

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
ÁREA DE RECURSOS HÍDRICOS

**OTIMIZAÇÃO DE REDES DO PONTO DE VISTA DA  
CONFIABILIDADE DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO  
DE ÁGUA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO  
LEONARDO ARAUJO NEVES

CAMPINA GRANDE – PARAÍBA  
NOVEMBRO, 2002

LEONARDO ARAUJO NEVES

**OTIMIZAÇÃO DE REDES DO PONTO DE VISTA DA  
CONFIABILIDADE DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO  
DE ÁGUA**

Dissertação apresentada ao curso de  
Mestrado em Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Campina Grande  
em cumprimento às exigências para a  
obtenção do Grau de Mestre.

Orientador: Prof.<sup>o</sup> Dr. Heber Pimentel Gomes

CAMPINA GRANDE – PARAÍBA

NOVEMBRO, 2002



AC 31015/12

2002  
Leonardo Araujo

N499o Neves, Leonardo Araujo

2002 Otimização de redes do ponto de vista da confiabilidade do sistema de abastecimento de água /Leonardo Araujo Neves.–  
Campina Grande: UFCG, 2002.–

120 p.: il.–

Inclui bibliografia

Dissertação (mestrado) – UFCG – CCT

1-Hidráulica; 2- Redes de abastecimento; 3- Confiabilidade

CDU 626

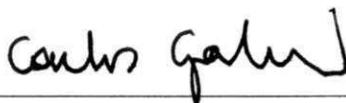
**OTIMIZAÇÃO DE REDES DO PONTO DE VISTA DA  
CONFIABILIDADE DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA**

LEONARDO ARAUJO NEVES



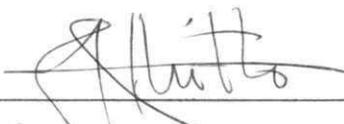
---

HEBER PIMENTEL GOMES  
Orientador



---

CARLOS DE OLIVEIRA GALVÃO  
Componente da Banca



---

ANTÔNIO MAROZZI RIGHETTO  
Componente da Banca

## **DEDICATÓRIA**

**Aos meus pais, Edson Neves e Catarina Neves pela minha formação intelectual e moral que conduzem todos os meus passos e acima de tudo pelo amor e carinho a mim dedicado, aos meus irmãos amados, Patrícia e Alexandre, por todos os dias juntos. A minha noiva, Heline, pelo carinho, paciência, companheirismo e acima de tudo pelo amor a mim dedicado.**

## AGRADECIMENTOS

A Deus, Pai todo poderoso, pela dádiva da vida e presença em todos os momentos de minha caminhada;

Aos meus pais, Edson Neves, Catarina Neves, meus irmãos, Patrícia e Alexandre e minha noiva, Heline por todo apoio, carinho e amor dedicado;

Ao Prof. Heber Pimentel Gomes pelo trabalho de orientação e atendimento dado em todas as solicitações e, pelos ensinamentos prestados durante o curso;

Aos meus familiares, pelo apoio e conselhos nas horas difíceis;

Ao CNPq, pelo apoio financeiro despendido durante o curso de mestrado;

A amiga de todas as horas Zédna Mara, pela ajuda em todos os momentos, carinho, paciência e amizade;

À Dona Maria Castro, por me acolher como um filho e me tornar membro desta família maravilhosa;

Aos amigos Paulo de Tarso e Zênia Castro pela amizade e todos os momentos juntos e a Ana Beatriz a qual também adotei como sobrinha querida;

Aos amigos, Marcus Carlos, Fredson Gomes, Juliana Mota, que contribuíram, direta ou indiretamente, para a realização desta dissertação;

A todos os amigos que conheci no curso, durante a minha estada em Campina Grande.

Ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e aos professores da Área de Engenharia de Recursos Hídricos, pela experiência e conhecimentos adquiridos neste período;

A todos os funcionários do Laboratório de Recursos Hídricos, representados pela pessoa de Alrezinha Dantas Veiga, pela ajuda prestada sem medir esforços;

E finalmente, a todos aqueles que me deram força para superar dificuldades encontradas neste período de Mestrado.

## SUMÁRIO

<b>RESUMO.....</b>	<b>14</b>
--------------------	-----------

<b>ABSTRACT.....</b>	<b>15</b>
----------------------	-----------

### **CAPÍTULO I**

<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>16</b>
------------------------	-----------

### **CAPÍTULO II**

<b>SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....</b>	<b>19</b>
---	-----------

2.1. INTRODUÇÃO.....	19
----------------------	----

2.2. REDE DE DISTRIBUIÇÃO.....	20
--------------------------------	----

2.2.1. Rede Ramificada.....	21
-----------------------------	----

2.2.2. Rede Malhada.....	22
--------------------------	----

2.2.3. Condições Hidráulicas das Redes de Distribuição.....	23
---	----

2.2.3. Análise Hidráulica das Redes Malhadas.....	26
---	----

### **CAPÍTULO III**

<b>OTIMIZAÇÃO ECONÔMICA DE REDES PRESSURIZADAS.....</b>	<b>31</b>
---	-----------

3.1. INTRODUÇÃO.....	31
----------------------	----

3.2. TÉCNICAS DE ENUMERAÇÃO EXAUSTIVA.....	33
--	----

3.3. PROGRAMAÇÃO DINÂMICA.....	34
--------------------------------	----

3.4. PROGRAMAÇÃO LINEAR.....	35
------------------------------	----

3.5. ALGORITMO GENÉTICO.....	36
------------------------------	----

3.6. PROGRAMAÇÃO NÃO LINEAR.....	38
3.7. CONFIABILIDADE DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO.....	40

## **CAPÍTULO IV**

METODOLOGIA.....	44
4.1. INTRODUÇÃO.....	44
4.2. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA DO PNL 2000 – DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO DE REDES MALHADAS.....	44
4.2.1. Dimensionamento de Redes Malhadas Considerando a Cota de Cabeceira como Conhecida.....	47
4.2.1.1. Primeira Etapa do Método (Cota de Cabeceira Fixa).....	47
4.2.1.2. Segunda Etapa do Método (Cota de Cabeceira Fixa).....	50
4.2.2. Dimensionamento de Redes Malhadas Considerando a Cota de Cabeceira como Variável.....	51
4.2.2.1. Primeira Etapa do Método (Cota de Cabeceira Variável).....	52
4.2.2.2. Segunda Etapa do Método (Cota de Cabeceira Variável).....	53
4.3. ADAPTAÇÃO DO PNL 2000 PARA ANÁLISE D CONFIABILIDADE DO SISTEMA.....	54
4.4. ANÁLISE ENTRE CUSTO E CONFIABILIDADE DA REDE DE DISTRIBUIÇÃO.....	56

## **CAPÍTULO V**

RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	58
5.1. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO.....	58
5.2. EXEMPLO 1.....	58

5.2.1. Com a Cota de Cabeceira Variável.....	60
5.2.1.1. 1ª Etapa.....	63
5.2.1.2. 2ª Etapa.....	72
5.2.1.3. Relação entre Confiabilidade e Custo.....	81
5.3. EXEMPLO 2.....	84
5.3.1. Com a Cota de Cabeceira Fixa.....	86
5.3.1.1. 1ª Etapa.....	88
5.3.1.2. 2ª Etapa.....	94
5.3.1.3. Relação entre Confiabilidade e Custo.....	108
<b>CAPÍTULO VI</b>	
<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>110</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>113</b>

## LISTA DE TABELAS

Página

Tabela 2.1: Limites de $V_{MAX}$ em função dos diâmetros das tubulações.....	25
Tabela 5.1. Dados de vazões demandadas, cotas altimétricas e pressão requeridas (Gomes, 2002) .....	60
Tabela 5.2: Comprimento dos Trechos (Gomes, 2002).....	61
Tabela 5.3: Preço de implantação dos tubos (R\$/m) (Gomes, 2002).....	61
Tabela 5.4a: Resultados da otimização da primeira etapa sem trechos avariados.....	69
Tabela 5.4b: Resultados da otimização da primeira etapa sem trechos avariados.....	70
Tabela 5.5a: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho dois avariado.....	70
Tabela 5.5b: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho dois avariado.....	70
Tabela 5.6a: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho seis avariado.....	71
Tabela 5.6b: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho seis avariado.....	71
Tabela 5.7: Diâmetros comerciais utilizados na segunda etapa para os dois trechos.....	72
Tabela 5.8a: Resultados da otimização da segunda etapa sem nenhum trecho avariados.....	77
Tabela 5.8b: Resultados da otimização da segunda etapa para o trecho dois avariado.....	78
Tabela 5.8a: Resultados da otimização da segunda etapa para o trecho seis avariados.....	79

Tabela 5.9: Comparação entre os resultados obtidos por Gomes (2002) e o método adaptado testando a confiabilidade.....	81
Tabela 5.10: Resultados dos custos obtidos para os dois trechos avariados com relação a diminuição da demanda com a cota de cabeceira variável.....	82
Tabela 5.11a: Comparação dos resultados obtidos entre a simulação com 100% da demanda e 50% da demanda, com os dois trechos avariados para as duas situações.....	83
Tabela 5.11b: Comparação dos resultados obtidos entre a simulação com 100% da demanda e 50% da demanda, para o trecho dois avariado.....	84
Tabela 5.11c: Comparação dos resultados obtidos entre a simulação com 100% da demanda e 50% da demanda, para o trecho seis avariado.....	84
Tabela 5.12: Dados de vazões demandadas, cotas altimétricas e pressão requeridas .....	87
Tabela 5.13: Comprimento dos Trechos.....	87
Tabela 5.14a: Resultados da otimização da primeira etapa sem nenhum trecho avariado para a cota de cabeceira fixa.....	92
Tabela 5.14b: Resultados da otimização da primeira etapa sem nenhum trecho avariado para a cota de cabeceira fixa.....	92
Tabela 5.15a: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho dois avariado para a cota de cabeceira fixa.....	92
Tabela 5.15b: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho dois avariado para a cota de cabeceira fixa.....	93
Tabela 5.16a: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho cinco avariado para a cota de cabeceira fixa.....	93
Tabela 5.16b: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho cinco avariado para a cota de cabeceira fixa.....	93

Tabela 5.17: Diâmetros comerciais utilizados na segunda etapa para os dois trechos.....	94
Tabela 5.18a: Resultados da otimização da segunda etapa sem nenhum trecho avariado com a cota de cabeceira fixa.....	99
Tabela 5.18b: Resultados da otimização da segunda etapa para o trecho dois avariado com a cota de cabeceira fixa.....	100
Tabela 5.18c: Resultados da otimização da segunda etapa para o trecho cinco avariado com a cota de cabeceira fixa.....	101
Tabela 5.19: Comparação entre os resultados obtidos pela CAGEPA, PNL 2000 e o método adaptado testando a confiabilidade.....	102
Tabela 5.20a: Resultados obtidos pela CAGEPA sem nenhum trecho avariado com a cota de cabeceira fixa.....	103
Tabela 5.20b: Atribuindo o trecho 2 fora de operação, ao dimensionamento original encontrado pela CAGEPA.....	104
Tabela 5.20c: Atribuindo o trecho 5 fora de operação, ao dimensionamento original encontrado pela CAGEPA.....	104
Tabela 5.21a: Resultados obtidos pelo PNL 2000 sem levar em consideração a confiabilidade da rede, com o trecho dois avariado com cota de cabeceira fixa.....	106
Tabela 5.21b: Atribuindo o trecho 2 fora de operação, ao dimensionamento encontrado pelo PNL2000 sem levar em consideração o critério de confiabilidade.....	107
Tabela 5.21c: Atribuindo o trecho 5 fora de operação, ao dimensionamento encontrado pelo PNL2000 sem levar em consideração o critério de confiabilidade.....	108

Tabela 5.22: Resultados obtidos para os dois trechos avariados com relação a diminuição da demanda.....	109
---	-----

## LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 2.1: Esquema de uma rede ramificada (Porto, 1999).....	21
Figura 2.2: Esquema de uma rede malhada (Porto, 1999).....	23
Figura 4.1: Curva que representa a otimização conjunta rede de distribuição – estação de bombeamento (Gomes, 1999).....	46
Figura 4.2: Esquema da planilha do Método PNL 2000 editado através da planilha Eletrônica Excel.....	47
Figura 4.3: Esquema ótimo encontrado pelos métodos de otimização para o dimensionamento de redes malhadas.....	55
Figura 5.1: Layout do Grande Setor (Gomes, 2002).....	59
Figura 5.2: Curva de ajuste do custo de implantação das tubulações versus diâmetro do tubo.....	63
Figura 5.3: Curva de ajuste do custo das redes versus a confiabilidade, para cota de cabeceira variável.....	82
Figura 5.4: Layout do Grande Anel.....	85
Figura 5.5: Curva de ajuste do custo de implantação das tubulações versus diâmetro do tubo.....	98
Figura 5.6: Curva de ajuste do custo das redes versus a confiabilidade, para cota de cabeceira fixa.....	109

## RESUMO

As redes de distribuição de água constituem a maior parcela dos investimentos dos sistemas de abastecimento e o seu dimensionamento possui estreita ligação com a qualidade dos serviços. O presente trabalho apresenta uma metodologia de otimização para dimensionar economicamente redes malhadas urbanas, utilizando técnicas de Programação Não Linear, levando-se em consideração o critério de confiabilidade do atendimento contínuo do sistema, mesmo em casos de rompimento de trechos da rede e diminuição da demanda em alguns nós das redes utilizadas. Para a aplicação do método, foram utilizados o sistema de abastecimento do bairro do Bessa em João Pessoa – Paraíba e uma rede fictícia e o dimensionamento econômico foi feito a partir do método PNL 2000 – utilizando o algoritmo GRG2 baseado na técnica dos Gradientes Reduzidos Generalizados –, escolhido por sua praticidade e já comprovada eficiência quanto ao dimensionamento econômico de redes malhadas. Os resultados mostraram que a metodologia utilizada na análise da confiabilidade mostrou-se bastante eficiente na previsão do comportamento do sistema sob condições críticas e que o uso conjunto de técnicas de otimização e conceitos de confiabilidade pode auxiliar na fase de projeto de redes, visando um planejamento a longo prazo, focado na redução de custos e manutenção da qualidade dos serviços.

## ABSTRACT

Water supply networks constitute the major piece of urban systems investments and their calculation has a narrow connection with services quality. This work introduces an optimization method for economically calculating urban looped networks, using non-linear programming techniques, considering the criterion of reliability for system continuous attendance, even in case of rupture in certain network sections and demand diminish on some networks nodes. In order to apply the method, Bessa district supply system (in João Pessoa, Paraíba) and fictitious network were utilized and the economical calculating was made from PNL 2000 method – using the GRG2 algorithm, wich is based on Generalized Reduced Gradients –, which was choosed by its feasibility and its already known efficiency related to economical calculating of looped networks. The results showed that the method utilized in reliability analysis presented high efficiency in foreseeing system behavior under critical conditions and that the optimization techniques usage associated to confidence criteria can help in networks design stage, aiming a long term planning, focused at cost reduction and services quality maintenance.

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

As cidades crescem cada vez mais devido a um conjunto de fatores sociais, econômicos e políticos. Isto acarreta a necessidade de se aumentar continuamente a disponibilidade de água com a qualidade e quantidade suficientes para o atendimento das necessidades básicas desta população crescente. Um sistema de abastecimento de água completamente satisfatório deve fornecer água nas quantidades requeridas com as pressões residuais desejadas ao longo da vida útil do projeto.

Das partes que compõem os sistemas de abastecimento de água, as redes malhadas de distribuição são, sem dúvida, as mais laboriosas para se fazer o dimensionamento. Entretanto, dado ao aumento da capacidade de cálculo dos computadores atuais, aliado à facilidade que há nos nossos dias em se trabalhar com ferramentas de pesquisa operacional, tornou-se viável a implementação de critérios de otimização econômica para o dimensionamento das redes de distribuição.

Os métodos tradicionais de dimensionamento de redes de distribuição (Hardy-Cross, Seccionamento Fictício, etc) presumem que as demandas nos nós são sempre satisfeitas e determina as pressões disponíveis neste dimensionamento. Entretanto, quando uma bomba falha, uma tubulação se quebra ou a demanda nodal é diminuída, o sistema de abastecimento de água pode ficar incapaz de abastecer todas as demandas nos nós e pressões requeridas. Assim, os métodos tradicionais de dimensionamento não podem descrever corretamente estes sistemas parcialmente inoperantes.

As falhas atribuídas a um dimensionamento alteram o comportamento hidráulico das redes, tornando necessário o estabelecimento de padrões mínimos de qualidade, como pressões mínimas, para que o abastecimento seja adequado. Em paralelo com pesquisas

sobre otimização do dimensionamento de redes, esforços foram despendidos com vista à quantificação da confiabilidade de redes de distribuição, visto que esse parâmetro é uma limitação à redução do custo do sistema. De modo geral, redes ramificadas seriam de baixa confiabilidade e custo, enquanto que as redes malhadas seriam de alta confiabilidade e custo.

A grande vantagem de uma rede malhada, frente a uma ramificada, está na segurança do abastecimento de água. Caso haja a ruptura de algum trecho de um determinado anel de uma rede malhada, os trechos localizados a jusante do trecho avariado receberão água por meio de outros trechos que compõem a artéria da rede.

Uma rede malhada de custo mínimo terá para seus trechos situados mais a jusante da rede, diâmetros que dificultarão a passagem opcional da água por ambos os lados dos anéis. Ou seja, uma rede de custo mínimo é uma rede com baixa confiabilidade quanto ao atendimento das demandas de vazão e pressão em todos os seus pontos de consumo.

O presente trabalho tem como objetivo a aplicação de um modelo de otimização econômica para o dimensionamento de redes malhadas, levando-se em consideração a confiabilidade do atendimento contínuo de água para todos os nós da rede, quanto a possíveis trechos fora de operação e quanto à diminuição da demanda em alguns nós.

O Capítulo II desta dissertação descreve os tipos de redes de distribuição, algumas condições hidráulicas e os métodos tradicionais de dimensionamento. No Capítulo III são revisados os principais estudos desenvolvidos sobre otimização do dimensionamento de redes de distribuição e análise de confiabilidade das redes.

Neste trabalho optou-se pela utilização de técnicas de Programação Não Linear, através da adaptação de um método desenvolvido inicialmente para o Dimensionamento Econômico de Redes Malhadas, o PNL 2000, para prevê a confiabilidade dos sistemas de distribuição de água em situações anormais. A metodologia aplicada, Capítulo IV, descreve o método PNL 2000 com as fórmulas utilizadas para a obtenção dos resultados através da ferramenta *Solver* existente no aplicativo Excel da Microsoft, além de descrever também a adaptação do método PNL 2000 para análise da confiabilidade dos sistemas de distribuição de água. O Capítulo V, Resultados e Discussões, apresenta os exemplos de aplicação com seus respectivos resultados, comparando resultados em relação à aplicação de outras metodologias.

Finalmente o Capítulo VI contém as conclusões sobre as vantagens e inconvenientes da utilização do PNL 2000 e algumas recomendações para futuras pesquisas sobre o tema.

## CAPÍTULO II

### SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

#### 2.1. INTRODUÇÃO:

Um sistema de abastecimento de água é uma solução coletiva para o abastecimento de água de uma comunidade. Caracteriza-se pela utilização da água da natureza, adequação de sua qualidade, transporte até os aglomerados urbanos e fornecimento à população em quantidade compatível com suas necessidades. Um sistema de abastecimento de água pode ser concebido para atender a pequenos povoados ou grandes cidades, variando nas características e no porte de suas instalações (Heller e Casseb, 1996).

Define-se sistema de abastecimento público de água o conjunto de obras, equipamentos e serviços destinados ao abastecimento de água potável de uma comunidade para fins de consumo doméstico, serviços públicos, consumo industrial e outros usos. Essa água fornecida pelo sistema deverá ser, sempre que possível, em quantidade suficiente e da melhor qualidade do ponto de vista físico, químico e bacteriológico (Azevedo Netto e Alvarez, 1991).

Em função do porte do sistema, este pode tornar-se bastante complexo, não só quanto ao dimensionamento, mas também quanto à operação e manutenção. O dimensionamento das redes de distribuição trata, em geral, da parte mais dispendiosa do projeto global de abastecimento, exigindo considerável atenção do projetista no que concerne aos parâmetros do sistema, hipóteses de cálculo assumidas e metodologias, de modo a obter um projeto eficiente (Porto, 1999).

Segundo Garcez (1974), o suprimento de água em quantidade suficiente e qualidade satisfatória a um centro habitado tem influência decisiva sobre:

- Controle e prevenção de doenças;
- Práticas que promovem o aprimoramento da saúde (hábitos higiênicos, serviços de limpeza pública, práticas esportivas e recreativas);
- Melhoria do conforto e da segurança coletiva da população (sistema de combate a incêndio, instalações de ar condicionado);
- Desenvolvimento industrial.

Assim pode-se afirmar que, ao lado dos sistemas de transmissão de eletricidade, o abastecimento urbano de água é um dos alicerces da sociedade moderna, já que sem um sistema eficiente de distribuição de água seria impraticável e altamente insalubre viver nas cidades (Formiga, 1999).

Os sistemas de abastecimento de água são constituídos pelas seguintes unidades:

- Manancial e Captação
- Adução;
- Tratamento;
- Reservatório de Distribuição;
- Rede de Distribuição.

O principal objetivo desta dissertação, será de analisar o comportamento das redes de distribuição sob condições anormais, serão mostrados mais detalhadamente os tipos de redes de distribuição, a análise hidráulica e os tipos tradicionais de dimensionamento das redes.

## **2.2. REDE DE DISTRIBUIÇÃO:**

Garcez (1974) define rede de distribuição como o conjunto de tubulações e peças especiais destinadas a conduzir a água até pontos de tomada das instalações prediais ou de consumo público, tendo como características um grande número de derivações em seus condutos.

A concepção geométrica do sistema de reservatórios e tubulações, que definem uma rede de distribuição, depende do porte da cidade a ser abastecida bem como das características topográficas. De modo geral, qualquer que seja o desenho da rede, esta é

constituída por condutos que são classificados como: condutos principais ou condutos troncos e condutos secundários. Os condutos principais são aqueles de maior diâmetro que têm por finalidade abastecer os condutos secundários, enquanto estes, de menor diâmetro, têm a função de abastecer diretamente os pontos de consumo do sistema. De acordo com a disposição dos condutos principais e o sentido de escoamento nas tubulações secundárias, as redes são classificadas como rede ramificada ou rede malhada (Porto, 1999).

### 2.2.1. Rede Ramificada

A rede é classificada como ramificada quando o abastecimento se faz a partir de uma tubulação tronco, alimentada por um reservatório de montante ou mesmo sob pressão de um bombeamento e a distribuição da água é feita diretamente para os condutos secundários, com conhecimento prévio do sentido da vazão em qualquer trecho da rede. A Figura 2.2 apresenta o esquema desta rede. Esta concepção geométrica é utilizada para o abastecimento de pequenas comunidades, acampamentos, granjas, sistemas de irrigação por aspersão, etc (Porto, 1999).

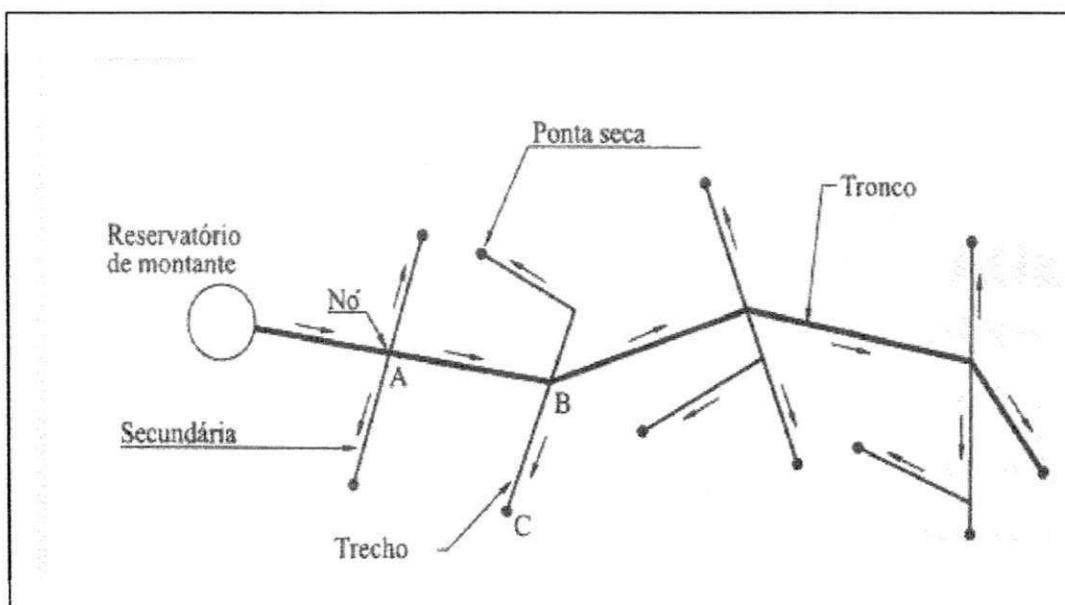


Figura 2.1 – Esquema de uma rede ramificada. (Porto, 1999).

Como ilustra a Figura 2.1, os pontos de derivação de vazão e/ou de mudança de diâmetro são chamados de nós e a tubulação entre dois nós é chamado de trecho. O sentido do escoamento se dá da tubulação tronco para as tubulações secundárias, até as

extremidades denominadas mortas ou pontas secas (Porto, 1991). Segundo Hammer (1979), sob certas condições, a água apresentar sabores e odores desagradáveis, devido à estagnação em extremidades mortas. Para que isso seja evitado, descargas frequentes nas extremidades mortas devem ser realizadas. Esta é uma das desvantagens deste tipo de rede; uma outra, de acordo com Gouter et al. (1986), seria que qualquer avaria em um trecho desta rede ramificada pode interromper o suprimento de água para todos os trechos à jusante deste.

