baseada no ordenamento lexicográfico. A seleção compreendia em um número de passos

igual ao número de funções objetivo. Em cada passo, um desses objetivos era escolhido aleatoriamente de acordo com um vetor de probabilidade, e usada para eliminar uma porção da população corrente. Depois da seleção, os sobreviventes tornaram-se os pais da geração seguinte. O mapa da superfície de compromisso foi produzido a partir dos pontos avaliados durante a corrida. Este método resulta competitivo em relação ao VEGA e às técnicas de funções agregadas, porém apresenta a tendência a favorecer alguns dos objetivos em particular quando muitos deles estão presentes no problema.

Técnicas que consideram o conceito Pareto

O conceito Pareto nas técnicas de otimização foi proposta originalmente por Goldberg (1989), com a idéia de atribuir probabilidades de reprodução iguais a todos os indivíduos não dominados da população. O método consiste em encontrar e classificar conjuntos de indivíduos não dominados a serem retirados da competição nas sucessivas iterações.

Fonseca e Fleming (1995) propuseram um método levemente diferente de classificação, denominado MOGA (*Multi Objective Genetic Algorithm*), onde a categoria de um indivíduo corresponde ao número de soluções na população corrente pelas qual ele é dominado. Os indivíduos não dominados são, portanto, classificados na mesma categoria, enquanto as soluções dominadas são penalizados de acordo com a densidade da população da região correspondente da superfície Pareto.

A deficiência mais importante do MOGA, segundo Fonseca e Fleming (1995), é que, como ocorre com todas as outras técnicas de classificação baseadas no conceito de dominância Pareto, seu desempenho depende de uma apropriada seleção do fator de compartilhamento (*fitness sharing*). Esse fator é determinado pelas técnicas de compartilhamento, que possibilitam a representatividade das soluções não dominadas de maneira distribuída ao longo da superfície Pareto.

A seleção torneio baseada na dominância Pareto foi proposta por Horn, Nafpliotis e Goldberg (1994) e foi denominada NPGA (*Niched Pareto Genetic Algorithm*). Esta técnica toma dois indivíduos em competição e um conjunto de indivíduos selecionados aleatoriamente da população. O vencedor do torneio é aquele indivíduo que não é dominado por algum membro do conjunto comparação. Se ambos os indivíduos são dominados (ou não dominados), o resultado do torneio é decidido pela técnica de compartilhamento: o competidor que obtiver menor número de indivíduos em seu nicho é selecionado para reprodução. Na biologia, o nicho é definido por um grupo de indivíduos da mesma espé-

cie com características comuns. Analogamente, na otimização evolucionária faz-se uma analogia ao processo de formação dos nichos. Vetores solução com valores de aptidão altos (indivíduos fortes) podem produzir várias cópias de seus vetores na próxima geração, causando a eliminação dos outros vetores solução pelo processo estocástico e, conseqüentemente, a perda de diversidade na população. Com isso, diz-se que toda a população é aglomerada em um nicho de indivíduos ou converge para uma única solução (CHEUNG, 2004).

O algoritmo NSGA (*Non-dominated Sorting Genetic Algorithm*) foi proposto por Srinivas e Deb (1995b). O processo de seleção é realizado em várias etapas. Em cada etapa, às soluções não dominadas, que constituem uma frente não dominada, são atribuídos os valores de aptidão fictícios. As soluções são compartilhadas com seus valores de aptidão fictícios e excluídas do posterior processo de seleção. Finalmente, é atribuído um valor de avaliação fictícia inferior ao menor valor de aptidão compartilhada na frente não dominada corrente. Esta avaliação fictícia é ajustada utilizando valores da técnica de compartilhamento (*Sharing Fitness*) nas frentes não dominadas. A classificação das soluções acontece por frentes, e para cada frente são calculados os respectivos compartilhamentos. Depois de atribuído o valor de aptidão fictício de cada solução pertencente a uma frente, passa-se para próxima frente não dominada e o processo se repete até que toda população seja classificada. Nos primeiros estudos de Srinivas e Deb (1995b) foi desenvolvido um método de seleção combinado com operador de seleção estocástica convencional.

As principais vantagens do NSGA são que permite otimizar um número qualquer de objetivos e que realiza o compartilhamento no espaço dos parâmetros em lugar de no espaço objetivo; isso garante uma melhor distribuição e diversidade nas soluções. Por outro lado, alguns autores (COELLO, 1996) indicam que a principal desvantagem do NSGA é sua ineficiência a respeito do MOGA, em termos computacionais e da qualidade das frentes Pareto geradas, além de ser mais sensível ao valor do fator de compartilhamento σ_{share} .

Zitzler e Thiele (1998) introduziram uma nova abordagem à otimização multiobjetivo, denominada SPEA (Strength Pareto Evolutionary Algorithm). Apresenta-se como uma combinação de técnicas existentes e novas destinada à obtenção do conjunto Pareto ótimo. Por um lado, em forma similar aos algoritmos MOEA, o SPEA mantém em forma externa àqueles indivíduos que representam uma frente não dominada entre todas as soluções correntes, usa o conceito de dominância Pareto para atribuir valores escalares de

aptidão aos indivíduos, e realiza o agrupamento de indivíduos próximos para reduzir o número total de indivíduos armazenados em forma externa, sem destruir as características da frente Pareto. Por outro lado, o SPEA têm quatro particularidades: combina as três técnicas acima em um único algoritmo; a aptidão de um membro da população é determinada somente a partir dos indivíduos armazenados no conjunto externo, a dominância entre indivíduos na população é irrelevante; todos os indivíduos no conjunto externo participam da seleção; um novo método de elitismo Pareto é implementado para preservar a diversidade da população.

Zitzler (1999) realizou uma comparação entre o desempenho do SPEA e diversos algoritmos evolucionários multiobjetivo. Segundo este autor, o SPEA mostrou-se superior às outras técnicas nas implementações tanto em problemas teste quanto em aplicações reais em consideração, em termos de tempo computacional e acurácia nas soluções obtidas.

Knowles e Corne (2000) propuseram um algoritmo evolucionário simples denominado PAES (*Pareto Archived Evolution Strategy*). Ao invés de utilizar parâmetros reais, esse algoritmo usa codificação binária para criar soluções. No PAES, considerando um vetor solução pai e um vetor solução filho, o segundo é comparado com o primeiro; se o vetor solução filho domina o vetor solução pai, o filho é aceito como o próximo pai e o processo iterativo continua. Por outro lado, se o pai domina o filho, o filho é descartado e substituído por um novo vetor solução (filho) obtido através de mutação. Entretanto, se nenhum dos dois vetores solução (pai e filho) domina o outro, a seleção é realizada pela comparação de ambos com um conjunto das melhores soluções armazenado até esse estágio do processo.

Baseando-se no ordenamento elitista por não dominância e aperfeiçoando o algoritmo não elitista NSGA, Deb *et al.* (2002) propuseram o algoritmo NSGA II (Elitist Non- Dominated Sorting Genetic Algorithm). O NSGA II trabalha com dois conjuntos simultâneos em cada iteração, denominados população pai e população filha. Na primeira iteração gera-se um conjunto inicial como nos AGs convencionais e ordena-se esse conjunto considerando o níveis de não dominância, por exemplo, soluções com nível 1 são as melhores soluções do conjunto, soluções com nível 2 correspondem ao segundo melhor grupo, e assim por diante. Cada solução recebe um valor de aptidão igual a seu nível de dominação (frentes). São aplicados então os operadores de seleção (torneio), recombinação e mutação, sucessivamente, para se obter a população filha. As duas populações têm a mesma dimensão. Após isso, ambas as populações são unidas em um único conjunto temporário

(dimensão $2N$). Realiza-se um ordenamento por não dominância desse conjunto temporário de forma a identificar os novos níveis de dominação. Dado que apenas N soluções podem estar contidas no próximo conjunto, então as N piores soluções são descartadas, de acordo com um critério de seleção que considera uma técnica de compartilhamento para garantir a diversidade da próxima população.

4 METODOLOGIA

Foram estabelecidos como objetivos deste trabalho a determinação, de maneira ótima, do número, da localização e da configuração de válvulas redutoras de pressão em um modelo de sistema de distribuição de água, visando a minimizar os vazamentos e maximizar ambos, confiabilidade hidráulica e eficiência energética. A complexidade do problema exige que o mesmo seja tratado por etapas, ou seja, partindo de casos mais simples até aqueles que envolvem todos os objetivos.

Em primeiro lugar serão abordados os aspectos da localização e o número de válvulas, que serão assumidos sob um esquema de atribuição de rugosidades fictícias a todas as tubulações do sistema. Nessa primeira etapa, será definida a faixa de variabilidade para os parâmetros físicos das tubulações e o algoritmo de otimização será executado levando a identificar aquelas tubulações candidatas à colocação de VRPs. A etapa seguinte compreenderá a determinação das modulações das VRPs que deverá finalizar com a escolha do tipo de válvula e a especificação de suas configurações operacionais.

O problema de otimização é definido a seguir, através do estabelecimento das variáveis de decisão e das funções objetivo. Posteriormente são apresentadas as ferramentas de simulação hidráulica, isto é, os modelos de redes, de vazamentos e de confiabilidade. Finalmente, são apresentados os conceitos da otimização multiobjetivo e a descrição do algoritmo evolucionário a ser utilizado no processo de otimização.

4.1 Definição do Problema

O problema de otimização é formulado como um problema não linear contínuo. A não linearidade deve-se à natureza das funções matemáticas que descrevem a relação entre a vazão e a energia para os elementos que conformam um sistema de distribuição. A

continuidade do problema é devida a que as variáveis de decisão devem ser definidas como números reais. A formulação geral do problema de otimização multiobjetivo é a seguinte:

$$\text{Min } I_v = \frac{\sum_{i=1}^{NN} Q_{Li}}{\sum_{k=1}^{NR} Q_k} = \frac{\sum_{i=1}^{NN} C_{e,i} (H_i - Z_i)^\alpha}{\sum_{k=1}^{NR} Q_k} \quad (4.1)$$

$$\text{Max } I_r = \frac{\sum_{i=1}^{NN} q_i^* (h_i - h_i^*)}{\sum_{k=1}^{NR} Q_k H_k - \sum_{i=1}^{NN} q_i^* h_i^*} \quad (4.2)$$

Sujeito às eqs. de continuidade e conservação de massa

onde NN é o número total de nós, NR o número total de reservatórios, I_v o índice de vazamentos, Q_L o vazamento quantificado no nó i , Q a vazão abastecida correspondente ao reservatório k , C_e o coeficiente do emissor no nó i , Z a cota topográfica referente ao nó i , α o expoente de perda que corresponde ao setor de vazamentos do nó i , I_r o índice de resiliência, q^* a demanda efetivamente abastecida no nó i , h a energia do nó i , h^* a energia desejável para que a demanda seja totalmente atendida e H a energia total do reservatório k .

A função objetivo de vazamentos (eq. 4.1) utiliza o modelo de emissores de Rossman (2000), descrito pela eq. (3.15), para realizar a avaliação de vazamentos em forma explícita. A função objetivo de resiliência (eq. 4.2) considera a formulação de Todini (2000), descrita na seção 4.1.2, para maximizar simultaneamente a confiabilidade hidráulica e a eficiência energética de um modelo de sistema de distribuição de água.

4.1.1 Variáveis de decisão

As variáveis de decisão adotadas são os coeficientes de rugosidade das tubulações, que simulam o efeito das VRPs. Em uma primeira etapa, é realizada a otimização do número e localização das VRPs no sistema de distribuição. A simulação deve, portanto, partir das rugosidades obtidas da calibração do modelo com relação ao sistema real, e permitir que

elas sejam alteradas no processo de otimização. Para explicar tal processo, apresenta-se a seguir a equação de perda de carga em uma tubulação na forma em que é considerada no EPANET.

$$H_i - H_j = h_{ij} = rQ_{ij}^n + mQ_{ij}^2 \quad (4.3)$$

em que H é a carga hidráulica nos nós extremos (i e j) da tubulação, h a perda de carga total, r o fator de resistência, que depende da formulação utilizada (Hazen-Williams ou Darcy-Weisbach), Q a vazão, n o expoente da vazão e m o coeficiente de perda de carga localizada. A Tabela 4.1 apresenta as fórmulas e os expoentes para cálculo de perda de carga.

TABELA 4.1 - Fórmulas para o cálculo da perda de carga contínua em escoamento sob pressão (sistema SI)

Fórmula	Termo de perda de carga	Expoente da vazão
	r	n
Hazen-Williams	$10,7C_{ij}^{-1,852}D_{ij}^{-4,87}L_{ij}$	1,852
Darcy-Weisbach	$0,083f_{ij}(\varepsilon, D, Q)D_{ij}^{-5}L_{ij}$	2

Na Tabela 4.1, C é o coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams, ε a rugosidade absoluta (mm), f o fator de atrito, que depende de ε , d e Q , D o diâmetro da tubulação e L o comprimento da tubulação.

Analisando as relações existentes entre cargas hidráulicas e vazão, na eq.(4.3), é possível enquadrar o problema como não linear. As variáveis de decisão são as rugosidades das tubulações, que inicialmente têm valor conhecido e podem ser alteradas de forma a aumentar o atrito no escoamento, isto é, menores coeficientes C ou, alternativamente, maiores rugosidades absolutas ε . Os vetores decisão para ambas as formulações são apresentados a seguir:

$$\text{Hazen-Williams: } VD_1 = [C_1, C_2, \dots, C_{NT}] \quad (4.4)$$

$$\text{Darcy-Weisbach: } VD_2 = [\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_{NT}] \quad (4.5)$$

A formulação de Hazen-Williams foi escolhida no presente trabalho para modelagem hidráulica, portanto o tipo de vetor decisão escolhido é 4.4. Assim, o resultado do primeiro passo da otimização será um conjunto de vetores contendo novos coeficientes de rugosidade

nas tubulações do sistema em estudo. Cada um desses vetores definira uma condição de operação e todos eles permitiram estabelecer a relação ótima entre as funções objetivo.

4.1.2 Resiliência

De acordo com Todini (2000), o conceito de redundância topológica em redes de distribuição de água tem sido utilizado através da implementação de tubulações que permitam o fechamento de circuitos de maneira que existam rotas alternativas para abastecer um determinado nó em caso de falhas. No entanto, se a demanda de água é satisfeita exatamente em todos os nós da rede, tanto em termos de vazões como de cargas hidráulicas de projeto, sempre que exista um incremento imprevisto de demanda ou uma falha de tubulação, o escoamento será alterado e a rede original se encontrará operando em condições de maiores perdas internas de energia. Em tal situação, pode tornar-se impossível satisfazer as demandas às pressões mínimas exigidas.

Em consequência, resulta necessário abastecer cada nó com um excedente de potência (energia por unidade de tempo) que possa ser dissipada em caso de falhas. Esse excedente permite definir a resiliência da rede de distribuição como a sua capacidade intrínseca para superar falhas repentinas (TODINI, 2000).

Todini (2000) realiza a derivação matemática de um índice de resiliência a partir da expressão

$$P_{tot} = \gamma \sum_{k=1}^{NR} Q_k H_k \quad (4.6)$$

onde P_{tot} é a potência total disponível no ponto de entrada do sistema de distribuição, γ é o peso específico da água, Q_k e H_k são a vazão e a carga hidráulica, respectivamente, correspondentes a cada reservatório k e NR é o número de reservatórios. A potência P_{tot} pode também ser representada como

$$P_{tot} = P_{int} + P_{ext} = P_{int} + \gamma \sum_{i=1}^{NN} q_i h_i \quad (4.7)$$

onde P_{int} é a potência dissipada na rede e P_{ext} , é a potência entregue aos consumidores, q_i e h_i são a vazão e a carga hidráulica, respectivamente, em cada nó i e NN o número total de nós.

A partir das anteriores expressões, o índice de resiliência I_r é definido conforme a seguinte equação:

$$I_r = 1 - \frac{P_{\text{int}}^*}{P_{\text{máx}}^*} = 1 - \frac{P_{\text{tot}} - \gamma \sum_{i=1}^{NN} q_i^* h_i}{P_{\text{tot}} - \gamma \sum_{i=1}^{NN} q_i^* h_i^*} \quad (4.8)$$

onde P_{int}^* é a potência dissipada na rede para satisfazer a demanda total, $P_{\text{máx}}^*$ a potência máxima que pode ser dissipada internamente de modo a satisfazer as restrições em termos de demanda e carga hidráulica nos nós, q_i^* a demanda efetivamente abastecida no nó i , e h_i^* a energia desejável para que a demanda seja totalmente atendida no nó i . Após algumas substituições e operações algébricas, Todini (2000) obtém a eq.(4.9).

$$I_r = \frac{\sum_{i=1}^{NN} q_i^* (h_i - h_i^*)}{\sum_{k=1}^{NR} Q_k H_k - \sum_{i=1}^{NN} q_i^* h_i^*} \quad (4.9)$$

4.2 Simulação Hidráulica

São apresentados, a seguir, os seguintes modelos utilizados no processo de otimização: modelo de análise de redes e módulo de avaliação hidráulica.

4.2.1 Modelo de análise de redes

O EPANET utiliza um Método Híbrido Nó-Malha para resolver as equações da continuidade, da conservação da energia e da perda de carga em função da vazão, características do equilíbrio hidráulico de uma rede em um dado instante. Esse método é melhor conhecido como *Método do Gradiente*, como designado por Todini e Pilati (1987). De acordo com o Método do Gradiente, a formulação de um problema de análise de redes de distribuição é representada pela eq.(4.10).

$$\begin{bmatrix} \mathbf{A}_{11} & \vdots & \mathbf{A}_{12} \\ \dots & \dots & \dots \\ \mathbf{A}_{21} & \vdots & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{Q} \\ \dots \\ \mathbf{H} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\mathbf{A}_{10}\mathbf{H}_0 \\ \dots \\ -\mathbf{q} \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

onde $\mathbf{Q}^t = [Q_1, Q_2, \dots, Q_{NT}]$ é o vetor de vazões não conhecidas, $\mathbf{H}^t = [H_1, H_2, \dots, H_{NN}]$ o vetor de energias, ambos desconhecidos, $\mathbf{H}_0^t = [H_{NN+1}, H_{NN+2}, \dots, H_{NTO}]$ o vetor das energias nodais e $\mathbf{q}^t = [q_1, q_2, \dots, q_{NN}]$ o vetor de demandas nodais, ambos conhecidos. NT representa o número de tubulações, NN é o número de nós de energia desconhecida, NTO é o número total de nós da rede (energia conhecida e desconhecida), com isso, a subtração $NTO - NN$ representa o número de nós com energia conhecida e t denota o operador de transposição. $\mathbf{A}_{11}$, $\mathbf{A}_{12}$, $\mathbf{A}_{21}$, $\mathbf{0}$ e $\mathbf{A}_{10}$ representam matrizes do sistema. $\mathbf{A}_{11}$ é definida conforme a eq.(4.11) para $k \in [1, NT]$, $i \in [1, NT]$ e $j \in [1, NT]$.

$$\mathbf{A}_{11}(k, k) = r|Q_{ij}|^{n-1} + m|Q_{ij}| \quad (4.11)$$

onde r é a constante de perda de carga da tubulação e m o coeficiente de perda de carga localizada.

A matriz A_{12} , denominada matriz de incidência, descreve a topologia do sistema e é definida pela eq.(4.12).

$$\mathbf{A}_{12}(i, j) = \begin{cases} -1 & \text{se a vazão do tubo deixa o nó } i \\ 0 & \text{se o tubo } j \text{ não está conectado ao nó } i \\ 1 & \text{se a vazão do tubo } j \text{ entra no nó } i \end{cases} \quad (4.12)$$

A matriz A_{21} é a transposta de A_{12} , isto é, $A_{21} = A_{12}^t$. A matriz $\mathbf{0}$ é nula e quadrada, de ordem NN . A_{10} é a matriz de incidência para os nós com energia conhecida, de ordem $NT \times (NTO - NN)$, formada segundo os critérios da eq.(4.12).

Para resolver o sistema de equações não lineares (eq. 4.10) é necessário diferenciar $\mathbf{Q}$ e $\mathbf{H}$, obtendo-se dessa forma a eq.(4.13).

$$\begin{bmatrix} \mathbf{N}\mathbf{A}_{11} & \vdots & \mathbf{A}_{12} \\ \dots & \dots & \dots \\ \mathbf{A}_{21} & \vdots & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\mathbf{Q} \\ \dots \\ d\mathbf{H} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d\mathbf{E} \\ \dots \\ d\mathbf{q} \end{bmatrix} \quad (4.13)$$

onde N é uma matriz diagonal quadrada de ordem NT , cujos elementos representam os expoentes de perda de carga das respectivas tubulações. A solução do problema é,

portanto, obtida iterativamente através da resolução do seguinte sistema de equações lineares a cada passo:

$$\begin{bmatrix} d\mathbf{Q} \\ \dots \\ d\mathbf{H} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{N}\mathbf{A}_{11} & \vdots & \mathbf{A}_{12} \\ \dots & \dots & \dots \\ \mathbf{A}_{21} & \vdots & 0 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} d\mathbf{E} \\ \dots \\ d\mathbf{q} \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

sendo os diferenciais $d\mathbf{Q}$, $d\mathbf{H}$, $d\mathbf{E}$ e $d\mathbf{q}$ substituídos pela forma discreta:

$$d\mathbf{Q} = \mathbf{Q}^k - \mathbf{Q}^{k+1} \quad (4.15)$$

$$d\mathbf{H} = \mathbf{H}^k - \mathbf{H}^{k+1} \quad (4.16)$$

$$d\mathbf{E} = \mathbf{A}_{11}\mathbf{Q}^k + \mathbf{A}_{12}\mathbf{H}^{k+1} + \mathbf{A}_{10}\mathbf{H}_0 \quad (4.17)$$

$$d\mathbf{q} = \mathbf{A}_{21}\mathbf{Q}^k + \mathbf{A}_{22}\mathbf{H}^k + \mathbf{q}^* \quad (4.18)$$

Assim, após alguns procedimentos algébricos demonstrados por Todini e Pilati (1987), obtém-se as formulações explícitas para o método de ajuste simultâneo utilizado no EPANET.

$$\mathbf{H}_{k+1} = -(\mathbf{A}_{21}\mathbf{N}^{-1}\mathbf{A}_{11}^{-1}\mathbf{A}_{12})^{-1}[\mathbf{A}_{21}\mathbf{N}^{-1}(\mathbf{Q}_k + \mathbf{A}_{11}^{-1}\mathbf{A}_{10}\mathbf{H}_0) + (\mathbf{q} - \mathbf{A}_{21}\mathbf{Q}_k)] \quad (4.19)$$

$$\mathbf{Q}_{k+1} = (\mathbf{I} - \mathbf{N}^{-1})\mathbf{Q}_k - \mathbf{N}^{-1}\mathbf{A}_{11}^{-1}(\mathbf{A}_{12}\mathbf{H}_{k+1} + \mathbf{A}_{10}\mathbf{H}_0) \quad (4.20)$$

4.2.2 Módulo de Avaliação Hidráulica

O módulo de avaliação hidráulica e das funções objetivo foi desenvolvido durante a primeira etapa do processo de otimização. Esse módulo utiliza as ferramentas do *toolkit* de programação do simulador hidráulico EPANET com a finalidade principal de avaliar as funções objetivo. O algoritmo de implementação do módulo é representado através do diagrama de fluxo da Figura 4.1.

O algoritmo é composto por três rotinas ou módulos secundários, identificadas como R1, R2 e R3 na Figura 4.1. A primeira rotina abre o avaliador hidráulico, lê os dados globais da rede, a partir do arquivo de entrada de dados, e inicializa o avaliador hidráulico. A segunda rotina executa a simulação hidráulica, lê os valores das variáveis de estado e calcula os vazamentos e o índice de resiliência para todos os períodos da simulação. A

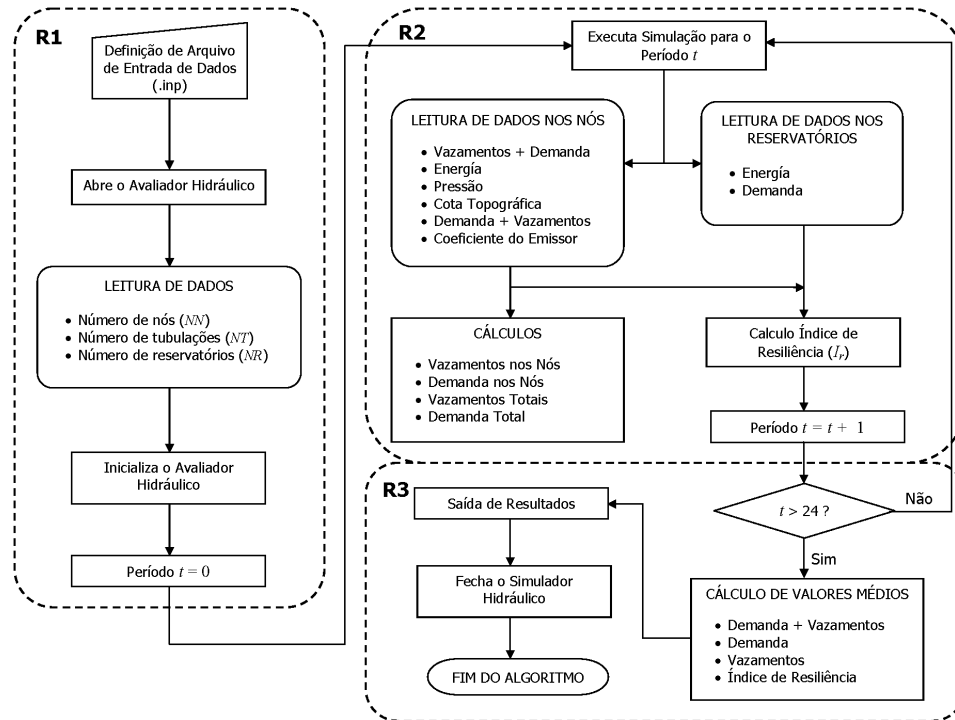


FIGURA 4.1 - Módulo de Avaliação Hidráulica

rotina R3 realiza os cálculos de valores médios globais, reporta os resultados e fecha o simulador hidráulico.

Na rotina R3, a eq. (4.1) foi empregada para calcular os vazamentos considerando, para tanto, valores fixos do coeficiente C_e e do expoente α em todos os nós da rede. Os valores desses parâmetros foram adotados como sendo os valores hipotéticos em um modelo de rede calibrado. O índice de resiliência foi calculado utilizando a eq. (4.9), onde adotou-se um valor fixo acima da elevação topográfica como a energia desejável (h^*) em cada nó.

4.3 Caracterização e Modelagem do Sistema

Nesta seção são descritas, de forma sucinta, as diversas etapas envolvidas na construção de um modelo computacional que represente um sistema de distribuição de água, a partir da coleta de informações sobre a configuração da rede até a pesquisa sobre regras operacionais.

4.3.1 Levantamento de informações cadastrais

A coleta de informações refere-se à obtenção de fontes fidedignas sobre as características físicas e operacionais da rede de distribuição, fornecidas pelos setores de projeto, operação e manutenção da entidade que administra o sistema. Tais fontes podem ser divididas em três grupos: (1) informações sobre a configuração física da rede, (2) informações sobre consumo, e (3) regras operacionais.

A configuração física da rede é determinada a partir de plantas *as-built* em papel e/ou digitalizadas, que compreendem a posição, diâmetro nominal e material das tubulações, além da informação topográfica. Resulta preponderante a obtenção de plantas atualizadas do sistema e de toda informação adicional sobre ampliações e modificações posteriores, com o propósito de reproduzir as condições reais do sistema com a maior fidelidade possível. Devem obter-se também dados sobre reservatórios, bombas, válvulas, poços e hidrantes. Outra informação útil é a idade das tubulações, que possibilita estimar rugosidades.

Segundo Silva e Rocha (1999), a pesquisa do consumo de água deve ser realizada em três segmentos distintos: (1) residencial; (2) não residencial, que engloba o comercial, o industrial de pequeno porte e o público; (3) grandes consumidores. Esses autores apresentam ainda procedimentos estatísticos para avaliação de demanda por amostragem, de forma a estimar os consumos de água com razoável precisão. Na construção dos modelos, se procura os métodos práticos que minimizem o custo computacional.

Para o método proposto é necessário o cadastro de consumo que, para sistemas do tipo que se analisa, vêm na forma de dados de micro e macromedição. Os volumes micromedidos provêm das leituras nos hidrômetros dos consumidores e os volumes macromedidos são obtidos dos registros de macro-medidores, quando instalados no sistema. Esse tipo de informação está destinada mais à validação das informações do que à determinação dos consumos, pois como visto na seção 3.1 os volumes medidos para faturação não refletem o consumo real com precisão. Além dos volumes de demanda cadastrados, são necessários dados sobre pesquisas da distribuição temporal do consumo e informação geográfica atualizada em forma de imagens aéreas da região atendida pela rede de distribuição.

O último tipo de informações a serem coletadas, usualmente quando se tem uma versão preliminar do modelo, estão relacionadas com o funcionamento do sistema de abas-

tecimento ou regras operacionais, que especificam os horários de operação dos conjuntos elevatórios e determinam as seqüências de ocorrência dos seus processos.

4.3.2 Construção de modelo

O simulador hidráulico EPANET será utilizado como módulo de avaliação hidráulica da rede de distribuição de água. É preciso, portanto, estabelecer o procedimento adequado para inserir as características físicas e operacionais levantadas em um modelo a ser criado no ambiente do EPANET. Optou-se pelo uso da interface gráfica do EPANET visto que contava-se com a informação física, topológica e operacional das redes a serem estudadas.

As redes hidráulicas foram traçadas começando pelos reservatórios e nós. Especificaram-se, para os reservatórios de nível fixo, o valor de carga hidráulica e o padrão a ser aplicado a essa carga. No caso dos nós, forneceram-se como dados as cotas topográficas, as demandas básicas, o padrão de demanda e os coeficientes dos emissores. Posteriormente, traçaram-se as tubulações entre os nós respectivos e suas longitudes, diâmetros e coeficientes de rugosidade foram especificados. Não foi necessário introduzir reservatórios de nível variável nem bombas, devido a que os sistemas estudados enquadram-se no tipo de abastecimento por gravidade e contemplam somente reservatórios de nível fixo.

Depois de uma cuidadosa revisão, a etapa de modelagem das características físicas do sistema foi concluída. A revisão foi orientada a verificar a correta correspondência entre nós iniciais e finais com as respectivas tubulações. Além disso, verificaram-se todos os parâmetros inseridos em reservatórios, nós, tubulações e padrões de demanda e de carga hidráulica. A simulação hidráulica foi executada repetidas vezes para comprovar que não existissem anomalias, e.g. pressões negativas, e que o nível de vazamentos atingido fosse o desejado.

4.3.3 Calibração do modelo

A calibração foi definida por Cesario e Davis (1984) como o processo de ajuste minucioso de um modelo até que simule condições de campo para um horizonte especificado e um nível de acurácia estabelecido. A calibração consiste normalmente em ajustar os coeficientes de rugosidade das tubulações, até que as pressões calculadas com o modelo sejam próximas daquelas observadas no sistema real.

Em modelos simplificados, os parâmetros de calibração (coeficientes de rugosidade) não correspondem diretamente com as características físicas dos condutos reais. No entanto, os parâmetros de rugosidade são calibrados visando a superar discrepâncias entre modelo e sistema. Em outras palavras, os parâmetros de calibração são artifícios matemáticos destinados a absorver todo tipo de incertezas a respeito da física do sistema real. Além da rugosidade física das tubulações, os parâmetros de calibração do modelo consideram: (1) diferenças entre modelo e sistema introduzidas através do processo de esqueletização (e.g., um trecho simples que representa um conjunto de tubos e válvulas); (2) diferenças devido a erros nos dados de entrada (e.g., configurações de válvulas incorretas); (3) aproximações da demanda (e.g., ajustes dos coeficiente de rugosidade para eliminar as diferenças entre pressões observadas e calculadas, devidas à estimativas incorretas da demanda); (4) vazamentos e água não faturada (quando não considerados explicitamente no modelo); (5) o fato que o modelo não correlaciona a demanda com a pressão.

Aplicações com algoritmos evolucionários desenvolvidas podem ser utilizadas para encontrar os valores mais adequados dos parâmetros de calibração. As técnicas de calibração não pertencem ao escopo deste trabalho, pois a análise está desenvolvida para atuar sobre um modelo previamente calibrado. O leitor interessado no tema pode consultar os trabalhos de Soares (2003) e Cheung (2004).

4.4 Otimização Multiobjetivo

4.4.1 Método de Otimização Multiobjetivo

O algoritmo escolhido para realizar a otimização multiobjetivo é o SPEA, que, conforme comparações de desempenho realizadas por Zitzler (1999), tem se mostrado superior às outras técnicas nas implementações tanto em problemas teste quanto em aplicações reais, em termos de tempo computacional e acurácia nas soluções obtidas. A seguir descreve-se a implementação do algoritmo SPEA, conforme fluxograma apresentado na Figura 4.2

Dados de entrada

Os dados de entrada são os seguintes: dimensão da população (POP), probabilidade de recombinação (P_r), probabilidade de mutação (P_m), dimensão da população externa ($\overline{POP}$) e número máximo de gerações (GER).

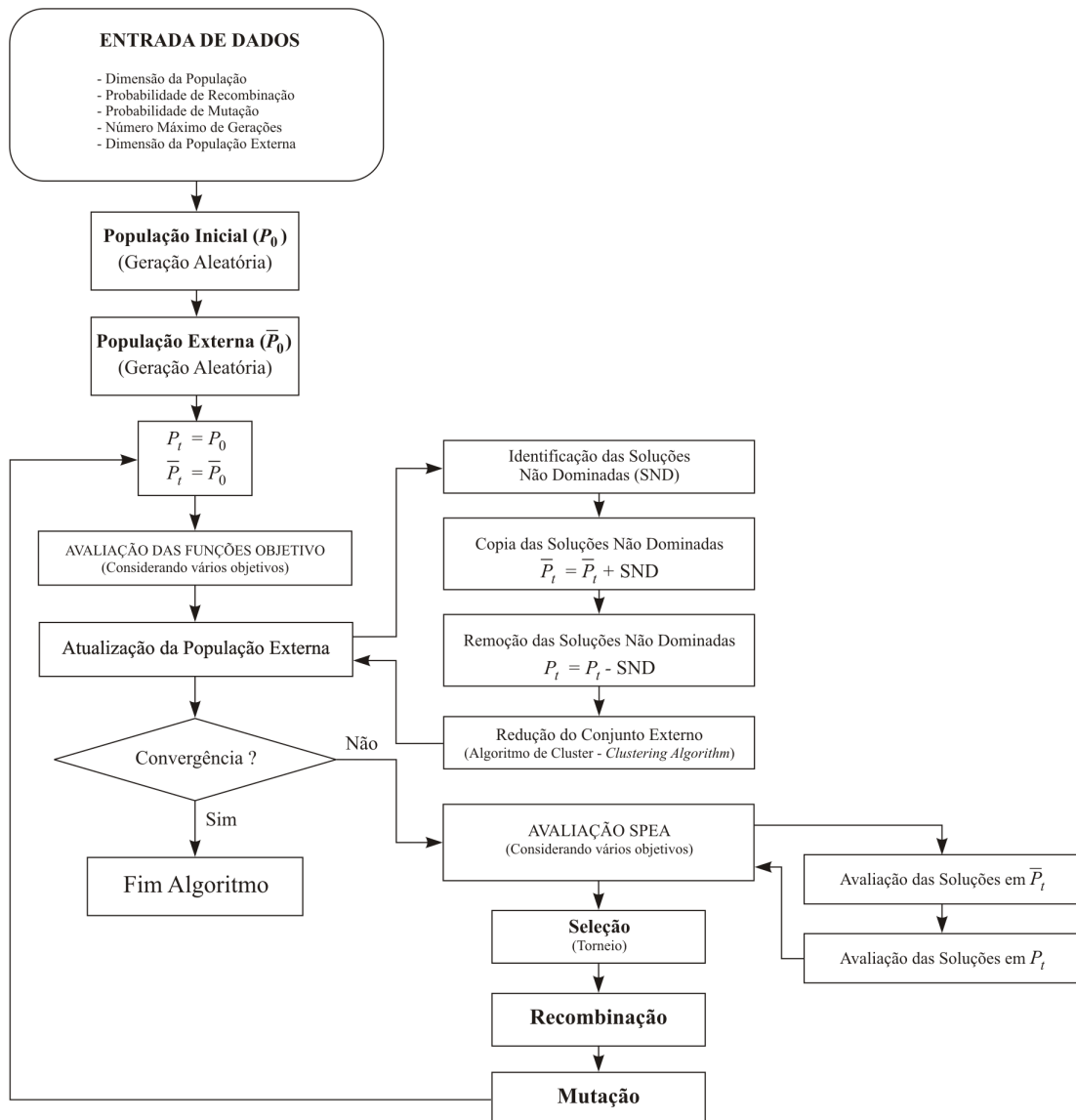


FIGURA 4.2 - Procedimento geral do SPEA (CHEUNG, 2004)

Etapa 1 - População inicial

Geração da população inicial aleatória P_t considerando o parâmetro de entrada POP .

Etapa 2 - População externa

Criação da população externa $\bar{P}_t$ vazia de dimensão $\overline{POP}$ (parâmetro de entrada).

Etapa 3 - Avaliação das funções objetivo

Cada vetor solução pertencente à população inicial P_t é avaliado de acordo com as funções objetivo consideradas. Esta etapa é denominada avaliação das funções de avaliação ou aptidão considerando objetivos múltiplos.

Etapa 4 - Avaliação das funções objetivo

A quarta etapa compreende os seguintes passos: identificação das soluções não dominadas da população P_t , cópia das soluções não dominadas encontradas em P_t para a população $\bar{P}_t$, remoção das soluções não dominadas de P_t e redução do conjunto externo através do algoritmo de *cluster*. Esse algoritmo reduz a dimensão da população externa corrente ($POP_{corrente}$) para a dimensão limite ($\overline{POP}$), fornecida nos dados de entrada (sendo $POP_{corrente} > \overline{POP}$).

Etapa 5 - Convergência

Nessa etapa o algoritmo verificará seu critério de convergência. Em geral, adota-se o número máximo de iterações para essa verificação. Se tal critério for satisfeito o algoritmo segue para a etapa 11 e o processo é finalizado, caso contrário, o algoritmo segue para a etapa 6.

Etapa 6 - Avaliação SPEA

O módulo de avaliação tem objetivo de atribuir valores de aptidão às soluções como forma de prepará-las para o operador seleção. No SPEA, esse procedimento é realizado sob duas etapas. Primeiro todos vetores solução i pertencentes à população externa ($\bar{P}_t$) são classificados e recebem um valor de aptidão S_i denominado na literatura internacional como *strength*. Esse valor de aptidão, para um dado vetor de solução i , é proporcional ao número de soluções dominadas pela solução i na população corrente.

Posteriormente, calcula-se os valores de aptidão (F_j) de todas as soluções j pertencentes à população corrente (P_t). Esse valor de aptidão é calculado como sendo a soma de todos os valores de aptidão S_i das soluções externas i que dominam vetores j da população corrente.

Etapa 7 - Seleção

Nessa etapa o SPEA utiliza a técnica de seleção por torneio. Após todas as soluções, pertencentes aos conjuntos externo e corrente, terem recebido seus respectivos valores de aptidão (F), os conjuntos P_t e $\bar{P}_t$ são unidos para ser aplicado o operador de seleção. A seleção por torneio no SPEA é desenvolvida da seguinte forma: cria-se um conjunto temporário (P_{temp}) de dimensão $n_{populao}$; seleciona-se aleatoriamente duas soluções (i e j) pertencentes ao conjunto unificado ($P_t \cup \bar{P}_t$); se $F(i) < F(j)$ então i é incluso em (P_{temp}),

caso contrário j é incluso em P_{temp} , sendo a melhor solução aquela que apresenta menor valor de aptidão F .

Etapa 8 - Recombinação

Nessa etapa o SPEA se assemelha aos AEs simples. A recombinação é denominada operador de variação. Esse operador é aplicado como na estrutura geral dos AGs convencionais simples (Figura 3.23).

Etapa 9 - Mutação

O operador de mutação também faz parte do processo de variação e é responsável pela introdução de diversidade na população, que muitas vezes é perdida ao longo das iterações, em outras palavras pode-se dizer que esse operador é responsável pela introdução de material genético na população. Em geral, esse operador é aplicado como na estrutura dos AGs convencionais apresentada pela Figura 3.23.

Etapa 10 - Nova população

Uma nova população é formada devido à aplicação dos operadores de recombinação e mutação. Assim é necessário que uma nova avaliação seja realizada para cada vetor solução pertencente a essa nova população, portanto, volta-se a etapa 3.

Etapa 11 - Resultados

Nessa etapa o algoritmo apresenta as soluções ótimas Pareto.

4.4.2 Implementação do Algoritmo de Otimização

O esquema geral de otimização multiobjetivo, apresentado na Figura 3.22, foi implementado com a finalidade de resolver o problema de minimizar os vazamentos e maximizar a confiabilidade hidráulica do sistema. A implementação foi realizada utilizando como plataforma de acoplamento computacional a biblioteca MOMHLib++ (JASZKIEWICZ, 2001), e escolhendo como algoritmo de otimização o algoritmo SPEA (Figura 4.2). Como processo de avaliação das funções objetivo, dentro do algoritmo SPEA, foi utilizado o módulo de avaliação hidráulica, descrito na seção 4.2.2.

A implementação do algoritmo de otimização foi desenvolvida em sucessivas etapas. Durante a primeira etapa criou-se o módulo de avaliação hidráulica. Para tanto,

definiram-se as estruturas das funções computacionais que interagem com o modelo de análise de redes do simulador EPANET. Posteriormente, essas funções foram implementadas e testadas com o propósito de obter uma adequada utilização do simulador. A segunda etapa consistiu na adequação do programa de otimização multiobjetivo que, embora já implementado, precisava ser executado em uma outra plataforma de desenvolvimento de software (Microsoft Visual Studio). A adequação foi testada com vários problemas de otimização da literatura (DEB, 2001). A terceira e última etapa compreendeu a integração das funções de avaliação hidráulica com as funções de otimização multiobjetivo. Sucessivas operações de implementação e teste levaram à obtenção de um programa que integra a análise de redes, o cálculo de índices de vazamentos e de resiliência e a determinação de soluções não dominadas ou Pareto.

A respeito da funcionalidade do algoritmo implementado, o primeiro passo consiste em definir as características gerais do problema, dentro do módulo de definição do programa de otimização multiobjetivo. Essas características são: o número de funções objetivo, o número de variáveis de decisão e os limites máximo e mínimo das variáveis de decisão. Além disso, deve ser especificado quais funções objetivo devem ser maximizadas e quais minimizadas. O segundo passo compreende a configuração do módulo de avaliação hidráulica, através da escolha dos arquivos de entrada e saída de dados da rede. O terceiro passo consiste na saída dos resultados da otimização em forma de soluções não dominadas que podem ser representadas em forma gráfica.

4.5 Redes Exemplo para Validação do Modelo

Duas redes são utilizadas para a validação do modelo de otimização. A primeira consiste em um sistema simples de dois circuitos, extraído de Alperovitz e Shamir (1977). A Figura 4.3 e a Tabela 4.2 apresentam a geometria do sistema e os parâmetros dos nós e tubulações, respectivamente.

O segundo sistema escolhido para testar a metodologia proposta é um setor da rede de distribuição de Campo Grande, MS. Trata-se de uma rede hidráulica ramificada com um reservatório de nível fixo, 71 nós e 70 tubulações. As Tabelas 4.3 e 4.4 contêm as características físicas dos nós e das tubulações da Rede 2, respectivamente. As Figuras

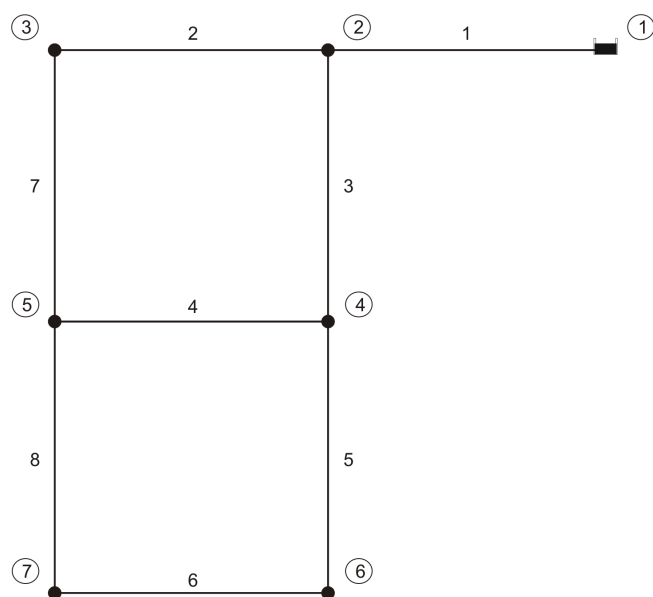


FIGURA 4.3 - Rede número 1 de dois circuitos

TABELA 4.2 - Características físicas da rede número 1, de dois circuitos

Nº Tub.	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	C	Nº nó	Cota (m)	Demanda (l/s)
1	1000	500	130	1	210	Reserv.
2	1000	350	130	2	150	27,78
3	1000	350	130	3	160	27,78
4	1000	150	130	4	155	33,33
5	1000	350	130	5	150	75,00
6	1000	150	130	6	165	91,67
7	1000	350	130	7	160	55,56
8	1000	300				

4.4 e 4.5 apresentam a topologia da rede com a numeração de nós e a numeração de tubulações, respectivamente.

TABELA 4.3 - Características físicas dos nós da Rede 2

Nº nó	Cota (m)	Demanda (l/s)	Nº nó	Cota (m)	Demanda (l/s)
3	591,93	0,00	79	600,50	0,05
22	591,71	0,00	83	576,50	0,09
23	591,92	0,00	84	574,95	0,07
33	579,74	0,02	85	574,76	0,11
34	579,79	0,05	86	573,90	0,10
35	582,17	0,04	87	572,85	0,11
36	583,07	0,02	88	572,64	0,05
37	583,23	0,06	89	571,26	0,10
38	585,49	0,07	90	571,14	0,07
39	590,33	0,05	91	580,13	0,08
40	587,42	0,06	92	578,05	0,05
41	587,30	0,06	93	581,60	0,05
42	596,70	0,07	94	584,00	0,07
43	596,96	0,09	95	587,14	0,14
44	600,08	0,09	96	584,52	0,14
45	601,37	0,07	97	585,92	0,15
46	598,50	0,08	98	588,66	0,08
47	598,16	0,05	99	581,36	0,05
52	578,18	0,09	100	582,67	0,08
53	576,28	0,06	101	583,70	0,06
63	592,10	0,14	102	584,60	0,07
64	595,97	0,06	103	589,00	0,12
65	593,94	0,13	104	592,11	0,07
66	597,43	0,06	105	586,49	0,07
67	595,45	0,11	106	590,65	0,12
68	598,94	0,07	107	587,78	0,09
69	599,09	0,09	108	593,90	0,05
70	602,10	0,03	109	589,19	0,08
71	589,87	0,06	142	573,42	0,06
72	591,48	0,08	143	575,31	0,05
73	592,78	0,07	144	576,96	0,03
74	593,96	0,06	145	578,57	0,10
75	595,34	0,08	163	599,40	0,00
76	599,74	0,06	6	585,92	0,00
77	596,53	0,09	7	591,70	0,00
78	597,13	0,04	1	618,13	Reserv.