As vantagens deste tipo de rede são: o dimensionamento dos tubos é facilmente realizado, já que o sentido de circulação da água é conhecido, ou seja, a vazão que passa em cada tubo pode ser especificada; a outra vantagem é que esta rede é sempre mais econômica que a malhada, pois, requer menores comprimentos de tubulação (Leal, 1995).

### **2.2.2. Rede Malhada**

As redes malhadas, em vez de possuírem uma única tubulação tronco são constituídas por várias tubulações tronco que formam anéis ou malhas, nos quais há possibilidade de reversibilidade no sentido das vazões em função das solicitações de demanda. Uma das principais vantagens destas redes em relação às ramificadas, é a da segurança de operação, pois, com esta disposição geométrica, pode-se abastecer qualquer ponto do sistema por mais de um caminho, o que permite uma maior flexibilidade em atender a demanda e a realização da manutenção da rede com o mínimo de interrupção no fornecimento de água (Porto, 1999). De acordo com Silva (1997), as redes malhadas possuem outras vantagens, tais como: melhor distribuição das pressões e maior liberdade no sentido da circulação da água.

As desvantagens deste tipo de rede são, principalmente, relativas aos custos mais elevados e às dificuldades dos cálculos para a obtenção das distribuições de pressões e vazões. No cálculo de dimensionamento, é necessário estabelecer hipóteses para as distribuições iniciais da rede e em seguida utilizar alguma técnica de aproximação (por exemplo o método de Hardy Cross) afim de se obter os valores corretos dentro de uma precisão pré-estabelecida (Leal, 1995). A Figura 2.2 representa uma rede de distribuição de água malhada.

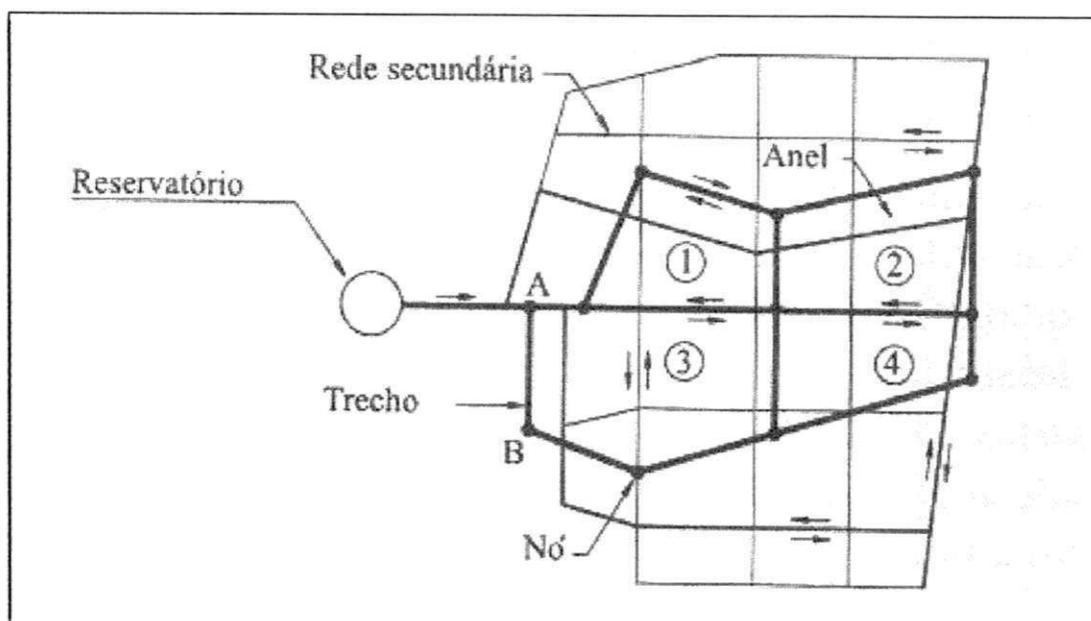


Figura 2.2 – Esquema de uma rede malhada. (Porto, 1999).

### 2.2.3. Condições Hidráulicas das Redes de Distribuição

#### a) Limites de Velocidades nas Tubulações

Os limites de velocidade máxima admissíveis, para o fluxo d'água nas tubulações sob pressão são previamente estabelecidos com o objetivo de compatibilizar o custo dos condutos com a segurança das redes hidráulicas de distribuição. Para o transporte de uma determinada vazão ( $Q$ ), quanto maior for a velocidade de circulação da água, menor será o diâmetro necessário do tubo ( $Q = AV$ ), o que conduz, a princípio, à seleção de uma tubulação de menor custo. No entanto, o acréscimo de velocidade acarreta, além de maior perda de carga no transporte, um maior risco de danos às tubulações. Os problemas produzidos pelos golpes de ariete nas tubulações, os desgastes dos tubos, dos elementos de conexões e das peças especiais, as vibrações na rede, as deficiências nos apoios dos tubos, entre outros, são fenômenos habituais das redes hidráulicas, que crescem com o aumento da velocidade de circulação da água. Por esta razão, adotam-se limites para a velocidade máxima do escoamento nas tubulações em função dos seus diâmetros, dos custos dos tubos e também do nível de risco que se queira admitir com respeito a possíveis avarias nos

condutos. Tais limites são fixados pelos projetistas, fundamentados em critérios empíricos adquiridos através da experiência prática (Gomes, 2002).

Não devemos concluir que as velocidades baixas são melhores. Se de um lado as pequenas velocidades evitam os males enunciados, de outro, encarecem as redes e facilitam a deposição de materiais finos arrastados em suspensão (Silvestre, 1981).

Segundo Leal (1995), os limites de velocidade máxima utilizadas tradicionalmente no dimensionamento de tubo vêm sendo extrapolados por diversos pesquisadores. Através de critérios empíricos adquiridos por experiências práticas, os pesquisadores estabeleceram novos limites para a velocidade máxima do fluxo nas tubulações em função dos seus diâmetros, dos custos dos tubos e do risco de danos admitido, objetivando compatibilizar o custo da tubulação com a segurança da rede.

A velocidade mínima é recomendada para que haja uma permanente circulação da água na rede como forma de não prejudicar a qualidade da água tratada que chegará aos consumidores (Gomes, 2002).

A norma da ABNT, NBR12218 (1994), *projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público*, estabelece que a velocidade máxima nas tubulações deve ser de 3,5 m/s, e a mínima de 0,6 m/s. Em pequenas redes, com pequenas vazões nos trechos, nem sempre é possível garantir a velocidade mínima de 0,6 m/s. Como essa mesma norma impõe o diâmetro mínimo de 50 mm para as tubulações, não se pode atender o critério velocidade mínima de 0,6 m/s caso a vazão no trecho do diâmetro mínimo seja menor do que 1,18 l/s.

De um modo geral, Granados (1990) admite para os sistemas de distribuição de água valores de velocidades máximas de até 2,0 m/s para diâmetros menores ou iguais a 250 mm. Para os diâmetros entre 300 e 1000 mm, Granados recomenda velocidades entre 2,1 e 3,0 m/s e para diâmetros acima de 1000 mm, propõe a seguinte relação:

$$V_{MÁX} = 2 + D \quad (2.1)$$

Sendo D, o diâmetro do tubo, em metros.

Clément-Galant (1986), recomendam valores de velocidades entre 1,80 e 3,0 m/s, enquanto Walski (1985) admite velocidades máximas menores que 2,4 m/s na hora de pico de vazão em sistemas de abastecimento urbano. Alzamora e Tárrega (1987) propuseram velocidades entre 0,6 e 2,25 m/s, enquanto Silvestre (1981) admite que as velocidades

devem, de um modo geral, situar-se entre 0,6 e 2,5 m/s. A Tabela 3.1 fornece alguns limites de velocidade máxima recomendados por alguns autores, em função do diâmetro das tubulações.

Tabela 2.1 – Limites de  $V_{MÁX}$  em função dos diâmetros das tubulações.

DIÂMETRO (mm)	$V_{MÁX}$ (m/s)		
	*	**	***
$\leq 100$	$\leq 0,75$	1,80	2,00
150	0,80	1,95	2,00
200	0,90	2,05	2,00
250	1,00	2,15	2,00
300	1,10	2,25	2,10
350	1,20	2,30	2,20
400	1,25	2,50	2,30
450	1,30	2,85	2,40
500	1,40	2,85	2,50
600	1,60	3,10	2,60
$> 1000$	$> 2,00$	-	$2 + D$ (m)

\*Valores recomendados por Silvestre (1981).

\*\*Valores recomendados por Clément-Galant (1986).

\*\*\*Valores recomendados por Granados (1990).

## b) Pressões Mínimas e Máximas

As pressões máximas e mínimas requeridas em um sistema de abastecimento de água devem seguir padrões de normas técnicas. Segundo a norma da ABNT, NBR12218 (1994), *projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público*, estabelece que a pressão dinâmica mínima em qualquer ponto nas tubulações distribuidoras deve ser de 100 kPa ( $\approx 10$  mca). A mesma norma estabelece que a pressão máxima nas tubulações distribuidoras deve ser de 500 kPa ( $\approx 50$  mca). Esta mesma norma recomenda também que os trechos de condutos principais que não abastecem consumidores ou tubulações secundárias não estão sujeitos aos limites de pressão máxima e mínima estabelecidos, ou seja, 500 kPa e 100 kPa, respectivamente.

No funcionamento das redes pressurizadas, as tubulações de distribuição são submetidas a esforços internos hidráulicos, produzidos pelas pressões estáticas e dinâmicas e por possíveis sobrepressões e depressões originadas dos golpes de ariete, que podem ocorrer por conta das perturbações na rede (Gomes, 1999).

Cabe ao projetista estimar as situações mais desfavoráveis dos esforços hidráulicos para determinar as pressões máximas nos trechos da rede. A tubulação de cada trecho da rede deverá possuir uma pressão nominal (classe) adequada à pressão de trabalho que possa atuar sobre ela para uma maior segurança da rede (Leal, 1995).

Deve haver um limite inferior das pressões de serviço afim de garantir que a água chegue aos pontos de consumo com carga suficiente para vencer as perdas nas instalações prediais e alcançar as torneiras com a vazão adequada (Gomes, 2002).

De acordo com Gomes (2002), as pressões máximas nas redes também devem ser limitadas devido aos seguintes aspectos:

- a) Com maiores pressões requeridas, o custo energético de bombeamento aumentará já que este custo é diretamente proporcional à altura manométrica de impulsão;
- b) Para maiores pressões na rede, as tubulações serão mais caras por terem sido especificadas com maiores pressões nominais;
- c) As probabilidades de ruptura nas tubulações aumentam com o aumento das pressões dinâmicas e estáticas na rede;
- d) As perdas físicas de água crescem com o aumento das pressões de serviço, pois, a vazão nas fissuras ou juntas dos tubos aumenta com o acréscimo da pressão.
- e) As vazões nos pontos de consumo crescem com o aumento das pressões disponíveis, aumentando o desperdício e o custo para o consumidor.

#### **2.2.4. Análise Hidráulica das Redes Malhadas**

O cálculo do escoamento de água em uma rede malhada envolve um grande número de tubulações e é muito mais complexo que nos outros sistemas hidráulicos. Na resolução do problema de distribuição de vazões pelos trechos de uma rede malhada e na determinação das cotas piezométricas nos nós, uma série de equações simultâneas é estabelecida. Estas equações são escritas de modo a satisfazer duas condições básicas para o equilíbrio do sistema, que são (Porto, 1999):

1. Em qualquer nó a soma algébrica das vazões deve ser nula, ou seja, a vazão que entra no nó é a mesma que sai;
2. Entre dois pontos quaisquer da rede, a perda de carga será igual independente do percurso seguido; assim, em um anel, a soma das perdas de carga no sentido

horário devem ser iguais às do sentido anti-horário, ou seja, a soma algébrica será nula.

As condições de pressão e velocidade atuam como restrições no equacionamento matemático da rede. Para resolver essas equações, foram desenvolvidas algumas técnicas de dimensionamento que executam o balanceamento das perdas de carga na rede. Dessas técnicas as mais utilizadas são o método do Seccionamento Fictício e o método de Hardy-Cross. Esses métodos de dimensionamento de redes malhadas são baseados em tentativa e erro, e fazem com que a parte referente à economia de projeto e a operação da rede fiquem a cargo da experiência dos projetistas (Formiga, 1999).

#### **a) Método do Seccionamento Fictício**

Este método baseia-se na transformação da rede malhada em outra ramificada fictícia. Essa transformação se dá através de pontos de seccionamento que dão origem a novas extremidades livres, na realidade inexistentes. A escolha dos pontos de seccionamento deve ser feita de modo que o percurso da água até eles, a partir do ponto de alimentação, seja o menor possível. Esses cortes imaginários normalmente são feitos nos nós onde haja convergência de fluxos. Após os cortes, a rede malhada torna-se igual a uma rede ramificada, onde a vazão de cada trecho é conhecida. Um primeiro dimensionamento pode ser realizado através das vazões máximas admissíveis para cada diâmetro de tubo, onde cada trecho recebe um diâmetro de acordo com a vazão que ele transporta.

Depois de serem estabelecidas às vazões e os diâmetros dos trechos, verifica-se para os nós, onde ocorreram os seccionamentos, se às diferenças das alturas piezométricas em todos os extremos são menores que um determinado percentual (normalmente admite-se um valor de 10%). Caso isto seja verdadeiro, a rede pode ser considerada dimensionada e balanceada. Se as alturas piezométricas não estiverem dentro dessa faixa de tolerância, deve-se variar os diâmetros previamente escolhidos ou o local do seccionamento, ou as vazões nos trechos, repetindo-se o processo até se alcançar a convergência.

#### **b) Método de Hardy-Cross:**

Para o dimensionamento e o projeto de um sistema complexo de encanamentos é uma prática corrente o uso do método de aproximações sucessivas de Hardy-Cross. O

método de Hardy-Cross é uma das técnicas mais utilizadas no dimensionamento de redes de distribuição de água do tipo malhada.

Este método faz o balanceamento das pressões nos nós, através da correção de uma distribuição de vazões inicialmente assumida. Tal distribuição deve satisfazer a equação da continuidade em todos os nós. O conceito chave para este método é impor uma correção de vazão em todos os tubos de um anel, aplicando essa correção à distribuição inicial de fluxo assumida. As vazões nos trechos são repetidamente corrigidas até que a equação da energia seja atendida para todos anéis, dentro de limites práticos aceitáveis.

Pelo método de Hardy-Cross o início do dimensionamento consiste em identificar a demanda de cada ponto de saída de água da rede e os pontos onde existem convergências de fluxo. Em seguida, uma distribuição inicial das vazões circulantes dos trechos é assumida. Essa distribuição inicial fornece o sentido e a quantidade do fluxo que passa em cada trecho, satisfazendo a equação da continuidade em todos os nós, de maneira que a soma das vazões que chegam a cada nó seja igual a soma das vazões que saem:

$$\sum_{i=1}^m Q_{ENTRA(i)} = \sum_{j=1}^n Q_{SAI(j)} \quad (2.2)$$

Sendo:

$Q_{ENTRA(i)}$  : vazão que chega ao nó pelo trecho  $i$  ; e

$Q_{SAI(j)}$  : vazão que sai do nó através do trecho  $j$ .

Após a fixação da distribuição dos fluxos iniciais, os diâmetros de cada trecho são escolhidos em função da vazão transportada e da velocidade inicial de fluxo admitida para cada diâmetro de tubo escolhido. Assim, cada trecho terá o seu diâmetro inicial e sua perda de carga definida.

Usando este método, a solução do grupo de equações não lineares dos fluxos das redes é encontrada pelas sucessivas correções das vazões inicialmente arbitradas. O procedimento é repetido até que o critério de precisão, pré-estabelecido para as pressões nos nós, seja satisfeito.

A expressão da correção, que é sucessivamente usada para um anel, pode ser obtida da expressão geral da relação de perda de carga-vazão:

$$J_i = K_i \cdot Q^\alpha \quad (2.3)$$

Sendo:

$J_i$ : perda de carga no trecho  $i$ ;

$K_i$ : uma constante do trecho, que é função do diâmetro, do comprimento e da equação de perdas adotadas;

$Q$ : vazão no trecho;

$\alpha$ : expoente da fórmula usada.

Adotado um sentido, positivo para o fluxo (que pode ser o sentido horário, como o anti-horário) e percorrendo um anel neste sentido, tem-se que a diferença de perda de carga, dada por:

$$\Delta J = \sum J_+ - \sum J_- \quad (2.4)$$

Sendo:

$J_+$ : perda de carga no trecho do anel que tem a direção da vazão no sentido arbitrado como positivo;

$J_-$ : perda de carga no trecho do anel que tem a direção da vazão no sentido contrário ao arbitrado como positivo.

Assim, procura-se determinar uma correção da descarga  $\Delta Q$ , que igualaria as duas perdas de carga. Esse valor de  $\Delta Q$  iria ser somado às vazões nos trechos de sentido positivo e subtraído nos trechos onde o fluxo fosse considerado como negativo. Assim, a correção de vazão irá obedecer a seguinte equação:

$$\sum_{i=1}^m K_i \cdot (Q_i \pm \Delta Q)^\alpha = 0 \quad (2.5)$$

Em que:

$m$ : número de trechos do anel.

A equação anterior pode ser expandido por série de Taylor:

$$\sum_{i=1}^m K_i \left[ Q_i \pm \alpha \cdot Q_i^{\alpha-1} \cdot \Delta Q + \alpha \cdot \frac{\alpha-1}{2} \cdot Q_i^{\alpha-2} \cdot \Delta Q^2 \dots \pm \Delta Q^\alpha \right] = 0 \quad (2.6)$$

Como o valor de  $\Delta Q$  é pequeno quando comparado com  $Q$ , todos os termos que contenham  $\Delta Q$  com potência maior ou igual a 2 podem ser desprezados. Desta forma a equação (2.6) fica reduzida a:

$$\sum_{i=1}^m K_i \cdot [Q_i \pm \alpha \cdot Q_i^{\alpha-1} \cdot \Delta Q] = 0 \quad (2.7)$$

Assim:

$$\Delta Q = \frac{\sum_{i=1}^m K_i \cdot Q_i^{\alpha}}{\alpha \sum_{i=1}^m K_i \cdot Q_i^{\alpha-1}} \quad (2.8)$$

Em que  $\Delta Q$  é a correção do fluxo a ser aplicada a um anel. Qualquer precisão desejada dentro de um limite prático prescrito pode ser alcançada executando-se mais iterações. No caso de um único anel, é fácil verificar que existe apenas uma taxa de correção da vazão em cada trecho. É importante notar que após a aplicação da taxa de correção  $\Delta Q$ , a equação da continuidade é satisfeita em todos os nós.

Quando a rede tiver mais de um anel, alguns trechos serão comuns a dois anéis. A correção a ser aplicada em cada um desses trechos, seria igual à correção do anel em questão, menos a correção do outro anel, ao qual esse trecho pertence, mudando-se assim o balanço realizado para o primeiro anel. Como as correções a serem feitas em um anel são afetadas pelas outras, devido à existência de trechos comuns, haverá um número de tentativas maior para a obtenção da solução final.

## CAPÍTULO III

### OTIMIZAÇÃO ECONÔMICA DE REDES PRESSURIZADAS

#### 3.1.INTRODUÇÃO:

A otimização é o processo de encontrar a melhor solução (ou solução ótima) dentre várias possíveis para um dado problema (Mateus e Luna, 1986).

Problemas que procuram maximizar ou minimizar uma função numérica (que seria a função objetivo) de uma ou mais variáveis (ou funções), sujeitas a determinadas restrições, são chamados de *problemas de otimização*. Muitos problemas de otimização foram inicialmente tratados nas ciências físicas e na geometria. A necessidade de resolvê-los fez surgir o cálculo diferencial e o cálculo das variações. As técnicas clássicas de otimização são conhecidas há mais de 150 anos. Os problemas de otimização que não podem ser resolvidos através de métodos clássicos de cálculo são geralmente transformados em problemas de programação (Fritzsche, 1978).

De acordo com Fritzsche (1978), um problema de otimização consiste inicialmente em representar o sistema estudado por um conjunto de funções (equações e/ou inequações) matemáticas que, após formuladas, serão otimizadas. Com isso, tem-se que o problema é o de maximizar ou minimizar uma função representativa do objetivo desejado, obedecendo a um conjunto de restrições impostas a essa função. Essas restrições delimitam um espaço que deve conter todas as possíveis soluções do problema. Segundo Braga (1998), o conjunto de valores que satisfaz as restrições é chamado de solução viável. Dentre as soluções viáveis, aquela que satisfaz à função objetivo é chamada de *solução ótima*.

A otimização pode ser dividida em 2 classes: global e local. A otimização global encontra a melhor solução do conjunto de “todas” as soluções possíveis. A otimização local encontra a melhor solução dentre de um conjunto de soluções que está próximo a outro. Na otimização local, a solução encontrada depende do ponto de início do processo de busca de otimização. A otimização global sempre encontrará a melhor solução possível, independentemente das condições de início do processo de busca, porém, geralmente requisita um maior poder de computação (ILAB, 2001).

Antes dos anos 40 muito pouco era conhecido sobre os métodos de otimização numérica de funções de muitas variáveis. Com a evolução da informática, ocorreu o desenvolvimento de métodos de otimização com destaque ao método Simplex, básico dentro da Programação Linear, e desenvolvido naquela década com fins inicialmente de logística militar. Os primeiros métodos de otimização em Programação Não Linear eram bastante restritos e tornaram-se mais significativos no final da década de 50 com a introdução de métodos de métrica variável, capazes de solucionar problemas de muitas variáveis em pequeno tempo (Mateus e Luna , 1986).

Com o desenvolvimento e o aperfeiçoamento dos computadores, várias pesquisas foram desenvolvidas na área de otimização econômica, em particular, em sistemas de abastecimento de água.

Com o crescimento das cidades, começou-se a pensar em dimensionamento econômico de redes de distribuição de água (Hamberg e Shamir, 1988).

Na década de 60, com a consolidação dos recursos computacionais, houve um aumento das aplicações, principalmente com a utilização das técnicas de otimização, quando surgiram as principais idéias sobre simulação e otimização no dimensionamento das redes de abastecimento de água. No entanto, foi somente no final da década de 60, e início dos anos 70, que ocorreu o surgimento de métodos mais elaborados para a otimização de redes de abastecimento. Esses métodos eram baseados em técnicas heurísticas de busca, ou no emprego da Programação Linear e da Programação Dinâmica. (Walski et al., 1987).

A década de 80 foi caracterizada pela consolidação das metodologias existentes (Santana e Soares, 1997). A década de 90, caracterizou-se pela sofisticação dos algoritmos, em que cada vez mais tem-se procurado o desenvolvimento de um método especialista, capaz de não só fazer o dimensionamento econômico da rede, mas também de determinar o layout, bem como a operação da mesma (Gouter, 1992).

O presente trabalho aplica uma metodologia desenvolvida por Formiga e Gomes (1999) para o dimensionamento de redes de distribuição de água abastecidas por um reservatório. Propõe-se o estudo da confiabilidade do atendimento contínuo do sistema, mesmo em caso de ruptura de uma de suas tubulações. Essa metodologia também foi utilizada por Melo (2000), que modificou a rede utilizada por Formiga (1999), para uma condição de funcionamento da rede, abastecida simultaneamente por múltiplos reservatórios, bombas e boosters. Essa metodologia também foi empregada por Santos (2002), na simulação da operação de sistemas de distribuição de água.

A seguir, é mostrado um resumo das principais técnicas de otimização e confiabilidade dos sistemas de abastecimento de água, encontradas na literatura e utilizadas para o dimensionamento de redes.

### **3.2. TÉCNICAS DE ENUMERAÇÃO EXAUSTIVA**

Esta técnica consiste em listar todas as possíveis soluções de um sistema, numa ordem crescente dos custos totais, e retirar dessa lista a solução ótima e as soluções bem próximas a esta (Leal, 1995).

Em virtude deste grande número de soluções, Gessler (1985) propôs o uso da enumeração seletiva, de modo a restringir severamente a quantidade de soluções possíveis para a rede, restrições essas que tiveram por base a experiência do autor. Loubster e Gessler (1990) sugeriram algumas diretrizes para a redução da quantidade de cálculo efetuado pelo computador. As principais são:

1. Agrupar uma série de trechos e fazer com que o menor diâmetro seja utilizado em todo o grupo;
2. Armazenar progressivamente as combinações de diâmetro que proporcionam o menor custo e que satisfaçam as restrições, eliminando assim possíveis combinações de custos maiores;
3. Checar as combinações que violam as restrições e eliminar aquelas que incluem tamanhos de tubos iguais ou menores aos rejeitados.

Apesar do auxílio dessas diretrizes, no caso de grandes redes ainda é necessário um tempo computacional elevado para se chegar a uma solução de menor custo, e não existe nenhuma garantia de que a solução de menor custo ou ótima tenha sido descartada por essas diretrizes que eliminam o espaço das possíveis soluções (Simpson et al., 1994).

Um dos resultados dessa técnica de otimização foi o programa WADISO, desenvolvido por Gessler e Walski (1985) e utilizado por Leal (1995) e Barbosa (2001), com a finalidade de otimização e simulação de operação, respectivamente.

### **3.3.PROGRAMAÇÃO DINÂMICA:**

É uma técnica de otimização aplicada a problemas com decisões seqüenciais, ou seja, problemas que podem ser vistos como processos de decisão seqüencial em vários estágios, pontos do processo no qual deve ser feita uma decisão (Melo, 2000).

De acordo com Braga (1998), o princípio básico da técnica de Programação Dinâmica foi proposto por Bellman (1957). Segundo este princípio, uma política ótima tem a propriedade de que, sejam quais forem o estado inicial e as decisões iniciais, as decisões restantes devem constituir uma política ótima com relação ao estado que resulta na primeira decisão. Em palavras mais simples, na programação dinâmica cada etapa da seqüência deve considerar somente os resultados das alternativas da etapa anterior. Desta forma, a melhor solução é encontrada em cada alternativa da etapa considerada e ao chegar ao final da seqüência são conhecidos, tanto a melhor alternativa, como o caminho seguido.