TABELA 4.4 - Características físicas das tubulações da Rede 2

Nº Tub.	Compr. (m)	Diâmetro (mm)	C	Nº Tub.	Compr. (m)	Diâmetro (mm)	C
16	7,00	100	140	72	135,93	50	140
17	3,44	100	140	73	133,60	50	140
27	11,06	50	140	74	140,33	50	140
28	129,53	50	140	75	133,57	50	140
29	9,56	50	140	76	133,23	50	140
30	130,97	50	140	77	142,14	50	140
31	129,27	50	140	78	131,99	50	140
32	10,03	50	140	102	144,16	50	140
33	9,91	50	140	103	141,11	50	140
34	130,27	50	140	104	143,16	50	140
35	126,59	50	140	105	141,75	50	140
36	13,10	50	140	124	8,73	100	140
40	159,38	50	140	131	19,67	180	150
48	161,91	50	140	132	48,68	180	150
49	138,57	50	140	133	51,83	180	150
50	142,30	50	140	156	60,10	100	140
51	139,83	50	140	157	59,91	100	140
52	134,61	50	140	158	60,34	100	140
53	135,50	50	140	163	60,03	100	140
54	134,40	50	140	164	60,08	180	150
55	136,91	50	140	165	58,48	180	150
56	131,69	50	140	166	61,49	180	150
57	135,25	50	140	167	51,81	180	150
58	135,34	50	150	168	59,19	100	140
61	132,50	50	140	169	53,12	100	140
62	130,35	50	140	170	67,21	100	140
63	131,48	50	140	171	60,58	100	140
64	132,00	50	140	172	59,61	100	140
65	142,08	50	140	173	59,96	100	140
66	132,10	50	140	174	60,31	100	140
67	144,14	50	140	175	59,84	100	140
68	141,17	50	140	176	60,16	100	140
69	140,03	50	140	177	44,32	100	140
70	129,73	50	140	4	7,00	100	140
71	130,57	50	140	1	35,00	180	150

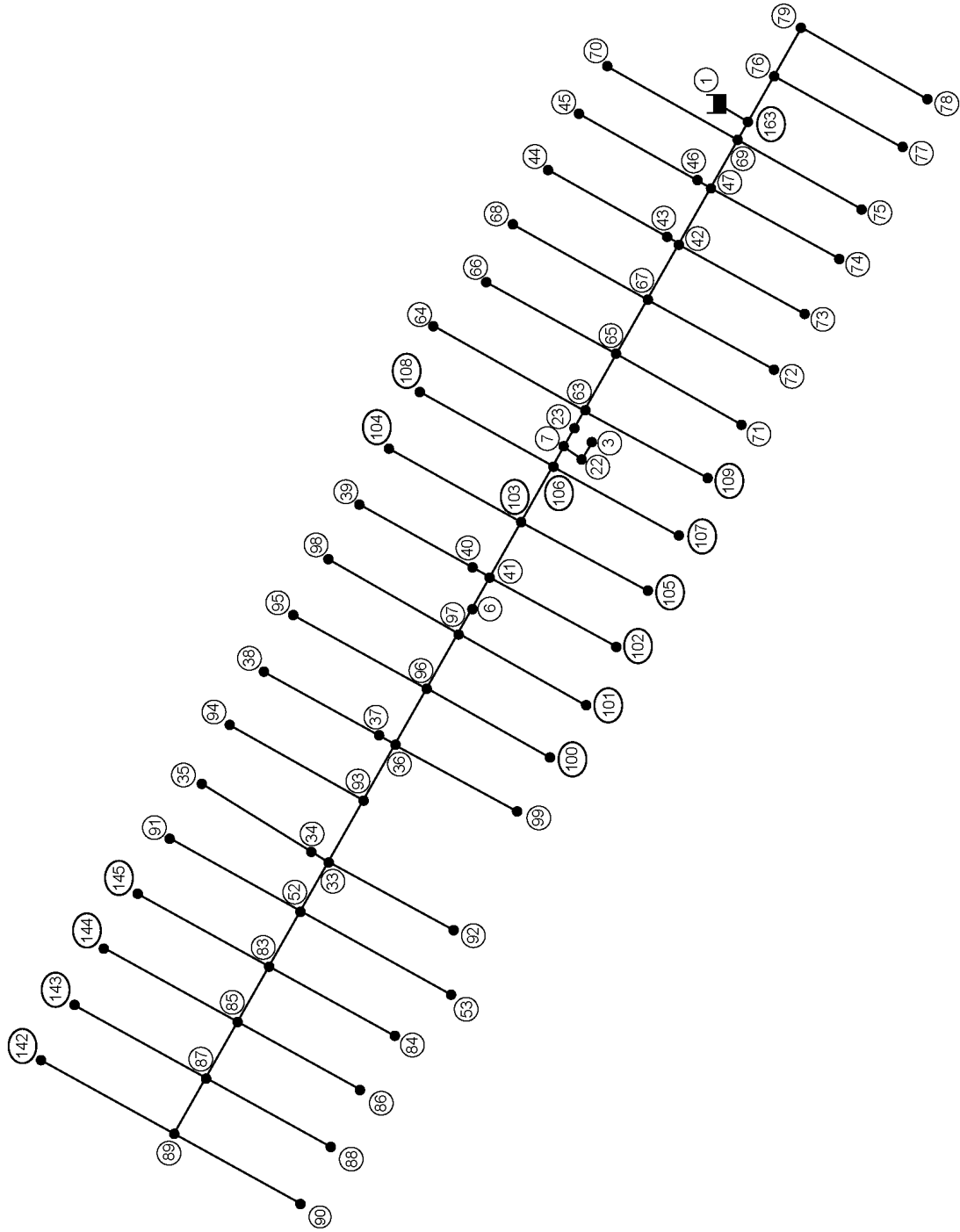


FIGURA 4.4 - Rede número 2: numeração dos nós

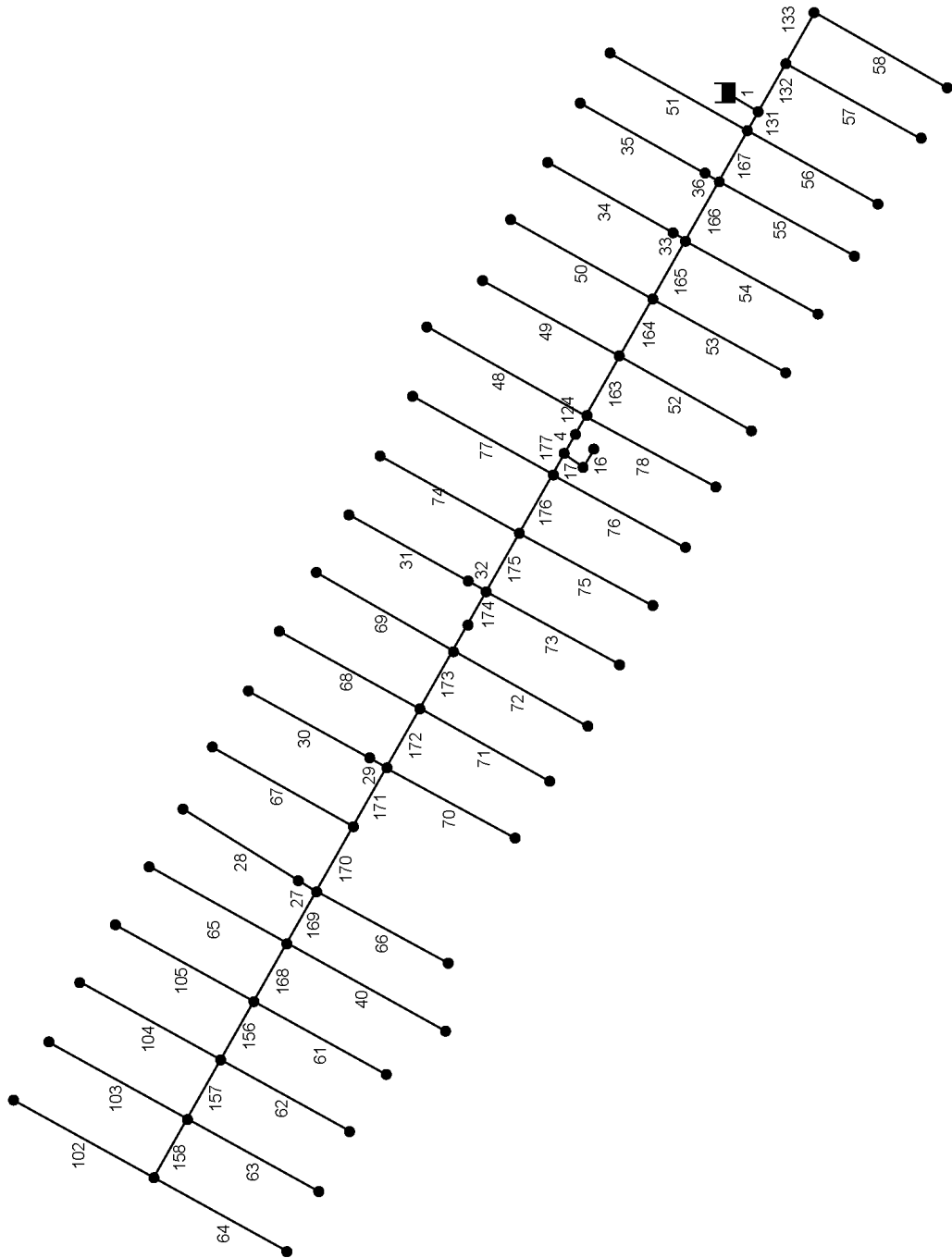


FIGURA 4.5 - Rede número 2: numeração das tubulações

4.6 Ferramentas, Materiais e Linguagens de Programação

Para o desenvolvimento do presente trabalho, utilizou-se um microcomputador Centrino Duo, com processador Intel de 1,83 GHz e 1,99 Gb de memória RAM. O computador está equipado com os seguintes programas e linguagens de programação: Microsoft Visual Studio, utilizado na compilação de linguagem C/C++; EPANET 2 (ROSSMAN, 2000), para simulação hidráulica; biblioteca MOMHLib++ (JASZKIEWICZ, 2001), empregada na otimização multiobjetivo; MATLAB, para execução de rotinas de programação complementares e planilhas eletrônicas, utilizadas na preparação de tabelas.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os métodos descritos no capítulo 4 serão empregados no presente capítulo para determinar o número, a localização e o ajuste de válvulas redutoras de pressão necessárias para reduzir os vazamentos em dois sistemas de distribuição de água, utilizando, para tanto, informação ótima sobre a confiabilidade hidráulica e a eficiência energética dos sistemas.

5.1 Análise da Rede 1

A primeira rede hidráulica estudada, denominada Rede 1, e com topologia e características físicas definidas pela Figura 4.3 e a Tabela 4.2, representa um sistema de distribuição extremamente simplificado pois não contém tanques de armazenamento, nem sistema de bombeamento. São atribuídas a essa rede um padrão de demanda fixo para todos os nós, com os fatores de consumo (F_c) definidos na Tabela 5.1, assim como coeficientes e expoentes dos emissores iguais em todos os nós, a maneira de atingir um nível de vazamentos igual a 25% da demanda total.

TABELA 5.1 - Coeficientes do padrão de demanda aplicados à Rede 1

Hora	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
F_c	0,61	0,61	0,41	0,41	0,41	0,41	0,81	0,81	1,23	1,23	1,13	1,13
Hora	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
F_c	0,92	0,92	0,92	0,92	1,03	1,03	0,92	0,92	0,82	0,82	0,61	0,61

Fonte: Savic e Walters (1995)

5.1.1 Execução do módulo de avaliação hidráulica

Inicialmente, o algoritmo da Figura 4.1 foi executado considerando a rede sem vazamentos e os valores do índice de resiliência foram registrados para cada período da simulação

hidráulica. Posteriormente, o mesmo procedimento foi desenvolvido para a rede com vazamentos, sendo registrados, além do índice de resiliência, os vazamentos totais na rede em cada período da simulação. Atribuíram-se a todos os nós da rede valores do coeficiente C_e e do expoente α iguais a 1,58 e 0,5, respectivamente. Esses valores foram escolhidos arbitrariamente para obter um nível de vazamentos igual a 25%. A Tabela 5.2 apresenta os resultados gerados pelo módulo de avaliação hidráulica para ambos os casos, sem vazamentos e com vazamentos. Observa-se, na Tabela, uma notória diminuição dos valores do índice de resiliência em presença dos vazamentos a respeito do caso sem vazamentos. Isso é devido, naturalmente, a que os vazamentos reduzem a capacidade do sistema para atender eficientemente as exigências da demanda de água.

5.1.2 Etapa de otimização multiobjetivo

Foram definidos para a Rede 1 duas funções objetivo, oito variáveis de decisão (coeficientes de rugosidade das oito tubulações), limites entre 0 e 130 para as variáveis de decisão e instruções para minimizar a função de vazamentos e maximizar a função de confiabilidade.

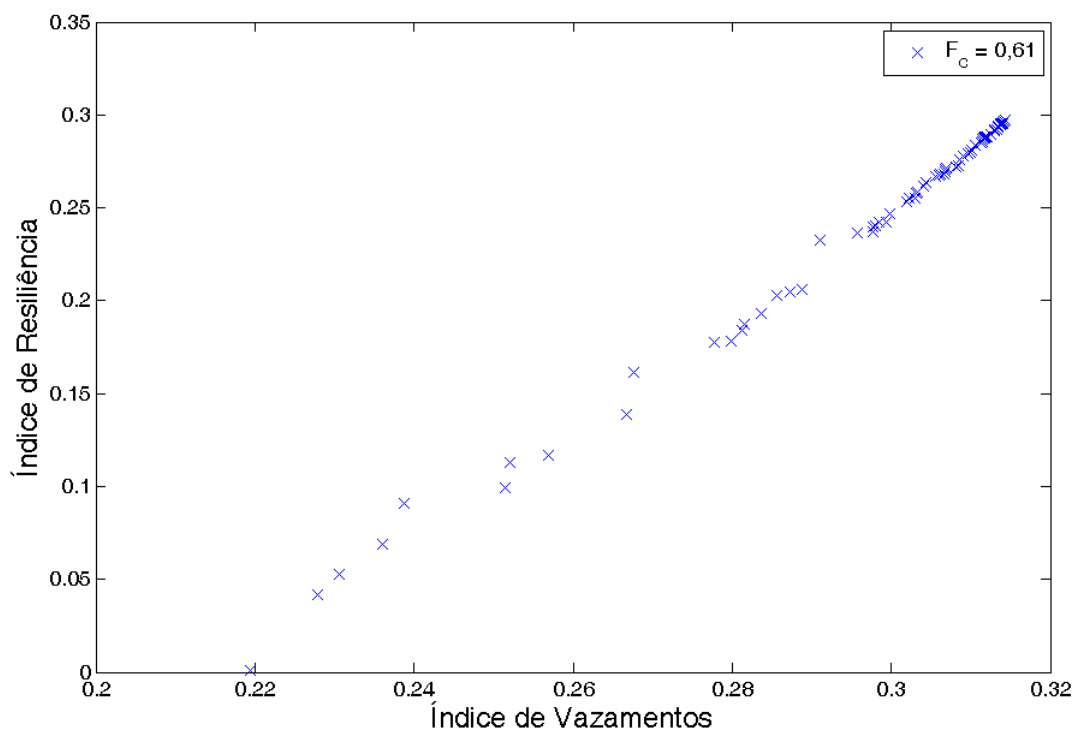
Visto que a simulação hidráulica foi realizada em período estendido e que existem 8 fatores de consumo diferentes dentro do padrão de demanda de água, obtiveram-se 8 curvas de soluções não dominadas ou soluções Pareto. Nas Figuras 5.1 à 5.4 apresentam-se essas curvas como sendo as soluções da otimização multiobjetivo.

Todos os pontos encontrados em qualquer um dos gráficos das Figuras 5.1 à 5.4 representam soluções não dominadas com um vetor decisão associado a elas. Cada um dos vetores de decisão contém 8 valores de rugosidade para as 8 tubulações que fazem parte da Rede 1. O aspecto comum mais notório entre as frentes Pareto encontradas é que mostram uma relação aproximadamente linear e de proporcionalidade direta entre os índices de resiliência e de vazamentos. Para explicar outros aspectos da relação entre esses índices, apresentam-se, com propósitos ilustrativos, as Tabelas 5.3, 5.4 e 5.5 mostrando os resultados da otimização para as três soluções Pareto destacadas em cada uma das Figuras 5.1(b), 5.2(a) e 5.2(b), respectivamente.

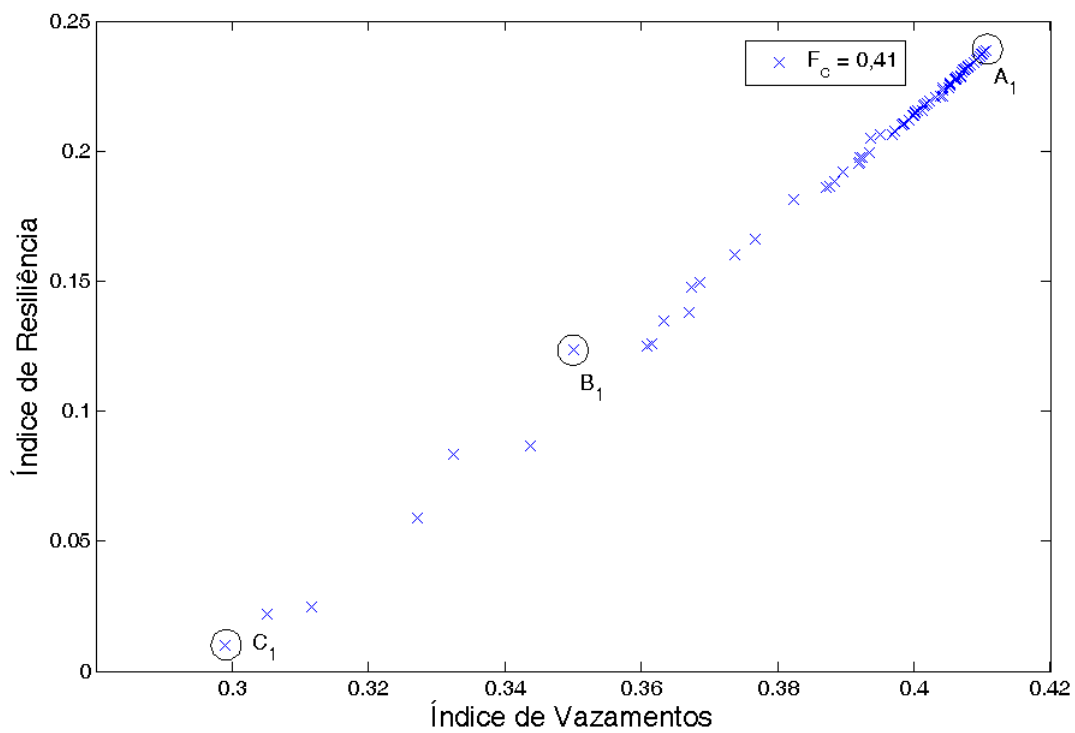
Em qualquer um dos gráficos das Figuras 5.1(b), 5.2(a) ou 5.2(b), um ponto A representa a solução Pareto com maior índice de resiliência e de vazamentos, um ponto B é uma solução com valores intermédios para ambos os índices e um ponto C é a solução com os mínimos valores encontrados para ambos os índices.

TABELA 5.2 - Valores calculados pelo módulo de avaliação hidráulica para a Rede 1 em período estendido de 24 h

Tempo (h)	F_c	Índice de Resiliência I_r		Vazamentos	
		Sem Vazam.	Com Vazam.	Totais (l/s)	I_v
0	0,61	0,921	0,299	87,216	0,315
1	0,61	0,921	0,299	87,216	0,315
2	0,41	0,962	0,239	88,870	0,411
3	0,41	0,962	0,239	88,870	0,411
4	0,41	0,962	0,239	88,870	0,411
5	0,41	0,962	0,239	88,870	0,411
6	0,81	0,866	0,332	85,176	0,253
7	0,81	0,866	0,332	85,176	0,253
8	1,23	0,710	0,329	79,560	0,172
9	1,23	0,710	0,329	79,560	0,172
10	1,13	0,752	0,338	81,070	0,187
11	1,13	0,752	0,338	81,070	0,187
12	0,92	0,830	0,340	83,885	0,227
13	0,92	0,830	0,340	83,885	0,227
14	0,92	0,830	0,340	83,885	0,227
15	0,92	0,830	0,340	83,885	0,227
16	1,03	0,791	0,342	82,469	0,205
17	1,03	0,791	0,342	82,469	0,205
18	0,92	0,830	0,340	83,885	0,227
19	0,92	0,830	0,340	83,885	0,227
20	0,82	0,863	0,333	85,064	0,250
21	0,82	0,863	0,333	85,064	0,250
22	0,61	0,921	0,299	87,216	0,315
23	0,61	0,921	0,299	87,216	0,315
Média		0,853	0,314		0,250

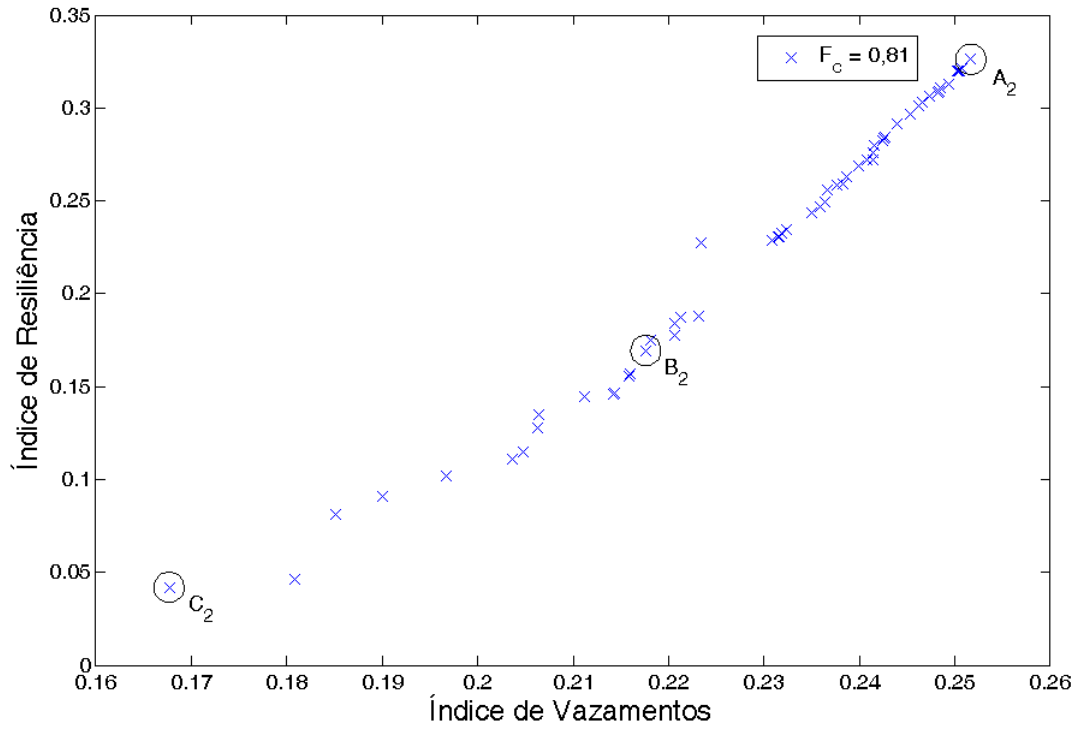


(a)

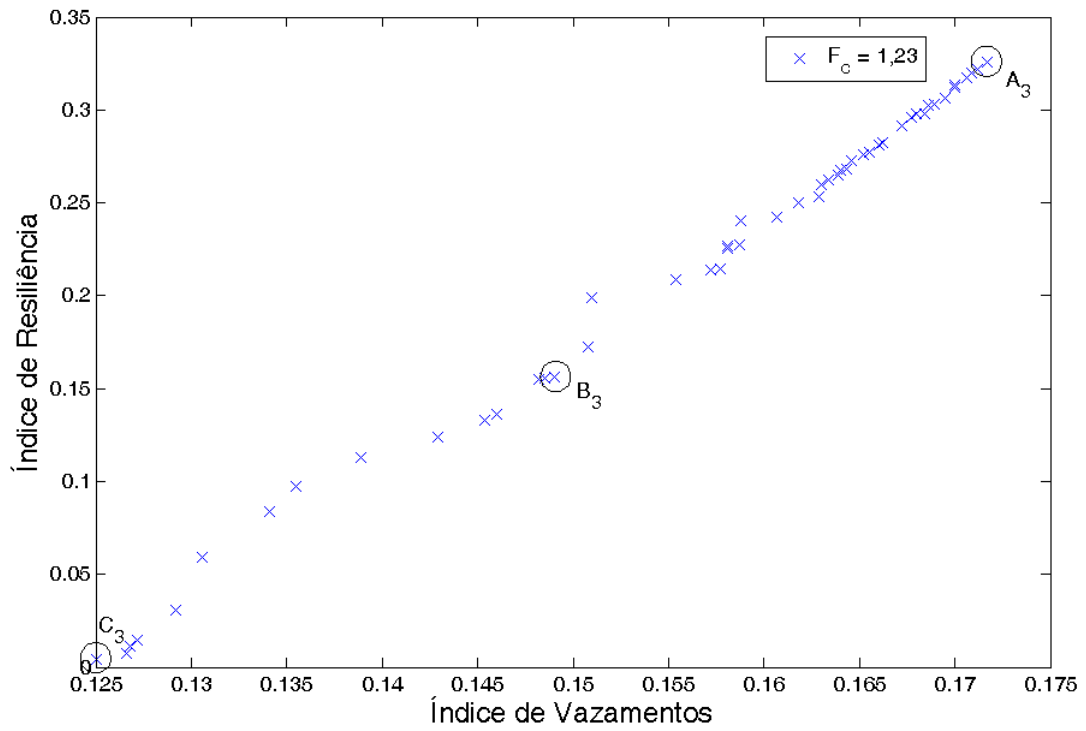


(b)

FIGURA 5.1 - Resultados da otimização multiobjetivo para os coeficientes do padrão de demanda iguais a: (a) 0,61 e (b) 0,41.

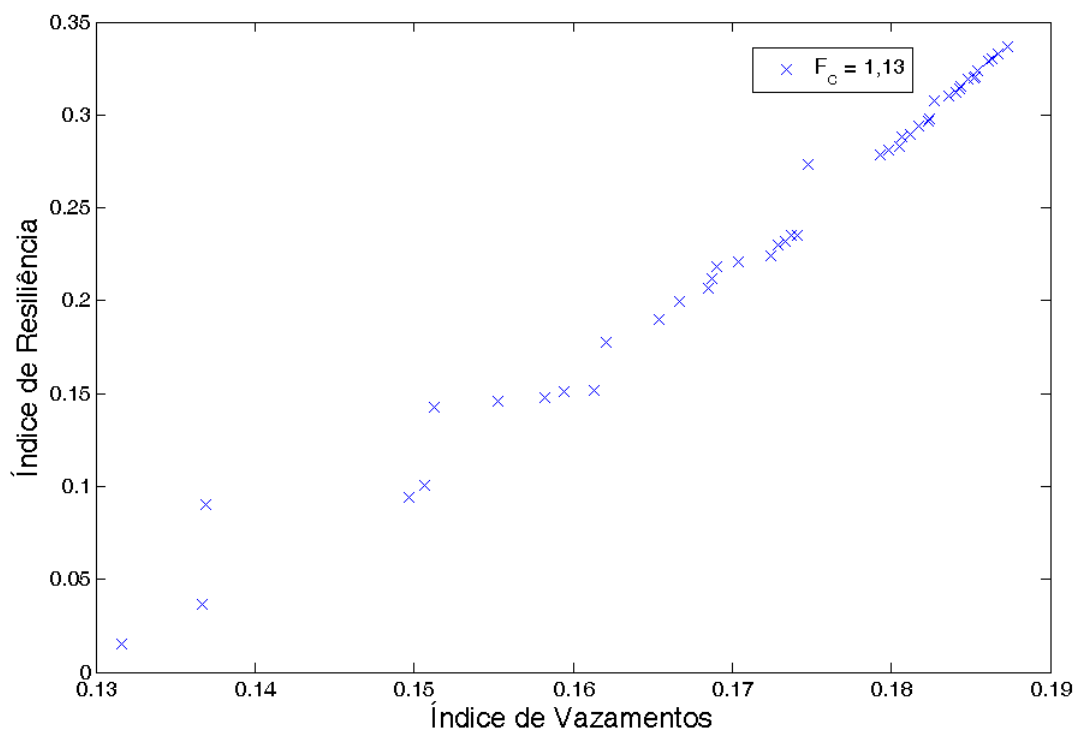


(a)

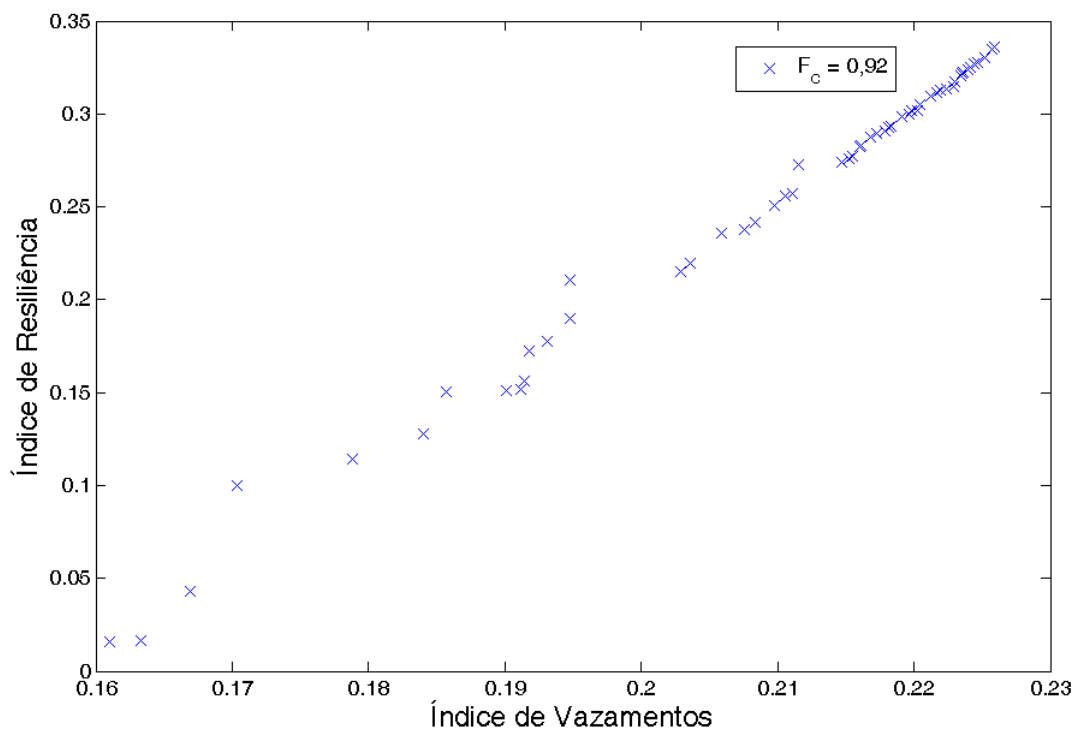


(b)

FIGURA 5.2 - Resultados da otimização multiobjetivo para os coeficientes do padrão de demanda iguais a: (a) 0,81 e (b) 1,23.

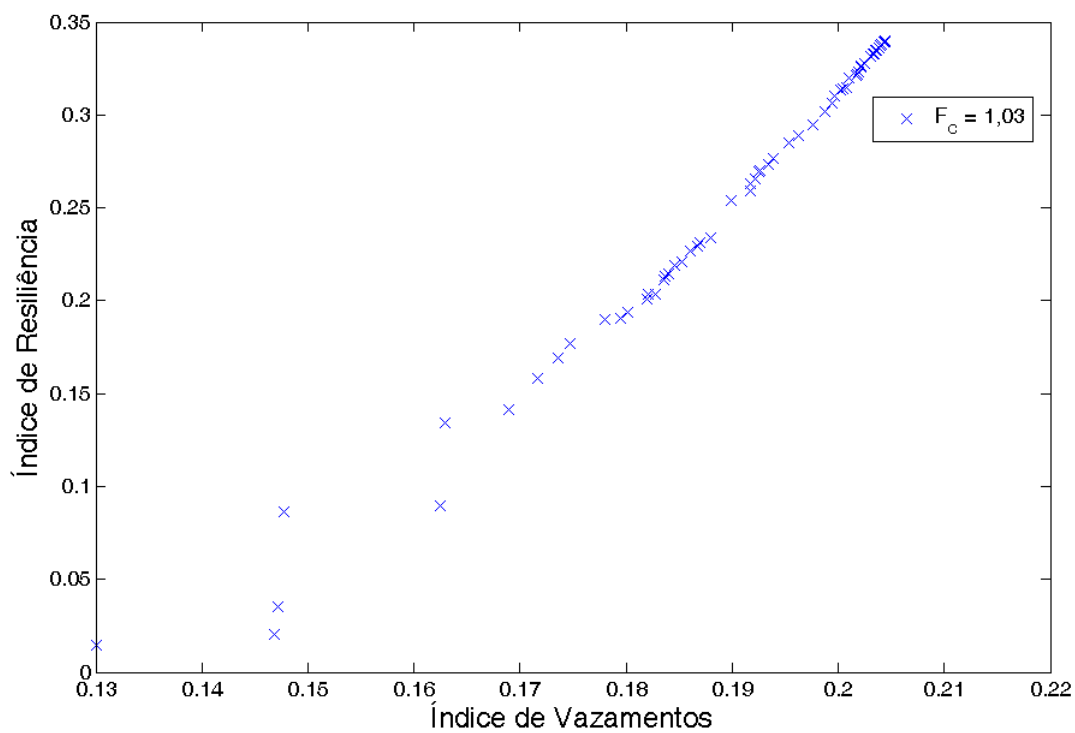


(a)

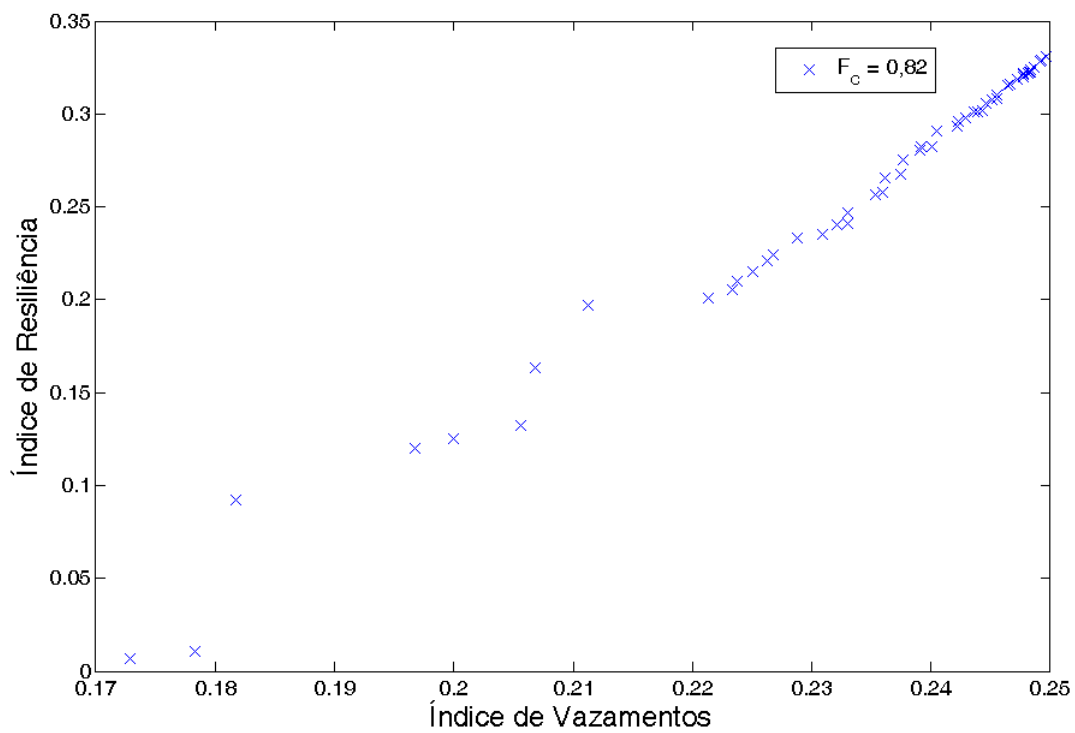


(b)

FIGURA 5.3 - Resultados da otimização multiobjetivo para os coeficientes do padrão de demanda iguais a: (a) 1,13 e (b) 0,92.



(a)



(b)

FIGURA 5.4 - Resultados da otimização multiobjetivo para os coeficientes do padrão de demanda iguais a: (a) 1,03 e (b) 0,82.

TABELA 5.3 - Vetores decisão das soluções Pareto A_1 , B_1 e C_1

Solução	I_v	I_r	Vetor Solução (Coeficientes de Rugosidade C)							
			1	2	3	4	5	6	7	8
A_1	0.41	0.24	129.9	130.0	128.1	124.3	130.0	65.4	130.0	130.0
B_1	0.35	0.12	127.4	7.4	110.1	60.0	126.0	94.5	116.1	54.5
C_1	0.30	0.01	89.2	95.3	3.4	78.6	58.3	92.2	34.2	110.4

TABELA 5.4 - Vetores decisão das soluções Pareto A_2 , B_2 e C_2

Solução	I_v	I_r	Vetor Solução (Coeficientes de Rugosidade C)							
			1	2	3	4	5	6	7	8
A_2	0.25	0.33	130.0	126.2	128.8	122.2	113.8	126.9	130.0	69.7
B_2	0.22	0.17	101.3	79.7	51.4	15.0	65.8	60.0	130.0	16.7
C_2	0.17	0.04	71.9	26.1	100.5	26.2	79.9	51.8	60.0	68.7

TABELA 5.5 - Vetores decisão das soluções Pareto A_3 , B_3 e C_3

Solução	I_v	I_r	Vetor Solução (Coeficientes de Rugosidade C)							
			1	2	3	4	5	6	7	8
A_3	0.17	0.33	130.0	130.0	130.0	73.1	129.0	119.8	130.0	111.2
B_3	0.15	0.16	108.7	83.6	130.0	73.4	91.6	55.7	49.8	60.0
C_3	0.13	0.00	56.4	129.0	117.2	62.3	99.6	91.5	69.2	48.5

Nas Tabelas 5.3 à 5.5 os coeficientes de rugosidade em negrito são aqueles notavelmente inferiores aos originais (130) e podem indicar a necessidade de instalar VRPs nas respectivas tubulações. Embora cada uma das soluções A_1 , A_2 e A_3 tenha um valor de C em negrito, suas coordenadas (I_v, I_r) coincidem com os valores de I_v e I_r calculados para a Rede 1 com vazamentos (ver Tabela 5.2). Assim, por exemplo, nas horas 2, 3, 4 e 5 da Tabela 5.2 (i.e, quando $F_c = 0,41$), $I_v = 0,411$ e $I_r = 0,239$. Esses valores coincidem com as coordenadas da solução A_1 da Tabela 5.3 apesar que existe uma considerável diminuição do coeficiente de rugosidade da tubulação número 6.

No entanto, os vetores de decisão das soluções B e C (Tabelas 5.3 à 5.5) apresentam vários coeficientes de rugosidade notavelmente alterados em diferentes tubulações, deixando perceber uma aparente relação direta entre o número e complexidade das alterações e a diminuição dos índices I_v e I_r .

Com base nas observações anteriores, pode-se inferir que, para qualquer valor do fator de consumo, a resiliência e também os vazamentos da Rede 1 são máximos quando não se introduzem alterações nas rugosidades dos condutos. Portanto, se a procura é orientada a maximizar a confiabilidade hidráulica e a eficiência energética do sistema (ambas determinadas pelo índice de resiliência), não é preciso modificar o sistema através da instalação de válvulas redutoras de pressão. Se, por outro lado, a procura é orientada a reduzir os vazamentos, alterações do sistema através da instalação de VRPs, terão como consequência a diminuição da confiabilidade hidráulica e da eficiência energética. Além disso, o sistema comporta-se insensível à mudança das rugosidades em algumas das tubulações e, portanto, não se justifica considerá-las como possíveis portadoras de VRPs.

Outras relações interessantes tornam-se apreciáveis quando se combinam todas as frentes Pareto anteriores em um único gráfico, na maneira mostrada pela Figura 5.5. Em primeiro lugar, as frentes Pareto se deslocam da direita para a esquerda na medida que o fator de consumo, isto é, a demanda, aumenta. Isso significa que, em geral, para uma determinada condição operacional (ajuste das VRPs) às maiores demandas no sistema correspondem menores índices de vazamentos e maior confiabilidade hidráulica. As curvas revelam também que a condição ótima de operação, em termos de resiliência, corresponde ao fator de consumo com valor 1. Por um lado, abaixo desse valor, o índice de resiliência diminui na medida que os vazamentos aumentam, por outro lado, para valores do fator de consumo maiores que 1, o índice de resiliência diminui em função da diminuição dos vazamentos.

5.1.3 Etapa de decisão

De acordo com a Figura 3.22, a segunda e última etapa de um procedimento multiobjetivo é a etapa de decisão. Nessa etapa, as soluções ótimas encontradas previamente devem ser analisadas cuidadosamente a efeito de escolher aquela que satisfaz os critérios estabelecidos pelo responsável da tomada de decisões. A análise de soluções alternativas deve estar baseada no conhecimento profundo do sistema e da sua operação, visto que a seleção de soluções deve lidar, normalmente, com objetivos conflitantes. No caso em estudo, as frentes Pareto encontradas descrevem uma relação conflitante entre a maximização do índice de resiliência e a minimização dos vazamentos. Resulta claro que se o objetivo é reduzir os vazamentos, através da modificação das rugosidades das tubulações da rede, a

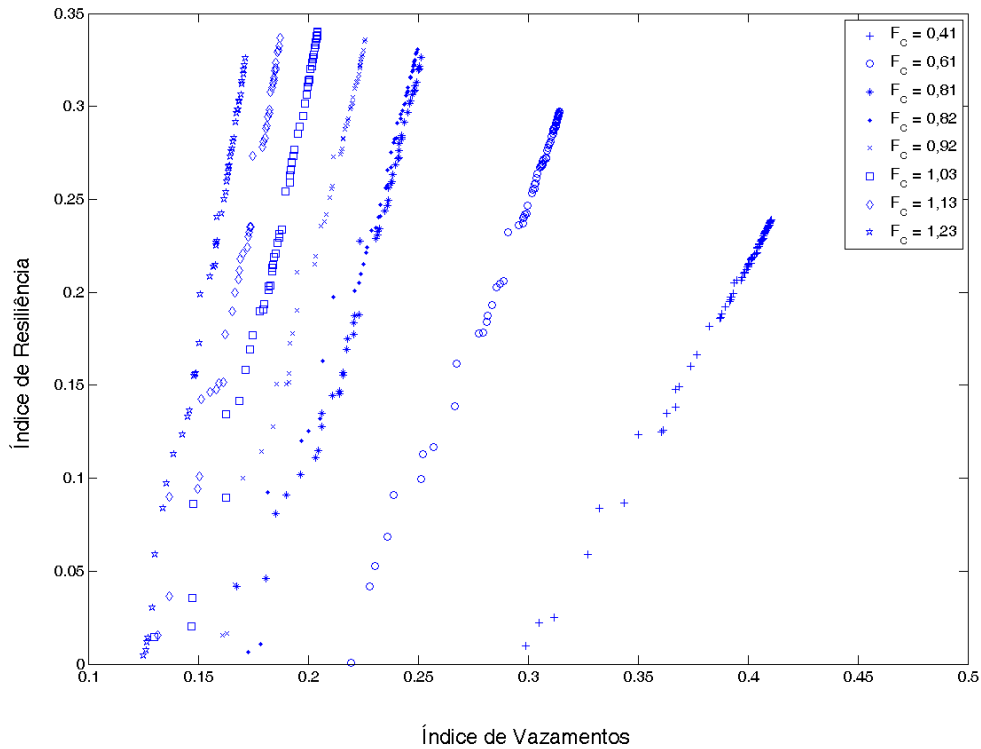


FIGURA 5.5 - Soluções Pareto para a Rede 1

confiabilidade hidráulica, dada pelo índice de resiliência, experimentará uma diminuição. Conseqüentemente, não é possível satisfazer um dos objetivos sem sacrificar o outro.

Uma maneira hipotética de lidar com os objetivos conflitantes é apresentada a seguir, sob uma abordagem que parte de três premissas fundamentais. A primeira é que, devido à presença dos vazamentos, a rede hidráulica estudada encontra-se em uma condição de operação inicial com baixo índice de resiliência e, portanto, baixa confiabilidade hidráulica e baixa eficiência energética. A segunda premissa é que a fração de vazamentos, I_v , que é possível diminuir é relativamente pequena. Faixas ou janelas de diminuição de vazamentos podem ser definidas para as 8 curvas anteriores (Figuras 5.1 - 5.4) entre a solução Pareto com maiores índices I_v e I_r e a solução com menores índices I_v e I_r . Por exemplo, para a hora de menor consumo ($F_c = 0,41$), essa a janela é determinada pelas soluções A_1 e C_1 com valores de I_v 0,41 e 0,30, respectivamente. Em forma semelhante, na hora de maior consumo ($F_c = 1,23$), a faixa teórica de redução de vazamentos é 0,17 - 0,13, determinada pelas soluções A_3 e C_3 . A terceira premissa é que a resiliência do sistema sempre diminuirá se qualquer medida de redução de vazamentos for adotada.

Essas premissas foram consideradas para projetar o algoritmo de decisão esquematizado na Figura 5.6. O algoritmo contém duas etapas que precisam de um passo de decisão para serem iniciadas. A primeira etapa precisa da escolha da fração de vazamentos a ser diminuída. A segunda etapa representa um processo iterativo que deve receber como dado de entrada a escolha das tubulações a serem modificadas em termos de rugosidade, utilizando, para tanto, a informação sugerida no passo final da primeira etapa.

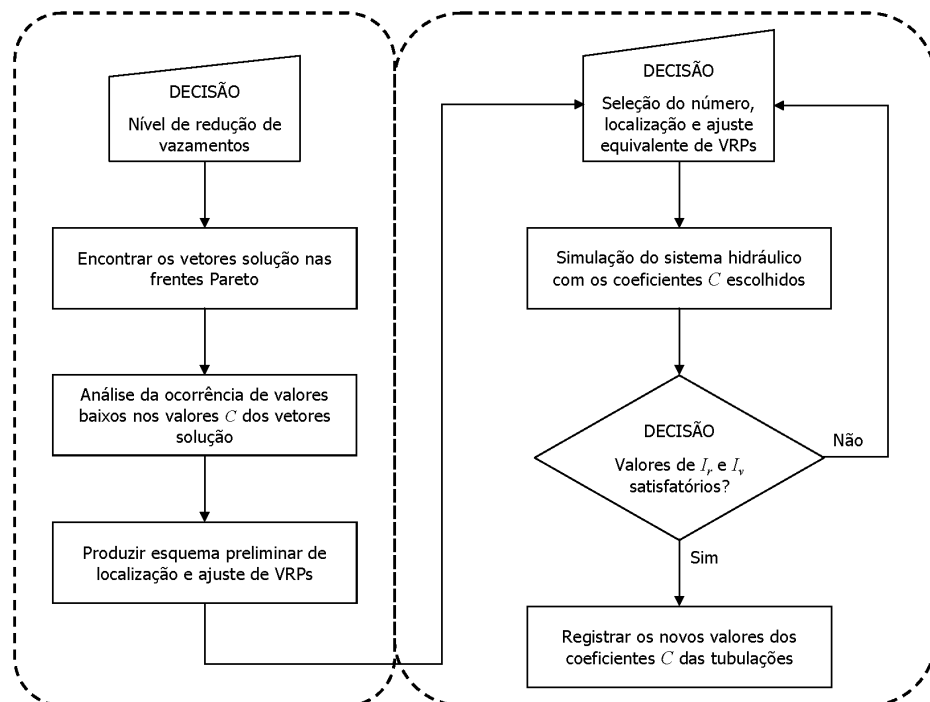


FIGURA 5.6 - Algoritmo de decisão

Antes de iniciar o algoritmo de decisão, foi calculada a fração de vazamentos que é possível diminuir no sistema através de medidas de redução de pressão, como mostrado pela Tabela 5.6. A Tabela apresenta, com notação $I_{v,max}$, os valores do índice de vazamentos para a Rede 1 em estado original, e com notação $I_{v,min}$, os valores mínimos do índice resultantes da otimização. Esses valores são os valores extremos, superior e inferior, das frentes Pareto e definem as janelas de diminuição de vazamentos. Além disso, a Tabela contém os fatores de consumo e seus respectivos números de ocorrências no período de 24 h. Com esses dados, as médias ponderadas de $I_{v,max}$ e $I_{v,min}$ são calculadas para determinar a fração média de vazamentos que é possível diminuir, denotada como

$I_{v,pos}$. A diferença entre as médias ponderadas $\bar{I}_{v,max}$ e $\bar{I}_{v,min}$ é $I_{v,pos} = 0,0628 = 6,28\%$. Esse valor representa a máxima redução de vazamentos que é possível atingir no sistema através da instalação de VRPs. Cabe ressaltar que se os vazamentos são diminuídos até esse nível, se anula a resiliência do sistema e, portanto, não existe excedente de pressão nos nós para atender eventualidades. Ainda na Tabela 5.6, calcula-se o índice médio de resiliência $\bar{I}_{r,max}$ que corresponde à rede original. O índice $\bar{I}_{r,min}$ não é considerado na Tabela porque é praticamente igual a zero.