Na resolução da programação dinâmica, dividi-se o problema em estágios. Determina-se o ótimo em cada estágio, relacionando o ótimo de um estágio a outro, através de uma função recursiva e percorrendo todos os estágios para assim determinar o ótimo global (Weber, 1980).

Monbaliu et al. (1990), propôs uma técnica de gradiente de pesquisa para alcançar um projeto eficiente de redes de distribuição. Inicialmente, fixa-se um diâmetro mínimo para cada tubo, em seguida, utiliza-se um modelo de simulação para se determinar às pressões nos nós da rede. Se os limites mínimos de pressão não são satisfeitos, o tubo com a maior perda de carga unitária tem o seu diâmetro elevado para o imediatamente superior; em seguida é feita uma nova simulação. Esse processo é repetido até que todos os limites de pressão sejam satisfeitos.

Leal e Gomes (1995) propõem uma metodologia semelhante só que ao invés de utilizar a maior perda de carga unitária como parâmetro para a escolha de qual tubo irá ter o seu diâmetro modificado, é utilizado o acréscimo de custo de um determinado trecho, produzido pela mudança de diâmetro pelo nominal consecutivo superior, relacionado com a diminuição da perda de carga correspondente, chamado de gradiente de câmbio

(Granados, 1990). Para se aplicar o método Granados no dimensionamento de redes malhadas, é necessário transformar essas redes em ramificadas, através de um seccionamento semelhante ao efetuado no método de Seccionamento Fictício (Leal, 1995).

A metodologia utilizada pelo programa REDES (Gomes, 1995) consiste em fazer o dimensionamento da rede ramificada, obtida a partir do seccionamento fictício. O balanceamento da rede é efetuado através do método de Hardy-Cross de modo a atender as restrições de energia e continuidade características das redes malhadas.

### **3.4.PROGRAMAÇÃO LINEAR:**

De acordo com Barbosa (1997), a programação linear é a técnica mais conhecida e usada na solução de problemas de otimização. A programação linear foi estabelecida em termos matemáticos formais por G. B. Dantzig em 1947, para resolver problemas de logística da Força Aérea Militar Americana.

A programação linear pode ser definida como um método matemático que permite encontrar a melhor solução para problemas que tenham seus processos físicos representados por funções lineares, possuindo como características a grande aplicabilidade e simplicidade (Bregalda et al., 1988).

Dentre as diversas técnicas de programação linear para a otimização de sistemas de distribuição de água, o gradiente de programação linear é considerada a técnica que teve um avanço mais significativo (Bhave e Sonak, 1992). O método Gradiente de Programação Linear decompõe o problema da otimização em duas etapas: na primeira, algumas variáveis são tidas como constantes, enquanto outras são otimizadas através da programação linear; na segunda etapa, uma técnica de pesquisa é utilizada para determinar como as variáveis, tidas como constantes na primeira etapa, devem ser modificadas de forma a melhorar a solução preliminarmente obtida. As duas etapas são repetidas até que não haja redução nos custos da rede (Formiga, 1999).

A técnica de Gradiente de Programação Linear foi originalmente proposta por Alperovits e Shamir (1977). Na primeira etapa do método, as vazões nos tubos foram consideradas constantes. Por assumir as vazões nos tubos como constantes e conhecidas, a rede pode ser otimizada através de técnicas de programação linear, utilizando-se uma metodologia semelhante empregada por Karmelli et al. (1968). Por esse método, cada trecho da rede é composto por uma série de tubos com diâmetros comerciais e os

comprimentos desses sub-trechos são tidos como variáveis de decisão. Para restringir a quantidade de tubos a ser empregada em cada trecho e, conseqüentemente, o número de variáveis do problema, os diâmetros comerciais que irão ser utilizados em cada trecho podem ser escolhidos segundo o julgamento do projetista ou limitando-os em função da máxima e mínima perda de carga unitária.

Na segunda fase, a solução ótima obtida na etapa anterior é usada para determinar o gradiente da função objetivo (GFO). Alperovits e Shamir (1977), sugeriram o uso de um algoritmo de busca simples do gradiente:

1. Determinar a direção em que o GFO irá modificar a vazão do anel;
2. Definir o incremento de vazão fixo que deve sofrer cada anel da rede.

Modificada as vazões, o problema inicial é novamente resolvido de forma a se encontrar uma redução do custo da rede (Bhave e Sonak, 1992). Esse procedimento se repete até que não haja mais redução desse custo.

Quindry et al. (1979) fizeram uma correção matemática na expressão do GFO proposta por Alperovits e Shamir (1977) considerando a interação entre os trechos que pertenciam a anéis distintos da rede. Gouter et al. (1986), consideraram diferentes configurações de fluxo para os nós da rede e observaram que a solução final é afetada pela escolha do “caminho” do fluxo entre a fonte (reservatório ou bomba) e os nós, na definição das restrições de mínima pressão nodal.

A principal desvantagem da programação linear é que as equações que representam o sistema e que serão otimizadas têm que ser lineares, o que normalmente não ocorre na prática.

### **3.5.ALGORITMO GENÉTICO:**

Os algoritmos genéticos constituem uma parte da computação evolutiva, a qual está rapidamente crescendo como uma subdivisão da Inteligência Artificial. Os algoritmos genéticos surgiram da mistura entre sistemas naturais e artificiais e da observação dos sistemas biológicos (Lourenço, 2001).

De acordo com Lacerda et al. (1999), os algoritmos genéticos são métodos de otimização e busca inspirados nos mecanismos de evolução de população de seres vivos. Foram introduzidos por John Holland (Holland, 1975) e popularizado por um dos seus alunos, David Goldberg (Goldberg, 1989). Estes algoritmos seguem o princípio da seleção

natural e sobrevivência do mais apto (Charles Darwin). O resultado disso é um algoritmo eficiente e flexível que permite a solução de problemas complexos como a otimização de redes malhadas (Savic e Waters, 1997a).

Os métodos tradicionais de otimização exata se caracterizam pela rigidez de seus modelos matemáticos representados através de seus teoremas, dificultando a representação de situações reais cada vez mais complexas e dinâmicas. O problema de flexibilidade foi um pouco reduzido a partir do momento em que se passou a associar técnicas de otimização com ferramentas de inteligência artificial, mais especificamente, com as ferramentas de busca heurística. De fato, os algoritmos heurísticos, ou simplesmente heurística, se caracterizam pela sua flexibilidade e tem como objetivo encontrar soluções de boa qualidade num tempo computacional suportável (Ochi, 2001).

Simpson et al. (1994) utilizaram um algoritmo genético simples composto por três operadores: reprodução, cruzamento e mutação. Foi utilizado cadeias de números binários para a codificação das variáveis de decisão, onde foram considerados diâmetros comerciais. O modelo desenvolvido se divide em três partes; na primeira, ocorre a geração de uma “população inicial” de solução para o problema; na segunda etapa, é feita a simulação hidráulica da rede, através de um método de balanceamento tradicional. Em seguida, é feita a geração de uma nova população, a partir dos “indivíduos” que compõem a população inicial. As duas últimas etapas são repetidas até que não haja mais redução do custo mínimo da rede, à medida que surjam novas populações.

Savic e Walters (1997b) desenvolveram um modelo computacional chamado GENET, utilizado para a solução do problema de menor custo de uma rede. Esse programa utiliza basicamente os mesmos operadores empregados por Simpson et al. (1994). O algoritmo de simulação da rede é baseado no programa EPANET (Rossman, 1993), que emprega o método do gradiente (Toldini e Pilati, 1987) para determinar as vazões nos trechos e as pressões nos nós da rede. Esse método é mais eficiente do que as técnicas tradicionais de balanceamento da rede, o que implica em uma quantidade menor de tempo computacional do que utilizado por Simpson et al (1994).

Em contraste com outros processos de otimização, os algoritmos genéticos focam uma otimização local, entretanto, a evolução é controlada para tentar percorrer todo o espaço de busca, o que pode tornar a otimização global. Uma população de soluções existe em cada iteração do algoritmo. Essa população pode ser utilizada para evoluir para uma nova população na próxima iteração (ILAB, 2001).

### 3.6. PROGRAMAÇÃO NÃO LINEAR:

Devido a não linearização encontrada nos modelos matemáticos que representam os processos físicos envolvidos, vêm sendo desenvolvidas várias técnicas de programação não linear (Mateus e Luna, 1996).

De acordo com Yeh (1985), a programação não linear não desfrutou da popularidade que tiveram a programação linear e programação dinâmica. Isto está particularmente ligado ao fato de que o processo de otimização ser normalmente mais lento e grande quantidade de armazenamento de memória em computador. Mesmo tendo uma complexidade maior, comparado com a programação linear, a programação não linear oferece uma formulação matemática mais geral, podendo-se criar ou prover bases através de diversos métodos. A programação não linear pode controlar certas deformidades em modelos lineares ocasionadas pela própria não linearidade de sistemas e equações que normalmente são corrigidas em modelos de programação linear.

De acordo com Cirilo (1997) um problema de programação não linear pode ser escrito da seguinte forma:

MINIMIZAR (OU MAXIMIZAR)  $f(x)$

Sujeito a

$$g_i(x) < 0 \text{ ou } (> 0); \quad i = 1, 2, 3, \dots, S_1; \quad (3.1)$$

$$h_j(x) = 0; \quad j = 1, 2, 3, \dots, S_2; \quad (3.2)$$

$$x^I < x < x^S;$$

Onde:

$x = [x_1, x_2, x_3, \dots, x_r]^T$  = é um vetor contendo  $n$  variáveis, denominadas *variáveis de decisão* cujos valores ótimos se busca determinar;

$f(x)$  = é a função objetivo, cujo valor pretende-se minimizar (ou maximizar);

$g_i(x)$  = são restrições de desigualdade;

$h_j(x)$  = são restrições de igualdade;

$x^I$  e  $x^S$  = são os valores mínimos e máximos, respectivamente, que podem ser assumidos pelas variáveis de decisão.

Cirilo (1997), propõe um modelo de otimização de redes malhadas, em que o problema é resolvido sem a necessidade de se utilizar um programa para o balanceamento de vazões da rede, a fim de se assegurar a continuidade e a pressão mínima nodal. Para isso, é considerado como variáveis de decisão as vazões e os diâmetros das tubulações. A

função objetivo proposta não visa a minimização dos custos, mais sim a determinação dos mínimos e máximas vazões que estejam dentro dos limites impostos pelas restrições.

Vários pacotes de otimização podem ser aplicados no dimensionamento ótimo de redes malhadas. Dentre esses pode-se citar o MINOS (Murtagh e Saunders, 1987), GINO (Liebman et al., 1986) e o GAMS (Brooke et al., 1988). Todos esses pacotes usam a técnica do Gradiente Reduzido Generalizado (Abadie e Carpentier, 1969) para identificar a configuração ótima do problema. A partir desses pacotes, vários pesquisadores desenvolveram aplicações da otimização não linear para o problema das redes de abastecimento de água. (EL-Baharawy e Smith, 1985, 1987; Su et al., 1987; Lansey e Mays, 1989; Lansey et al., 1989; Duan et al., 1990).

EL-Baharawy e Smith (1985) aplicaram o MINOS no dimensionamento de sistemas de coleta e distribuição de água. Seu modelo é composto de três etapas: na primeira fase ocorre a montagem do problema, a partir do banco de dados; na segunda etapa é realizada a otimização propriamente dita e na terceira fase ocorre o arredondamento do tamanho dos tubos para diâmetros comercialmente disponíveis. Neste modelo de distribuição podem ser simuladas diversas partes que compõem um sistema de abastecimento de água como: bombas, reservatórios, válvulas de redução de pressão, válvulas de manobra, etc. EL-Baharawy e Smith (1987) aplicaram esse modelo em um grande número de estudos de casos onde mostraram que sua metodologia era adequada para: trabalhar com bombas e válvulas; achar o posicionamento ótimo de um sistema auxiliar de bombas ao longo da tubulação, bem como a sua altura ótima de operação; e determinar o layout ótimo para o problema.

Su et al. (1987) usaram a programação não linear para otimizar redes malhadas. Nesse trabalho, além das restrições físicas do problema (continuidade nos nós, pressão mínima requerida, etc), foram adicionadas restrições que envolvem a confiabilidade do sistema.

Lansey e Mays (1989) usaram a programação não linear para fazer o dimensionamento ótimo, inclusive do layout, de redes de distribuição de água. Eles adicionaram o programa KYPIPE (Wood, 1980) ao seu modelo, para assegurar que a continuidade e a conservação de energia fossem atendidas. O método GRG é utilizado para encontrar a solução ótima para o problema e um método Langrangiano é usado para incluir as restrições. Posteriormente Duan et al. (1990) fizeram um aprimoramento do método de Lansey e Mays (1989).

**3.7.CONFIABILIDADE DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO**

A questão da mensuração da confiabilidade está associada à qualidade e quantidade de água fornecida. A confiabilidade da qualidade da água fornecida é relacionada à presença de substâncias tóxicas e desinfetantes (cloro) e é difícil de ser quantificada, devido às incertezas associadas. A confiabilidade da quantidade de água fornecida pode ser avaliada a partir do atendimento às vazões e pressões requeridas. Essa avaliação também encontra dificuldades, uma vez que o fornecimento de água está sujeito a falhas no sistema, oriundas da variação inesperada da demanda, redução da capacidade de condução e falhas em componentes da rede (obstruções, quedas de energia, etc). Esses eventos são de natureza aleatória, o que dificulta sua análise (Lopes, 2002).

De acordo com Gupta e Bhawe (1996), a confiabilidade do sistema está diretamente relacionada com a sua capacidade de atender a requisitos de performance durante situações de falha de componentes. No caso de redes de distribuição de água, a confiabilidade, quantificada por índices de performance hidráulica, é função das pressões e vazões na rede, determinadas pelas características hidráulicas de seus componentes. Portanto, a confiabilidade da rede pode ser variada a partir de alterações em suas características hidráulicas, sobretudo das tubulações.

Por outro lado, a alteração das características da rede implica na variação do seu custo de implantação, já que componentes que promovem aumento de capacidade hidráulica e melhora dos índices de performance estão ligados a custos mais elevados. Assim, a maior confiabilidade estaria associada a custos mais altos e vice-versa (Lopes, 2002).

Para Su et al. (1987), a confiabilidade do sistema é a probabilidade deste executar uma tarefa, dentro de certos limites, em um determinado intervalo de tempo. A confiabilidade, relacionada aos sistemas de distribuição de água, indica a capacidade que o sistema tem para suprir demanda nos nós ou em pontos de um sistema com um mínimo de pressão requerida. Para a aplicação desta metodologia, foi desenvolvido um método de determinação da probabilidade de falha dos diversos componentes do sistema de abastecimento de água. As possíveis falhas nos componentes que podem acontecer incluem: ruptura de tubulações, parada do sistema de bombas, quebra de válvulas, etc.

Para a solução desse problema, foi utilizada a técnica do Gradiente Reduzido Generalizado (GRG). O problema de simulação KIIPIE (Wood, 1980) foi usado em cada

iteração para calcular a pressão ao longo do sistema. Paralelamente foi utilizado um modelo para simular a confiabilidade do sistema. Este modelo define a confiabilidade como a probabilidade da pressão de projeto ser mantida em todos os nós do sistema, dado a possibilidade de algum trecho da tubulação se tornar indisponível devido à quebra. Este modelo não inclui outros elementos do sistema como bombas, válvulas, reservatórios, etc (Su et al., 1987).

A análise completa da confiabilidade de uma rede requer um excessivo tempo computacional, o que tem levado a simplificações, que restringem a aplicação a sistemas reais. Xu e Goulter (1999) conceituam confiabilidade como a habilidade de o sistema promover o adequado fornecimento de água em condições normais e anormais. Para que um sistema seja confiável, Goulter e Morgan (1985) postulam que cada nó deve estar conectado a dois trechos, no mínimo. Goulter e Coal (1986, *apud* Fujiwara e De Silva, 1990) usam como medida de confiabilidade, a probabilidade complementar do isolamento de um nó, que corresponde à probabilidade de falha simultânea de todos os trechos conectados a esse nó.

Fujiwara e De Silva (1990) apresentaram um método iterativo heurístico adaptado ao modelo de Alperovits e Shamir (1977). O modelo de otimização é aplicado a uma rede sem falhas resultando em uma configuração ótima (local) e a confiabilidade do sistema resultante é avaliada com base na máxima vazão fornecida em uma situação de falha de um dos trechos. A seguir, uma nova distribuição de vazões é obtida, de modo a aumentar a confiabilidade, e repassada ao modelo de otimização. O processo termina quando um nível aceitável de confiabilidade é atingido. A nova distribuição de vazões é obtida aumentando-se a capacidade do trecho que mais aumenta a confiabilidade a menores custos. Na aplicação a uma rede hipotética, foi possível analisar o acréscimo de custo provocado pelo aumento da confiabilidade.

Em continuidade, Fujiwara e Tung (1991) utilizaram a programação não linear para a avaliação da confiabilidade com base na máxima vazão suprida sobre uma dada configuração de falha. Um algoritmo heurístico de alteração de diâmetros é proposto, baseando-se nos gradientes de custo e confiabilidade para determinar-se o aumento de diâmetro que acarreta o menor custo.

Xu e Goulter (1999) apresentaram uma nova abordagem capaz de aliar incertezas nas demandas nodais e capacidades hidráulicas dos trechos, assim como os efeitos de falhas mecânicas dos componentes, com a otimização baseada na confiabilidade da rede.

As falhas são associadas a pressões insuficientes e a confiabilidade é definida como a probabilidade da demanda nodal ser atendida sob uma pressão maior ou igual a um valor mínimo, para uma configuração fixa da rede sob demandas e rugosidades aleatórias. A determinação da confiabilidade é feita a partir de uma função de performance do sistema, em termos das variáveis aleatórias, que define uma superfície de falha. As aplicações mostraram que quanto maior a variabilidade dos parâmetros, maior é o nível de redundância requerido para atingir a confiabilidade desejada e maior o custo. Por fim, algumas variáveis consideradas independentes estatisticamente, como a demanda, na verdade são dependentes.

Gupta e Bhave (1994 e 1996) apresentaram um modelo de análise de confiabilidade baseado em fatores de performance nodais, calculados em função do volume de água disponível durante um certo período de tempo em que a rede é simulada. A confiabilidade da rede, calculada com base nos fatores nodais, é aumentada por meio de um algoritmo iterativo de alteração de diâmetros. Esse algoritmo promove as alterações nos trechos em que são melhores as variações marginais de confiabilidade em relação ao custo.

Recentemente Lopes (2002), implementou um modelo de otimização baseado na relaxação de equações que descrevem o comportamento hidráulico das redes, usando técnicas de programação linear e programação inteira associadas, com o objetivo de alcançar o ótimo global do problema de minimização de custo. O modelo original é adaptado para casos particulares de expansão e reforço de redes de água e é proposto um procedimento baseado na programação não linear para determinar os dados iniciais necessários. O modelo de análise da confiabilidade utiliza um modelo hidráulico nodal para promover simulações da rede em situações de rompimentos de trechos. O desempenho do sistema e a probabilidade de ocorrência de falhas são associados a índices que quantificam a confiabilidade da rede de água. O modelo implementado de análise da confiabilidade mostrou eficiência na previsão do comportamento do sistema sob condições críticas.

A metodologia proposta neste trabalho, procura otimizar a rede como um todo, levando em consideração a confiabilidade do sistema, ou seja, manter o abastecimento, mesmo em caso de rompimento de alguns trechos da tubulação e ao mesmo tempo efetuar o balanceamento hidráulico da rede e o dimensionamento econômico das tubulações. Para isso, é utilizado o algoritmo de otimização GRG2, disponível na planilha Excel. A razão para a utilização de uma planilha eletrônica, em detrimento de outros pacotes de

otimização como o GAMS, MINOS, MathLAB, etc., consiste na facilidade e versatilidade desta ferramenta. A metodologia definida de PNL 2000, desenvolvido por Gomes (2002), será mais bem detalhada, a seguir, no próximo capítulo.

## **CAPÍTULO IV**

### **METODOLOGIA**

#### **4.1. INTRODUÇÃO**

Com base nos métodos descritos no Capítulo III e tendo em vista os objetivos desta dissertação, foi escolhido o método PNL 2000 (Gomes, 2002) para o estabelecimento da metodologia de dimensionamento otimizado de redes de distribuição, levando-se em consideração a confiabilidade do sistema de abastecimento de água.

Este capítulo descreve a metodologia utilizada nesta dissertação, através dos seguintes itens:

- descrição do modelo PNL 2000 com base em Gomes (2002);
- descrição da adaptação do modelo PNL 2000 para os objetivos da dissertação.
- descrição da análise entre custo e confiabilidade da rede de distribuição

#### **4.2. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA DO PNL 2000 – DIMENSIONAMENTO ECONÔMICO DE REDES MALHADAS**

De acordo com Gomes (2002), a metodologia do PNL 2000, que utiliza Programação Não Linear para o dimensionamento econômico de redes malhadas, possui duas etapas de cálculo, com o objetivo de evitar a ocorrência de soluções inviáveis, em função de dados iniciais de entrada fora do espaço de solução do algoritmo de Programação Não Linear.

- Primeira Etapa - Pré-Dimensionamento do Sistema (valores contínuos para os diâmetros):
  - obtenção da função objetivo, expresso pela minimização do custo das tubulações, com relação aos diâmetros e às vazões;
  - os diâmetros e as vazões dos trechos são considerados como variáveis de decisão a serem otimizadas;
  - as restrições serão atribuídas de acordo com a opção de simulação da rede; mais adiante, serão demonstradas todas as restrições detalhadamente;
  - os resultados obtidos constituem o pré-dimensionamento e são utilizados como dados de entrada para a segunda etapa;
- Segunda Etapa - Ajuste da Solução Inicialmente Obtida (para valores de diâmetros comerciais):
  - obtenção da função objetivo, da minimização do custo total das tubulações, com relação às vazões e aos comprimentos dos sub-trechos;
  - o diâmetro contínuo calculado inicialmente para um determinado trecho, é desdobrado em dois diâmetros comerciais, um imediatamente inferior e outro imediatamente superior;
  - os comprimentos dos sub-trechos dos tubos e as vazões nos trechos são considerados como variáveis de decisão a serem otimizadas;
  - as restrições serão atribuídas de acordo com a opção de simulação da rede; serão apresentadas todas as restrições mais detalhadamente.

O dimensionamento das tubulações de redes malhadas pode ser efetuado considerando duas situações:

- Na primeira, a cota piezométrica de cabeceira – que é a soma da cota do terreno com a altura manométrica – é tida como conhecida, sendo portanto uma constante do problema;
- No segundo caso, a cota piezométrica de cabeceira – que é a soma da cota do terreno com a altura manométrica – é considerada como variável a ser otimizada pelo dimensionamento. Assim, procura-se minimizar a soma dos custos de instalação – tubos, peças, etc., - e de operação - que é representado pela energia de bombeamento. A relação antagônica desses dois custos é mostrada na Figura 4.1, que apresenta um gráfico do Custo (C) x Cota de alimentação (Z), sendo:

- Custo da Rede – indica o custo de instalação da rede (tubos, peças, etc.);
- Custo de Energia – indica o custo relativo à energia de bombeamento;
- Custo Total – somatório do Custo da Rede e do Custo de Energia;
- $C_{\text{ótimo}}$  – Custo ótimo, que indica a otimização do Custo da Rede e do Custo de Energia, representando o Custo Total Mínimo.

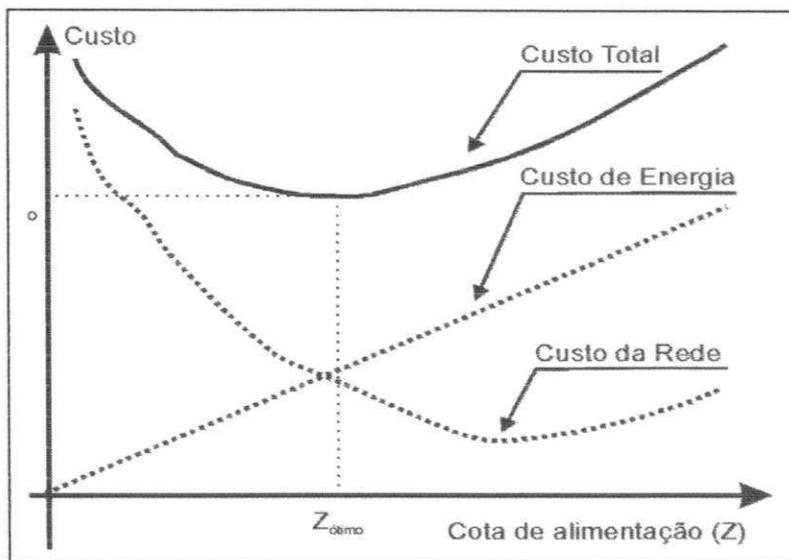


Figura 4.1: Curva que representa a otimização conjunta rede de distribuição – estação de bombeamento (Gomes, 1999)

Apresenta-se a seguir o esquema da planilha utilizada no Método PNL 2000 editado através da Planilha Eletrônica do Excel:

A	B	C	D	E	F	G	H			
	Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Coefic. (H-W)	Comp. (m)	Perdas (mca)	Veloc. (m/s)	Custo Unit. (R\$/m)	Custo Total (R\$)	
3	1									
4	2									
5	3									
6	4									
7	5									
8	6									
9	7									
10	8									
Altura Manométrica							Custo da Rede (R\$)			
Altura Piezométrica										

**Segunda Parte da Planilha**

	Nó	Alt. Piez. (mca)	Demanda (l/s)	Cota (m)	Pressão Disponível (mca)	Eq. Cont.	Eq. Cons. de energia
17	1						
18	2						
19	3						
20	4						
21	5						
22	6						

Nº de horas Anuais	C. do Kwh (R\$)	R. do bomb. (%)	Pot. Req. (Kw)	C. energia (R\$)	Coef. Atual. (Fa)	C. Atualizado (R\$)	C. total (R\$)

Figura 4.2: Esquema da planilha do Método PNL 2000, editado através da Planilha Eletrônica do Excel.