TABELA 5.6 - Cálculo da fração de vazamentos

F_c	Oc.	$I_{v,min}$	$I_{v,min} \times \text{Oc.}$	$I_{v,max}$	$I_{v,max} \times \text{Oc.}$	$I_{r,max}$	$I_{r,max} \times \text{Oc.}$
0,61	4	0,219	0,877	0,315	1,260	0,299	1,196
0,41	4	0,299	1,196	0,411	1,644	0,239	0,956
0,81	2	0,168	0,335	0,253	0,506	0,332	0,664
1,23	2	0,125	0,250	0,172	0,344	0,329	0,658
1,13	2	0,132	0,263	0,187	0,374	0,339	0,678
0,92	6	0,161	0,966	0,227	1,362	0,34	2,04
1,03	2	0,130	0,260	0,205	0,410	0,342	0,684
0,82	2	0,173	0,346	0,250	0,500	0,333	0,666
$\sum$	24		4,494		6,400		7,542
$\sum/24$		$\bar{I}_{v,min} =$	0,1872	$\bar{I}_{v,max} =$	0,2500	$\bar{I}_{r,max} =$	0,3143

Foi selecionado, para a Rede 1, um nível de redução de vazamentos igual a uma quarta parte da fração $I_{v,pos}$ (1/4 de 6,28%), isto é, a redução de vazamentos que se procura atingir, em período de 24 h, é 1,57%. A maneira de relacionar a fração escolhida com os índices da Tabela 5.6 é esquematizada pela Figura 5.7, que combina as frentes Pareto das Figuras 5.1 à 5.4, em maneira simplificada.

A escolha de um nível de redução de vazamentos permite encontrar uma solução dominada em cada uma das frentes Pareto disponíveis. O esquema da Figura 5.6 representa a solução encontrada como S_p . Dessa forma, para os horários de menor consumo de água, com janela de vazamentos 0,41 - 0,30, a quarta parte de redução de $I_{v,pos}$ resulta na solução com coordenadas $I_v = 0,38$, $I_r = 0,17$ (Figura 5.1(b)). No caso dos horários de maior consumo, o nível de redução de vazamentos adotado resulta no ponto $I_v = 0,16$, $I_r = 0,24$ da Figura 5.2(b). Uma análise semelhante permite encontrar as soluções Pareto nos gráficos restantes relacionados com outros fatores de consumo.

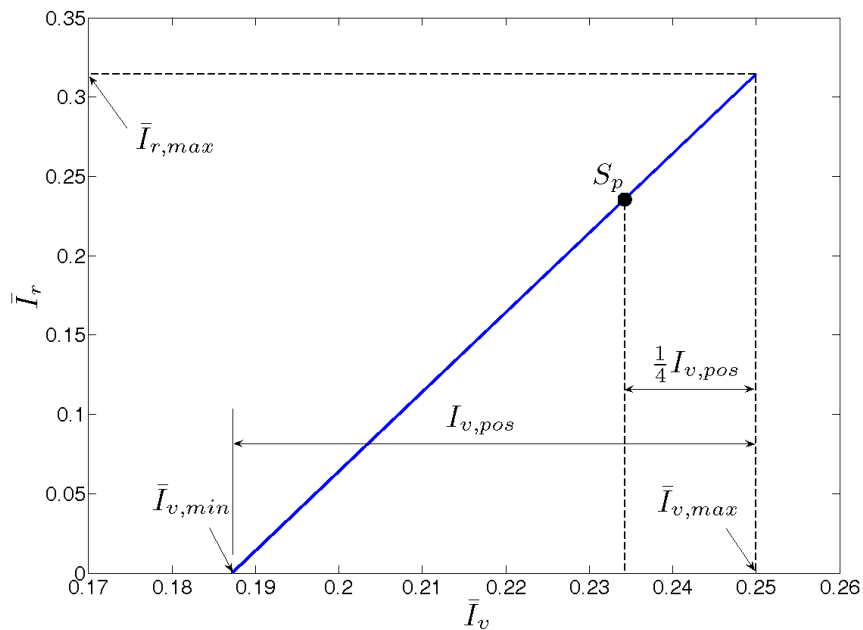


FIGURA 5.7 - Esquema para determinação de fração de vazamentos $I_{v,pos}$

De acordo com a Figura 5.6, o passo seguinte no processo de decisão é encontrar os vetores correspondentes às soluções Pareto determinadas. O resultado desse passo é apresentado na Tabela 5.7.

TABELA 5.7 - Vetores solução escolhidos

F_c	Oc.	I_v	I_r	Vetor Solução (Coeficientes de Rugosidade C')							
				1	2	3	4	5	6	7	8
0,61	4	0,29	0,23	83,5	130,0	112,6	38,3	100,2	13,6	130,0	13,9
0,41	4	0,38	0,18	67,7	130,0	129,6	21,7	130,0	60,0	32,1	2,4
0,81	2	0,23	0,23	98,3	50,9	97,2	93,6	123,1	67,4	89,5	60,0
1,23	2	0,16	0,24	110,5	91,0	111,1	100,8	118,8	105,9	119,4	60,0
1,13	2	0,17	0,23	95,9	115,7	116,8	60,0	84,0	62,0	78,6	75,0
0,92	6	0,21	0,25	97,2	69,4	118,6	12,5	130,0	60,0	114,1	61,9
1,03	2	0,19	0,23	112,7	60,0	105,4	60,0	121,0	94,2	95,5	99,7
0,82	2	0,23	0,23	129,9	121,9	123,1	103,3	39,2	39,0	103,4	18,2

Os fatores de consumo na Tabela 5.7 estão associados com um número de ocorrências (Oc) durante o período de 24 horas. Esse número é utilizado como um peso no processo de determinação do esquema preliminar de ajuste de VRPs. Isto é, a média ponderada dos coeficientes de rugosidade nas tubulações é calculada utilizando os números de ocorrência dos fatores de consumo, obtendo-se os resultados da Tabela 5.8.

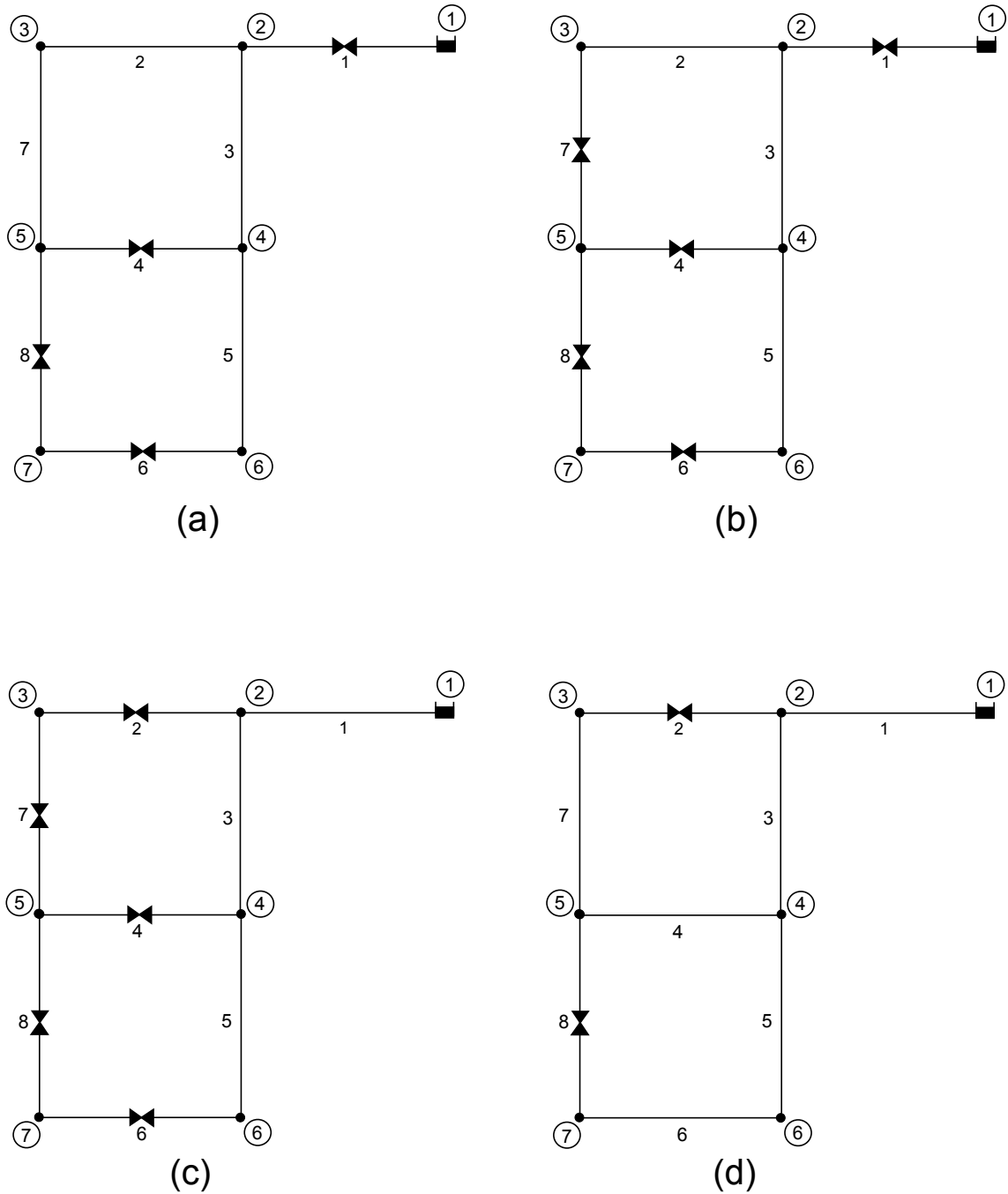


FIGURA 5.8 - Localizações preliminares das VRPs na Rede 1, com fatores de consumo (a) $F_c = 0,61$, (b) $F_c = 0,41$, (c) $F_c = 0,81$ e (d) $F_c = 1,23$

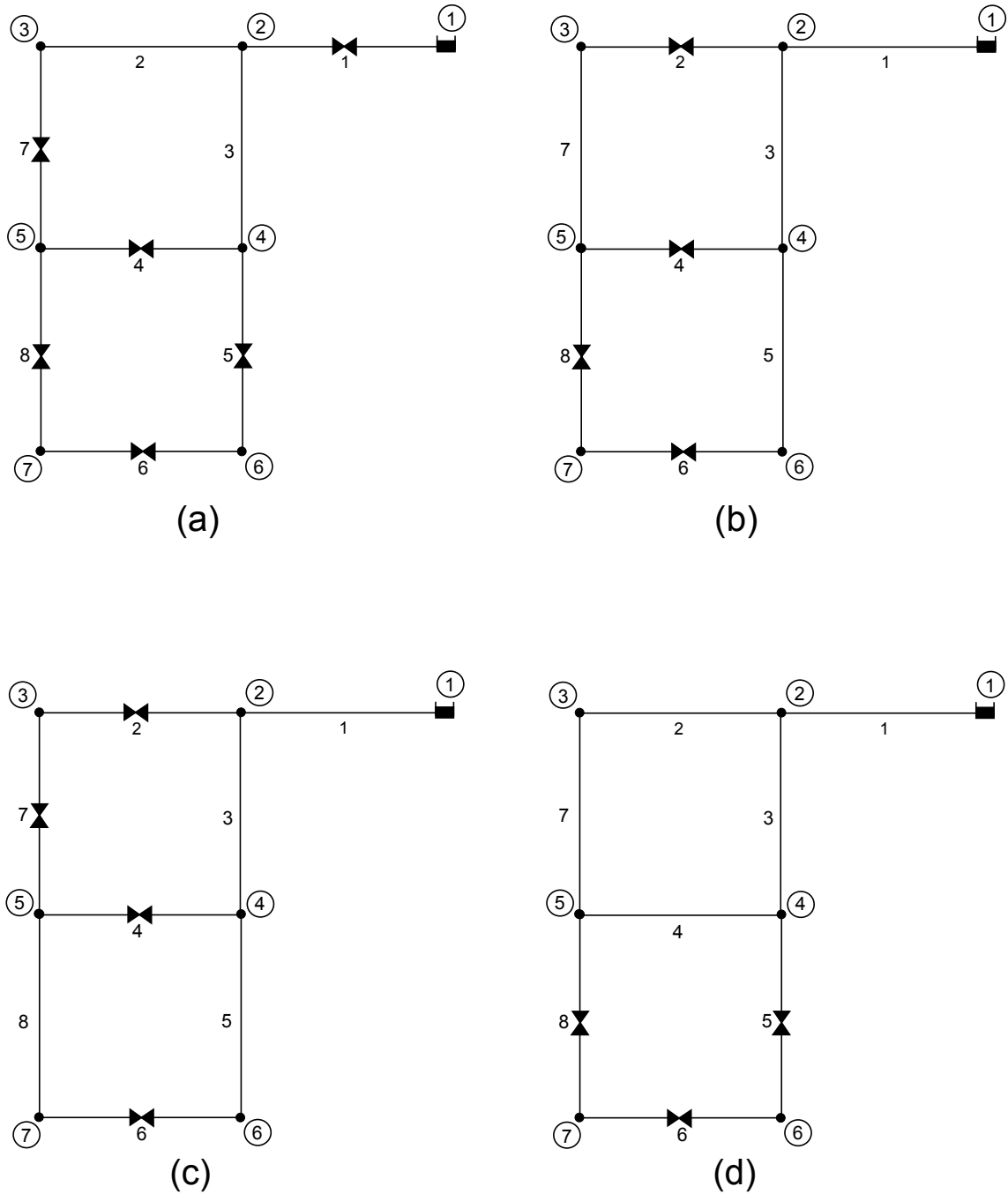


FIGURA 5.9 - Localizações preliminares das VRPs na Rede 1, com fatores de consumo (a) $F_c = 1,13$, (b) $F_c = 0,92$, (c) $F_c = 1,03$ e (d) $F_c = 0,82$

TABELA 5.8 - Coeficientes C ponderados

Tubulação	Coef. C
1	95,1
2	97,3
3	116,2
4	47,9
5	111,4
6	58,0
7	96,1
8	44,3

Com os resultados da Tabela 5.8 entra-se em uma nova etapa de decisão, onde é necessário introduzir um critério para selecionar as tubulações a serem modificadas como sendo potenciais candidatas à instalação de VRPs. O critério adotado é modificar o coeficiente de rugosidade nas tubulações dando preferência àquelas com maiores vazões. Na Rede 1, as maiores vazões ocorrem, em ordem decrescente, nas tubulações 1, 2 e 3 (Figura 4.3). Mudanças do coeficiente de rugosidade nessas três tubulações terão maior efeito na redução de pressões no sistema e, portanto diminuirão os vazamentos e a confiabilidade hidráulica da rede com maior intensidade. Utilizando a Tabela 5.8 como guia, a primeira tentativa de simulação considera a alteração dos coeficientes C nas tubulações 1 e 2 aos valores 95 ambas, isto é, uma VRP fictícia é introduzida em cada uma dessas tubulações.

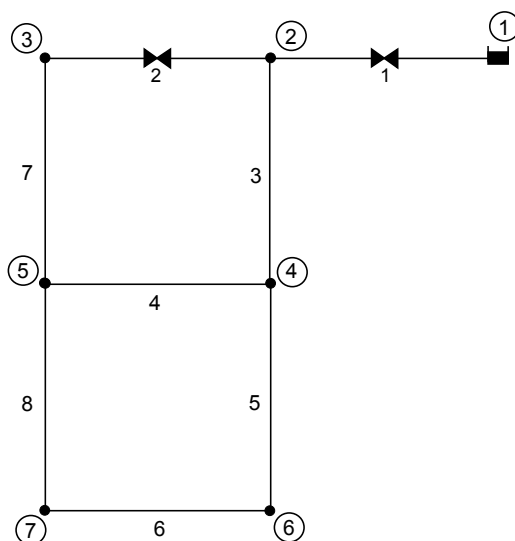


FIGURA 5.10 - Localizações selecionadas para as VRPs na Rede 1

TABELA 5.9 - Resultados da simulação com $C_1 = C_2 = 95$

Tempo (h)	Vazamentos Totais (l/s)	Demanda Total (l/s)	I_v	I_r
0	85,134	274,918	0,310	0,281
1	85,134	274,918	0,310	0,281
2	87,575	215,134	0,407	0,231
3	87,575	215,134	0,407	0,231
4	87,575	215,134	0,407	0,231
5	87,575	215,134	0,407	0,231
6	82,109	334,116	0,246	0,299
7	82,109	334,116	0,246	0,299
8	73,636	456,314	0,161	0,250
9	73,636	456,314	0,161	0,250
10	75,940	427,506	0,178	0,272
11	75,940	427,506	0,178	0,272
12	80,182	366,412	0,219	0,297
13	80,182	366,412	0,219	0,297
14	80,182	366,412	0,219	0,297
15	80,182	366,412	0,219	0,297
16	78,056	398,510	0,196	0,287
17	78,056	398,510	0,196	0,287
18	80,182	366,413	0,219	0,297
19	80,182	366,412	0,219	0,297
20	81,942	337,060	0,243	0,299
21	81,942	337,060	0,243	0,299
22	85,134	274,918	0,310	0,281
23	85,134	274,918	0,310	0,281
Média	81,471	336,071		0,277
Índice de vazamentos médio			0,242	

A rede foi configurada com as novas características das tubulações e simulada em período estendido de 24 horas, obtendo-se os resultados da Tabela 5.9. As novas médias dos índices de vazamentos e de resiliência são, respectivamente, 0,242 e 0,277. A diminuição média de vazamentos atingida é igual a apenas 0,8%. Considerando a baixa redução de vazamentos atingida, propõe-se alterar as rugosidades das tubulações novamente até atingir uma diminuição do valor médio de I_v próximo do valor desejado (1,57%). O obje-

tivo é atingido mudando as rugosidades de ambas as tubulações 1 e 2 para 77. Desta vez, os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.10.

TABELA 5.10 - Resultados da simulação com $C_1 = C_2 = 77$

Tempo (h)	Vazamentos Totais (l/s)	Demanda Total (l/s)	I_v	I_r
0	82,999	272,782	0,304	0,262
1	82,999	272,782	0,304	0,262
2	86,251	213,811	0,403	0,222
3	86,251	213,811	0,403	0,222
4	86,251	213,811	0,403	0,222
5	86,251	213,811	0,403	0,222
6	78,941	330,948	0,239	0,266
7	78,941	330,948	0,239	0,266
8	67,326	450,004	0,150	0,168
9	67,326	450,004	0,150	0,168
10	70,531	422,097	0,167	0,204
11	70,531	422,097	0,167	0,204
12	76,336	362,567	0,211	0,253
13	76,336	362,567	0,211	0,253
14	76,336	362,567	0,211	0,253
15	76,336	362,567	0,211	0,253
16	73,441	393,895	0,186	0,232
17	73,441	393,894	0,186	0,232
18	76,336	362,567	0,211	0,253
19	76,336	362,567	0,211	0,253
20	78,716	333,834	0,236	0,265
21	78,716	333,834	0,236	0,265
22	82,999	272,782	0,304	0,262
23	82,999	272,782	0,304	0,262
Média	78,039	332,639		0,239
Índice de vazamentos médio			0,235	

O novo índice médio de vazamentos é 0,235, portanto foi atingida uma redução de 1,5%, que corresponde aproximadamente a uma quarta parte do 6,28% que é possível diminuir na Rede 1. Claramente, existem muitas alternativas para encarar o problema enquanto a decisões e somente se discute aqui uma dessas alternativas com fins ilustrativos. O aspecto interessante da abordagem de otimização é que permite visualizar essas

alternativas através da explicitação das complexas relações existentes entre os parâmetros e variáveis físicas do sistema de abastecimento de água.

5.1.4 Configuração das válvulas

Nas etapas anteriores, as válvulas foram tratadas em forma fictícia, isto é, como incrementos na rugosidade de determinadas tubulações. Na etapa seguinte, é preciso especificar suas características com o propósito de obter o efeito equivalente de mudar as rugosidades. Diferentes tipos de válvulas redutoras de pressão foram descritos na seção 3.3.1. Dentre esses tipos, aquele mais adequado deve ser selecionado, de acordo com as características hidráulicas que são discutidas a seguir.

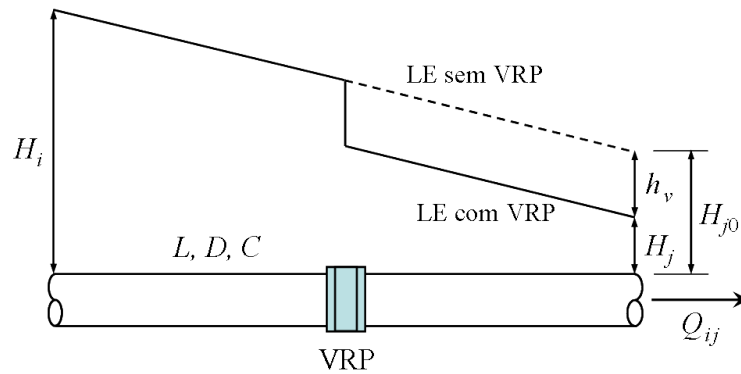


FIGURA 5.11 - Linha de Energia (LE) de uma tubulação com VRP

A Figura 5.11 ilustra as relações de energia que existem em uma tubulação com VRP. Na situação em que a válvula não está presente, a diferença da energia entre os extremos a montante e a jusante, $H_i - H_{j0}$, é simplesmente igual à perda de carga distribuída ao longo da tubulação. Em presença da VRP, a linha de energia experimenta uma queda, igual à perda de carga localizada da válvula. A perda de carga total na tubulação, h_{ij} , pode ser determinada utilizando a eq. (5.1).

$$H_i - H_j = h_{ij} = h_p + h_v \quad (5.1)$$

onde h_p e h_v são as perdas de carga hidráulica distribuída na tubulação e localizada na válvula, respectivamente. As relações entre essas duas variáveis e as variáveis de estado foram estabelecidas na eq. (4.3) e na Tabela 4.1. A partir dessas relações, a válvula pode ser descrita por um coeficiente de perda de carga localizada m ,

$$m = \frac{h_v}{Q_{ij}^2} \quad (5.2)$$

O EPANET utiliza a seguinte equação para o cálculo de perdas de carga localizadas:

$$h_v = k \frac{v^2}{2g} \quad (5.3)$$

onde k é o coeficiente de perda do EPANET, v é a velocidade de escoamento e g é a aceleração da gravidade. Realizando adequadas substituições e operações algébricas, obtém-se a seguinte relação entre os coeficientes k e m :

$$k = \left(\frac{\pi^2 D^4 g}{8} \right) m = \left(\frac{\pi^2 D^4 g}{8} \right) \frac{h_v}{Q_{ij}^2} \quad (5.4)$$

A eq. (5.4) mostra que com os resultados de pressão nos nós i e j , de vazão Q_{ij} e com os dados geométricos de uma determinada tubulação, é possível calcular um valor de k para cada período da simulação. A obtenção desses valores fornece a informação necessária para estabelecer as configurações da válvula.

Em primeiro lugar, a tubulação 1 é analisada utilizando os valores de vazão e de pressões nos nós extremos, ambos obtidos como resultado da simulação com as VRPs fictícias ($C_1 = C_2 = 77$). Os termos de perda de carga e o coeficiente m são calculados como mostrado na Tabela 5.11. O valor médio do coeficiente de perda de carga é 73,39, que equivale a $\bar{k} = 55,51$ quando a eq. (5.4) é empregada.

O mesmo procedimento é realizado para a tubulação 2, obtendo-se os resultados da Tabela 5.12. O valor médio do coeficiente m é, desta vez, 478,4, daí $\bar{k} = 86,89$ (eq. 5.4). Assim, a rede pode ser novamente simulada com os coeficientes de rugosidade originais e inserindo perdas de carga localizadas nas tubulações 1 e 2, com os coeficientes k calculados. A Tabela 5.13 apresenta os resultados finais levando em consideração as VRPs nas tubulações 1 e 2. Os valores dessa Tabela são muito próximos aos valores da Tabela 5.10, portanto o efeito das VRPs introduzidas no modelo da rede resulta equivalente ao efeito das rugosidades de tubulações modificadas. As VRPs a serem instaladas devem, portanto, ser configuradas de maneira que seus coeficientes k de perda de carga localizada tenham valores 55,5 e 86,9 para as tubulações 1 e 2, respectivamente.

TABELA 5.11 - Cálculo do coeficiente de perda de carga localizada m da tubulação 1

Hora	H_i (m)	H_j (m)	Q_{ij} (l/s)	h_{ij} (m)	h_p (m)	h_v (m)	m (s ² /m ⁵)
0	250,00	240,97	272,78	9,03	3,43	5,60	75,24
1	250,00	240,97	272,78	9,03	3,43	5,60	75,24
2	250,00	244,25	213,81	5,75	2,19	3,57	78,00
3	250,00	244,25	213,81	5,75	2,19	3,57	78,00
4	250,00	244,25	213,81	5,75	2,19	3,57	78,00
5	250,00	244,25	213,81	5,75	2,19	3,57	78,00
6	250,00	237,08	330,95	12,92	4,91	8,01	73,12
7	250,00	237,08	330,95	12,92	4,91	8,01	73,12
8	250,00	227,18	450,00	22,82	8,67	14,15	69,87
9	250,00	227,18	450,00	22,82	8,67	14,15	69,87
10	250,00	229,73	422,10	20,27	7,70	12,57	70,53
11	250,00	229,73	422,10	20,27	7,70	12,57	70,53
12	250,00	234,70	362,57	15,30	5,81	9,48	72,14
13	250,00	234,70	362,57	15,30	5,81	9,48	72,14
14	250,00	234,70	362,57	15,30	5,81	9,48	72,14
15	250,00	234,70	362,57	15,30	5,81	9,48	72,14
16	250,00	232,17	393,89	17,83	6,78	11,06	71,26
17	250,00	232,17	393,89	17,83	6,78	11,06	71,26
18	250,00	234,70	362,57	15,30	5,81	9,48	72,14
19	250,00	234,70	362,57	15,30	5,81	9,48	72,14
20	250,00	236,87	333,83	13,13	4,99	8,14	73,02
21	250,00	236,87	333,83	13,13	4,99	8,14	73,02
22	250,00	240,97	272,78	9,03	3,43	5,60	75,24
23	250,00	240,97	272,78	9,03	3,43	5,60	75,24
Média							73,39

TABELA 5.12 - Cálculo do coeficiente de perda de carga localizada m da tubulação 2

Hora	H_i (m)	H_j (m)	Q_{ij} (l/s)	h_{ij} (m)	h_p (m)	h_v (m)	m (s^2/m^5)
0	240,97	231,74	108,00	9,23	3,50	5,72	490,48
1	240,97	231,74	108,00	9,23	3,50	5,72	490,48
2	244,25	238,40	84,46	5,85	2,22	3,63	508,65
3	244,25	238,40	84,46	5,85	2,22	3,63	508,65
4	244,25	238,40	84,46	5,85	2,22	3,63	508,65
5	244,25	238,40	84,46	5,85	2,22	3,63	508,65
6	237,08	223,86	131,16	13,22	5,02	8,20	476,58
7	237,08	223,86	131,16	13,22	5,02	8,20	476,58
8	227,18	203,83	178,32	23,35	8,87	14,48	455,39
9	227,18	203,83	178,32	23,35	8,87	14,48	455,39
10	229,73	208,98	167,31	20,75	7,88	12,87	459,71
11	229,73	208,98	167,31	20,75	7,88	12,87	459,71
12	234,70	219,04	143,72	15,66	5,95	9,71	470,17
13	234,70	219,04	143,72	15,66	5,95	9,71	470,17
14	234,70	219,04	143,72	15,66	5,95	9,71	470,17
15	234,70	219,04	143,72	15,66	5,95	9,71	470,17
16	232,17	213,91	156,15	18,26	6,94	11,32	464,43
17	232,17	213,91	156,15	18,26	6,94	11,32	464,43
18	234,70	219,04	143,72	15,66	5,95	9,71	470,17
19	234,70	219,04	143,72	15,66	5,95	9,71	470,17
20	236,87	223,44	132,31	13,44	5,10	8,33	475,96
21	236,87	223,44	132,31	13,44	5,10	8,33	475,96
22	240,97	231,74	108,00	9,23	3,50	5,72	490,48
23	240,97	231,74	108,00	9,23	3,50	5,72	490,48
Média							478,40

TABELA 5.13 - Resultados da simulação com VRPs

Hora	Vazamentos Totais (l/s)	Demanda Total (l/s)	I_v	I_r
0	83,106	272,889	0,305	0,263
1	83,106	272,889	0,305	0,263
2	86,404	213,963	0,404	0,223
3	86,404	213,963	0,404	0,223
4	86,404	213,963	0,404	0,223
5	86,404	213,963	0,404	0,223
6	78,931	330,939	0,239	0,266
7	78,931	330,939	0,239	0,266
8	66,745	449,422	0,149	0,161
9	66,745	449,422	0,149	0,161
10	70,137	421,703	0,166	0,199
11	70,137	421,703	0,166	0,199
12	76,226	362,456	0,210	0,252
13	76,226	362,456	0,210	0,252
14	76,226	362,456	0,210	0,252
15	76,226	362,456	0,210	0,252
16	73,198	393,652	0,186	0,229
17	73,198	393,652	0,186	0,229
18	76,226	362,456	0,210	0,252
19	76,226	362,456	0,210	0,252
20	78,698	333,816	0,236	0,265
21	78,698	333,816	0,236	0,265
22	83,106	272,889	0,305	0,263
23	83,106	272,889	0,305	0,263
Média	77,950	332,550		0,237
Média dos Vazamentos			0,234	

5.2 Análise da Rede 2

As características físicas e a topologia da Rede 2 foram definidas pelas Tabelas 4.3 e 4.4 e pelas Figuras 4.4 e 4.5. O padrão de demanda fixo atribuído a todos os nós da rede compreende os fatores de consumo (F_c) detalhados na Tabela 5.14. Com esta informação, analisou-se a Rede 2 na maneira explicada nas seções seguintes. Seguiram-se as mesmas etapas descritas para a Rede 1: avaliação hidráulica da rede sem e com vazamentos, otimização multiobjetivo, decisão e configuração das válvulas.

TABELA 5.14 - Coeficientes do padrão de demanda aplicados à Rede 2

Hora	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
F_c	1,14	0,70	0,70	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,58	0,81	1,14	1,23
Hora	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
F_c	1,35	1,47	1,23	1,14	1,23	1,14	1,23	1,03	1,03	0,81	1,47	1,35

5.2.1 Execução do módulo de avaliação hidráulica

Implementou-se o algoritmo da Figura 4.1 para analisar a Rede 2 sem vazamentos. Quanto à análise da rede com vazamentos, especificaram-se valores dos parâmetros C_e e α iguais a 0,0035 e 0,5, respectivamente, em todos os nós, para obter um índice de vazamentos médio igual a 0,2048. Os resultados obtidos mediante o algoritmo de avaliação hidráulica para ambos os casos, sem e com vazamentos, são apresentados na Tabela 5.15. Evidencia-se, nesta Tabela, que o índice de resiliência da rede, em presença de vazamentos, é muito menor daquele resultante da simulação sem vazamentos. Se esta mudança na resiliência for comparada com a mudança observada para a Rede 1 (Tabela 5.2), verificar-se-á que, como é lógico, a introdução de vazamentos tem um maior impacto na diminuição da confiabilidade em uma rede ramificada que em uma rede malhada.

5.2.2 Etapa de otimização multiobjetivo

Para realizar a otimização da Rede 2, foram especificadas duas funções objetivo, 70 variáveis de decisão (coeficientes de rugosidade das tubulações da rede), limites entre 0 e 150 para as variáveis de decisão e instruções para minimizar a função de vazamentos e maximizar a função de confiabilidade. Posteriormente, definiu-se o arquivo de entrada de

TABELA 5.15 - Valores calculados pelo módulo de avaliação hidráulica para a Rede 2 em período estendido de 24 h

Tempo (h)	F_c	Índice de Resiliência I_r		Cálculo Índice de Vazamentos		
		Sem Vazam.	Com Vazam.	Q_L (l/s)	$Q_d + Q_L$ (l/s)	$I_v = \frac{Q_L}{Q_d + Q_L}$
0	1,14	0,815	0,123	1,244	6,796	0,183
1	0,7	0,929	0,088	1,306	4,715	0,277
2	0,7	0,929	0,088	1,306	4,715	0,277
3	0,58	0,950	0,076	1,318	4,143	0,318
4	0,58	0,950	0,076	1,318	4,143	0,318
5	0,58	0,950	0,076	1,318	4,143	0,318
6	0,58	0,950	0,076	1,318	4,143	0,318
7	0,58	0,950	0,076	1,318	4,143	0,318
8	0,58	0,950	0,076	1,318	4,143	0,318
9	0,81	0,905	0,099	1,293	5,237	0,247
10	1,14	0,815	0,123	1,244	6,796	0,183
11	1,23	0,785	0,128	1,228	7,218	0,170
12	1,35	0,741	0,134	1,205	7,779	0,155
13	1,47	0,694	0,137	1,179	8,338	0,141
14	1,23	0,785	0,128	1,228	7,218	0,170
15	1,14	0,815	0,123	1,244	6,796	0,183
16	1,23	0,785	0,128	1,228	7,218	0,170
17	1,14	0,815	0,123	1,244	6,796	0,183
18	1,23	0,785	0,128	1,228	7,218	0,170
19	1,03	0,848	0,116	1,262	6,278	0,201
20	1,03	0,848	0,116	1,262	6,278	0,201
21	1,23	0,785	0,128	1,228	7,218	0,170
22	1,47	0,694	0,137	1,179	8,338	0,141
23	1,35	0,741	0,134	1,205	7,779	0,155
Média		0,842	0,110	1,259	6,149	
Índice de vazamentos médio						0,2048

dados hidráulicos e executou-se o algoritmo de otimização, produzindo-se os resultados que são sumarizados em um único gráfico, na Figura 5.12.

No caso da Rede 2, existem também 8 fatores de consumo dentro do padrão de demanda, a cada um dos quais corresponde uma frente de soluções não dominadas ou soluções Pareto. A Figura 5.12 apresenta todas essas frentes, com a simbologia respectiva para permitir diferenciá-las.

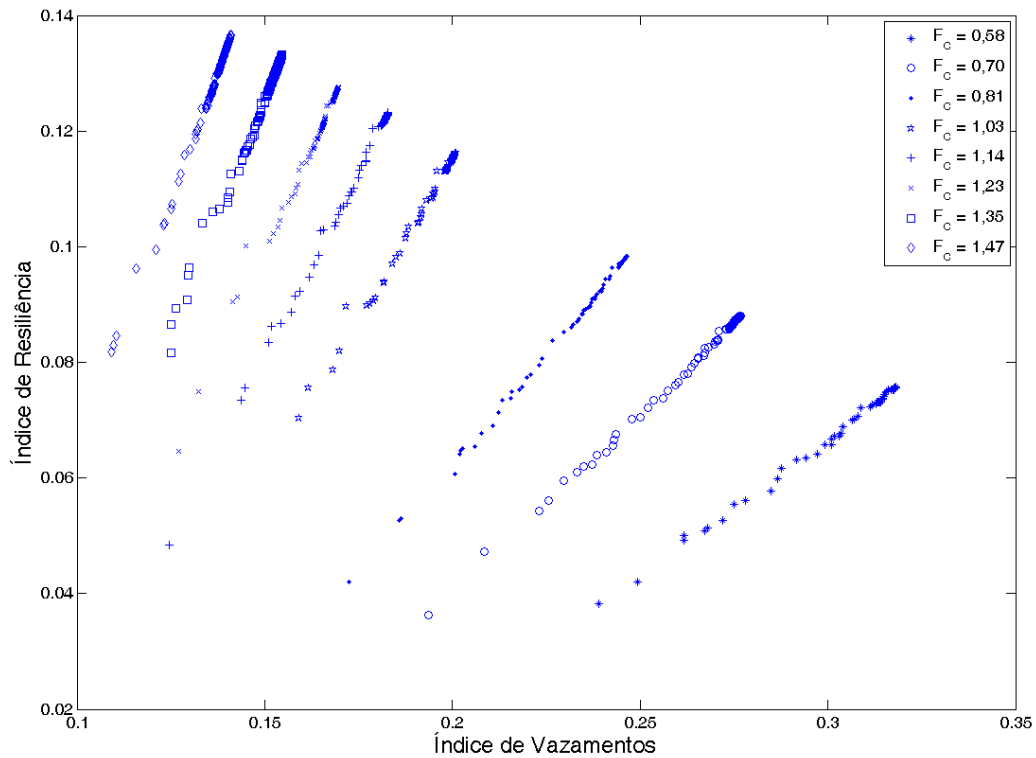


FIGURA 5.12 - Soluções Pareto para a Rede 2

Como visto anteriormente, as soluções não dominadas estão relacionadas com vetores decisão que contêm valores dos coeficientes de rugosidade calculados no processo de otimização. No caso da Rede 2, cada um dos vetores de decisão possui 70 elementos devido a que a rede tem o mesmo número de tubulações.

Observa-se que, em modo semelhante ao observado na análise da Rede 1, nas frentes Pareto da Figura 5.12 existe uma relação aproximadamente linear entre os índices de resiliência e de vazamentos, onde I_r é diretamente proporcional a I_v .

Outras analogias entre os sistemas estudados tornam-se apreciáveis através da comparação dos resultados da otimização. Uma delas é que os índices de resiliência e de vazamentos são máximos quando não se aplicam alterações sobre os coeficientes de rugosidades das tubulações. Assim, como evidenciado no caso da Rede 1, para a Rede 2 é também válida a afirmação que qualquer alteração introduzida no sistema através de VRPs impactará negativamente a resiliência do sistema. Portanto, deve se decidir quanto é possível sacrificar em termos de resiliência quando se procura diminuir o nível de vazamentos através da instalação de VRPs. Uma outra analogia entre as redes analisadas

é que as frentes de soluções não dominadas, obtidas para a Rede 2, se deslocam também de direita para esquerda, tornando-se mais inclinadas, na medida que o fator de consumo, i.e., a demanda, aumenta. Notam-se, portanto, as mesmas relações inversa e direta, respectivamente, entre demanda-vazamentos e demanda-resiliência.

Quanto às diferenças entre as frentes Pareto geradas para as Redes 1 e 2, observa-se que as pendentes das curvas da segunda (Figura 5.12) apresentam-se inferiores àsquelas da primeira (Figura 5.5). Assim, por exemplo, a frente Pareto com $F_c = 0,81$ da Figura 5.12 tem uma inclinação menor que aquela da frente Pareto da Figura 5.5, também com $F_c = 0,81$. Embora não conclusiva, esta observação coincide com a noção de que a redução das perdas têm maior impacto positivo sobre a confiabilidade em um sistema malhado que em um sistema ramificado.

Finalmente, se a condição operacional (ajuste de VRPs) da Rede 2 é mantida, existe uma relação aproximadamente linear e inversa entre o índice de resiliência e o de vazamentos quando o fator de consumo muda. Este comportamento é diferente daquele observado no caso da Rede 1, que apresentou uma relação aproximadamente de segunda ordem, com um valor máximo de resiliência quando $F_c = 1,00$. Assim, no caso da Rede 2, a relação entres estas três variáveis (demanda, vazamentos e resiliência) é mais simples: quanto maior a demanda maior a resiliência e menores os vazamentos do sistema.

5.2.3 Etapa de decisão

O algoritmo de decisão da Figura 5.6 é válido para a Rede 2, devido ao fato que as premissas utilizadas na sua construção podem ser aplicadas a esta rede. Portanto, inicia-se o processo de decisão com a escolha do nível de vazamentos que se pretende alcançar. Para tanto, observa-se, primeiramente, que as curvas da Figura 5.12 não contem soluções com $I_r = 0$, de maneira que não se dispõe de resultados, em forma de vetores de decisão, quando a resiliência do sistema é nula. Isto leva a procurar uma outra abordagem, diferente da utilizada na seção 5.1.3, que começa por produzir uma nova frente Pareto para o fator de consumo médio.

A média ponderada do fator de consumo é $\bar{F}_c = 1,00$ e para tal valor, a otimização multiobjetivo gera as soluções não dominadas da Figura 5.13. Observa-se, nessa Figura, que as soluções extremas são: $(I_v = 0,1476; I_r = 0,0584)$ e $(I_v = 0,2061; I_r = 0,1139)$. Estas soluções são utilizadas para definir a fração de vazamentos máxima que pode ser

diminuída no sistema como sendo $I_{v,pos} = 0,2061 - 0,1476 = 0,0585 = 5,85\%$. Com base nesta fração, decidiu-se escolher um nível de redução de vazamentos igual a 2%.

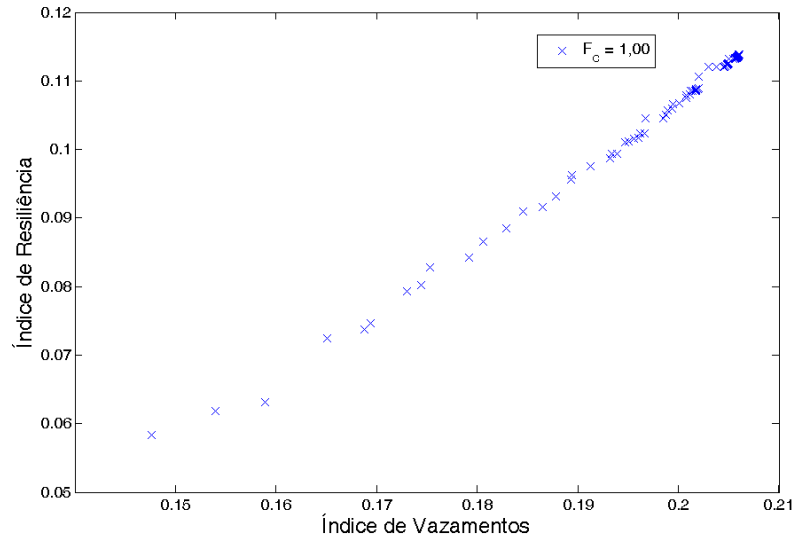


FIGURA 5.13 - Soluções Pareto para a Rede 2 com $F_c = 1,00$

Para o nível estabelecido de redução das perdas estabelecido, o vetor solução deve ser encontrado na frente Pareto da Figura 5.13. Assim, para o índice de vazamentos que se procura alcançar com a instalação de VRPs, igual a $I_v = 0,2061 - 0,02 = 0,1861$, encontra-se a correspondente solução ótima, como sendo $(I_v = 0,1865; I_r = 0,0916)$. A Figura 5.14 apresenta a maneira em que esses valores foram encontrados e a Tabela 5.16 exhibe o vetor solução que corresponde à solução ótima escolhida.

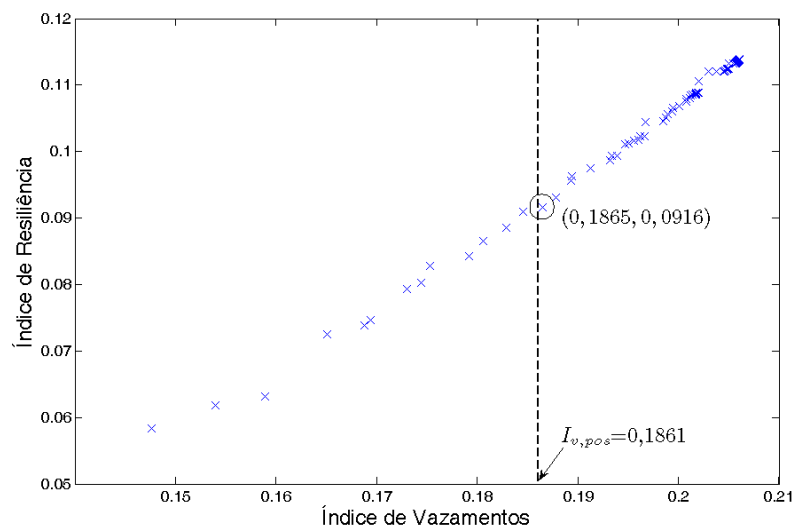


FIGURA 5.14 - Soluções escolhidas na frente Pareto com $F_c = 1,00$

TABELA 5.16 - Vetor de decisão que corresponde à solução Pareto escolhida

Tub. N°	Coef. C	Tub. N°	Coef. C	Tub. N°	Coef. C
16	82,34	61	133,90	132	1,86
17	80,16	62	80,90	133	60,35
27	53,89	63	73,28	156	100,60
28	106,48	64	136,42	157	140,68
29	7,68	65	126,75	158	88,57
30	78,54	66	150,00	163	19,69
31	99,25	67	60,00	164	110,10
32	60,00	68	109,64	165	82,35
33	76,86	69	101,48	166	76,54
34	36,20	70	56,01	167	126,03
35	61,63	71	11,21	168	9,05
36	95,53	72	73,06	169	150,00
40	92,28	73	60,00	170	93,05
48	65,71	74	54,15	171	140,71
49	137,18	75	60,00	172	25,78
50	121,38	76	7,76	173	123,39
51	60,00	77	134,73	174	125,82
52	71,30	78	9,18	175	143,06
53	109,47	102	92,36	176	127,11
54	58,66	103	15,50	177	130,22
55	60,00	104	129,89	4	68,59
56	72,94	105	148,59	1	31,80
57	35,87	124	150,00		
58	111,62	131	100,76		

Na Tabela 5.16, os coeficientes C de Hazen-Williams que equivalem a 40% dos originais, como máximo (Tabela 4.4), foram ressaltados indicando que uma VRP pode ser necessária na respectiva tubulação. Observa-se que o número total de valores de C ressaltados é 14 e, portanto, 14 válvulas poderiam ser necessárias. Tal número, naturalmente, é oneroso para um setor do sistema de distribuição que abastece um número relativamente pequeno de unidades domésticas e, portanto, estudaram-se outras alternativas.

Na procura de alternativas, utilizou-se o conjunto de 14 localizações preliminares, mostrado na Figura 5.15, e sub-conjuntos dele foram selecionados, considerando 5, 3, 2 e 1 VRPs em localizações consideradas estratégicas. Em todos os casos mantiveram-se os

valores do coeficiente de rugosidade da Tabela 5.16 e calcularam-se os índices de resiliência e de vazamentos com $F_c = 1,00$. Dessa forma, obtiveram-se os resultados da Tabela 5.17.