**4.2.1. Dimensionamento de Redes Malhadas Considerando a Cota de Cabeceira como Conhecida**

O dimensionamento das redes malhadas é feito para cota de cabeceira fixa, quando a rede se iniciar em um reservatório de distribuição já existente ou quando o sistema puder ser abastecido exclusivamente por gravidade (a fonte de abastecimento está a uma cota suficientemente maior do que o setor a ser abastecido).

**4.2.1.1. Primeira Etapa do Método (Cota de Cabeceira Fixa)**

A primeira etapa representa o processo inicial onde o conjunto de equações equilibra a rede de distribuição, projetando o que será o esboço dos cálculos e otimizações seguintes. Tais dados, após análise, farão parte da segunda etapa do método. Na primeira fase, a *função objetivo* a ser minimizada será:

$$C(D_i, Q_i) = \sum_{i=1}^m L_i P(D_i) \tag{4.1}$$

onde:

- $C(D_i, Q_i)$  - é o custo da rede, em função dos diâmetros e das vazões nos seus trechos;
- $L_i$  - é o comprimento do trecho  $i$ ;
- $P(D_i)$  - é a função que relaciona o preço do tubo com o diâmetro;
- $m$  - é o número de trechos da rede.

A equação que relaciona o custo de implantação da tubulação  $P(D)$  com o seu diâmetro “D” é colocada na forma de gráfico; é feito o ajuste da curva, através de análise de regressão linear, usando o método dos mínimos quadrados (correlação), encontrada a sua linha de tendência e a equação de descrição da curva (utilizando, para isto, uma ferramenta da planilha Excel). Os dados assim relacionados são colocados na forma de gráfico; é feito o ajuste da curva pelo método dos mínimos quadrados (correlação), encontrada a sua linha de tendência e a equação de descrição da curva (utilizando, para isto, a ferramenta da planilha Excel).

A equação (4.1), com o critério de custo mínimo, representa a função objetivo do método proposto, cujas variáveis de decisão são os diâmetros contínuos  $D_i$  e as vazões  $Q_i$  de cada trecho  $i$ .

A função objetivo está sujeita a cinco restrições – derivadas do tipo de problema do dimensionamento de redes em questão e da peculiaridade do modelo não linear, e descritas a seguir:

a) Pressões mínimas nos nós:

As pressões nos nós da rede não devem ser inferiores às requeridas ( $Z_k$ ), de modo a garantir o abastecimento nos pontos de consumo:

$$Z - \sum_{c=1}^k h_{f_c} \geq Z_k \quad (4.2)$$

onde:

- $Z$  - é a cota de cabeceira na rede;
- $Z_k$  - é a cota piezométrica requerida no nó “k”; e
- $\sum h_{f_c}$  - é a soma das perdas de carga nos trechos pertencentes ao percurso (artéria) compreendido entre a cabeceira e o nó “k”.

b) Diâmetros mínimo e máximo:

Os diâmetros  $D_i$  devem ser maiores que um diâmetro mínimo adotado ( $D_{\min}$ ) e menores que um diâmetro máximo estimado ( $D_{\max}$ ), ou seja, existe a necessidade da limitação dos diâmetros a serem otimizados pelo Solver (ferramenta de otimização da planilha Excel), minimizando a quantidade de cálculos envolvidos no dimensionamento. Além disso, no caso de uma rede já existente, há redução do número de trechos a serem modificados.

$$D_{\min} \leq D_i \leq D_{\max} \quad (4.3)$$

c) Conservação de energia no anel:

Essa restrição deve garantir que a soma algébrica das perdas de carga dos trechos de um anel seja nula.

$$\sum_{i=1}^{z_k} h_f - \sum_{j=1}^{p_k} E p_j = 0 \quad (4.4)$$

onde:

- $h_f$  - a perda de carga no trecho  $i$ ;
- $z_k$  - o número de trechos no anel  $k$  em questão;
- $E p_j$  - a energia de impulsão aplicada na malha ou anel. Na falta de uma fonte externa de energia fornecida ao anel, o valor de  $\sum E p$  será nulo; e
- $p_k$  - o número de fontes de energia de impulsão dentro do anel  $k$ .

d) Continuidade nos nós:

A soma algébrica das vazões nos nós deve ser igual a zero, ou seja, as vazões que entram devem ser iguais às que saem:

$$\sum_{i=1}^{k_n} Q_{entra_i} - \sum_{j=1}^{q_n} Q_{sai_j} = d_n \quad (4.5)$$

onde:

- $Q_{entra(i)}$  - as vazões dos trechos  $i$  que chegam ao nó  $n$ ;

- $Q_{sai(j)}$  - as vazões dos trechos  $j$  que deixam o nó  $n$ ;
- $d_n$  - a demanda concentrada nesse nó;
- $k_n$  - o número de trechos com vazões chegando ao nó  $n$ ;
- $q_n$  - o número de trechos com vazões saindo do nó  $n$ .

e) Velocidades mínima e máxima admissíveis:

A rede deve funcionar com velocidades de fluxo limitadas, de forma a evitar-se a ocorrência de golpes de aríete, vibrações, como também o desgaste prematuro do sistema. Assim, tem-se:

$$V_{\min} \leq V_i \leq V_{\max} \quad (4.6)$$

onde:

- $V_i$  - velocidade média no trecho  $i$ ;
- $V_{\max}$  - velocidade máxima admissível;
- $V_{\min}$  - velocidade mínima recomendada.

#### 4.2.1.2. Segunda Etapa do Método (Cota de Cabeceira Fixa)

A partir do equilíbrio da rede e dos resultados obtido no pré-dimensionamento, executa-se a segunda etapa do PNL 2000. Assim, para cada trecho, o diâmetro ótimo contínuo, obtido na primeira etapa, é desdobrado em dois diâmetros comerciais, sendo um o imediatamente superior e o outro o imediatamente inferior àquele encontrado. Dessa forma, a função objetivo a ser minimizada será:

$$C(L_{ij}, Q_i) = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^2 L_{ij} P(D_j)_i \quad (4.7)$$

onde:

- $C(L_{ij}, Q_i)$  - é o custo total da rede de distribuição;
- $L_{ij}$  - é o comprimento ocupado pelo diâmetro  $D_j$  no trecho  $i$  considerado;
- $P(D_j)_i$  - é o preço unitário do tubo de diâmetro  $D_j$ ; e
- $m$  - é o número de trechos da rede.

A equação (4.7), tem como variáveis de decisão os comprimentos dos sub-trechos  $l_{ij}$ , e as vazões  $Q_i$ . As restrições (a), (c), (d) e (e) da etapa inicial também devem ser

satisfeitas nesta fase. Além destas, a solução encontrada deve satisfazer a mais dois grupos de restrições, a saber:

f) Comprimento dos sub-trechos:

$$\sum_{j=1}^2 L_{ij} = L_i \quad (4.8)$$

Os comprimentos dos sub-trechos com diâmetros comerciais inferior e superior ao encontrado pela otimização devem ser somados e seus resultados não podem ser diferentes daqueles adotados inicialmente.

g) Não negatividade dos comprimentos dos sub-trechos:

$$L_{ij} \geq 0 \quad (4.9)$$

Na resposta definitiva do dimensionamento ótimo deverá haver algum ou alguns trechos com tubulações de dois diâmetros comerciais distintos, sendo que o de diâmetro maior ocupará o sub-trecho de montante (considerando o sentido do fluxo d'água estabelecido pela vazão) e o de menor diâmetro ocupará o sub-trecho de jusante.

Este detalhe não ocorre nos dimensionamentos convencionais de redes malhadas, efetuados pelos métodos de Hardy-Cross (1936) e do seccionamento fictício, nem em métodos como o de GRANADOS e REDES para redes ramificadas. Normalmente os trechos com dois diâmetros são determinados para redes ramificadas, onde são fixos os sentidos das vazões, o que não ocorre nas redes malhadas. No entanto, esse aspecto não compromete o dimensionamento e a operação da rede malhada pelo método exposto, já que, de acordo com as equações de restrição, impostas ao problema, o sistema de abastecimento atenderá às demandas de pressões e vazões em todos os nós (Gomes, 2001).

#### **4.2.2. Dimensionamento de Redes Malhadas Considerando a Cota de Cabeceira como Variável**

Para o dimensionamento econômico de uma rede, considerando a cota de cabeceira variável, faz-se necessário acrescentar na função objetivo, um novo termo que represente o custo da energia de bombeamento em função dessa cota de cabeceira.

Os gastos com a implantação da rede, representados neste caso pelas tubulações e instalação, são denominados gastos fixos ou de investimento, enquanto que os gastos com a operação (gastos energéticos) são variáveis a incidirem ao longo da vida útil do sistema. Como esses gastos incidem em tempos diferentes, faz-se necessário converter, financeiramente, os gastos fixos em variáveis ou os gastos variáveis em fixos (esta última, foi a alternativa adotada pelo método PNL 2000). Para tanto, faz-se necessário atualizar o custo de operação (energético), mediante a introdução, na função objetivo, de um coeficiente ( $F_a$ ) que transforme os custos anuais em custos atualizados (Gomes, 1999).

Este coeficiente é definido pela seguinte equação:

$$F_a = \frac{(1+e)^n - (1+i)^n}{(1+e) - (1+i)} \times \frac{1}{(1+i)^n} \quad (4.10)$$

onde:

- $i$  - é a taxa de juros anuais;
- $e$  - é a taxa de aumento anual da energia; e
- $n$  - é o número de anos da vida útil da instalação.

#### 4.2.2.1. Primeira Etapa do Método (Cota de Cabeceira Variável)

A função objetivo que será minimizada é expressa por:

$$C(D_i, Q_i, H) = \sum_{i=1}^m L_i P(D_i) + C_h H F_a \quad (4.11)$$

onde:

- $C(D_i, Q_i, H)$  - custo do sistema de abastecimento, em função dos diâmetros dos trechos  $D_i$ , das vazões requeridas nos nós da rede  $Q_i$  e da altura de bombeamento  $H$ ;
- $L_i$  - comprimento do trecho  $i$ ;
- $P(D_i)$  - função que relaciona o preço unitário do tubo do trecho  $i$  com o diâmetro  $D_i$ ;
- $m$  - número de trechos da rede;
- $F_a$  - fator ou coeficiente de atualização do custo de operação (equação 4.10);
- $C_h$  - custo de operação da estação de bombeamento, por unidade de altura manométrica; e

- H - altura manométrica de bombeamento.

Em função da equação básica de potência de conjuntos elevatórios, o custo energético da estação de bombeamento ( $C_h$ ), por altura de impulsão, é expresso por:

$$C_h = \frac{9,81Q}{\eta} n_b p \quad (4.12)$$

onde:

- Q - vazão em  $m^3/s$ ;
- $\eta$  - rendimento esperado do conjunto motor-bomba;
- $n_b$  - número de horas anuais de utilização da estação de bombeamento; e
- p - preço do kwh.

A equação (4.11), com o critério de custo mínimo, representa a função objetivo do método proposto, cujas variáveis de decisão são os diâmetros contínuos  $D_i$ , a altura manométrica de bombeamento H, e as vazões nos trechos  $Q_i$ .

As restrições para o caso de cota piezométrica fixa são as mesmas aplicadas para esta situação.

#### 4.2.2.2. Segunda Etapa do Método (Cota de Cabeceira Variável)

De forma semelhante ao que foi feito no caso anterior, em que a cota piezométrica de cabeceira é tida como fixa, desdobra-se o diâmetro contínuo obtido na primeira etapa, em dois diâmetros comercialmente disponíveis. Assim sendo, a função objetivo a ser minimizada será:

$$C(L_{ij}, Q_i, H) = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^2 L_{ij} P(D_j)_i + C_h H F_a \quad (4.13)$$

onde:

- $L_{ij}$  - é o comprimento ocupado pelo diâmetro  $D_j$  no trecho  $i$  considerado;
- $P(D_j)_i$  - é o preço unitário do tubo de diâmetro  $D_j$  no trecho  $i$ ; e
- $m$  - é o número de trechos da rede.

Esta função objetivo é submetida às mesmas restrições da situação em que a cota piezométrica de cabeceira é fixa.

### 4.3. ADAPTAÇÃO DO PNL 2000 PARA A ANÁLISE DA CONFIABILIDADE DO SISTEMA

O método PNL 2000, conforme descrito no item anterior, apresenta grande capacidade de adaptação às necessidades do usuário, permitindo, por exemplo, a redução ou acréscimo de variáveis de decisão ou de restrições do problema.

Os cálculos de redes malhadas são mais complexos do que os de redes ramificadas e segundo alguns autores (Montesinos *et al.* 1999), com as ferramentas de otimização existentes, não é possível resolver o problema garantindo o ótimo global. Este fato pode ser explicado pelas características das redes malhadas. Os modelos de otimização, quando aplicados a uma única configuração de demanda, resultam em sistemas ramificados ao invés de sistemas malhados, a menos que a solução seja restringida de modo a forçar a formação de anéis (Walski *et al.*, 1987). Restrições para garantir a formação de anéis na rede, como as de diâmetro mínimo, fazem com que a solução ótima seja uma rede ramificada fechada por tubulações de diâmetros mínimos (Quindry *et al.*, 1981). Isto está mostrado na Figura 4.3, onde pode se observar que os modelos de otimização de dimensionamento de redes, geralmente, encontram ao final das redes malhadas menores diâmetros, devido principalmente a diminuição das vazões ao final dos últimos trechos. O próprio modelo PNL 2000 quando não leva em consideração o critério de confiabilidade, encontra essa configuração com diâmetros mínimos ao final das redes malhadas.

Essa situação será evitada na metodologia de dimensionamento proposto, pois, o modelo PNL 2000 será adaptado, a fim de que os trechos avariados sejam simulados, de forma que a vazão possa circular o anel, e atender ao nó do trecho avariado. Desta maneira, os trechos de jusante da rede não terão diâmetros mínimos, pois as vazões serão maiores do que as consideradas, caso se a rede fosse dimensionada pelo método padrão. Desta forma, o modelo incorporará as possíveis condições de falha e testará a confiabilidade da rede, prevendo o atendimento contínuo de água em todos os nós, mesmo que haja situações anormais na rede. Estas anomalias serão especificadas mais detalhadamente a seguir.

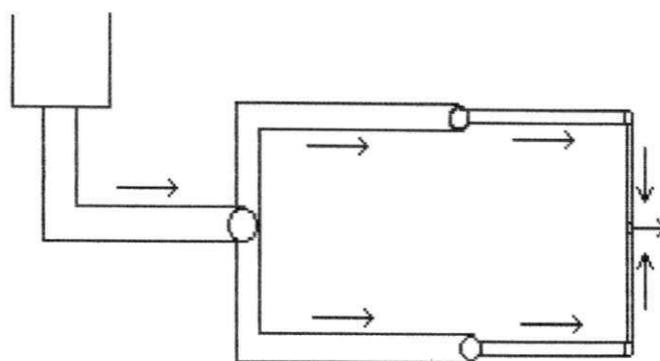


Figura 4.3: Esquema encontrado pelos métodos de otimização para o dimensionamento de redes malhadas.

No caso em estudo, o modelo deve prever o comportamento hidráulico de uma rede malhada, considerando diversas configurações de falha, de modo a verificar a confiabilidade do sistema em termos de atendimento a todos os pontos de consumo. As hipóteses básicas são:

- no caso de falha em um trecho, consideram-se reduções no atendimento à demanda dos nós a jusante do mesmo;
- considera-se, em todos os casos simulados, que as vazões serão reduzidas apenas no valor da redução de demanda relativa ao(s) trecho(s) com falha;
- a relação custo x confiabilidade da rede deve prever que, quanto mais confiável for uma rede de distribuição, mais onerosa ou cara ela será.

Para esse estudo, foram consideradas as seguintes situações a serem simuladas:

- um ou mais trechos da rede são colocados fora de operação;
- redução gradual da demanda em certos nós da rede para avaliar o comportamento da confiabilidade do sistema;
- as duas situações anteriores, simultaneamente.

O grau de confiabilidade do sistema está relacionado com a sua performance em cada situação crítica. Assim, essas simulações poderão auxiliar no levantamento de custos necessários para o aprimoramento do sistema e melhoria das condições de confiabilidade.

As simulações serão efetuadas através da aplicação do PNL 2000 a duas redes malhadas:

- a primeira, hipotética (Gomes, 2002), que permite a aplicação do método para a Cota de Cabeceira Variável.

- a segunda, real, é a que abastece o bairro do Bessa na cidade de João Pessoa – PB, implicando na aplicação do método para o caso de Cota de Cabeceira Fixa.

Para ambas as redes, apenas os grandes anéis são considerados nas simulações, tendo em vista a sua importância para a rede de abastecimento. Por exemplo, no caso de rompimento de tubulação ou interrupção de fornecimento de água por qualquer outro motivo (falha em componentes da rede, obstruções, queda de energia, variação inesperada da demanda, etc.) no grande anel, os setores secundários também sofrerão interrupção do fornecimento de água, onde no grande anel apresentam-se os maiores diâmetros da rede, implicando no maior custo de instalação, onde poderíamos perceber melhor a relação custo x confiabilidade.

#### 4.4. ANÁLISE ENTRE CUSTO E CONFIABILIDADE DA REDE DE DISTRIBUIÇÃO

Em relação à redução do custo de implantação, a pesquisa bibliográfica feita, indica que a grande maioria dos modelos de minimização de custo pode ser adaptado a situações particulares e o PNL 2000 se enquadra nesta situação.

A inserção das variáveis econômicas, utilizadas normalmente em dimensionamento econômico, está presente por ser um fator de decisão e por estar diretamente ligado aos resultados obtidos em simulações. Normalmente, tem-se em um dimensionamento econômico, a utilização dessa variável econômica como *Função Objetivo*, sendo exigida a sua minimização. No entanto, o aumento da confiabilidade de uma rede de abastecimento implica em custos mais altos (diâmetros maiores, melhores equipamentos e componentes, etc.), ou seja, o dimensionamento que priorize a confiabilidade da rede não pode ser feito objetivando apenas um custo ótimo ou mínimo; pode-se, entretanto, considerar o mínimo custo possível para um certo grau de atendimento da confiabilidade desejada, ou seja, de acordo com os resultados das simulações, escolher-se-á a simulação que obtiver um custo ótimo, onde o modelo conseguirá prever o atendimento contínuo de todos os nós da rede (inclusive os nós mais desfavoráveis), onde este custo teria uma confiabilidade razoável.

Para tentar quantificar esta relação entre custo e confiabilidade da rede, pode-se observar que a confiabilidade está diretamente relacionada com a sua capacidade de atender requisitos de performance durante situações anormais na rede e esta capacidade é

função das pressões e vazões nos nós da rede. Com isso, pode-se prever o comportamento da rede, com simulação de falhas, ou seja, quantificando a relação custo x confiabilidade, de acordo com a diminuição da demanda nos nós mais desfavoráveis. Estes seriam os nós que estariam a jusante dos trechos fora de operação ou avariados. Foram adotados esses critérios de simulações de falhas na rede, devido a revisão bibliográfica demonstrar que, nestas situações a confiabilidade pode ser melhor mensurada.

Assim pode-se prever através do PNL 2000, o comportamento hidráulico das redes, de acordo com a configuração de falha atribuída a estas, com o objetivo de testar a confiabilidade das redes e tentar, como todos os modelos de minimização de custos, encontrar um custo relativamente baixo para uma rede confiável.

## CAPÍTULO V

### RESULTADOS E DISCUSSÕES

#### 5.1. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Para a aplicação da metodologia apresentada no Capítulo anterior, foram escolhidos dois exemplos encontrados na literatura, em que o dimensionamento já havia sido feito utilizando outras metodologias ou até mesmo o próprio PNL 2000, e que servirá de comparação para os resultados obtidos neste trabalho.

O primeiro exemplo utilizado para a análise da confiabilidade da rede trata de uma rede fictícia, dispondo de um Grande Setor, retirado de Gomes (2002). Composto por dois anéis, alimentados por um reservatório elevado, o sistema foi dimensionado para a situação de cota de cabeceira variável.

O segundo exemplo trata de uma rede real, dimensionada pela CAGEPA, em 1982, para abastecer o bairro do Bessa, na cidade de João Pessoa – PB. Esse sistema foi otimizado por Leal (1995) através de duas metodologias: Granados (Gomes, 1997) e WADISO (Gessler e Walski, 1995), e ainda utilizada por Formiga (1999). Neste exemplo, será utilizada apenas uma situação, em que a cota de cabeceira é fixa.

O primeiro exemplo será mostrado detalhadamente, enquanto o segundo, que é semelhante ao primeiro, será demonstrado resumidamente.

## 5.2. EXEMPLO 1

A rede considerada neste exemplo é formada por oito trechos, distribuídos em dois anéis e alimentados por um reservatório elevado como é mostrado na figura abaixo:

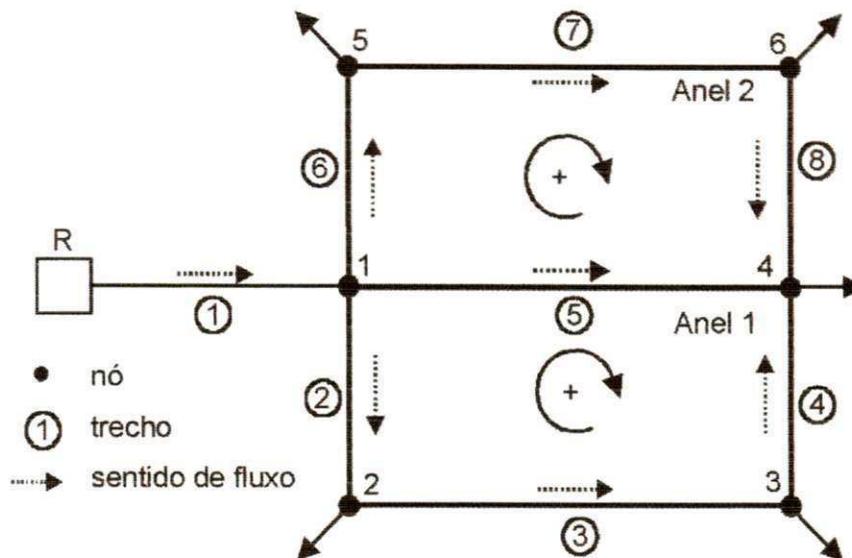


Figura 5.1: Layout do Grande Setor. (Gomes, 2002).

Como foi mencionado no Capítulo IV, será feita uma adaptação no Método PNL 2000, de maneira que ele possa testar o comportamento hidráulico desta rede quando da ocorrência de falhas no sistema. Para o dimensionamento ótimo, a simulação será realizada considerando as seguintes condições de contorno simultaneamente (três situações):

- a primeira, a rede com o seu dimensionamento otimizado, sem trechos fora de operação (ver Figura 5.1);
- a segunda, em que o trecho “dois” fica fora de operação (vazão nula neste trecho); e
- a terceira, em que o trecho “seis” fica fora de operação (vazão nula neste trecho).

Quando o trecho “dois” estiver fora de operação, a vazão total que se repartiria no nó “um”, se dividirá através do trecho “cinco” e do trecho “seis”, dando a volta no anel, até atender ao nó “dois” (nó mais desfavorável). Quando o trecho “seis” estiver fora de operação, a vazão total se dividirá através do trecho “cinco” e do trecho “dois”, dando a volta no anel, até atender ao nó “cinco” (nó mais desfavorável). Isto implica na ocorrência de maiores vazões no final da rede e, conseqüentemente, em maiores diâmetros para a rede como um todo, o que a torna similar a uma rede ramificada (trechos “quatro” e “oito”).

A confiabilidade da rede estará garantida pela sua capacidade em abastecer continuamente os nós “dois” e “cinco”, considerando que poderá haver rompimentos no trecho “dois” e “seis”. Os nós “dois” e “cinco” seriam os mais prejudicados com a falha de seus trechos a montante, já que a vazão teria que contornar toda a rede até chegar a eles, mantendo suas demandas.

Essas simulações foi feita para a cota de cabeceira variável, comparando-se seus resultados com os obtidos por Gomes (2002).

### 5.2.1. Com a Cota de Cabeceira Variável

Para fazer o dimensionamento econômico (custo mínimo) dessa rede, com a cota de cabeceira variável e levando-se em consideração o atendimento contínuo da vazão fornecida, devem ser minimizados os diâmetros dos trechos da rede e a altura do reservatório elevado, considerando-se os preços de implantação das tubulações e o custo de operação (energético) do conjunto motor-bomba, que impulsionará a água para o reservatório. O nível da água de captação (poço de sucção) está na cota 30 m, que coincide com a cota altimétrica do terreno. A altura manométrica inicialmente atribuída foi de 24 m.

A Tabela 5.1 apresenta as demandas e as cotas altimétricas do terreno nos nós dos anéis em questão, enquanto a Tabela 5.2 fornece os dados referentes aos comprimentos dos trechos dos anéis.

A pressão mínima imposta aos nós do Grande Setor é de 25 mca, mesmo nos nós “dois” e “cinco”, que seriam os mais desfavoráveis desta rede, quando os trechos “dois” e “seis” estiverem fora de operação. As velocidades máximas e mínimas admitidas nos trechos da rede são de 3,0 m/s e 0,2 m/s, respectivamente.

Tabela 5.1: Dados de vazões demandadas, cotas altimétricas e pressão requerida (GOMES, 2002).

Nó	Vazão (l/s)	Cota (m)
1	0,00	6,0
2	47,78	5,5
3	80,32	5,5
4	208,6	6,0
5	43,44	4,5
6	40,29	4,0
<b>TOTAL =</b>		<b>420,43 l/s</b>
<b>Pressão Requerida = 25 mca</b>		

Tabela 5.2: Comprimento dos trechos (GOMES, 2002).

Trecho	Comp. (m)
1	2540
2	1230
3	1430
4	1300
5	1490
6	1210
7	1460
8	1190

Os dados referentes aos custos de implantação dos tubos (em reais por metro), material utilizado e o conjunto de diâmetros internos, em função dos seus diâmetros nominais utilizados se encontram na Tabela 5.3:

Tabela 5.3: Preço de implantação dos tubos (R\$/m) (Gomes, 2002).

Diâmetro Nominal (DN)	Material do Tubo	Diâmetro Interno (mm)	Custo do Tubo (R\$/m)	Custo de Montagem (R\$/m)	Custo de Implantação (R\$/m)
100	PVC	108,4	12,80	20,00	32,80
150	PVC	156,4	23,41	20,00	43,41
200	PVC	204,2	39,24	20,00	59,24
250	PVC	252,0	58,52	20,00	78,52
300	PVC	299,8	83,12	20,00	103,12
350	FoFo	381,0	185,82	40,00	225,82
400	FoFo	432,0	227,66	40,00	267,66
450	FoFo	483,0	262,63	40,00	302,63
500	FoFo	535,0	309,29	40,00	349,29
600	FoFo	638,0	393,37	40,00	433,37

O material da tubulação usada no sistema é de ferro dúctil para tubos de diâmetros superiores a DN 300 e de PVC para diâmetros nominais situados entre 100 e 300. Os tubos de PVC rígido, são do tipo DEFoFo (diâmetros externos idênticos aos de ferro fundido), fabricados de acordo com a Norma NBR 7665 da ABNT, dimensionados para trabalhar com água a 20°C e pressões de serviço máximas de 1MPa (100 mca), incluindo as variações dinâmicas. Os tubos de ferro dúctil são da Classe K-7, cujas pressões máximas de serviço são de 1,9 MPa para o diâmetro DN 350 e de 1,8 MPa para os diâmetros DN 400 e 600. Os coeficientes de rugosidade “C”, da fórmula de Hazen-Williams, que serão utilizados nos

cálculos das perdas de carga, são de 145, para os tubos de PVC, e de 130 para os de ferro dúctil.

A equação utilizada para o cálculo das perdas de carga nos trechos foi a de Hazen-Williams:

$$h_f = \omega \cdot \left( \frac{Q}{C} \right)^a \cdot \frac{L}{D^b} \quad (5.1)$$

Os coeficientes  $a$ ,  $b$  e  $\omega$  variam de pesquisador para pesquisador, mas como a comparação desta rede seria com relação a Gomes (2002), adotou-se os mesmos coeficientes usados naquele trabalho:

- $\omega = 10,66$ ;
- $a = 1,852$ ;
- $b = 4,87$ .

No caso do dimensionamento econômico com o nível de água do reservatório a ser determinado, faz-se necessário conhecer os dados sobre o bombeamento do sistema. Os custos e regime de bombeamento seriam:

- número de horas de bombeamento diário – 20 h.;
- rendimento esperado do conjunto motor-bomba – 75%;
- tempo de vida útil do projeto – 20 anos;
- taxa de juro anual – 12%;
- taxa de aumento anual da energia – 6%;
- custo do kWh (incluindo a tarifa de demanda) – R\$ 0,071.

O primeiro passo para se iniciar a aplicação do método e a formulação da função objetivo é definir a função que relaciona a variação do preço do tubo com o diâmetro. A equação que relaciona o custo de implantação da tubulação  $P(D)$  com o seu diâmetro “D” é colocada na forma de gráfico; é feito o ajuste da curva (Figura 5.2), através de análise de regressão linear, usando o método dos mínimos quadrados (correlação) e encontrada a sua linha de tendência e a equação de descrição da curva (utilizando, para isto, uma ferramenta da planilha Excel).

A equação obtida, a partir dos dados da Tabela 5.3 (coluna 6 versus coluna 3), é:

$$P(D) = 0,0129 \cdot D^{1,6165} \quad (5.2)$$

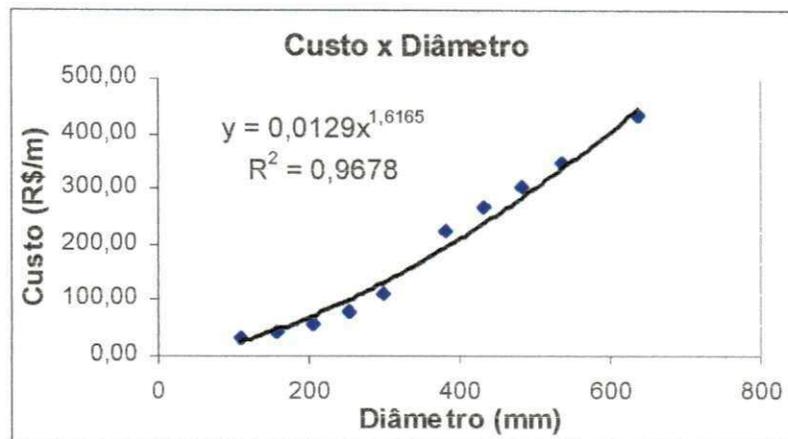


Figura 5.2: Curva de ajuste do custo de implantação das tubulações versus diâmetro do tubo.

Esta equação foi a mesma utilizada por Gomes (2002). O segundo passo é encontrar o custo unitário de operação da estação elevatória,  $C_h$ , que é dado pela equação (4.12). Substituindo-se os valores encontrados naquela equação, tem-se:

$$C_h = \frac{9,81 \times 0,42043 \times 20 \times 365 \times 0,071}{0,75} = 2.850,04 \text{ R\$/m/ano} \quad (5.3)$$

E por último, antes de aplicamos o método propriamente dito, faz-se necessário atualizar o custo de operação (energético), transformando os custos anuais em custos atualizados. Isto é feito através da equação (4.10), resultando:

$$Fa = \frac{(1 + 0,06)^{20} - (1 + 0,12)^{20}}{(1 + 0,06) - (1 + 0,12)} \times \frac{1}{(1 + 0,12)^{20}} = 11,13 \quad (5.4)$$

### 5.2.1.1. 1ª Etapa

Nesta primeira etapa a função objetivo a ser minimizada tem como variáveis de decisão, os diâmetros dos tubos, as vazões nos trechos e a cota de cabeceira. Além da mensuração da confiabilidade, o modelo avaliará a relação entre custo, confiabilidade e capacidade da rede. Assim, a partir da rede com o seu dimensionamento otimizado, sem trechos fora de operação, poder-se-á simular diversas formas de aumentar a capacidade hidráulica da rede (aumentando os diâmetros encontrados, aumentando as demandas, melhorando os componentes, etc), aumentando a confiabilidade desta e conseqüentemente aumentando o seu custo. Como trabalhar-se-á com situações críticas (rompimentos de

trechos), a rede deve ser totalmente confiável para garantir o abastecimento contínuo de todos os nós, ou seja, a função objetivo sempre procurará um mínimo, porém, no caso em estudo a rede nunca alcançará um custo considerado ótimo.

Como há três condições de contorno, já explicadas anteriormente, a função objetivo e as equações de restrição são formuladas levando em consideração que as três condições sejam resolvidas, simultaneamente, na otimização.

Como o exemplo constitui-se de uma rede de oito trechos, o comprimento de cada trecho é multiplicado pelo custo do respectivo tubo, encontrando-se os custos de cada trecho e efetuando o seu somatório. A este custo total da rede, é adicionado o custo de operação atualizado. Assim, de acordo com a equação (4.11), tem-se que:

$$C(D_i, Q_i, H) = [2.540 \cdot P(D_1) + 1.230 \cdot P(D_2) + 1.430 \cdot P(D_3) + 1.300 \cdot P(D_4) + 1.490 \cdot P(D_5) + 1.210 \cdot P(D_6) + 1.460 \cdot P(D_7) + 1.190 \cdot P(D_8)] + (2.850,04 \times 11,13 \times H) \quad (5.5)$$

Substituindo  $P(D_i)$  pela expressão (5.2), têm-se:

$$C(D_i, Q_i, H) = [2.540 \times 0,0129(D_1)^{1,6165} + 1.230 \times 0,0129(D_2)^{1,6165} + 1.430 \times 0,0129(D_3)^{1,6165} + 1.300 \times 0,0129(D_4)^{1,6165} + 1.490 \times 0,0129(D_5)^{1,6165} + 1.210 \times 0,0129(D_6)^{1,6165} + 1.460 \times 0,0129(D_7)^{1,6165} + 1.190 \times 0,0129(D_8)^{1,6165}] + (2.850,04 \times 11,13 \times H) \quad (5.6)$$

Esta função estará sujeita às seguintes restrições:

- a) Pressão mínima requerida nos nós

Para qualquer nó da rede, a queda de pressão entre o reservatório de alimentação e o nó considerado será a mesma, independente do percurso escolhido entre a alimentação e o nó. A restrição de pressão mínima impõe que em todos os nós da rede a pressão disponível seja maior ou igual a 25 mca. Isto deve ser garantido até nos nós “dois” e “cinco”, que ficam a jusante dos trechos avariados. Para cada nó, há três equações de restrições, devido às três condições de contorno (simulando com a rede normal e com cada um dos dois trechos avariados). Portanto, ter-se-á dezoito equações de restrição a serem desenvolvidas, seis em cada situação de contorno.

O caminho escolhido para qualquer nó em questão deve ser o mais curto, de modo a diminuir o tamanho da equação de restrição, porém, como os trechos avariados escolhidos foram justamente os que estavam ligados à linha tronco (forçando a vazão total a dar a volta em todo anel, permitindo observar o comportamento da rede do ponto de vista da

confiabilidade), a equação encontrada será um pouco maior do que a encontrada para a rede dimensionada com os trechos normais. Por exemplo, no caso do nó 5, o caminho mais adequado para se escolher entre o reservatório e este nó seria (trechos 1 e 6), mas, quando o trecho 6 estiver fora de operação ter-se-á duas escolhas (trechos 1, 5, 8 e 7 ou trechos 1, 2, 3, 4, 8 e 7; escolhe-se, pois, a primeira, que implica no menor percurso).

Com isso, para um determinado nó da rede, a cota piezométrica no reservatório, menos as perdas de carga dos trechos situados em série, num percurso entre a origem e o nó considerado, deve ser maior ou igual a 25 mca, mais a cota topográfica do nó.

A cota piezométrica do reservatório “Z” do Grande Setor é igual à altura manométrica “H” a ser determinada, mais a cota do terreno na origem, que é de 30 metros, ou seja:

$$Z = H + 30 \quad (5.7)$$

A equação de perda de carga contínua utilizada neste exemplo é a de Hazen-Williams (5.1), já citada anteriormente. Assim, as equações de restrições serão:

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\text{Nó 1: } Z - (h_{f1}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.8a)$$

$$\text{Nó 2: } Z - (h_{f1} + h_{f2}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.8b)$$

$$\text{Nó 3: } Z - (h_{f1} + h_{f2} + h_{f3}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.8c)$$

$$\text{Nó 4: } Z - (h_{f1} + h_{f5}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.8d)$$

$$\text{Nó 5: } Z - (h_{f1} + h_{f6}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.8e)$$

$$\text{Nó 6: } Z - (h_{f1} + h_{f6} + h_{f7}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.8f)$$

- Para o trecho dois avariado:

$$\text{Nó 1: } Z - (h_{f1}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.8g)$$

$$\text{Nó 2: } Z - (h_{f1} + h_{f5} + h_{f4} + h_{f3}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.8h)$$

$$\text{Nó 3: } Z - (h_{f1} + h_{f5} + h_{f4}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.8i)$$

$$\text{Nó 4: } Z - (h_{f1} + h_{f5}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.8j)$$

$$\text{Nó 5: } Z - (h_{f1} + h_{f6}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.8k)$$

$$\text{Nó 6: } Z - (h_{f1} + h_{f6} + h_{f7}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.8l)$$

- Para o trecho seis avariado:

$$\text{Nó 1: } Z - (h_{f1}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.8m)$$

$$\text{Nó 2: } Z - (h_{f1} + h_{f2}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.8n)$$

$$\text{Nó 3: } Z - (h_{f1} + h_{f2} + h_{f3}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.8o)$$

$$\text{Nó 4: } Z - (h_{f1} + h_{f5}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.8p)$$

$$\text{Nó 5: } Z - (h_{f1} + h_{f5} + h_{f8} + h_{f7}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.8q)$$

$$\text{Nó 6: } Z - (h_{f1} + h_{f5} + h_{f8}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.8r)$$

b) Diâmetros mínimos e máximos

Todos os diâmetros internos devem ser maiores ou iguais a 108,4 mm e menores ou iguais a 638,0 mm, que é a faixa de diâmetros disponíveis para o projeto. Como são oito trechos e cada trecho possui duas restrições, têm-se 16 restrições de diâmetros:

$$108,4 \leq D_1 \leq 638 \quad (5.9a)$$

$$108,4 \leq D_2 \leq 638 \quad (5.9b)$$

$$108,4 \leq D_3 \leq 638 \quad (5.9c)$$

$$108,4 \leq D_4 \leq 638 \quad (5.9d)$$

$$108,4 \leq D_5 \leq 638 \quad (5.9e)$$

$$108,4 \leq D_6 \leq 638 \quad (5.9f)$$

$$108,4 \leq D_7 \leq 638 \quad (5.9g)$$

$$108,4 \leq D_8 \leq 638 \quad (5.9h)$$

c) Conservação de energia nos anéis

Esta restrição deve garantir que em cada anel, o somatório das perdas de carga seja nulo, ou seja, escolhendo-se um nó qualquer do anel, o somatório das perdas de carga obtidas por um determinado percurso é igual ao somatório das perdas de cargas encontradas pelo percurso oposto.

A rede deste exemplo é composta por dois anéis, o que proporcionaria duas equações de restrição, uma para cada anel. Serão consideradas como positivas as perdas em que o sentido da vazão é o mesmo que o arbitrado para o anel (no caso contrário, as perdas serão negativas).

Ter-se-á então duas equações para cada situação de contorno. Porém quando um anel estiver com um dos seus trechos fora de operação, a equação da conservação de energia não poderá ser aplicada já que o anel estará aberto, não havendo interconexão dos tubos. Com isso, só haverá quatro equações de restrição, duas para quando a rede estiver com todos os trechos normais e uma para cada situação com um trecho avariado:

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\text{Anel 1: } h_{f5} - h_{f4} - h_{f3} - h_{f2} = 0 \quad (5.10)$$

$$\text{Anel 2: } h_{f6} + h_{f7} + h_{f8} - h_{f5} = 0 \quad (5.11)$$

- Com o trecho “dois” avariado: Só teremos a equação de restrição para o anel 2 (ver figura 5.1), pois, o anel 1 não teria como garantir a Lei da Conservação de Energia.

$$\text{Anel 2: } h_{f6} + h_{f7} + h_{f8} - h_{f5} = 0 \quad (5.12)$$

- Com o trecho “seis” avariado: Só teremos a equação de restrição para o anel 1 (ver figura 5.1), pois, o anel 2 não teria como garantir a Lei da Conservação de Energia.

$$\text{Anel 1: } h_{f5} - h_{f4} - h_{f3} - h_{f2} = 0 \quad (5.13)$$

#### d) Continuidade nos nós

Por esta restrição, tem-se que a soma algébrica das vazões nos nós deve ser igual a zero, ou seja, as vazões que entram devem ser iguais às que saem. Como a rede possui seis nós, haverá dezoito equações de restrição desse tipo (seis para cada situação de contorno). Considerando as vazões em l/s, as equações de restrição serão:

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\text{Nó 1: } (Q_1 - Q_2 - Q_5 - Q_6) = 0 \quad (5.14a)$$

$$\text{Nó 2: } (Q_2 - Q_3) = 47,78 \quad (5.14b)$$

$$\text{Nó 3: } (Q_3 - Q_4) = 80,32 \quad (5.14c)$$

$$\text{Nó 4: } (Q_4 + Q_5 + Q_8) = 208,6 \quad (5.14d)$$

$$\text{Nó 5: } (Q_6 - Q_7) = 43,44 \quad (5.14e)$$

$$\text{Nó 6: } (Q_7 - Q_8) = 40,29 \quad (5.14f)$$

- Para o trecho “dois” avariado:

$$\text{Nó 1: } (Q_1 - Q_2 - Q_5 - Q_6) = 0 \quad (5.14g)$$

$$\text{Nó 2: } (Q_2 - Q_3) = 47,78 \quad (5.14h)$$

$$\text{Nó 3: } (Q_3 - Q_4) = 80,32 \quad (5.14i)$$

$$\text{Nó 4: } (Q_5 + Q_8 - Q_4) = 208,6 \quad (5.14j)$$

$$\text{Nó 5: } (Q_6 - Q_7) = 43,44 \quad (5.14k)$$

$$\text{Nó 6: } (Q_7 - Q_8) = 40,29 \quad (5.14l)$$

- Para o trecho “seis” avariado:

$$\text{Nó 1: } (Q_1 - Q_2 - Q_5 - Q_6) = 0 \quad (5.14m)$$

$$\text{Nó 2: } (Q_2 - Q_3) = 47,78 \quad (5.14n)$$

$$\text{Nó 3: } (Q_3 - Q_4) = 80,32 \quad (5.14o)$$

$$\text{Nó 4: } (Q_4 + Q_5 - Q_8) = 208,6 \quad (5.14p)$$

$$\text{Nó 5: } (Q_7 - Q_6) = 43,44 \quad (5.14q)$$

$$\text{Nó 6: } (Q_8 - Q_7) = 40,29 \quad (5.14r)$$

- e) Velocidades máximas e mínimas adotadas

De acordo com a Norma Brasileira de Redes de Distribuição de Água para o Abastecimento Público, NBR 12218/94, a velocidade máxima nas tubulações deve ser de 3,5 m/s e a mínima de 0,6 m/s.

O critério de velocidade mínima só foi imposto para a situação de contorno sem trechos avariados (oito equações), visto que para as demais situações de contorno, a vazão e a velocidade serão nulas nos trechos avariados.

O critério de velocidade máxima foi adotado para as três situações de contorno, considerando-se o valor de 3 m/s. Para esta restrição, têm-se velocidades máximas admissíveis em cada trecho da rede e como a rede tem oito trechos, ter-se-ão oito equações de restrição para cada situação de contorno:

- Velocidade Mínima para a rede sem trechos avariados:

$$V_1 \geq 0,2 \text{ m/s} \quad (5.15a)$$

$$V_2 \geq 0,2 \text{ m/s} \quad (5.15b)$$

$$V_3 \geq 0,2 \text{ m/s} \quad (5.15c)$$

$$V_4 \geq 0,2 \text{ m/s} \quad (5.15d)$$

$$V_5 \geq 0,2 \text{ m/s} \quad (5.15e)$$

$$V_6 \geq 0,2 \text{ m/s} \quad (5.15f)$$

$$V_7 \geq 0,2 \text{ m/s} \quad (5.15g)$$

$$V_8 \geq 0,2 \text{ m/s} \quad (5.15h)$$

- Velocidade Máxima para as três situações de contorno:

$$V_1 \leq 3 \text{ m/s} \quad (5.15i)$$

$$V_2 \leq 3 \text{ m/s, situação sem trechos avariados} \quad (5.15j)$$

$$V_3 \leq 3 \text{ m/s} \quad (5.15k)$$

$$V_4 \leq 3 \text{ m/s} \quad (5.15l)$$

$$V_5 \leq 3 \text{ m/s} \quad (5.15m)$$

$$V_6 \leq 3 \text{ m/s, situação sem trechos avariados} \quad (5.15n)$$

$$V_7 \leq 3 \text{ m/s} \quad (5.15o)$$

$$V_8 \leq 3 \text{ m/s} \quad (5.15p)$$

f) Vazão nula no trecho avariado

Considerando a escolha dos trechos “dois” e “seis” nas situações de contorno com trechos avariados, haverá uma equação para cada trecho, indicando a sua avaria pelo valor nulo da vazão:

- Para o trecho dois avariado:

$$Q_2 = 0 \quad (5.16)$$

- Para o trecho seis avariado:

$$Q_6 = 0 \quad (5.17)$$

Montadas as equações de restrição, procede-se à otimização, utilizando o algoritmo GRG2 disponível na ferramenta Solver da Planilha Excel<sup>®</sup>. Os resultados obtidos nesta primeira etapa, constituem-se em um pré-dimensionamento para as três condições de contorno: rede sem trechos avariados, para o trecho “dois” avariado e trecho “seis” avariado, e são mostrados nas Tabelas 5.4, 5.5 e 5.6:

Tabela 5.4a: Resultados da otimização da primeira etapa sem nenhum trecho avariado.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas (mca)	Veloc. (m/s)
1	420,43	615,59	2540	7,03	1,41
2	153,19	464,51	1230	2,07	0,90
3	105,41	429,67	1430	1,76	0,73
4	25,09	399,65	1300	0,16	0,20
5	171,81	441,08	1490	3,98	1,12
6	95,43	381,96	1210	2,20	0,83
7	51,99	336,09	1460	1,60	0,59
8	11,70	272,94	1190	0,19	0,20
<b>H (mca)</b>	<b>21,7</b>		<b>C. da Tubulação (R\$)</b>		<b>2.941.085,39</b>
<b>Z (mca)</b>	<b>51,7</b>		<b>C. Energet. Atualiz. (R\$)</b>		<b>688.394,75</b>
			<b>Custo Total (R\$)</b>		<b>3.629.480,14</b>

Tabela 5.4b: Resultados da otimização da primeira etapa sem nenhum trecho avariado.

Nó	Alt. Piez. (mca)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
1	44,67	0,00	6,0	38,67
2	42,60	47,78	5,5	37,10
3	40,85	80,32	5,5	35,35
4	40,69	208,6	6,0	34,69
5	42,48	43,44	4,5	37,98
6	40,87	40,29	4,0	36,87

Tabela 5.5a: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho dois avariado.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas (mca)	Veloc. (m/s)
1	420,43	615,59	2540	7,03	1,41
2	<b>0,00</b>	464,51	1230	0,00	<b>0,00</b>
3	47,78	429,67	1430	0,41	0,33
4	128,10	399,65	1300	3,26	1,02
5	289,94	441,08	1490	10,50	1,90
6	130,49	381,96	1210	3,92	1,14
7	87,05	336,09	1460	4,17	0,98
8	46,76	272,94	1190	2,42	0,80
<b>H (mca)</b>	21,7		<b>C. da Tubulação (R\$)</b>		<b>2.941.085,39</b>
<b>Z (mca)</b>	51,7		<b>C. Energet. Atualiz. (R\$)</b>		<b>688.394,75</b>
			<b>Custo Total (R\$)</b>		<b>3.629.480,14</b>

Tabela 5.5b: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho dois avariado.

Nó	Alt. Piez. (mca)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
1	44,67	0,00	6,0	38,67
2	30,50	47,78	5,5	<b>25,00</b>
3	30,91	80,32	5,5	25,41
4	34,17	208,6	6,0	28,17
5	40,75	43,44	4,5	36,25
6	36,59	40,29	4,0	32,59

Tabela 5.6a: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho seis avariado.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas (mca)	Veloc. (m/s)
1	420,43	615,59	2540	7,03	1,41
2	189,15	464,51	1230	3,06	1,12
3	141,37	429,67	1430	3,03	0,97
4	61,05	399,65	1300	0,83	0,49
5	231,28	441,08	1490	6,91	1,51
6	<b>0,00</b>	381,96	1210	0,00	<b>0,00</b>
7	43,44	336,09	1460	1,15	0,49
8	83,73	272,94	1190	7,11	1,43
<b>H (mca)</b>	21,7			<b>C. da Tubulação (R\$)</b>	<b>2.941.085,39</b>
<b>Z (mca)</b>	<b>51,7</b>			<b>C. Energet. Atualiz. (R\$)</b>	<b>688.394,75</b>
				<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>3.629.480,14</b>

Tabela 5.6b: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho seis avariado.

Nó	Alt. Piez. (mca)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
1	44,67	0,00	6,0	38,67
2	41,62	47,78	5,5	36,12
3	38,59	80,32	5,5	33,09
4	37,76	208,6	6,0	31,76
5	29,50	43,44	4,5	<b>25,00</b>
6	30,65	40,29	4,0	26,65

Observa-se que o modelo conseguiu adaptar-se às mudanças feitas para permitir o teste da confiabilidade da rede. Os resultados para a 1ª etapa demonstram que o modelo, mesmo simulando em paralelo as três condições de contorno, conseguiu atender todas as restrições impostas neste pré-dimensionamento.

Com os trechos “dois” e “seis” fora de operação e com vazão nula – conforme restrições – não foram encontrados diâmetros mínimos para os trechos “quatro” e “oito”, garantindo a confiabilidade da rede. O mesmo não aconteceu no dimensionamento encontrado por Gomes (2002), que será mostrado na comparação de resultados mais à frente, o qual encontrou os diâmetros mínimos (108,4 mm) para estes dois últimos trechos.

As pressões mínimas (25 mca) foram atendidas em todos os nós da rede, até nos nós “cinco” e “dois”, que seriam os nós mais desfavoráveis quando os trechos “dois” e “seis” estivessem fora de operação, respectivamente. Sem nenhum trecho avariado, as pressões simuladas ficaram bem acima do mínimo pretendido. Esta seria a outra condição de

confiabilidade nesta rede: abastecer continuamente todos os nós mesmo com um trecho fora de operação.

Os valores encontrados para a 1ª etapa são valores contínuos para os diâmetros, e são iguais para as três condições de contorno, visto que devem atender às três condições simultaneamente, assim como os custos encontrados também serão os mesmos para as três condições. A cota piezométrica original tem como valor 54 m (seria a soma da altura manométrica inicialmente atribuída de 24 m, com a cota altimétrica do terreno na captação); para esta 1ª etapa, o valor encontrado é de 51,7 m, minimizando, assim, a cota original e atendendo o outro objetivo, que é minimizar o custo energético.

### 5.2.1.2. 2ª Etapa

A partir dos resultados dos diâmetros e vazões obtidos na primeira etapa do dimensionamento (Tabelas 5.4, 5.5 e 5.6), executa-se um novo processo de otimização, com alteração de algumas variáveis de decisão do problema. Agora, o diâmetro não será mais variável de decisão, passando a sê-la, no seu lugar, o comprimento dos sub-trechos.