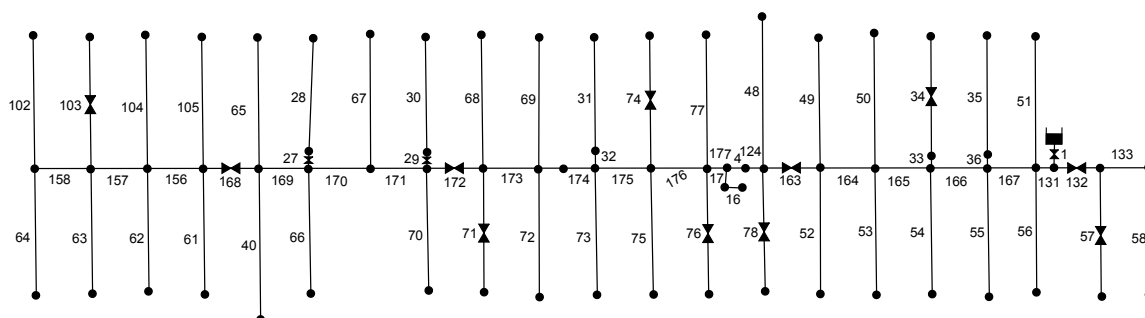


FIGURA 5.15 - Localizações preliminares das VRPs na Rede 2

TABELA 5.17 - Diferentes alternativas analisadas no processo de decisão

Nº Tub.	Coeficiente de rugosidade C				
	14 VRPs	5 VRPs	3 VRPs	2 VRPs	1 VRP
27	53,89	140,00	140,00	140,00	140,00
29	7,68	140,00	140,00	140,00	140,00
34	36,20	140,00	140,00	140,00	140,00
57	35,87	140,00	140,00	140,00	140,00
71	11,21	140,00	140,00	140,00	140,00
74	54,15	140,00	140,00	140,00	140,00
76	7,76	140,00	140,00	140,00	140,00
78	9,18	140,00	140,00	140,00	140,00
103	15,50	140,00	140,00	140,00	140,00
132	1,86	1,86	140,00	140,00	140,00
163	19,69	19,69	19,69	19,69	19,69
168	9,05	9,05	140,00	140,00	140,00
172	25,78	25,78	25,78	25,78	140,00
1	31,80	31,80	31,80	150,00	150,00
I_v	0,1870	0,1874	0,1888	0,1895	0,1908
I_r	0,0922	0,0927	0,0949	0,0956	0,0969

Os resultados da Tabela 5.17 mostram que em função do aumento do número de VRPs, os índices de resiliência e de vazamentos aumentam levemente. O incremento de I_v faz com que a diminuição de vazamentos atingida seja menor quanto menor o número de VRPs utilizadas. Dessa forma, para o caso com 14 VRPs, a diminuição de vazamentos é 1,91% ($0,2061 - 0,1870 = 0,0191$), enquanto, para a alternativa com 1 VRP, a diminuição

de vazamentos é 1,53%. Isso indica que o objetivo de diminuir os vazamentos da rede em 2% é praticamente atingido com 14 VRPs com os coeficientes C equivalentes detalhados na Tabela 5.17. As outras alternativas, precisam de uma revisão dos ajustes equivalentes das válvulas para atingirem o nível de vazamentos desejado.

Com base nos anteriores raciocínios a respeito do número, localização e ajuste equivalente das VRPs a serem instaladas na Rede 2, decidiu-se utilizar uma VRP na tubulação 163 mantendo, inicialmente, o ajuste preliminar da Tabela 5.17. A Figura 5.16 mostra a localização escolhida e a Tabela 5.18 apresenta os resultados da simulação em período estendido de 24 h.

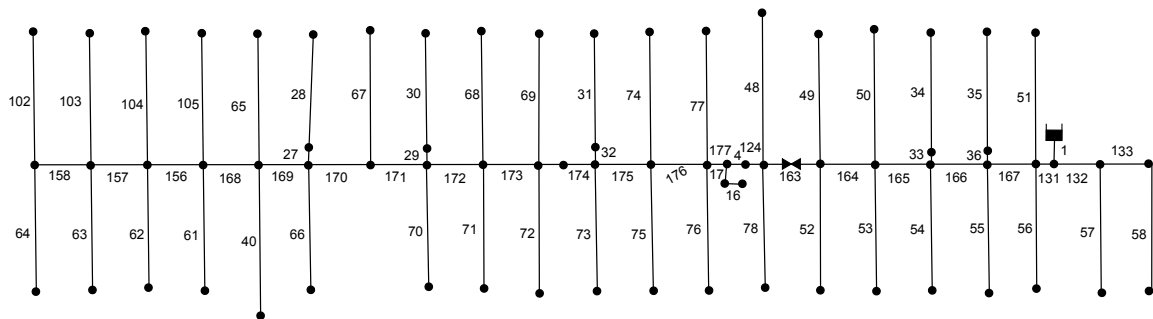


FIGURA 5.16 - Localizações escolhida para uma VRP na Rede 2

O passo final no processo de decisão, é encontrar a modulação fictícia da VRP para atingir o objetivo de redução dos vazamentos ao nível de resiliência considerado aceitável. Para tanto, observa-se que o índice de vazamentos médio da Tabela 5.18 é 0,1876 e, em consequência, a redução de vazamentos é $0,2061 - 0,1876 = 0,0185 = 1,85\%$. Esse resultado precisa ser melhorado através da modulação da rugosidade da tubulação 163. Assim, após algumas tentativas, encontra-se que um coeficiente $C_{163} = 18,3$ permite atingir o objetivo de diminuição de vazamentos. Os resultados da simulação em período estendido, para essa nova modulação, são apresentados na Tabela 5.19, onde o índice de vazamentos médio é 0,1848 e, portanto, a diminuição de vazamentos resulta $\Delta I_v = 0,2048 - 0,1848 = 0,02 = 2\%$.

5.2.4 Configuração da válvula

Aplica-se a mesma metodologia descrita na seção 5.1.4 para determinar o coeficiente de perda de carga da VRP que deverá ser instalada na tubulação 163. Assim, utilizando

TABELA 5.18 - Resultados da simulação with $C_{163} = 19,63$

Tempo (h)	F_c	Vazamentos Totais (l/s)	Demanda Total (l/s)	I_v	I_r
0	1,14	1,097	6,649	0,165	0,100
1	0,7	1,235	4,644	0,266	0,081
2	0,7	1,235	4,644	0,266	0,081
3	0,58	1,263	4,088	0,309	0,071
4	0,58	1,263	4,088	0,309	0,071
5	0,58	1,263	4,088	0,309	0,071
6	0,58	1,263	4,088	0,309	0,071
7	0,58	1,263	4,088	0,309	0,071
8	0,58	1,263	4,088	0,309	0,071
9	0,81	1,206	5,151	0,234	0,088
10	1,14	1,097	6,649	0,165	0,100
11	1,23	1,060	7,050	0,150	0,100
12	1,35	1,004	7,579	0,133	0,097
13	1,47	0,939	8,098	0,116	0,092
14	1,23	1,060	7,050	0,150	0,100
15	1,14	1,097	6,649	0,165	0,100
16	1,23	1,060	7,050	0,150	0,100
17	1,14	1,097	6,649	0,165	0,100
18	1,23	1,060	7,050	0,150	0,100
19	1,03	1,138	6,154	0,185	0,098
20	1,03	1,138	6,154	0,185	0,098
21	1,23	1,060	7,050	0,150	0,100
22	1,47	0,939	8,098	0,116	0,092
23	1,35	1,004	7,579	0,133	0,097
Media		1,129	6,020		0,089
Índice de vazamentos médio				0,1876	

resultados da simulação em período estendido para a Rede 2, determina-se o coeficiente médio de perda de carga $\bar{k}$ como mostrado na Tabela 5.20.

O valor médio do coeficiente de perda de carga localizada da Tabela 5.20 ($\bar{m} = 483433,87 \text{ s}^2/\text{m}^5$) deve ser substituído na eq.(5.4), junto ao diâmetro D e a aceleração da gravidade g , para determinar o coeficiente $\bar{k}$ de perda de carga do EPANET. Desta forma, calcula-se um valor $\bar{k} = 585,08$ que deve ser verificado através da simulação hidráulica.

TABELA 5.19 - Resultados da simulação with $C_{163} = 18,30$

Tempo (h)	F_c	Vazamentos Totais (l/s)	Demanda Total (l/s)	I_v	I_r
0	1,14	1,074	6,626	0,162	0,096
1	0,7	1,225	4,634	0,264	0,080
2	0,7	1,225	4,634	0,264	0,080
3	0,58	1,255	4,080	0,308	0,070
4	0,58	1,255	4,080	0,308	0,070
5	0,58	1,255	4,080	0,308	0,070
6	0,58	1,255	4,080	0,308	0,070
7	0,58	1,255	4,080	0,308	0,070
8	0,58	1,255	4,080	0,308	0,070
9	0,81	1,193	5,138	0,232	0,087
10	1,14	1,074	6,626	0,162	0,096
11	1,23	1,034	7,024	0,147	0,095
12	1,35	0,972	7,547	0,129	0,092
13	1,47	0,898	8,057	0,111	0,086
14	1,23	1,034	7,024	0,147	0,095
15	1,14	1,074	6,626	0,162	0,096
16	1,23	1,034	7,024	0,147	0,095
17	1,14	1,074	6,626	0,162	0,096
18	1,23	1,034	7,024	0,147	0,095
19	1,03	1,119	6,135	0,182	0,095
20	1,03	1,119	6,135	0,182	0,095
21	1,23	1,034	7,024	0,147	0,095
22	1,47	0,898	8,057	0,111	0,086
23	1,35	0,972	7,547	0,129	0,092
Media		1,109	5,999		0,086
Índice de vazamentos médio				0,1848	

A tubulação 163 da Rede 2 foi substituída por dois meios trechos, com as mesmas características mecânicas da tubulação original, conectados por uma VRP com coeficiente de perda de carga fixo $k = 585,08$. Posteriormente, a Rede foi simulada para calcular vazamentos e resiliência, obtendo-se os resultados da Tabela 5.21. O índice de vazamentos médio $\bar{I}_v = 0,1845$, nesta Tabela, permite atingir uma redução no nível de vazamentos igual a 2,03% de maneira que o objetivo diminuição de perdas foi atingido a um nível muito aceitável.

TABELA 5.20 - Cálculo do coeficiente de perda de carga localizada m da tubulação 163

Hora	H_i (m)	H_j (m)	Q_{ij} (l/s)	h_{ij} (m)	h_p (m)	h_v (m)	m (s ² /m ⁵)
0	608,08	618,05	4,53	9,96	0,23	9,73	474342,09
1	612,82	618,09	3,21	5,27	0,12	5,15	499154,31
2	612,82	618,09	3,21	5,27	0,12	5,15	499154,31
3	613,90	618,10	2,84	4,20	0,10	4,10	508228,84
4	613,90	618,10	2,84	4,20	0,10	4,10	508228,84
5	613,90	618,10	2,84	4,20	0,10	4,10	508228,84
6	613,90	618,10	2,84	4,20	0,10	4,10	508228,84
7	613,90	618,10	2,84	4,20	0,10	4,10	508228,84
8	613,90	618,10	2,84	4,20	0,10	4,10	508228,84
9	611,75	618,08	3,55	6,33	0,15	6,19	491831,71
10	608,08	618,05	4,53	9,96	0,23	9,73	474342,09
11	606,99	618,04	4,79	11,05	0,26	10,79	470433,87
12	605,48	618,03	5,13	12,54	0,29	12,25	465715,69
13	603,95	618,01	5,46	14,06	0,32	13,74	461421,29
14	606,99	618,04	4,79	11,05	0,26	10,79	470433,87
15	608,08	618,05	4,53	9,96	0,23	9,73	474342,09
16	606,99	618,04	4,79	11,05	0,26	10,79	470433,87
17	608,08	618,05	4,53	9,96	0,23	9,73	474342,09
18	606,99	618,04	4,79	11,05	0,26	10,79	470433,87
19	609,37	618,06	4,21	8,69	0,20	8,49	479543,88
20	609,37	618,06	4,21	8,69	0,20	8,49	479543,88
21	606,99	618,04	4,79	11,05	0,26	10,79	470433,87
22	603,95	618,01	5,46	14,06	0,32	13,74	461421,29
23	605,48	618,03	5,13	12,54	0,29	12,25	465715,69
Média							483433,87

Finaliza-se a análise da Rede 2, reiterando que a meta de diminuição de vazamentos estabelecida foi atingida com uma VRP instalada na tubulação 163 (Figura 5.16) e com coeficiente de perda de carga localizada $m = 438433,87 \text{ s}^2/\text{m}^5$, equivalente a $k = 585,08$ no EPANET.

TABELA 5.21 - Resultados da simulação para a Rede 2 com VRP

Tempo (h)	F_c	Vazamentos Totais (l/s)	Demanda Total (l/s)	I_v	I_r
0	1,14	1,071	6,623	0,162	0,096
1	0,7	1,227	4,636	0,265	0,080
2	0,7	1,227	4,636	0,265	0,080
3	0,58	1,258	4,083	0,308	0,070
4	0,58	1,258	4,083	0,308	0,070
5	0,58	1,258	4,083	0,308	0,070
6	0,58	1,258	4,083	0,308	0,070
7	0,58	1,258	4,083	0,308	0,070
8	0,58	1,258	4,083	0,308	0,070
9	0,81	1,195	5,140	0,233	0,087
10	1,14	1,071	6,623	0,162	0,096
11	1,23	1,028	7,018	0,146	0,094
12	1,35	0,963	7,537	0,128	0,090
13	1,47	0,882	8,042	0,110	0,085
14	1,23	1,028	7,018	0,146	0,094
15	1,14	1,071	6,623	0,162	0,096
16	1,23	1,028	7,018	0,146	0,094
17	1,14	1,071	6,623	0,162	0,096
18	1,23	1,028	7,018	0,146	0,094
19	1,03	1,118	6,134	0,182	0,095
20	1,03	1,118	6,134	0,182	0,095
21	1,23	1,028	7,018	0,146	0,094
22	1,47	0,882	8,042	0,110	0,085
23	1,35	0,963	7,537	0,128	0,090
Media		1,106	5,996		0,086
Índice de vazamentos médio				0,1845	

6 CONCLUSÕES

No presente trabalho, foi realizado um estudo sobre a localização de válvulas redutoras de pressão em sistemas de distribuição de água, considerando objetivos múltiplos. O algoritmo produzido integra as tecnologias dos algoritmos evolucionários multiobjetivo, bem como as de análise hidráulica de redes e as utiliza como ferramentas de busca e decisão. No desenvolvimento da pesquisa, encontraram-se diversos resultados e obtiveram-se conclusões que são apresentadas no presente capítulo, após um resumo do trabalho desenvolvido.

Localizar VRPs em uma rede hidráulica foi considerado um problema de otimização multiobjetivo, onde a procura de soluções ótimas esta orientada à minimização de vazamentos e à maximização da confiabilidade hidráulica e da eficiência energética. Definiram-se duas funções objetivo: a primeira é um índice de vazamentos e a segunda é um índice de resiliência. O índice de vazamentos relaciona o volume total de perdas na rede com o volume total de água fornecido à rede. No entanto, o índice de resiliência relaciona a energia dissipada no sistema de distribuição com a energia a ele fornecida, representando simultaneamente um indicador de confiabilidade hidráulica e de eficiência energética. As variáveis de decisão adotadas foram os coeficientes de rugosidade de Hazen-Williams das tubulações, que podem ser alterados para obter efeitos sobre a perda de carga hidráulica, equivalentes aos produzidos pelas VRPs.

O algoritmo ou módulo de avaliação hidráulica proposto permite utilizar o modelo de análise de redes incorporado no simulador hidráulico EPANET eliminando, assim, a necessidade de intervenção direta sobre o código fonte desse simulador. O algoritmo utiliza funções do *toolkit* de programação do EPANET para fornecer dados de entrada, modificar valores de parâmetros hidráulicos e calcular valores de variáveis de estado. Finalmente, o algoritmo de avaliação determina valores para os índices de vazamentos e de resiliência. Os vazamentos foram avaliados em forma explícita utilizando o modelo

de emissores (ROSSMAN, 2000), enquanto, a resiliência foi determinada com base na formulação de Todini (2000).

Como ferramenta de otimização multiobjetivo, empregou-se uma biblioteca de estruturas de dados em linguagem de programação C++, denominada MOMHLib++ (JASKIEWICZ, 2001). A biblioteca fornece vários métodos de busca baseados em algoritmos evolucionários multiobjetivo e permite adaptá-los a problemas de otimização. Dentre esses métodos, foi escolhido o algoritmo SPEA, o qual, conforme comparações de desempenho realizadas por Zitzler (1999), tem-se mostrado superior às outras técnicas nas implementações, em termos de tempo computacional e de acurácia nas soluções obtidas, tanto em problemas teste quanto em aplicações reais.

A implementação dos problemas estudados precisou, assim, da definição de parâmetros dentro do módulo correspondente da biblioteca MOMHLib++. Além disso, foi necessário integrar a estrutura da biblioteca com o algoritmo de avaliação hidráulica ou de funções objetivo. Desta forma, conseguiu-se articular a interação entre os programas de otimização, de análise de redes hidráulicas e de avaliação de vazamentos e de resiliência.

Estudaram-se duas redes, denominadas Rede 1 e Rede 2, para testar e discutir a metodologia proposta. A primeira rede foi extraída de (TODINI, 2000) e consiste em um sistema malhado simples, com dois circuitos e um reservatório de nível fixo. A segunda rede representa um setor do sistema de distribuição de Campo Grande, MS e compreende um reservatório de nível fixo, 71 nós e 70 tubulações, configurados em forma ramificada.

Realizou-se a simulação da Rede 1 inicialmente sem vazamentos e posteriormente com parâmetros que levassem a obter um nível médio de perdas igual a 25%. Observou-se, primeiramente, que a introdução dos vazamentos teve grande impacto sobre a resiliência do sistema, fazendo com que seu valor médio diminuísse de 0,853 para 0,314. Evidenciou-se, portanto, que uma rede com o nível de vazamentos especificado opera em condições muito desvantajosas em relação à mesma rede sem vazamentos, no que diz respeito à confiabilidade hidráulica e à eficiência energética.

A otimização da Rede 1 produziu 8 curvas de soluções não dominadas ou soluções Pareto, devido ao fato que existiam 8 fatores de consumo dentro do padrão de demanda dessa rede. Todas as curvas mostraram que a resiliência do sistema é diretamente proporcional aos vazamentos e que a máxima resiliência e o máximo nível de vazamentos são atingidos no estado em que nenhuma alteração é introduzida nas rugosidade das tubula-

ções. Observou-se também que os índices de vazamentos e resiliência do sistema são mais sensíveis à mudança das rugosidades em algumas tubulações que em outras.

Em face da combinação das frentes Pareto em um único gráfico, notou-se que, para uma determinada condição operacional (ajuste das VRPs) às maiores demandas no sistema, correspondem menores índices de vazamentos e maior resiliência. Além disso, evidenciou-se que a condição ótima de operação, em termos de resiliência, corresponde ao fator de consumo igual a 1. Quando esse fator é inferior a 1, o índice de resiliência diminui na medida em que os vazamentos aumentam e, quando é superior a 1, o índice de resiliência diminui em função da diminuição dos vazamentos.

As frentes Pareto foram utilizadas como ferramentas de decisão na procura das melhores localizações para VRPs na Rede 1. Inicialmente, definiu-se a janela de diminuição de vazamentos como sendo aquela fração das perdas que possa ser subtraída, através do ajuste das rugosidades das tubulações, levando à situação extrema em que a resiliência da rede é nula. A janela de vazamentos foi utilizada como base do cálculo do índice de perdas que se procura atingir através do controle de pressão. Para este índice, encontraram-se as soluções Pareto e os correspondentes vetores de decisão ou de rugosidades das tubulações. Com tal informação, propôs-se uma maneira de combinar as localizações sugeridas pelas soluções ótimas das diferentes curvas de soluções Pareto e, assim, foi encontrada a localização e o número de VRPs necessárias para diminuir os vazamentos ao nível de resiliência escolhido.

A etapa final do processo de decisão consistiu em determinar o ajuste equivalente das VRPs. Para tanto, simulou-se a rede em período estendido, com os coeficientes de rugosidade calculados no processo de otimização. Constatou-se que esses coeficientes precisavam de um ajuste, o qual foi realizado através de tentativas que levaram à obtenção do índice de resiliência buscado. Ressaltou-se que existem muitas alternativas de decisão a fim de solucionar o problema e que foi discutida somente uma dessas alternativas visando a ilustrar a metodologia proposta.

A análise da Rede 1 permitiu determinar as configurações das VRPs, na forma de coeficientes de perda de carga, os quais podem ser diretamente relacionados com especificações técnicas dos fabricantes para a seleção dos dispositivos adequados. Começou-se pela determinação da perda de carga produzida, devida ao incremento das rugosidade nas tubulações portadoras de uma VRP. A seguir, determinou-se o coeficiente que ocasiona

essa perda de carga. A análise foi realizada em período estendido de 24 h e, portanto, o coeficiente de perda de carga foi expressado em valor médio. Finalmente, calculou-se o valor adimensional equivalente do coeficiente de perda de carga para simular a rede com VRPs e verificar se a meta de redução de vazamentos foi atingida.

A Rede 2 foi analisada através dos mesmos procedimentos utilizados no caso da Rede 1, isto é, avaliação hidráulica da rede sem e com vazamentos, otimização multiobjetivo, decisão e configuração das válvulas. Inicialmente, a rede foi simulada sem vazamentos e, posteriormente, com parâmetros nos nós que produzissem um índice de perdas igual a 20%, aproximadamente. A introdução dos vazamentos na rede diminuiu a resiliência do sistema com maior magnitude que no caso da Rede 1, embora o nível de vazamentos fosse menor. Corroborou-se, portanto, a noção de que uma rede malhada apresenta maior confiabilidade que uma rede ramificada.

A maior complexidade da Rede 2, em termos de números de variáveis de decisão, fez com que o tempo de processamento computacional, durante a otimização, fosse maior daquele da Rede 1. Os aspectos comuns encontrados nas curvas de soluções ótimas da Rede 2, em comparação com a Rede 1, foram, em primeiro lugar, que o número de frentes Pareto foi o mesmo, uma vez que o número de fatores de consumo utilizado é igual a 8; em segundo lugar, as curvas apresentaram uma relação linear e de proporcionalidade direta entre os índices de vazamento e os de resiliência. Um terceiro aspecto em comum é que os índices de resiliência e de vazamentos são máximos quando não se aplicam alterações sobre os coeficientes de rugosidades das tubulações; assim, para a Rede 2 é também válida a afirmação que qualquer alteração introduzida no sistema através de VRPs impactará negativamente sobre a resiliência do sistema.

Quanto às diferenças encontradas entre as frentes Pareto dos sistemas estudados, notou-se que as pendentes das curvas da segunda apresentam-se inferiores àsquelas da primeira. Essa observação coincide com a noção de que a redução das perdas têm maior impacto positivo sobre a confiabilidade em um sistema malhado do que em um sistema ramificado. Outra diferença diz respeito à relação entre demanda, vazamentos e resiliência, quando a condição de ajuste fictício de VRPs é mantida constante. Esta relação, para a Rede 2 é simplesmente linear: quanto maior a demanda, menores os vazamentos e maior a resiliência do sistema. No entanto, para a Rede 1, a relação entre essas variáveis é mais complexa: se aumentar o consumo, diminuirão os vazamentos; se aumentar a demanda,

aumentará a resiliência sempre que o fator de consumo for menor ou igual a 1; caso contrário, a resiliência diminuirá.