Para cada trecho serão adotados dois diâmetros comerciais, um imediatamente superior, e outro imediatamente inferior ao obtido na primeira etapa. A Tabela 5.7 mostra os diâmetros comerciais utilizados, para as três condições de contorno adotadas.

Tabela 5.7: Diâmetros comerciais utilizados na segunda etapa para os dois trechos.

Trecho	Diâmetro Encontrado (mm)	Diâmetro Comerciais (mm)
1	615,59	500
		600
2	464,51	450
		500
3	429,67	400
		450
4	399,65	350
		400
5	441,08	400
		450
6	381,96	350
		400
7	336,09	300
		350
8	272,94	250
		300

Como há três condições de contorno, a função objetivo e as equações de restrição para a segunda etapa serão formuladas levando em consideração que as três condições sejam resolvidas, simultaneamente, na otimização. O custo total do sistema de abastecimento (rede mais energia de bombeamento), será, conforme a equação 4.11:

$$C(L_{ij}, Q_i, H) = [(I_{1,500} \times P(500) + I_{1,600} \times P(600)) + (I_{2,450} \times P(450) + I_{2,500} \times P(500)) + (I_{3,400} \times P(400) + I_{3,450} \times P(450)) + (I_{4,350} \times P(350) + I_{4,400} \times P(400)) + (I_{5,400} \times P(400) + I_{5,450} \times P(450)) + (I_{6,350} \times P(350) + I_{6,400} \times P(400)) + (I_{7,300} \times P(300) + I_{7,350} \times P(350)) + (I_{8,250} \times P(250) + I_{8,300} \times P(300))] + (2.850,04 \times 11,13 \times H) \quad (5.18)$$

Substituindo os valores dos tubos (Tabela 5.3), tem-se:

$$C(L_{ij}, Q_i, H) = [(349,29 \times I_{1,500} + 433,37 \times I_{1,600}) + (302,63 \times I_{2,450} + 349,29 \times I_{2,500}) + (267,66 \times I_{3,400} + 302,63 \times I_{3,450}) + (225,82 \times I_{4,350} + 267,66 \times I_{4,400}) + (267,66 \times I_{5,400} + 302,63 \times I_{5,450}) + (225,82 \times I_{6,350} + 267,66 \times I_{6,400}) + (113,12 \times I_{7,300} + 225,82 \times I_{7,350}) + (78,52 \times I_{8,250} + 113,12 \times I_{8,300})] + (2.850,04 \times 11,13 \times H) \quad (5.19)$$

A nova função objetivo está sujeita às mesmas equações de restrição anteriores, acrescida das restrições dos comprimentos dos sub-trechos, em que a soma dos sub-trechos de um trecho tem que ser igual ao valor deste trecho e da não negatividade dos comprimentos dos sub-trechos. Não são consideradas as equações de restrição que envolviam valores de diâmetros (os diâmetros não são mais variáveis de decisão), utilizando-se os valores da Tabela 5.3 em *mm*.

A função objetivo estará, então, sujeita às seguintes restrições:

a) Pressão mínima requerida nos nós

De acordo com a primeira parte do problema em questão, a cota de cabeceira é igual à soma do terreno com a altura manométrica de bombeamento e, partindo-se dela, subtraindo-se às perdas de carga dos trechos considerados no caminhamento, tem-se que chegar a todos os nós com uma pressão de no mínimo 25 mca.

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\text{Nó 1: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.20a)$$

$$\text{Nó 2: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f2,450} + h_{f2,500}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.20b)$$

$$\text{Nó 3: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f2,450} + h_{f2,500} + h_{f3,400} + h_{f3,450}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.20c)$$

$$\text{Nó 4: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.20d)$$

$$\text{Nó 5: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f6,350} + h_{f6,400}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.20e)$$

$$\text{Nó 6: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f6,350} + h_{f6,400} + h_{f7,300} + h_{f7,350}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.20f)$$

- Para o trecho “dois” avariado:

$$\text{Nó 1: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.20g)$$

$$\text{Nó 2: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f4,350} + h_{f4,400} + h_{f3,400} + h_{f3,450}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.20h)$$

$$\text{Nó 3: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f4,350} + h_{f4,400}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.20i)$$

$$\text{Nó 4: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.20j)$$

$$\text{Nó 5: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f6,350} + h_{f6,400}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.20k)$$

$$\text{Nó 6: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f6,350} + h_{f6,400} + h_{f7,300} + h_{f7,350}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.20l)$$

- Para o trecho “seis” avariado:

$$\text{Nó 1: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.20m)$$

$$\text{Nó 2: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f2,450} + h_{f2,500}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.20n)$$

$$\text{Nó 3: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f2,450} + h_{f2,500} + h_{f3,400} + h_{f3,450}) \geq (25 + 5,5) \quad (5.20o)$$

$$\text{Nó 4: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450}) \geq (25 + 6,0) \quad (5.20p)$$

$$\text{Nó 5: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f8,250} + h_{f8,300} + h_{f7,300} + h_{f7,350}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.20q)$$

$$\text{Nó 6: } Z - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f8,300} + h_{f8,350}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.20r)$$

#### b) Conservação de energia nos nós

Do mesmo modo que realizado na primeira etapa, haverá quatro equações de restrição, duas para quando o dimensionamento for feito sem trechos avariados, uma para cada situação com um trecho avariado, como será visto a seguir:

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\text{Anel 1: } (h_{f5,400} + h_{f5,450}) - (h_{f4,350} + h_{f4,400}) - (h_{f3,400} + h_{f3,450}) - (h_{f2,450} + h_{f2,500}) = 0 \quad (5.21)$$

$$\text{Anel 2: } (h_{f6,350} + h_{f6,400}) + (h_{f7,300} + h_{f7,350}) + (h_{f8,250} + h_{f8,300}) - (h_{f5,400} + h_{f5,450}) = 0 \quad (5.22)$$

- Com o trecho “dois” avariado: Só teremos a equação de restrição para o anel 2 (ver figura 5.1), pois, o anel 1 não teria como garantir a Lei da Conservação de Energia.

$$\begin{aligned} \text{Anel 2: } (h_{f6,350} + h_{f6,400}) + (h_{f7,300} + h_{f7,350}) + (h_{f8,250} + h_{f8,300}) - (h_{f5,400} + h_{f5,450}) = \\ 0 \end{aligned} \quad (5.23)$$

- Com o trecho “seis” avariado: Só teremos a equação de restrição para o anel 1 (ver figura 5.1), pois, o anel 2 não teria como garantir a Lei da Conservação de Energia.

$$\begin{aligned} \text{Anel 1: } (h_{f5,400} + h_{f5,450}) - (h_{f4,350} + h_{f4,400}) - (h_{f3,400} + h_{f3,450}) - (h_{f2,450} + h_{f2,500}) = \\ 0 \end{aligned} \quad (5.24)$$

c) Continuidade nos nós

As equações de continuidade nos nós são idênticas às obtidas na primeira etapa do método, ou seja, equações 5.14a, ..., 5.14r.

d) Velocidades máximas e mínimas adotadas

As equações de velocidades máximas admissíveis são idênticas às obtidas na primeira etapa do método, ou seja, equações 5.15a, ..., 5.15p.

e) Vazão nula no trecho avariado

As equações de vazão nula para os trechos avariados serão idênticas às obtidas na primeira etapa do método, ou seja, equações 5.16 e 5.17.

f) Comprimentos dos trechos

Por esta nova restrição, tem-se que a soma dos comprimentos dos sub-trechos deve ser igual ao comprimento de cada trecho. Sendo o número de trechos igual a oito, devem ser consideradas oito equações de restrição, ou seja:

$$\text{Trecho 1: } l_{1,500} + l_{1,600} = 2.540 \quad (5.25a)$$

$$\text{Trecho 2: } l_{2,450} + l_{2,500} = 1.230 \quad (5.25b)$$

$$\text{Trecho 3: } l_{3,400} + l_{3,450} = 1.430 \quad (5.25c)$$

$$\text{Trecho 4: } l_{4,350} + l_{4,400} = 1.300 \quad (5.25d)$$

$$\text{Trecho 5: } l_{5,400} + l_{5,450} = 1.490 \quad (5.25e)$$

$$\text{Trecho 6: } l_{6,350} + l_{6,400} = 1.210 \quad (5.25f)$$

$$\text{Trecho 7: } l_{7,300} + l_{7,350} = 1.460 \quad (5.25g)$$

$$\text{Trecho 8: } l_{8,250} + l_{8,300} = 1.190 \quad (5.25h)$$

g) Não negatividade dos comprimentos dos sub-trechos

Todos os comprimentos devem ser maiores ou iguais a zero. Havendo oito trechos, com dois sub-trechos cada um, há um total de dezesseis equações de restrição:

$$\text{Trecho 1: } l_{1,500} \geq 0; l_{1,600} \geq 0 \quad (5.26a)$$

$$\text{Trecho 2: } l_{2,450} \geq 0; l_{2,500} \geq 0 \quad (5.26b)$$

$$\text{Trecho 3: } l_{3,400} \geq 0; l_{3,450} \geq 0 \quad (5.26c)$$

$$\text{Trecho 4: } l_{4,350} \geq 0; l_{4,400} \geq 0 \quad (5.26d)$$

$$\text{Trecho 5: } l_{5,400} \geq 0; l_{5,450} \geq 0 \quad (5.26e)$$

$$\text{Trecho 6: } l_{6,350} \geq 0; l_{6,400} \geq 0 \quad (5.26f)$$

$$\text{Trecho 7: } l_{7,300} \geq 0; l_{7,350} \geq 0 \quad (5.26g)$$

$$\text{Trecho 8: } l_{8,250} \geq 0; l_{8,300} \geq 0 \quad (5.26h)$$

Terminado o processo de elaboração das equações, realiza-se a otimização, novamente utilizando o algoritmo GRG2 disponível na ferramenta Solver da Planilha Excel<sup>®</sup>. A otimização apresentou como resultados alguns trechos compostos por um conjunto de dois diâmetros, o que é normal, visto que o método sempre procura o custo ótimo, onde um trecho pode ser formado por um grupo de até dois diâmetros. Os resultados da otimização para a 2ª etapa são mostrados nas Tabelas a seguir:

Tabela 5.8a: Resultados da otimização da segunda etapa sem nenhum trecho avariado.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	500	0	7,96	0,00	1,00
		600	2540		1.100.505,80	1,49
2	153,24	450	715,2	2,01	216.451,79	0,96
		500	514,8		179.802,01	0,78
3	105,46	400	0	1,40	0,00	1,00
		450	1430		432.760,90	0,66
4	25,14	350	0	0,16	0,00	1,00
		400	1300		347.958,00	0,20
5	169,32	400	29,8	3,57	7.969,22	1,35
		450	1460,2		441.908,29	1,06
6	97,87	350	0	1,84	0,00	1,00
		400	1210		323.868,60	0,78
7	54,43	300	189,9	1,57	19.581,35	0,77
		350	1270,1		286.816,47	0,57
8	14,14	250	0	0,17	0,00	1,00
		300	1190		122.712,80	0,20
<b>H (mca)</b>	20,9				<b>Custo da Tubulação (R\$)</b>	<b>3.480.335,24</b>
<b>Z (mca)</b>	<b>50,9</b>				<b>Custo Energ. Atualiz. (R\$)</b>	<b>663.016,14</b>
					<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>4.143.351,38</b>
				$Li_1 + Li_2$ (m)	$Li$ (m)	H - I (m)
				2540	2540	0
				1230	1230	0
<b>Nó</b>	<b>Alt. Piez. (m)</b>	<b>Demanda (l/s)</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>P. Disp. (mca)</b>		
1	42,94	0,00	6,0	36,94		
2	40,93	47,78	5,5	35,43		
3	39,52	80,32	5,5	34,02		
4	39,36	208,6	6,0	33,36		
5	41,10	43,44	4,5	36,60		
6	39,53	40,29	4,0	35,53		

Tabela 5.8b: Resultados da otimização da segunda etapa para o trecho dois avariado.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	500	0	7,96	0,00	1,00
		600	2540		1.100.505,80	1,49
2	0,00	450	715,2	0,00	216.451,79	0,00
		500	514,8		179.802,01	0,00
3	47,78	400	0	0,32	0,00	1,00
		450	1430		432.760,90	0,30
4	128,10	350	0	3,25	0,00	1,00
		400	1300		347.958,00	1,02
5	284,87	400	29,8	9,36	7.969,22	2,27
		450	1460,2		441.908,29	1,79
6	23,89	350	0	3,36	0,00	1,00
		400	1210		323.868,60	1,08
7	92,12	300	189,9	4,16	19.581,35	1,30
		350	1270,1		286.816,47	0,96
8	51,83	250	0	1,85	0,00	1,00
		300	1190		122.712,80	0,73
<b>H (mca)</b>	20,9				<b>Custo da Tubulação (R\$)</b>	<b>3.480.335,24</b>
<b>Z (mca)</b>	<b>50,9</b>				<b>Custo Energ. Atualiz. (R\$)</b>	<b>663.016,14</b>
					<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>4.143.351,38</b>
				Li <sub>1</sub> + Li <sub>2</sub> (m)	Li (m)	H - I (m)
				2540	2540	0
				1230	1230	0
<b>Nó</b>	<b>Alt. Piez. (m)</b>	<b>Demanda (l/s)</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>P. Disp. (mca)</b>		
1	42,94	0,00	6,0	36,94		
2	30,50	47,78	5,5	<b>25,00</b>		
3	30,62	80,32	5,5	25,12		
4	33,57	208,6	6,0	27,57		
5	39,58	43,44	4,5	35,08		
6	35,42	40,29	4,0	31,42		

Tabela 5.8c: Resultados da otimização da segunda etapa para o trecho seis avariado.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	500	0	7,96	0,00	1,00
		600	2540		1.100.505,80	1,49
2	190,30	450	715,2	3,00	216.451,79	1,20
		500	514,8		179.802,01	0,97
3	142,52	400	0	2,45	0,00	1,00
		450	1430		432.760,90	0,90
4	62,20	350	0	0,85	0,00	1,00
		400	1300		347.958,00	0,49
5	230,13	400	29,8	6,31	7.969,22	1,83
		450	1460,2		441.908,29	1,45
6	<b>0,00</b>	350	0	0,00	0,00	1,00
		400	1210		323.868,60	0,00
7	43,44	300	189,9	1,03	19.581,35	0,61
		350	1270,1		286.816,47	0,45
8	83,73	250	0	4,49	0,00	1,00
		300	1190		122.712,80	1,18
<b>H (mca)</b>	20,9			<b>Custo da Tubulação (R\$)</b>	<b>3.480.335,24</b>	
<b>Z (mca)</b>	<b>50,9</b>			<b>Custo Energ. Atualiz. (R\$)</b>	<b>663.016,14</b>	
				<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>4.143.351,38</b>	
				Li <sub>1</sub> + Li <sub>2</sub> (m)	Li (m)	H - I (m)
				2540	2540	0
				1230	1230	0
<b>Nó</b>	<b>Alt. Piez. (m)</b>	<b>Demanda (l/s)</b>	<b>Cota (m)</b>	<b>P. Disp. (mca)</b>		
1	42,94	0,00	6,0	36,94		
2	39,94	47,78	5,5	34,44		
3	37,48	80,32	5,5	31,98		
4	36,63	208,6	6,0	30,63		
5	29,50	43,44	4,5	<b>25,00</b>		
6	32,14	40,29	4,0	28,14		

As Tabelas 5.8a, 5.8b e 5.8c apresentam os resultados definitivos do dimensionamento do Grande Setor, onde simulou-se os trechos “dois” e “seis” fora de operação e através disso analisou-se o comportamento hidráulico desta rede e garantir que esse dimensionamento seria confiável, para o atendimento da demanda em todos os nós da rede. Como aconteceu na 1ª etapa, o método foi adequado na simulação da 2ª etapa, demonstrando a sua versatilidade, atendendo a todas as restrições impostas para as três condições de contorno.

Com os trechos “dois” e “seis” fora de operação, o modelo continua garantindo a confiabilidade da rede ao não encontrar diâmetros mínimos ao final desta (o diâmetro mínimo encontrado foi de 300 mm no trecho “oito” e de 400 mm no trecho “quatro”). Isto demonstra que a rede dimensionada é confiável com relação a todos os diâmetros encontrados, pois esses garantiriam o abastecimento contínuo de todos os nós da rede com uma razoável folga, mesmo em caso de rompimento de um dos trechos mais desfavoráveis.

As pressões mínimas (25 mca) foram atendidas em todos os nós da rede, até nos nós “cinco” e “dois”, que seriam os nós mais desfavoráveis quando os trechos “dois” e “seis” estivessem fora de operação, respectivamente; na rede funcionamento sem nenhum trecho avariado, as pressões simuladas ficaram bem acima do mínimo, garantindo a outra condição de confiabilidade da rede: abastecer continuamente todos os nós da rede.

Observa-se que os trechos “dois”, “cinco” e “sete” possuem dois diâmetros, o que é considerado normal, pois o comprimento dos sub-trechos nesta 2ª etapa são considerados como variáveis de decisão, além do que o modelo, como procura sempre o custo mínimo – mesmo levando-se em consideração a confiabilidade da rede –, poderá encontrar um trecho formado por dois diâmetros.

A cota piezométrica de cabeceira encontrada para a 2ª etapa foi de 50,9 m, minimizando a cota original (de 54 m).

A tabela (5.9), faz uma comparação entre os resultados obtidos por Gomes (2002) e os valores obtidos neste trabalho. Gomes (2002) não levou em consideração o critério de confiabilidade deste Grande Setor, objetivando sempre o custo ótimo para o dimensionamento efetuado. Para a comparação ser mais exata, foi utilizada a mesma cota piezométrica encontrada por Gomes, tanto para a primeira etapa (51,7 m), como para a segunda etapa (50,9 m). A metodologia adaptada para testar a confiabilidade da rede, como já era esperado, obteve um custo 47,77% mais elevado do que o valor encontrado por Gomes. Isto se deve à concepção adotada neste trabalho, que leva em consideração o abastecimento contínuo do Grande Anel, mesmo em caso de falhas em um dos seus trechos, como é simulado. Porém, pode-se afirmar que esta rede, mesmo com um custo mais elevado, trabalharia facilmente com um trecho avariado ou fora de operação

Mais adiante serão realizadas novas simulações, considerando a diminuição gradativa da demanda; dessa forma se conseguirá diminuir o custo deste sistema, e ainda assim assegurar uma boa confiabilidade à rede.

Tabela 5.9: Comparação entre os resultados obtidos por Gomes (2002) e o método adaptado testando a confiabilidade.

Resultados obtidos por Gomes (2002)			Resultados obtidos para os trecho dois e seis avariado		
Trecho	Diâm. (mm)	Comp. (m)	Trecho	Diâm. (mm)	Comp. (m)
1	600	2540	1	600	2540
2	350	957	2	500	514,8
	300	273		450	715,2
3	300	1430	3	450	1430
4	100	1300	4	400	1300
5	350	1490	5	450	1460,2
				400	29,8
6	300	1210	6	400	1210
7	250	928	7	350	1270,1
	200	532		300	189,9
8	100	1190	8	300	1190
<b>C. Tubul.(R\$)</b>	<b>2.139.784,14</b>		<b>3.480.588,63</b>		
<b>C. Total (R\$)</b>	<b>2.803.989,24</b>		<b>4.143.351,38</b>		

### 5.2.1.3. Relação entre Confiabilidade e Custo

Como já foi dito anteriormente, a confiabilidade em redes de abastecimento, está diretamente ligada à performance hidráulica, que é função das pressões, vazões e demanda da rede. Ou seja, a alteração das características hidráulicas da rede vai implicar diretamente em alteração no seu custo de implantação. Para testar esta relação, a simulação se dará considerando ainda as três condições de contorno já explicadas anteriormente.

Neste caso, tem-se que a confiabilidade da rede estaria em abastecer continuamente os nós “dois” e “cinco” da rede (quando os trechos “dois” e “seis” estivessem avariados, respectivamente), mesmo com a diminuição gradativa da demanda de abastecimento destes dois nós. A variação da demanda influenciará na variação dos custos, haja vista que com demandas menores, os diâmetros das tubulações também seriam menores. Mesmo com a diminuição da demanda, foi imposto que a pressão requerida em todos os nós continuaria sendo 25 mca, demonstrando dessa maneira se o modelo garantiria o abastecimento contínuo da rede nesta situação.

Depois de várias simulações (Tabela 5.10), obteve-se o gráfico da Figura 5.3, que relaciona o custo da rede com a confiabilidade do sistema. O ajuste de curva foi feito através

de análise de regressão linear, usando o método dos mínimos quadrados (correlação) e encontrada a sua linha de tendência (utilizando uma ferramenta da planilha Excel).

Tabela 5.10: Resultados dos custos obtidos para os dois trechos avariados com relação a diminuição da demanda com a cota de cabeceira variável.

Confiabilidade do Sistema	Custo do Sistema Otimizado
100% DA DEMANDA, NÓS 2 e 5	4.143.351,38
90% DA DEMANDA, NÓS 2 e 5	4.127.487,78
80% DA DEMANDA, NÓS 2 e 5	4.062.170,07
70% DA DEMANDA, NÓS 2 e 5	3.949.660,39
60% DA DEMANDA, NÓS 2 e 5	3.911.453,24
50% DA DEMANDA, NÓS 2 e 5	3.867.710,38

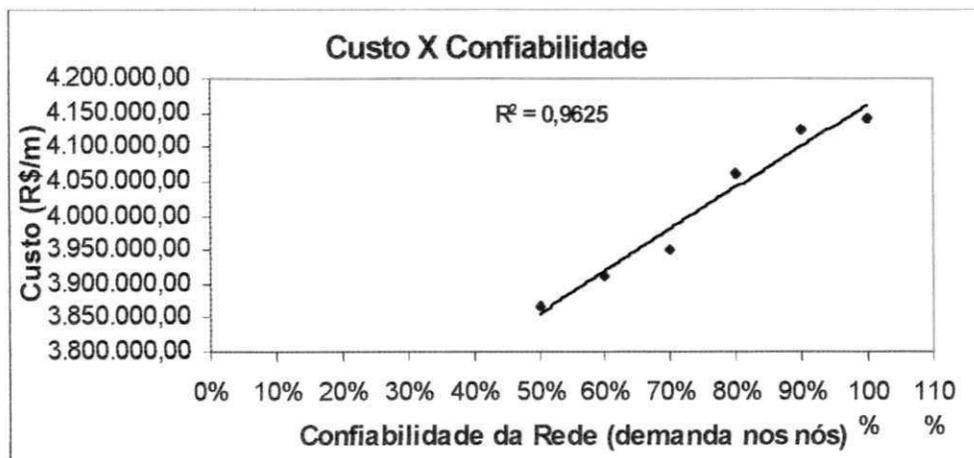


Figura 5.3: Curva de ajuste do custo das redes versus a confiabilidade, para a cota de cabeceira variável.

Em uma determinada configuração de falha, o desempenho hidráulico da rede é avaliado em cada nó, ou seja, se o dimensionamento conseguirá atender os requisitos de pressão e vazão na rede. De acordo com essa afirmação, a diminuição da demanda dos nós mais desfavoráveis deste Grande Setor indicará o grau de confiabilidade apresentado pela rede. A variação do custo está ligada à modificação de diâmetros em um determinado trecho; com a diminuição da demanda, a vazão também sofrerá uma redução no seu valor total final, implicando na redução dos diâmetros e de seus custos.

A Figura 5.3 e a Tabela 5.10 confirmam o que foi dito acima, ou seja: quanto mais confiável for uma rede, mais onerosa ela se tornará. Podemos acrescentar que a simulação com apenas 50% da demanda nos nós “dois” e “cinco” e com o trecho “dois” ou “seis” avariados, respectivamente – o que seria o dimensionamento mais desfavorável para o

Grande Setor –, atende a todas as restrições impostas ao modelo PNL 2000 e pode ser utilizado como um dimensionamento confiável, pois, haverá o abastecimento contínuo em todos os nós da rede.

Para comparar os resultados obtidos, as Tabelas a seguir, fazem a comparação dos resultados de diâmetros e pressões dos nós obtidos, nas simulações onde a demanda é de 100% para os nós “dois” e “cinco” e para a demanda de 50% nestes mesmos nós, com os trechos “dois” ou “seis” avariados, respectivamente para as duas situações.

Tabela 5.11a: Comparação dos resultados obtidos entre a simulação com 100% da demanda e 50% da demanda, com os dois trechos avariados para as duas situações.

Resultados obtidos com 100% da demanda e os dois trechos avariados			Resultados obtidos com 50% da demanda e os dois trechos avariados		
Trecho	Diâm. (mm)	Comp. (m)	Trecho	Diâm. (mm)	Comp. (m)
1	600	2540	1	600	2540
2	500	514,8	2	450	1230
	450	715,2			
3	450	1430	3	450	863,7
				400	566,3
4	400	1300	4	400	1300
5	450	1460,2	5	450	994,7
	400	29,8		400	495,3
6	400	1210	6	400	731,5
				350	478,5
7	350	1270,1	7	300	1460
	300	189,9			
8	300	1190	8	250	1190
<b>C. Tubul.(R\$)</b>	<b>3.480.588,63</b>		<b>3.204.694,24</b>		
<b>C. Total (R\$)</b>	<b>4.143.351,38</b>		<b>3.867.710,38</b>		

Pode-se observar que a diferença no custo é significativo (R\$ 275.641,00), por isso, como no dimensionamento de redes este valor é sempre relevante, poderíamos utilizar o dimensionamento com apenas 50% da demanda nos nós “dois” e “seis”, o qual atende a todas as restrições impostas ao modelo, como o atendimento contínuo das demandas em todos os nós e a pressão mínima de 25 mca, com será mostrado nas tabelas a seguir.

Tabela 5.11b: Comparação dos resultados obtidos entre a simulação com 100% da demanda e 50% da demanda, para o trecho dois avariado.

Resultados obtidos com 100% da demanda e com o trecho dois avariado			Resultados obtidos com 50% da demanda e com o trecho dois avariado		
Nó	Alt. Piez. (m)	P. Disp. (mca)	Nó	Alt. Piez. (m)	P. Disp. (mca)
1	42,9	36,94	1	43,8	37,76
2	30,5	25,00	2	30,5	25,00
3	30,6	25,13	3	30,6	25,13
4	33,6	27,57	4	32,8	26,85
5	39,6	35,08	5	40,1	35,55
6	35,4	31,42	6	35,3	31,28

Tabela 5.11c: Comparação dos resultados obtidos entre a simulação com 100% da demanda e 50% da demanda, para o trecho seis avariado.

Resultados obtidos com 100% da demanda e com o trecho seis avariado			Resultados obtidos com 50% da demanda e com o trecho seis avariado		
Nó	Alt. Piez. (m)	P. Disp. (mca)	Nó	Alt. Piez. (m)	P. Disp. (mca)
1	42,9	36,94	1	43,7	37,68
2	39,9	34,44	2	40,4	34,91
3	37,5	31,98	3	37,2	31,74
4	36,6	30,63	4	36,6	30,62
5	31,1	26,61	5	29,9	25,41
6	32,1	28,14	6	30,4	26,36

### 5.3. EXEMPLO 2

A rede deste exemplo foi projetada pela CAGEPA, em 1982, para abastecer o bairro do Bessa, na cidade de João Pessoa - PB. O suprimento de água é realizado a partir de um reservatório elevado (Reservatório R-9 situado no bairro de Tambaú). O sistema projetado compreende a linha tronco, que parte do reservatório R-9 e atravessa a área de Tambaú, sem que haja derivação de água, ligado diretamente ao Grande Anel, que envolve toda a área do bairro do Bessa e esse Grande Anel é ligado a uma série de setores secundários de distribuição. Neste exemplo iremos utilizar somente o Grande Anel, que representa cerca de 70% do custo do sistema, que é mostrado na figura abaixo:

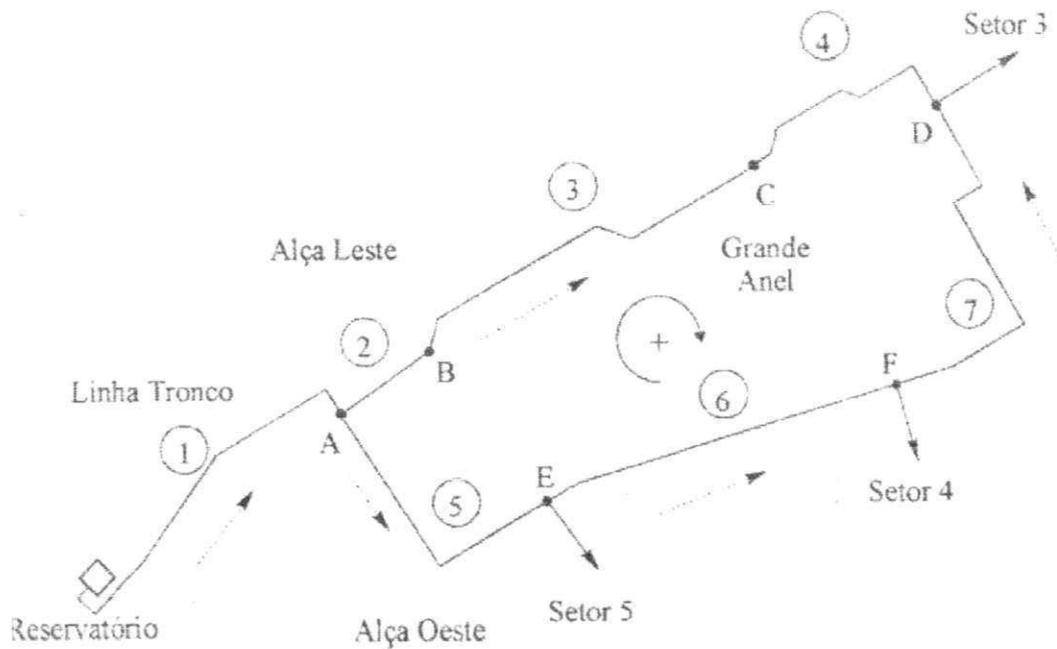


Figura 5.4: Layout do Grande Anel. (Leal, 1995).

Para esta rede, o procedimento seguirá as mesmas etapas consideradas para o primeiro exemplo, alterando-se algumas fórmulas, em função das mudanças nas características da rede: apenas um anel, sete trechos e seis nós. O objetivo, porém, será o mesmo: testar o comportamento hidráulico da rede em função da ocorrência de falhas no sistema.

Serão consideradas as seguintes condições de contorno simultaneamente (3 situações):

- a primeira, seria a rede com o seu dimensionamento otimizado, sem trechos fora de operação (ver figura 5.4);
- a segunda, quando o trecho “dois” estiver fora de operação; e
- a terceira, quando o trecho “cinco” estiver fora de operação.

Quando o trecho “dois” estiver fora de operação, a vazão total, que se dividiria no nó “A”, passará totalmente através do trecho “cinco”, dando a volta completa no anel, até atender o nó “B” (nó mais desfavorável). Quando o trecho “cinco” estiver fora de operação, a vazão total dará a volta no anel através do trecho “dois”, até atender o nó “E” (nó mais desfavorável). Isto implica na ocorrência de maiores vazões no final da rede, tornando-a similar a uma rede ramificada (trechos “quatro” e “sete”), o que implicará em maiores diâmetros para a rede como um todo.

A confiabilidade da rede estará definida pela sua capacidade em abastecer continuamente os nós “B” e “E”, considerando que poderá haver rompimentos no trecho “dois” ou “cinco”, respectivamente. Os nós “B” e “E” seriam os mais prejudicados com a falha de seus trechos a montante, já que a vazão teria que contornar toda a rede até chegar a eles e manter a sua demanda.

Estas simulações serão comparadas: a) com resultados obtidos no projeto original pela CAGEPA, considerando os diâmetros encontrados por esta e utilizando os custos atuais das tubulações; e b) com os resultados encontrados pelo método PNL 2000 para a primeira situação de contorno (sem considerar a possibilidade de rompimento dos trechos “dois” e “cinco”).

Por último será testado o dimensionamento encontrado pela CAGEPA e pelo PNL 2000 (dimensionamento ótimo sem considerar nenhum trecho fora de operação), onde foram simulados o funcionamento da rede, com os trechos “dois” e “cinco” fora de operação, para testar a confiabilidade do atendimento contínuo das vazões e pressões a todos os nós da rede.

### **5.3.1. Com a Cota de Cabeceira Fixa**

Esta rede será abastecida por gravidade a partir do reservatório que possui uma carga constante, com cota piezométrica fixada em 54 m.

A Tabela 5.12 apresenta as demandas e as cotas altimétricas do terreno nos nós dos anéis em questão, enquanto a Tabela 5.13 fornece os dados referentes aos comprimentos dos trechos dos anéis.

A pressão mínima imposta aos nós do Grande Setor é de 25 mca, mesmo nos nós “dois” e “cinco”, que seriam os mais desfavoráveis desta rede, quando o trecho “dois” ou “seis” estiver fora de operação. As velocidades máximas e mínimas admitidas nos trechos da rede são de 3,0 m/s e 0,2 m/s, respectivamente.

Tabela 5.12: Dados de vazões demandadas, cotas altimétricas e pressão requerida.

Nó	Vazão (l/s)	Cota (m)
1	0,00	5,0
2	43,44	5,0
3	40,29	4,0
4	208,6	4,5
5	47,78	4,5
6	80,32	4,5
<b>TOTAL =</b>		<b>420,43</b>
<b>Pressão Requerida = 25 mca</b>		

Tabela 5.13: Comprimento dos trechos.

Trecho	Comp. (m)
1	2540
2	350
3	1140
4	1430
5	1020
6	1430
7	1710

Os dados referentes aos custos de implantação dos tubos (em reais por metro), material utilizado e o conjunto de diâmetros internos, em função dos seus diâmetros nominais utilizados, se encontram na Tabela 5.3, que são os mesmos utilizados para o primeiro exemplo e adotados no projeto original da CAGEPA. A equação utilizada para o cálculo das perdas de carga nos trechos, para esse exemplo foi a de Hazen-Williams (eq. 5.1).

O passo inicial para aplicação do método, como já foi visto seria definir a função que relaciona o preço do tubo com o diâmetro, utilizando um programa de regressão linear da Planilha Excel, a partir dos dados da Tabela 5.3. Para este Grande Anel a equação encontrada foi a seguinte:

$$P(D) = 2 \times 10^{-8} \times D^4 - 3 \times 10^{-5} \times D^3 + 0,0162 \times D^2 - 2,9416 \times D + 175,73 \quad (5.27)$$

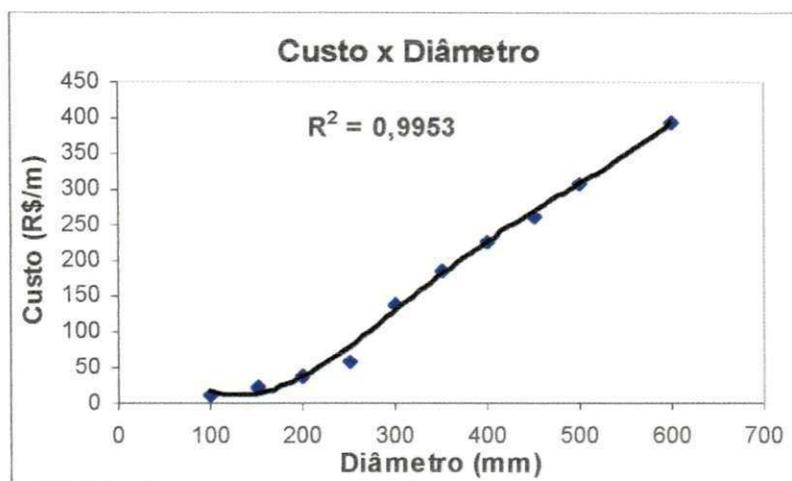


Figura 5.5: Curva de ajuste do custo de implantação das tubulações versus diâmetro do tubo.

### 5.3.1.1. 1ª Etapa

Nesta primeira etapa a função objetivo a ser minimizada tem como variáveis de decisão, os diâmetros dos tubos e as vazões nos trechos. A função objetivo e as equações de restrição são formuladas levando em consideração que as três condições de contorno sejam resolvidas, simultaneamente, na otimização.

A função objetivo será:

$$C(D_i, Q_i) = [2.540 \cdot P(D_1) + 350 \cdot P(D_2) + 1140 \cdot P(D_3) + 1430 \cdot P(D_4) + 1020 \cdot P(D_5) + 1430 \cdot P(D_6) + 1710 \cdot P(D_7)] \quad (5.28)$$

Substituindo  $P(D_i)$  pela expressão (5.27), têm-se:

$$C(D_i, Q_i) = [(2.540 \times (2 \times 10^{-8} \times (D_1)^4 - 3 \times 10^{-5} \times (D_1)^3 + 0,0162 \times (D_1)^2 - 2,9416 \times D_1 + 175,76) + (350 \times (2 \times 10^{-8} \times (D_2)^4 - 3 \times 10^{-5} \times (D_2)^3 + 0,0162 \times (D_2)^2 - 2,9416 \times D_2 + 175,73) + \dots + (1710 \times (2 \times 10^{-8} \times (D_8)^4 - 3 \times 10^{-5} \times (D_8)^3 + 0,0162 \times (D_8)^2 - 2,9416 \times D_8 + 175,73)] \quad (5.29)$$

Esta função estará sujeita às seguintes restrições:

- a) Pressão mínima requerida nos nós

A restrição de pressão mínima impõe que em todos os nós da rede a pressão disponível seja maior ou igual a 25 mca. Isto deve ser garantido até nos nós “B” e “E”, que

ficam a jusante dos trechos avariados. Para cada nó, têm-se três equações de restrições, devido às três condições de contorno. Por tanto, teremos dezoito equações de restrição a serem desenvolvidas, seis em cada situação de contorno. A cota piezométrica de alimentação do Grande Anel é de 54 m.

A equação de perda de carga contínua utilizada neste exemplo é a de Hazen-Williams (5.1), já citada anteriormente. Assim, as equações de restrição serão:

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\text{Nó A: } 54 - (2540 \cdot h_{f1}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.30a)$$

$$\text{Nó B: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 350 \cdot h_{f2}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.30b)$$

$$\text{Nó C: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 350 \cdot h_{f2} + 1140 \cdot h_{f3}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.30c)$$

$$\text{Nó D: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 350 \cdot h_{f5} + 1140 \cdot h_{f3} + 1430 \cdot h_{f4}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.30d)$$

$$\text{Nó E: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 1020 \cdot h_{f5}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.30e)$$

$$\text{Nó F: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 1020 \cdot h_{f5} + 1430 \cdot h_{f6}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.30f)$$

- Para o trecho “dois” avariado:

$$\text{Nó A: } 54 - (2540 \cdot h_{f1}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.30g)$$

$$\text{Nó B: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 1020 \cdot h_{f5} + 1430 \cdot h_{f6} + 1710 \cdot h_{f7} + 1430 \cdot h_{f4} + 1140 \cdot h_{f3}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.30h)$$

$$\text{Nó C: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 1020 \cdot h_{f5} + 1430 \cdot h_{f6} + 1710 \cdot h_{f7} + 1430 \cdot h_{f4}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.30i)$$

$$\text{Nó D: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 1020 \cdot h_{f5} + 1430 \cdot h_{f6} + 1710 \cdot h_{f7}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.30j)$$

$$\text{Nó E: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 1020 \cdot h_{f5}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.30k)$$

$$\text{Nó F: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 1020 \cdot h_{f5} + 1430 \cdot h_{f6}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.30l)$$

- Para o trecho “cinco” avariado:

$$\text{Nó A: } 54 - (2540 \cdot h_{f1}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.30m)$$

$$\text{Nó B: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 350 \cdot h_{f2}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.30n)$$

$$\text{Nó C: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 350 \cdot h_{f2} + 1140 \cdot h_{f3}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.30o)$$

$$\text{Nó D: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 350 \cdot h_{f5} + 1140 \cdot h_{f3} + 1430 \cdot h_{f4}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.30p)$$

$$\text{Nó E: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 350 \cdot h_{f5} + 1140 \cdot h_{f3} + 1430 \cdot h_{f4} + 1710 \cdot h_{f7} + 1430 \cdot h_{f6}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.30q)$$

$$\text{Nó F: } 54 - (2540 \cdot h_{f1} + 350 \cdot h_{f5} + 1140 \cdot h_{f3} + 1430 \cdot h_{f4} + 1710 \cdot h_{f7}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.30r)$$

## b) Diâmetros mínimos e máximos

As equações de diâmetros mínimos são idênticas às obtidas no primeiro exemplo deste capítulo, ou seja, equações 5.9a,....., 5.9h.

## c) Conservação de energia nos anéis

Essa restrição deve garantir que em cada anel, o somatório das perdas de carga seja nulo, ou seja, escolhendo-se um nó qualquer do anel, o somatório das perdas de carga obtidas por um determinado percurso é igual ao somatório das perdas de cargas encontradas pelo percurso oposto.

A rede deste exemplo possui somente um anel, implicando em uma única equação de restrição. Serão consideradas como positivas as perdas em que o sentido da vazão é o mesmo que o arbitrado para o anel (no caso contrário, as perdas serão negativas).

Quando o anel estiver com um dos seus trechos fora de operação, a equação da conservação de energia não poderá ser aplicada já que o anel estará aberto, não havendo interconexão dos tubos. Com isso, só haverá uma equação de restrição, que seria quando a rede estiver com todos os trechos normais.

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\text{Anel 1: } h_{f2} + h_{f3} + h_{f4} - h_{f5} - h_{f6} - h_{f7} = 0 \quad (5.31)$$

## d) Continuidade nos nós

Por esta restrição, tem-se que a soma algébrica das vazões nos nós deve ser igual a zero, ou seja, as vazões que entram devem ser iguais às que saem. Como a rede possui seis nós, havendo, por tanto, dezoito equações de restrição desse tipo. Tomando-se as vazões em l/s, as equações de restrição serão:

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\text{Nó A: } (Q_1 - Q_2 - Q_5) = 0 \quad (5.32a)$$

$$\text{Nó B: } (Q_2 - Q_3) = 43,44 \quad (5.32b)$$

$$\text{Nó C: } (Q_3 - Q_4) = 40,29 \quad (5.32c)$$

$$\text{Nó D: } (Q_4 + Q_7) = 208,6 \quad (5.32d)$$

$$\text{Nó E: } (Q_5 - Q_6) = 47,78 \quad (5.32e)$$

$$\text{Nó F: } (Q_6 - Q_7) = 80,32 \quad (5.32f)$$

- Para o trecho dois avariado:

$$\text{Nó A: } (Q_1 - Q_2 - Q_5) = 0 \quad (5.32g)$$

$$\text{Nó B: } (Q_3 - Q_2) = 43,44 \quad (5.32h)$$

$$\text{Nó C: } (Q_4 - Q_3) = 40,29 \quad (5.32i)$$

$$\text{Nó D: } (Q_7 - Q_4) = 208,6 \quad (5.32j)$$

$$\text{Nó E: } (Q_5 - Q_6) = 47,78 \quad (5.32k)$$

$$\text{Nó F: } (Q_6 - Q_7) = 80,32 \quad (5.32l)$$

- Para o trecho cinco avariado:

$$\text{Nó A: } (Q_1 - Q_2 - Q_5) = 0 \quad (5.32m)$$

$$\text{Nó B: } (Q_2 - Q_3) = 43,44 \quad (5.32n)$$

$$\text{Nó C: } (Q_3 - Q_4) = 40,29 \quad (5.32o)$$

$$\text{Nó D: } (Q_4 + Q_7) = 208,6 \quad (5.32p)$$

$$\text{Nó E: } (Q_6 - Q_7) = 47,78 \quad (5.32q)$$

$$\text{Nó F: } (Q_7 - Q_6) = 80,32 \quad (5.32r)$$

e) Velocidade máximas e mínimas adotadas

As equações de velocidades máximas e mínimas são idênticas às obtidas no primeiro exemplo deste capítulo, ou seja, equações 5.15a, ..., 5.15p.

f) Vazão nula no trecho avariado

As equações de vazão nula para os trechos “dois” e “cinco” são idênticas às obtidas no primeiro exemplo deste capítulo, ou seja, equações 5.16 e 5.17.

Montadas as equações procede-se à otimização, utilizando o algoritmo GRG2 disponível na ferramenta Solver da Planilha Excel<sup>®</sup>. Esta primeira exposição de valores, resultará do dimensionamento para a primeira etapa, resultados esses encontrados para as três condições de contorno: rede sem trechos avariados, para o trecho dois avariado e trecho seis avariado, mostrados nas Tabelas 5.14, 5.15 e 5.16:

Tabela 5.14a: Resultados da otimização da primeira etapa sem nenhum trecho avariado para a cota de cabeceira fixa.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas (mca)	Veloc. (m/s)
1	420,43	589,08	2540	8,71	1,54
2	124,62	528,03	1230	0,22	0,57
3	81,18	517,44	1430	0,35	0,39
4	40,89	510,19	1300	0,13	0,20
5	295,81	564,08	1490	2,25	1,18
6	248,03	551,74	1210	2,54	1,04
7	167,71	530,68	1460	1,78	0,76
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>		<b>Custo Total (R\$)</b>		<b>2.866.778,76</b>

Tabela 5.14b: Resultados da otimização da primeira etapa sem nenhum trecho avariado com a cota de cabeceira fixa.

Nó	Alt. Piez. (mca)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	45,29	0,00	5,0	40,29
B	45,08	43,44	5,0	40,08
C	44,73	40,29	4,0	40,73
D	44,60	208,6	4,5	40,10
E	43,04	47,78	4,5	38,54
F	40,50	80,32	4,5	36,00

Tabela 5.15a: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho dois avariado para a cota de cabeceira fixa.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas (mca)	Veloc. (m/s)
1	420,43	589,08	2540	8,71	1,54
2	<u>0,00</u>	528,03	1230	0,00	<u>0,00</u>
3	43,44	517,44	1430	0,11	0,21
4	83,73	510,19	1300	0,50	0,41
5	420,43	564,08	1490	4,32	1,68
6	372,65	551,74	1210	5,39	1,56
7	292,33	530,68	1460	4,97	1,32
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>		<b>Custo Total (R\$)</b>		<b>2.866.778,76</b>

Tabela 5.15b: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho dois avariado com a cota de cabeceira fixa.

Nó	Alt. Piez. (mca)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	45,29	0,00	5,0	40,29
B	30,00	43,44	5,0	<b>25,00</b>
C	30,11	40,29	4,0	26,11
D	30,61	208,6	4,5	26,11
E	40,97	47,78	4,5	36,47
F	35,58	80,32	4,5	31,08

Tabela 5.16a: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho cinco avariado para a cota de cabeceira fixa.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas (mca)	Veloc. (m/s)
1	420,43	589,08	2540	8,71	1,54
2	420,43	528,03	1230	2,04	1,92
3	376,99	517,44	1430	6,01	1,79
4	336,70	510,19	1300	6,54	1,65
5	<b>0,00</b>	564,08	1490	0,00	<b>0,00</b>
6	47,78	551,74	1210	0,12	0,20
7	128,10	530,68	1460	1,08	0,58
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>		<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>2.866.778,76</b>	

Tabela 5.16b: Resultados da otimização da primeira etapa para o trecho cinco avariado para a cota de cabeceira fixa.

Nó	Alt. Piez. (mca)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	45,29	0,00	5,0	40,29
B	43,25	43,44	5,0	38,25
C	37,24	40,29	4,0	33,24
D	30,70	208,6	4,5	26,20
E	29,50	47,78	4,5	<b>25,00</b>
F	29,62	80,32	4,5	25,12

Os resultados para a 1ª etapa demonstram que o modelo, mesmo simulando simultaneamente as três condições de contorno, atende a todas as restrições impostas para o pré-dimensionamento.

Os trechos “dois” e “cinco” ficaram com suas vazões nulas, demonstrando que estariam fora de operação, como foi fixado nas restrições. Foi garantido pelo modelo que os diâmetros dos últimos trechos (“quatro” e “sete”) não fossem diâmetros mínimos, havendo

uma folga que permite que todos os nós da rede sejam abastecidos com suas pressões mínimas (25 mca), inclusive os nós “B” e “E”, que seriam os nós mais desfavoráveis quando o trecho “dois” ou “cinco” estivesse fora de operação. Na rede sem nenhum trecho avariado, as pressões simuladas ficaram bem acima do mínimo pretendido.

Os diâmetros encontrados para a 1ª etapa, são diâmetros contínuos, como já foi dito na metodologia, e são iguais para as três condições de contorno, pois têm que atender as três condições simultaneamente; os custos encontrados também serão os mesmos para as três condições.

### 5.3.1.2. 2ª Etapa

Com os resultados dos diâmetros e vazões obtidos na primeira etapa do dimensionamento (Tabelas 5.14, 5.15 e 5.16), executa-se um novo processo de otimização, alterando-se algumas variáveis de decisão do problema. Novamente, o diâmetro não será mais variável de decisão, passando a sê-la, no seu lugar, o comprimento dos sub-trechos.

Para cada trecho serão adotados dois diâmetros comerciais, um imediatamente superior, e outro imediatamente inferior ao obtido na primeira etapa. A Tabela 5.17 mostra os diâmetros comercialmente utilizados, para as três condições de contorno adotadas.

Tabela 5.17: Diâmetros comerciais utilizados na segunda etapa para os dois trechos.

Trecho	Diâmetro Encontrado (mm)	Diâmetro Comerciais (mm)
1	589,08	500
		600
2	528,03	500
		600
3	517,44	500
		600
4	510,19	500
		600
5	564,08	500
		600
6	551,74	500
		600
7	530,68	500
		600

A função objetivo para a segunda etapa e as equações de restrição serão formuladas levando em consideração que as três considerações sejam resolvidas, ao mesmo tempo, na otimização. O custo total do sistema de abastecimento será, conforme a equação 4.1:

$$C(L_{ij}, Q_i) = [(I_{1,500} \times P(500) + I_{1,600} \times P(600)) + (I_{2,500} \times P(500) + I_{2,600} \times P(600)) + (I_{3,500} \times P(500) + I_{3,600} \times P(600)) + (I_{4,500} \times P(500) + I_{4,600} \times P(600)) + (I_{5,500} \times P(500) + I_{5,600} \times P(600)) + (I_{6,500} \times P(500) + I_{6,600} \times P(600)) + (I_{7,500} \times P(500) + I_{7,600} \times P(600)) + (I_{8,500} \times P(500) + I_{8,600} \times P(600))] \quad (5.33)$$

Substituindo os valores dos tubos (Tabela 5.3), tem-se:

$$C(L_{ij}, Q_i) = [(349,29 \times I_{1,500} + 433,37 \times I_{1,600}) + (349,29 \times I_{2,500} + 433,37 \times I_{2,600}) + (349,29 \times I_{3,500} + 433,37 \times I_{3,600}) + (349,29 \times I_{4,500} + 433,37 \times I_{4,600}) + (349,29 \times I_{5,500} + 433,37 \times I_{5,600}) + (349,29 \times I_{6,500} + 433,37 \times I_{6,600}) + (349,29 \times I_{7,500} + 433,37 \times I_{7,600}) + (349,29 \times I_{8,500} + 433,37 \times I_{8,600})] \quad (5.34)$$

A nova função objetivo está sujeita às mesmas equações de restrição anteriores, acrescida das restrições dos comprimentos dos sub-trechos (a soma dos sub-trechos de um trecho tem que ser igual ao valor deste trecho, e a não negatividade dos comprimentos dos sub-trechos). Não foram consideradas as equações de restrição que envolviam valores de diâmetros (os diâmetros não são mais variáveis de decisão), utilizando-se os valores da Tabela 5.3 em *mm*. Os resultados da otimização para a 2ª etapa são mostrados nas Tabelas a seguir:

Novamente, as três condições de contorno são simuladas simultaneamente.