No caso da Rede 2, o processo de decisão, quanto ao número e localização de válvulas, foi abordado em maneira diferente daquele utilizado para a Rede 1. Inicialmente, foi gerada uma única frente Pareto, que combina as 8 curvas produzidas no processo de otimização, semelhante a uma "frente Pareto média". A nova curva obtida foi utilizada para determinar a fração de vazamentos que é possível diminuir no sistema e, com base nesta fração, escolheu-se o nível de redução de vazamentos que se pretende atingir através da instalação de VRPs. Calculou-se o índice de vazamentos a ser alcançado após a redução de perdas e encontrou-se o vetor de decisão contendo os coeficientes de rugosidade que permitem alcançar tal índice. As rugosidades, assim determinadas, sugeriram a necessidade de instalar 14 VRPs na rede, número que foi considerado excessivo em relação à magnitude do sistema. Foram estudadas, portanto, outras alternativas com 5, 3, 2 e 1 VRPs, localizadas em tubulações estratégicas. Finalmente, decidiu-se instalar uma VRP na tubulação cuja rugosidade demonstrou produzir o maior impacto na mudança do índice de vazamentos da rede.

A simulação em período estendido de 24 h mostrou a necessidade de ajustar novamente o coeficiente de rugosidade da tubulação para atingir a nível de vazamentos buscado. O novo valor deste coeficiente foi encontrado após algumas tentativas e passou-se à etapa de configuração da válvula que foi realizada utilizando o mesmo método da Rede 1. Em primeiro lugar, determinou-se a perda de carga hidráulica produzida pelo incremento em rugosidade na tubulação portadora da VRP. Posteriormente, determinou-se o coeficiente médio da válvula que ocasiona essa perda de carga. Finalmente, calculou-se o valor adimensional equivalente do coeficiente de perda de carga e verificou-se, através da simulação em período estendido com VRP, se a meta de redução de vazamentos tiver sido efetivamente atingida.

De maneira geral, o algoritmo desenvolvido apresentou bons resultados, permitindo integrar adequadamente diferentes ferramentas computacionais e, assim explicitar as complexas relações existentes entre os parâmetros e variáveis físicas de sistemas de abastecimento de água.

A abordagem do presente trabalho apresenta-se vantajosa em diversos aspectos, se comparada com outras abordagens encontradas na literatura. Primeiramente, o processo

de otimização utiliza métodos de busca que têm demonstrado acurácia e eficiência computacional na determinação de soluções. Além disso, o fato de considerar múltiplos objetivos permite superar as incertezas concomitantes à atribuição de pesos quando se utiliza um objetivo único. Cabe ressaltar, também, a importância de relacionar as perdas por vazamentos com a confiabilidade hidráulica e/ou a eficiência energética de uma rede em um único gráfico de soluções ótimas para cada estado operacional. Permite-se assim, ao decisor, de informar-se sobre a magnitude com que as perdas podem ser reduzidas e sobre o efeito desta redução sobre a capacidade de atendimento do sistema. Com esta informação, as decisões podem levar a optar pelo gerenciamento de pressões através da instalação de VRPs e, com os métodos anteriormente descritos, a escolher a melhor maneira de realizar o gerenciamento.

Recomenda-se, portanto, o uso do algoritmo proposto como ferramenta de decisão, quando se procura reduzir os vazamentos em sistemas de distribuição de água reais. No entanto, mencionam-se algumas futuras melhoras que podem levar a um maior realismo na implementação do algoritmo. Uma das melhoras diz respeito às demandas nos nós, as quais são consideradas fixas e precisariam se adequar a um modelo de demandas dirigidas pela pressão (WAGNER; SHAMIR; MARKS, 1988). O outro aspecto que pode ser aperfeiçoado é o cálculo do índice de resiliência para casos mais gerais em que existem reservatórios de nível variável e bombas. Este aspecto pode ser melhorado simplesmente através da incorporação da fórmula de Todini (2000) que relaciona potências entregue e dissipada na presença de bombas. Contudo, a estrutura do algoritmo é considerada adequada e flexível para as melhoras necessárias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALEGRE, H. *et al.* *Performance Indicators for Water Supply Services*. London: International Water Association - IWA, 2000.
- ALPEROVITZ, E.; SHAMIR, U. Design of optimal water distribution systems. *Water Resour. Res.*, v. 13, n. 6, p. 885–900, 1977.
- ARAUJO, L.; COELHO, S.; RAMOS, H. M. Estimation of distributed pressure-dependent leakage and consumer demand in water supply networks. In: ADVANCE IN WATER SUPPLY MANAGEMENT, Imperial College. London, UK, 2003.
- ARAUJO, L.; RAMOS, H.; COELHO, S. Pressure control for leakage minimization in water distribution systems management. *Water Resources Management*, Springer, v. 20, p. 133–149, 2006.
- ARAUJO, L. S. *Controlo de Perdas na Gestão Sustentável dos Sistemas de Abastecimento de Água*. Tese (Doutorado) — Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2005.
- ARREGUÍN-CORTES, F.; OCHOA-ALEJO, L. H. Evaluation of water losses in distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, v. 123, n. 5, p. 284–291, 1997.
- BROTHERS, K. J. Water leakage and sustainable supply - truth or consequences? *Journal of American Water Works Association*, v. 93, n. 4, p. 150–152, 2001.
- BURROWS, R.; TANYIMBOH, T. T.; TABESH, M. Some reflections on the building and calibration of useful network models. *Water Network Modeling for Optimal Design and Management*, p. 33–42, Sept. 2000.
- CESARIO, A. L.; DAVIS, J. O. Calibrating water system models. *Journal of AWWA*, American Water Works Association (AWWA), v. 76, n. 7, p. 66–69, 1984.

- CHEUNG, P. B. *Análise de reabilitação de redes de distribuição de água para abastecimento via algoritmos genéticos multiobjetivo*. 268 p. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.
- CHEUNG, P. B.; REIS, L. F. R.; CARRIJO, I. B. Multiobjective optimization to the rehabilitation of a water distribution network. In: ADVANCES IN WATER SUPPLY MANAGEMENT (CCWI COMPUTING AND CONTROL FOR THE WATER INDUSTRY & WATERSAVE NETWORK), 2003, Imperial College. London: CCWI, 2003.
- CHEUNG, P. B.; REIS, L. F. R.; VAN ZYL, J. E. Extention of EPANET for pressure driven demand modelling in water distribution systems. In: WATER MANAGEMENT FOR THE 21st CENTURY, 2005, Exeter. *Proceedings...* Exeter, Centre for Water Systems, 2005. p. 311–316.
- CHOWDHURY, M. A. I.; AHMED, M. F.; GAFFAR, M. A. Water system leak detection in secondary towns of Bangladesh. *Water Supply*, v. 17, n. 3-4, p. 343–349, 1999.
- COELHO, S. T. *Performance in Water Distribution - a Systems Approach*. Taunton, Somerset, England: Research Studies Press, 1997.
- COELLO, C. A. C. *An Empirical Study of Evolutionary Techniques for Multiobjective Optimization in Engineering Design*. Tese (PhD Thesis) — Tulane University, 1996.
- COELLO, C. A. C. *A Comprehensive Survey of Evolutionary-Based Multiobjective Optimisation Techniques*. Xalapa, Mexico: Laboratorio Nacional de Informatica Avanzada, 1998. Technical Report.
- COHON, J. L. *Multiobjective Programming and Planning*. San Diego, USA: Academic, 1978.
- COLOMBO, A. F.; KARNEY, B. W. Energy and costs of leaky pipes: Toward comprehensive picture. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE*, v. 128, n. 6, p. 441–450, 2002.
- CONEJO, J. G. L.; LOPES, A. R. G.; MARCKA, E. *Panorama dos Sistemas Públicos de Abastecimento no País - DTA C2*. Brasília, DF: Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água - PNCDA, Ministério das Cidades, 2004.

- COVAS, D. *Detecção e Localização de Fugas em Redes de Distribuição de Água: método de análise hidrodinâmica*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) — Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 1998.
- DANTAS, M. P.; GONÇALVES, E.; MACHADO, M. R. Setorização de redes de distribuição de água e controle de pressão voltados para controle de perdas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 20., 1999, Joinville. *Anais...* Rio de Janeiro: ABES, 1999. p. 1–16.
- DEB, K. *Multi-Objective Optimization Using Evolutionary Algorithms*. Sussex, England: John Wiley & Sons Ltd., 2001.
- DEB, K. *et al.* A fast elitist non-dominated sorting genetic algorithm for multi-objective optimization: NSGA II. In: PROCEEDINGS OF THE PARALLEL PROBLEM SOLVING FROM NATURE VI CONFERENCE. Springer, 2000.
- DEB, K. *et al.* A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II. *IEEE Transactions on Evolutionary Computation Journal*, v. 6, n. 2, p. 182–197, 2002.
- DUARTE, P. *et al.* Water distribution systems optimisation and technical performance assessment. In: PROCEEDINGS OF THE EIGHTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPUTER AND CONTROL FOR THE WATER INDUSTRY, University of Exeter. Exeter, UK, 2005.
- FANNER, P. Assessing real water losses: A practical approach. *Water 21*, IWA Task Force, n. 6, p. 49–50, 2004.
- FANNI *et al.* Optimization of water distribution systems by a tabu search metaheuristic. In: M. LAGUNA E J. L. GONZALEZ-VELARDE (EDS.). *Computing Tools for Modeling, Optimization and Simulation*. Cancún, 1999. p. 279–298.
- FARLEY, M.; TROW, S. *Losses in Water Distribution Networks*. London: IWA, 2003.
- FONSECA, C. M.; FLEMING, P. J. An overview of evolutionary in multiobjective optimization. *Evolutionary Computation*, v. 3, n. 1, p. 1–16, 1995.
- FORMIGA, K. T. M. *et al.* Optimal design of water distribution system by multiobjective evolutionary methods. *Evolutionary Multi-Criterion Optimization*, Springer - Verlag, Heidelberg, v. 2632, p. 677–691, 2003.

- FRANCATO, A. L. *Operação Multiobjetivo para a Operação de Sistemas Urbanos de Abastecimento de Água*. Tese (Doutorado) — Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Campinas, 2002.
- GEN, M.; CHENG, R. *Genetic Algorithms and Engineering Design*. New York: John Wiley & Sons, INC, 1992.
- GERMANOPOULOS, G.; JOWITT, P. W. Leakage reduction by excessive pressure minimization in a water supply network. *Proc., Institution Civ. Engrs., Part 2*, v. 87, n. June, p. 195–214, 1989.
- GOICOECHEA, A.; HANSEN, D. R.; DUCKSTEIN, L. *Multiobjective Decision Analysis with Engineering and Business Applications*. New York: John Wiley & Sons, 1982.
- GOLDBERG, D. E. *Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning*. Reading, Massachusetts: Addison-Wesley, 1989.
- GOLDBERG, D. E.; RICHARDSON, J. Genetic algorithms with sharing for multimodal function optimization. In: PROCEEDINGS OF THE FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON GENETIC ALGORITHMS AND THEIR APPLICATIONS. George Mason University, Fairfax, Virginia, USA, 1987. p. 41–49.
- GONÇALVES, E.; ALVIM, P. R. A. *Guia Prático para Pesquisa e Combate a Vazamentos não Visíveis*. Brasília, DF: Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água - PNCDA, Ministério das Cidades, 2005.
- GOODWIN, S. J. *The Result of the Experimental Programme on Leakage and Leakage Control*. Swindon, United Kingdom: Water Research Centre, 1980. Technical Report TR 154.
- GUELI, R.; PEZZINGA, G. Algoritmi genetici per la regolazione di valvole ai fini della riduzione delle perdite. In: CONV. DI IDRAULICA E COSTRUZIONI IDRAULICHE, XXVI. Catania, Italia, 1998.
- HAJELA, P.; LIN, C. Y. Genetic search strategies in multi-criterion optimal design. *Structural Optimization*, v. 4, n. 2, p. 99–107, 1992.
- HERNÁNDEZ, V. *et al.* Hiperwater: A high performance computing epanet-based demonstrator for water network simulation and leakage minimization. , p. 141–153, 1999.

- HINDI, K. S.; HAMAM, Y. M. Pressure control for leakage minimization in water supply networks: Part 1. Single period models. *International Journal of Systems Science*, v. 22, n. 9, p. 1573–1585, 1991a.
- HINDI, K. S.; HAMAM, Y. M. Pressure control for leakage minimization in water supply networks: Part 2. Multi-period models. *International Journal of Systems Science*, v. 22, n. 9, p. 1587–1598, 1991b.
- HORN, J.; NAFPLIOTIS, N.; GOLDBERG, D. A niched pareto genetic algorithm for multi-objective optimization. In: PROCEEDINGS OF THE FIRST IEEE CONFERENCE ON EVOLUTIONARY COMPUTATION. Piscataway, New Jersey, 1994. p. 82–87.
- JASZKIEWICZ, A. Momhlib++: Open source multiple-objective metaheuristics library in C++. 2001. Disponível em: <<http://www-idss.cs.put.poznan.pl/jaszkieicz/MOMHLib/>>.
- JOURDAN, L. *et al.* LEMMO: Hybridising rule induction and NSGA II for multi-objective water systems design. In: PROCEEDINGS OF THE EIGHTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPUTER AND CONTROL FOR THE WATER INDUSTRY, 2005, University of Exeter. Exeter, UK, 2005.
- JOWITT, P. W.; XU, C. Optimal valve control in water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE*, v. 116, n. 4, p. 455–472, 1990.
- KHADAM, M. A.; SHAMMAS, N. K.; AL-FERAIHEEDI. Water losses from municipal utilities and their impacts. *Journal of the International Water Resources Association, IWRA*, v. 16, n. 4, p. 254–261, 1991.
- KNOWLES, J. D.; CORNE, D. W. Approximating the non-dominated front using the pareto archived evolution strategy. *Evolutionary Computation Journal*, v. 8, n. 2, p. 149–172, 2000.
- KURSAWE, F. A variant of evolution strategies for vector optimization. *Lecture Notes in Computer Science*, v. 496, p. 193–197, 1991.
- LAI, C. C. Unaccounted for water and the economics of leak detection. *Water Supply*, v. 9, n. 3-4, p. IR-1–IR-8, 1991.

- LAMBERT, A. O. Accounting for losses: The bursts and background concept (BABE). *IWEM Journal*, ASCE, v. 8, n. 2, p. 205–214, April 1994.
- LAMBERT, A. O. *Fastcalc 2002: Customised Software for Rapid Calculation of IWA Water Balance and Performance Indicators with 95 Confidence Limits*. London: International Water Association - IWA, 2002.
- LAMBERT, A. O. Assessing non-revenue water and its components: A practical approach. *Water 21*, IWA Task Force, n. 2, 2003.
- LAMBERT, A. O. *et al.* A review of performance indicators for real losses from water supply systems. *Aqua*, IWA, v. 48, n. 6, December 1999.
- LAMBERT, A. O.; FANTOZZI, M. Recent advances in calculating economic intervention frequency for active leakage control, and implications for calculation of economic leakage levels. In: IWA INTERNATIONAL CONFERENCE ON WATER ECONOMICS, STATISTICS, AND FINANCE, 2005, Rethymo, Greece. *Proceedings...* Rethymo: CCWI, 2005.
- LAMBERT, A. O.; HIRNER, W. *Losses from Water Supply Systems: Standard Terminology and Recommended Performance Measures*. London: International Water Association - IWA, 2000.
- LAMBERT, A. O.; MYERS, S.; TROW, S. Managing water leakage: Economic and technical issue. *Financial Times Energy*, 1998. Disponível em: <<http://www.ftenergy.com>>.
- LIBERATORE, S.; SECHI, G. M. META-WATER: un software di dimensionamento delle reti di distribuzione idrica con uso di tecniche meta-euristiche. In: CONVEGNO DI IDRAULICA E COSTRUZIONE IDRAULICHE, BIOS, 29. Cosenza, 2004.
- LIBERATORE, S.; SECHI, G. M. Optimal valve location in rehabilitation and design of pipe networks using a scatter search metaheuristic procedure. In: PROCEEDINGS OF THE EIGHTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPUTER AND CONTROL FOR THE WATER INDUSTRY, 2005, University of Exeter. Exeter, UK, 2005.

- LIBERATORE, S.; SECHI, G. M.; ZUDDAS, P. Water distribution systems optimisation by metaheuristic approach. *Advances in Supply Management*, Lisse, London, p. 265–272, 2004.
- LOUCKS, D. P.; STEDINGER, J. R.; HAITH, D. A. *Water Resource Systems Planning and Analysis*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, 1981.
- LUVIZOTTO, J. E. *Relatório final: Programa de Pós-Doutoramento no Exterior*. Valência: FAPESP, 1998. Processo FAPESP 96/6882-3.
- MARTÍNEZ, F.; CONEJOS, P.; VERCHER, J. Developing an integrated model for water distribution systems considering both distributed leakage and pressure-dependent demands. In: PROCEEDINGS OF THE 26TH ASCE WATER RESOURCES PLANNING AND MANAGEMENT DIVISION CONFERENCE. Tempe, Arizona: ASCE, 1999.
- MARTÍNEZ, F. *et al.* Construction and use of dynamic simulation model for the valencia metropolitan water supply and distribution network. *Water Industry Systems: Modeling and Optimization Applications*, v. 1, p. 155–174, 1999.
- MICHALEWICZ, Z. *Genetic Algorithms + Data Structure = Evolution Programs*. New York: Springer-Verlag, 1992.
- MICHALSKI, R. Learnable evolution model: Evolutionary processes guided by machine learning. *Machine Learning*, v. 38, n. 1-2, p. 9–40, 2000.
- MIRANDA, E. C.; KOIDE, S. Indicadores de perdas de Água: O que, de fato, eles indicam? In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 22., 2003, Joinville. *Anais...* Joinville: ABES, 2003.
- OFWAT. *Leakage and the Efficient Use of Water 2000-2001 Report*. Birmingham: Office of Water Services, 2001.
- OGERA, R. C.; PHILIPPI, A. Gestão dos serviços de Água e esgoto nos municípios de campinas, santo andré, são josé dos campos e santos, no período de 1996 a 2000. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 10, n. 1, p. 72–81, 2005.
- PORTO, R. M. *Hidráulica Básica*. São Carlos: EESC - USP, 1998.

- PUDAR, R. S.; LIGGETT, J. A. Leaks in pipe networks. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, v. 118, n. 7, p. 1031–1046, 1992.
- REIS, L. F. R.; CHAUDHRY, F. H. Hydraulic characteristics of pressure reducing valves for maximum reduction of leakage in water supply networks. *Water Industry Systems: Modelling and Optimization Applications*, v. 1, n. 1, p. 259–267, 1999.
- REIS, L. F. R.; PORTO, R. M.; CHAUDHRY, F. H. Optimal location of control valves in pipe networks by genetic algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, v. 123, n. 6, p. 317–326, 1997.
- RICHARDSON, J. T. *et al.* Some guidelines for genetic algorithms with penalty functions. In: PROCEEDINGS OF THE 3rd INTERNATIONAL CONFERENCE ON GENETIC ALGORITHMS. George Mason University, Fairfax, Virginia, USA, 1989.
- ROSSMAN, L. A. *EPANET 2 Users Manual*. Cincinnati: U.S. Environmental Protection Agency, 2000.
- SALGADO, R.; ROJO, J.; ZEPEDA, S. Extended gradient method for fully non-linear head and flow analysis in pipe networks. In: COULBECK, B. (ED.). *Integrated Computer Applications in Water Supply*. New York, 1993. p. 49–60.
- SAVIC, D. A.; WALTERS, G. A. An evolution program for optimal pressure regulation in water distribution networks. *Engineering Optimization*, v. 24, n. 3, p. 197–219, 1995.
- SCHAFFER, J. D. *Some Experiments in Machine Learning using Vector Evaluated Genetic Algorithms (TCGA file number 00314)*. Tese (PhD Thesis) — Vanderbilt University, Nashville, TN, 1984.
- SILVA, R. T.; CONEJO, J. G. L.; MARCKA, E. *Indicadores de Perdas nos Sistemas de Abastecimento de Água - DTA A2*. Brasília, DF: Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água - PNCDa, Ministério das Cidades, 2004.
- SILVA, R. T.; ROCHA, W. S. *Caracterização da Demanda Urbana de Água - DTA A3*. Brasília, DF: Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água - PNCDa, Ministério das Cidades, 1999.

- SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO - SNIS. *Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos - 2006*. Brasília, DF, 2006.
- SOARES, A. K. *Calibração de modelos de redes de distribuição de água para abastecimento considerando vazamentos e demanda dirigida pela pressão*. 153 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) — Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2003.
- SOARES, A. K. *et al.* Avaliação das perdas físicas de um setor da rede de abastecimento de Água de campo grande-ms via modelo inverso. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 9, n. 4, p. 312–321, 2004.
- SOUZA, R. S. *Aspectos Computacionais da Análise de Redes de Distribuição de Água com Componentes Hidráulicos em Regime Permanente*. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 1994.
- SRINIVAS, N.; DEB, K. Multiobjective optimization using nondominated sorting in genetic algorithms. *Evolutionary Computation*, Massachusetts Institute of Technology, v. 2, n. 3, p. 221–248, 1995.
- SRINIVAS, N.; DEB, K. Multiobjective optimization using nondominated sorting in genetic algorithms. *Evolutionary Computation*, v. 2, n. 3, p. 221–248, 1995.
- TAMAKI, H.; KITA, H.; KOBAYASHI, S. Multi-objective optimisation by genetic algorithms: A review. In: PROCEEDINGS OF THE 1996 INTERNATIONAL CONFERENCE ON EVOLUTIONARY COMPUTATION. Nagoya, Japan, 1996. p. 517–522.
- TODINI, E. Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach. *Urban Water*, v. 2, p. 115–122, 2000.
- TODINI, E.; PILATI, S. A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF COMPUTER APPLICATIONS FOR WATER SUPPLY AND DISTRIBUTION. Leicester, United Kingdom, 1987.
- TUCCIARELLI, T.; CRIMINISI, A.; TERMINI, D. Leak analysis in pipeline systems by means of optimal valve regulation. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, v. 125, n. 3, p. 277–285, 1999.

- VAIRAVAMOORTHY, K.; LUMBERS, J. Leakage reduction in water distribution systems: optimal valve control. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 124, n. 11, p. 1146–1154, 1998.
- VAN ZYL, K. *Help file for OOTEN (Object Oriented Toolkit for EPANET)*. [s.n.], 2003. Disponível em: <<http://www.uj.ac.za>>.
- VELDHUIZEN, D. V. *Multiobjective Evolutionary Algorithms: Classifications, Analyses, and New Innovations*. Tese (PhD Thesis) — Air Force Institute of Technology, Wright-Patterson AFB, OH 45433, USA, 1999.
- VELDHUIZEN, D. V.; LAMONT, G. *Multiobjective Evolutionary Algorithm Test Suites*. Air Force Institute of Technology, 1999. Technical Report.
- WAGNER, J. M.; SHAMIR, U.; MARKS, D. H. Water distribution reliability: Simulation methods. *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, v. 114, n. 3, p. 276–294, 1988.
- WALSKI, T. M. *et al. Advanced Water Distribution Modeling and Management*. Waterbury, CT, USA: Hasted Press, 2003.
- WALTERS, G. A. *et al.* Improved design of anytown distribution network using structured messy genetic algorithms. *Urban Water*, Massachusetts Institute of Technology, v. 1, p. 23–28, 1999.
- WRC PLC TECHNICAL WORKING GROUP ON WASTE OF WATER. *Leakage Control, Policy and Practice*. Swindon, UK: National Water Council Standing Technical Committee, 1980. Report n° 26.
- YAZBEK FILHO, V. D. *Minimização de Perdas Físicas em Redes de Distribuição de Água com a Utilização de Algoritmos Genéticos*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campo Grande, MS, Brasil, 2003.
- ZITZLER, E. *Evolutionary algorithms for multiobjective optimization: Methods and applications*. Tese (PhD Thesis) — Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 1999.
- ZITZLER, E.; THIELE, L. *An Evolutionary Algorithm for Multiobjective Optimization: The Strength Pareto Approach*. Zürich: Computer Engineering and Networks Laboratory (TIK), Swiss Federal Institute of Technology, 1998. Technical Report, 43.