A função objetivo está sujeita às seguintes restrições:

a) Pressão mínima requerida nos nós

A restrição de pressão mínima impõe que em todos os nós da rede a pressão disponível seja maior ou igual a 25 mca. Isto deve ser garantido até nos nós “B” e “E”, que ficam a jusante dos trechos avariados. Para cada nó, têm-se três equações de restrições, devido as três condições de contorno. Com a cota piezométrica de alimentação do Grande Setor de 54 m.

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\text{Nó A: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.35a)$$

$$\text{Nó B: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f2,500} + h_{f2,600}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.35b)$$

$$\text{Nó C: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f2,500} + h_{f2,600} + h_{f3,500} + h_{f3,600}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.35c)$$

$$\text{Nó D: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,500} + h_{f5,600} + h_{f3,500} + h_{f3,600} + h_{f4,500} + h_{f4,600}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.35d)$$

$$\text{Nó E: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,500} + h_{f5,600}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.35e)$$

$$\text{Nó F: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,500} + h_{f5,600} + h_{f6,500} + h_{f6,600}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.35f)$$

- Para o trecho dois avariado:

$$\text{Nó A: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.35g)$$

$$\text{Nó B: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,500} + h_{f5,600} + h_{f6,500} + h_{f6,600} + h_{f7,500} + h_{f7,600} + h_{f4,500} + h_{f4,600} + h_{f3,500} + h_{f3,600}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.35h)$$

$$\text{Nó C: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f6,500} + h_{f6,600} + h_{f7,500} + h_{f7,600} + h_{f4,500} + h_{f4,600}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.35i)$$

$$\text{Nó D: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f6,500} + h_{f6,600} + h_{f7,500} + h_{f7,600}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.35j)$$

$$\text{Nó E: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.35k)$$

$$\text{Nó F: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f6,500} + h_{f6,600}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.35l)$$

- Para o trecho seis avariado:

$$\text{Nó A: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.35m)$$

$$\text{Nó B: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f2,500} + h_{f2,600}) \geq (25 + 5,0) \quad (5.35n)$$

$$\text{Nó C: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f2,500} + h_{f2,600} + h_{f3,500} + h_{f3,600}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.35o)$$

$$\text{Nó D: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f3,500} + h_{f3,600} + h_{f4,500} + h_{f4,600}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.35p)$$

$$\text{Nó E: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f3,500} + h_{f3,600} + h_{f4,500} + h_{f4,600} + h_{f7,300} + h_{f7,350} + h_{f6,500} + h_{f6,600}) \geq (25 + 4,5) \quad (5.35q)$$

$$\text{Nó F: } 54 - (h_{f1,500} + h_{f1,600} + h_{f5,400} + h_{f5,450} + h_{f3,500} + h_{f3,600} + h_{f4,500} + h_{f4,600} + h_{f7,300} + h_{f7,350}) \geq (25 + 4,0) \quad (5.35r)$$

#### b) Conservação de energia nos nós

Do mesmo modo que realizado na primeira etapa, haverá somente uma equação de restrição, que seria para o dimensionamento sem trechos avariados, como veremos a seguir:

- Para a rede sem trechos avariados:

$$\begin{aligned} \text{Anel 1: } & (h_{f2,500} + h_{f2,600}) + (h_{f3,500} + h_{f3,600}) + (h_{f4,500} + h_{f4,600}) - (h_{f5,500} + h_{f5,600}) - \\ & (h_{f6,500} + h_{f6,600}) - (h_{f7,500} + h_{f7,600}) = 0 \end{aligned} \quad (5.36)$$

- c) Continuidade nos nós

As equações de continuidade nos nós são idênticas às obtidas na primeira etapa do método, ou seja, equações 5.32a,....., 5.32r.

- d) Velocidades máximas e mínimas adotadas

As equações de velocidades máximas admissíveis são idênticas às obtidas na primeira etapa do método, ou seja, equações 5.15a,....., 5.15p.

- e) Vazão no trecho avariado nulo

As equações de vazão nula para os trechos avariados serão idênticas às obtidas na primeira etapa do método, ou seja, equações 5.16 e 5.17.

- f) Comprimentos dos trechos

Por esta nova restrição, tem-se que a soma dos comprimentos dos sub-trechos deve ser igual ao comprimento de cada trecho. Sendo o número de trechos igual a oito, devem ser consideradas oito equações de restrição, ou seja.

$$\text{Trecho 1: } l_{1,500} + l_{1,600} = 2.540 \quad (5.37a)$$

$$\text{Trecho 2: } l_{2,500} + l_{2,600} = 350 \quad (5.37b)$$

$$\text{Trecho 3: } l_{3,500} + l_{3,600} = 1.140 \quad (5.37c)$$

$$\text{Trecho 4: } l_{4,500} + l_{4,600} = 1.430 \quad (5.37d)$$

$$\text{Trecho 5: } l_{5,500} + l_{5,600} = 1.020 \quad (5.37e)$$

$$\text{Trecho 6: } l_{6,500} + l_{6,600} = 1.430 \quad (5.37f)$$

$$\text{Trecho 7: } l_{7,500} + l_{7,600} = 1.710 \quad (5.37g)$$

## g) Não negatividade dos comprimentos dos sub-trechos

Todos os comprimentos devem ser maiores ou iguais a zero. Havendo oito trechos, com dois sub-trechos cada um, têm-se um total de dezesseis equações de restrição, com isso, temos:

$$\text{Trecho 1: } l_{1,500} \geq 0; l_{1,600} \geq 0 \quad (5.38a)$$

$$\text{Trecho 2: } l_{2,500} \geq 0; l_{2,600} \geq 0 \quad (5.38b)$$

$$\text{Trecho 3: } l_{3,500} \geq 0; l_{3,600} \geq 0 \quad (5.38c)$$

$$\text{Trecho 4: } l_{4,500} \geq 0; l_{4,600} \geq 0 \quad (5.38d)$$

$$\text{Trecho 5: } l_{5,500} \geq 0; l_{5,600} \geq 0 \quad (5.38e)$$

$$\text{Trecho 6: } l_{6,500} \geq 0; l_{6,600} \geq 0 \quad (5.38f)$$

$$\text{Trecho 7: } l_{7,500} \geq 0; l_{7,600} \geq 0 \quad (5.38g)$$

Terminado o processo de elaboração das equações, faz-se a otimização do problema, novamente utilizando o algoritmo GRG2 disponível na ferramenta Solver da Planilha Excel<sup>®</sup>. Os resultados da otimização para a 2<sup>a</sup> etapa são mostrados nas Tabelas 5.18a, 5.18b e 5.18c:

Tabela 5.18a: Resultados da otimização da segunda etapa sem nenhum trecho avariado para a cota de cabeceira fixa.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	500	0	7,96	0,00	1,00
		600	2540		1.100.505,80	1,49
2	235,77	500	0	0,38	0,00	1,00
		600	350		151.644,50	0,83
3	192,33	500	1020	1,91	356.156,86	0,98
		600	120		52.139,93	0,68
4	152,04	500	1430	1,66	499.484,70	0,77
		600	0		0,00	1,00
5	184,66	500	0	0,70	0,00	1,00
		600	1020		441.935,40	0,65
6	136,88	500	541	0,86	188.859,34	0,70
		600	889		385.309,20	0,48
7	56,55	500	1710	0,32	597.285,90	0,29
		600	0		0,00	1,00
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>			<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>3.773.321,63</b>	

$Li_1 + Li_2$ (m)	$Li$ (m)	$H - I$ (m)
2540	2540	0
350	350	0
1140	1140	0

Nó	Alt. Piez. (m)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	46,04	0,00	5,0	41,04
B	45,66	43,44	5,0	40,66
C	43,75	40,29	4,0	39,75
D	42,09	208,6	4,5	37,59
E	45,34	47,78	4,5	40,84
F	44,48	80,32	4,5	39,98

Tabela 5.18b: Resultados da otimização da segunda etapa para o trecho dois avariado com a cota de cabeceira fixa.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	500	0	7,96	0,00	1,00
		600	2540		1.100.505,80	1,49
2	0,00	500	0	0,00	0,00	1,00
		600	350		151.644,50	0,00
3	43,44	500	1020	0,12	356.156,86	0,22
		600	120		52.139,93	0,15
4	83,73	500	1430	0,55	499.484,70	0,43
		600	0		0,00	1,00
5	420,43	500	0	3,20	0,00	1,00
		600	1020		441.935,40	1,49
6	372,65	500	541	5,52	188.859,34	1,90
		600	889		385.309,20	1,32
7	292,33	500	1710	6,65	597.285,90	1,49
		600	0		0,00	1,00
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>			<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>3.773.321,63</b>	

$Li_1 + Li_2$ (m)	$Li$ (m)	$H - I$ (m)
2540	2540	0
350	350	0
1140	1140	0

Nó	Alt. Piez. (m)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	46,04	0,00	5,0	41,04
B	30,00	43,44	5,0	<b>25,00</b>
C	30,12	40,29	4,0	26,12
D	30,67	208,6	4,5	26,17
E	42,84	47,78	4,5	38,34
F	37,32	80,32	4,5	32,82

Tabela 5.18c: Resultados da otimização da segunda etapa para o trecho cinco avariado com a cota de cabeceira fixa.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	500	0	7,96	0,00	1,00
		600	2540		1.100.505,80	1,49
2	420,43	500	0	1,10	0,00	1,00
		600	350		151.644,50	1,49
3	336,99	500	1020	6,66	356.156,86	1,92
		600	120		52.139,93	1,33
4	336,70	500	1430	7,22	499.484,70	1,71
		600	0		0,00	1,00
5	<b>0,00</b>	500	0	0,00	0,00	1,00
		600	1020		441.935,40	0,00
6	47,78	500	541	0,12	188.859,34	0,24
		600	889		385.309,20	0,17
7	128,10	500	1710	1,44	597.285,90	0,65
		600	0		0,00	1,00
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>			<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>3.773.321,63</b>	

$Li_1 + Li_2$ (m)	$Li$ (m)	H - I (m)
2540	2540	0
350	350	0
1140	1140	0

Nó	Alt. Piez. (m)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	46,04	0,00	5,0	41,04
B	44,94	43,44	5,0	39,94
C	38,29	40,29	4,0	34,29
D	31,06	208,6	4,5	26,56
E	29,50	47,78	4,5	<b>25,00</b>
F	29,62	80,32	4,5	25,12

As Tabelas 5.18a, 5.18b e 5.18c apresentam os resultados definitivos do dimensionamento do Grande Anel, onde simulou-se os trechos “dois” e “cinco” fora de operação e analisou-se o comportamento hidráulico desta rede, garantindo que esse dimensionamento seria confiável, para o atendimento da demanda em todos os nós da rede, nesta situação a cota de cabeceira é tida como fixa.

Como aconteceu para a 1ª etapa deste exemplo, os trechos “dois” e “cinco” continuaram fora de operação. E os diâmetros nesta 2ª etapa, que foram desdobrados em dois diâmetros comerciais, onde esses não seriam mais variáveis de decisão, o modelo continua garantindo a confiabilidade desta rede com relação a não encontrar diâmetros

mínimos ao final desta (o diâmetro mínimo encontrado foi de 500 mm no trecho “sete” e de 500 mm no trecho “quatro”), o que demonstra a rede dimensionada ser confiável com relação a todos os diâmetros encontrados, pois, esses garantiriam o abastecimento contínuo de todos os nós desta rede com uma razoável folga, mesmo em caso de rompimento de um ou mais trechos.

As pressões mínimas (25 mca) foram atendidas em todos os nós da rede, para a simulação sem trechos avariados, não é encontrada nenhuma pressão abaixo de 30 mca em todos os nós desta situação de contorno.

A Tabela (5.19), faz uma comparação entre os resultados obtidos pelo dimensionamento feito pelo método PNL 2000, sem levar em consideração a confiabilidade, os valores encontrados pelo dimensionamento obtido pela CAGEPA e os valores obtidos neste trabalho. A metodologia adaptada para testar a confiabilidade da rede, como já era esperado obteve um custo 59,7% mais elevado do que o valor encontrado pelo PNL 2000, isso se deve pela concepção adotada, neste trabalho, que leva em consideração o abastecimento contínuo deste Grande Anel, mesmo em caso de falhas em um dos seus trechos, como é simulado. Por causa dessa consideração é encontrado diâmetros bem maiores e conseqüentemente custo maiores. Porém, pode-se afirmar que está rede, mesmo com um custo mais elevado, trabalharia facilmente com um trecho avariado ou mais trechos avariados ou fora de operação. A comparação com relação a metodologia implementada é 10% mais cara que o resultado obtido pela CAGEPA, que utilizou o método Hardy-Cross.

Tabela 5.19: Comparação entre os resultados obtidos pela CAGEPA, PNL 2000 e o método adaptado testando a confiabilidade.

RESULTADOS CAGEPA			RESULTADOS PNL2000			TRECHO 2 e 5 AVARIADOS		
Trecho	Diâm. (mm)	Comp. (m)	Trecho	Diâm. (mm)	Comp. (m)	Trecho	Diâm. (mm)	Comp. (m)
1	600	2540	1	500	2540	1	600	2540
2	600	350	2	250	350	2	600	350
3	500	1140	3	200	1140	3	500	1020
							600	120
4	500	1430	4	150	1430	4	500	1430
5	500	1020	5	500	1020	5	600	1020
6	400	430	6	450	1169	6	500	541
	500	1000		500	261		600	889
7	400	1710	7	450	1710	7	500	1710
<b>CUSTO(R\$/m)</b>	<b>3.428.472,80</b>		<b>2.363.000,76</b>			<b>3.773.321,63</b>		

Os valores apresentados para as redes dimensionadas pelo método Hardy-Cross (CAGEPA) e PNL 2000 (sem considerar a confiabilidade), foram utilizados para simulação de falhas, de maneira a verificar o seu comportamento em termos de confiabilidade, adotando-se as mesmas três condições de contorno. Os resultados obtidos nessa simulação, estão apresentados nas Tabelas a seguir:

Tabela 5.20a: Resultados obtidos pela CAGEPA sem nenhum trecho avariado com a cota de cabeceira fixa.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	600	2540	10,80	1.100.505,80	1,50
2	241,40	600	350	0,50	151.644,50	0,90
3	198,00	500	1140	2,80	398.190,60	1,00
4	157,70	500	1430	2,30	499.484,70	0,80
5	179,00	500	1020	2,10	356.275,80	0,90
6	131,20	400	430	2,60	115.093,80	1,00
		500	100		349.290,00	0,70
7	50,90	400	1710	0,90	457.698,60	0,40
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>			<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>3.428.183,80</b>	

Nó	Alt. Piez. (m)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	46,60	0,00	5,0	41,60
B	46,20	43,44	5,0	41,20
C	44,20	40,29	4,0	40,20
D	42,50	208,6	4,5	38,00
E	45,10	47,78	4,5	40,60
F	43,20	80,32	4,5	38,70

Tabela 5.20b: Atribuindo o trecho 2 fora de operação, ao dimensionamento original encontrado pela CAGEPA.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	600	2540	7,96	1.100.505,80	1,49
2	<b>0,00</b>	600	350	0,00	151.644,50	0,00
3	43,44	500	1140	0,13	398.190,60	0,22
4	83,73	500	1430	0,55	499.484,70	0,43
5	420,43	500	1020	7,77	356.275,80	2,14
6	372,65	400	430	13,86	115.093,80	2,96
		500	100		349.290,00	1,90
7	292,33	400	1710	19,70	457.698,60	2,33
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>			<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>3.428.183,80</b>	

Nó	Alt. Piez. (m)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	46,04	0,00	5,0	41,04
B	4,03	43,44	5,0	<b>-0,97</b>
C	4,16	40,29	4,0	0,16
D	4,71	208,6	4,5	0,21
E	38,27	47,78	4,5	33,77
F	24,41	80,32	4,5	19,91

Tabela 5.20c: Atribuindo o trecho 5 fora de operação, ao dimensionamento original encontrado pela CAGEPA.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	600	2540	7,96	1.100.505,80	1,49
2	420,43	600	350	1,10	151.644,50	1,49
3	376,99	500	1140	7,10	398.190,60	1,92
4	336,70	500	1430	7,22	499.484,70	1,71
5	<b>0,00</b>	500	1020	0,00	356.275,80	0,00
6	47,78	400	430	0,31	115.093,80	0,38
		500	100		349.290,00	0,24
7	128,10	400	1710	4,27	457.698,60	1,02
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>			<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>3.428.183,80</b>	

Nó	Alt. Piez. (m)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	46,04	0,00	5,0	41,04
B	44,94	43,44	5,0	39,94
C	37,84	40,29	4,0	33,84
D	30,62	208,6	4,5	26,12
E	26,04	47,78	4,5	<b>21,54</b>
F	26,35	80,32	4,5	21,85

Pode-se notar que o dimensionamento feito pelo método Hardy-Cross, não será um método considerado confiável, quando esta rede estiver com algum trecho avariado, conforme mostra os resultados das Tabelas 5.20a, 5.20b e 5.20c, através destas Tabelas pode-se notar que:

- quando o trecho “dois” estiver fora de operação, haverá um nó com pressão negativa, ou seja, não haverá abastecimento neste nó;
- quando o trecho “cinco” estiver fora de operação, não haverá nós com vazão negativa, porém em alguns destes a pressão mínima não será atendida.

Isto demonstra que a rede original encontrada pela CAGEPA não será confiável quando ocorrer alguma falha. Pode-se afirmar que, os métodos tradicionais quando não levam em consideração um trecho fora de operação, ou seja, situações anormais no dimensionamento, não poderão descrever corretamente as redes de distribuição, quando estas estiverem parcialmente inoperante.

Em relação ao dimensionamento efetuado pelo método PNL 2000 sem levar em consideração a confiabilidade, pode-se concluir que não será um método confiável, quando esta rede estiver com alguns trechos avariados:

- quando o trecho “dois” estiver fora de operação, existirão três nós com pressão negativa, ou seja, não haverá abastecimento nestes nós;
- quando o trecho “cinco” estiver fora de operação, vários trechos apresentarão pressões negativas. As pressões negativas nesses dimensionamentos ótimos são somente uma adaptação ao modelo matemático, não querendo dizer que estas acontecerão na prática, e sim que, nesses nós, não haveria o atendimento de pressão e vazão.

A conclusão é que a rede dimensionada pelo PNL 2000, sem considerar a confiabilidade, não é adequado em caso de falha em algum trecho, como é mostrado nas Tabelas 5.21a, 5.21b e 5.21c:

Tabela 5.21a: Resultados obtidos pelo PNL2000 sem levar em consideração a confiabilidade da rede, sem trechos avariados com a cota de cabeceira fixa.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	500	0	7,96	0,00	1,00
		600	2540		1.100.759,80	1,49
2	187,32	400	350	1,77	93.681,00	1,49
		450	0		0,00	1,00
3	143,88	350	1140	6,77	257.434,80	1,50
		400	0		0,00	1,00
4	103,59	250	0	8,00	0,00	1,00
		300	1430		147.461,60	1,47
5	233,11	400	0	4,35	0,00	1,00
		450	1020		308.682,60	1,47
6	185,33	400	1167	6,51	312.273,22	1,47
		450	263		79.688,92	1,17
7	105,01	350	1710	5,67	386.152,20	1,09
		400	0		0,00	1,00
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>			<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>2.686.134,15</b>	

$Li_1 + Li_2$ (m)	$Li$ (m)	$H - I$ (m)
2540	2540	0
350	350	0
1140	1140	0

Nó	Alt. Piez. (m)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	46,04	0,00	5,0	41,04
B	44,27	43,44	5,0	39,27
C	37,50	40,29	4,0	33,50
D	29,50	208,6	4,5	<b>25,00</b>
E	41,68	47,78	4,5	37,18
F	35,17	80,32	4,5	30,67

Tabela 5.21b: Atribuindo o trecho 2 fora de operação, ao dimensionamento encontrado pelo PNL2000 sem levar em consideração o critério de confiabilidade.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	500	0	7,96	0,00	1,00
		600	2540		1.100.759,80	1,49
2	0,00	400	350	0,00	93.681,00	0,00
		450	0		0,00	1,00
3	43,44	350	1140	0,74	257.434,80	0,45
		400	0		0,00	1,00
4	83,73	250	0	5,39	0,00	1,00
		300	1430		147.461,60	1,18
5	420,73	400	0	12,98	0,00	1,00
		450	1020		308.682,60	2,64
6	372,65	400	1167	23,75	312.273,22	2,96
		450	263		79.688,92	2,34
7	292,33	350	1710	37,75	386.152,20	3,04
		400	0		0,00	1,00
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>			<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>2.686.134,15</b>	

$Li_1 + Li_2$ (m)	$Li$ (m)	$H - I$ (m)
2540	2540	0
350	350	0
1140	1140	0

Nó	Alt. Piez. (m)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	46,04	0,00	5,0	41,04
B	-34,57	43,44	5,0	-39,57
C	-33,84	40,29	4,0	-37,84
D	-28,44	208,6	4,5	-32,94
E	33,06	47,78	4,5	28,56
F	9,31	80,32	4,5	4,81

Tabela 5.21c: Atribuindo o trecho 5 fora de operação, ao dimensionamento encontrado pelo PNL2000 sem levar em consideração o critério de confiabilidade.

Trecho	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Comp. (m)	Perdas no Trecho (mca)	Preço Total (R\$)	Veloc. (m/s)
1	420,43	500	0	7,96	0,00	1,00
		600	2540		1.100.759,80	1,49
2	420,43	400	350	7,90	93.681,00	3,35
		450	0		0,00	1,00
3	376,99	350	1140	40,31	257.434,80	3,92
		400	0		0,00	1,00
4	336,70	250	0	70,98	0,00	1,00
		300	1430		147.461,60	4,76
5	0,00	400	0	0,00	0,00	1,00
		450	1020		308.682,60	0,00
6	47,78	400	1167	0,53	312.273,22	0,38
		450	263		79.688,92	0,30
7	128,10	350	1710	8,19	386.152,20	1,33
		400	0		0,00	1,00
<b>Z (mca)</b>	<b>54</b>			<b>Custo Total (R\$)</b>	<b>2.686.134,15</b>	

$Li_1 + Li_2$ (m)	$Li$ (m)	$H - I$ (m)
2540	2540	0
350	350	0
1140	1140	0

Nó	Alt. Piez. (m)	Demanda (l/s)	Cota (m)	P. Disp. (mca)
A	46,04	0,00	5,0	41,04
B	38,13	43,44	5,0	33,13
C	-2,17	40,29	4,0	-6,17
D	-73,15	208,6	4,5	-77,65
E	-81,87	47,78	4,5	-86,37
F	-81,34	80,32	4,5	-85,84

### 5.3.1.3. Relação entre Confiabilidade e Custo

Este item será similar ao outro exemplo, só mudando os trechos avariados e os nós onde ocorrerão a diminuição da demanda. Simularemos da seguinte maneira:

A relação entre a confiabilidade e o custo da rede será obtido a partir das considerações dos trechos “dois” e “cinco” fora de operação. Neste caso, tem-se que a confiabilidade da rede estaria em abastecer continuamente os nós “B” e “E” da rede, onde se diminui gradativamente a demanda de abastecimento destes dois nós. A variação da

demanda influenciará na variação dos custos, haja vista que com demandas menores, os diâmetros das tubulações também serão menores. Mesmo com a diminuição da demanda, foi imposto que a pressão requerida em todos os nós continuaria de 25 mca.

Depois de várias simulações, foi montado um gráfico que relaciona o custo da tubulação, com a confiabilidade do sistema; é feito o ajuste da curva (Figura 5.6) pelo método dos mínimos quadrados (correlação) e encontrada a sua linha de tendência (foi utilizado uma ferramenta da planilha Excel).

Tabela 5.22: Resultados dos custos obtidos para os dois trechos avariados com relação a diminuição da demanda.

Confiabilidade do Sistema	Custo do Sistema Otimizado
100% DA DEMANDA, NÓS B e E	3.773.321,63
90% DA DEMANDA, NÓS B e E	3.745.345,01
80% DA DEMANDA, NÓS B e E	3.718.110,07
70% DA DEMANDA, NÓS B e E	3.690.344,23
60% DA DEMANDA, NÓS B e E	3.665.810,33
50% DA DEMANDA, NÓS B e E	3.596.522,40

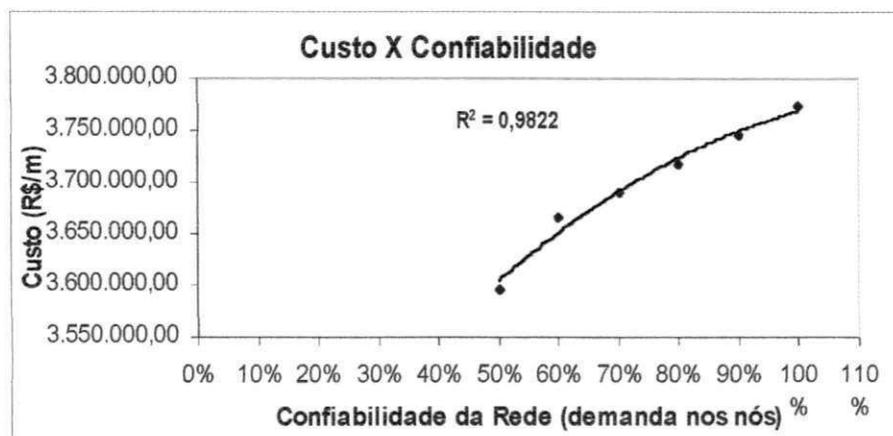


Figura 5.6: Curva de ajuste do custo das redes versus a confiabilidade, para cota de cabeceira fixa.

A Figura 5.6 e a Tabela 5.22 confirmam o que foi dito acima, que quanto mais confiável for uma rede mais onerosa ela se tornará. Podemos acrescentar que a simulação com apenas 50% da demanda nos nós “B” e “E” e com os trechos “dois” e “cinco” avariados simultaneamente, que seria o dimensionamento mais desfavorável para o Grande Anel, atende a todas as restrições imposta ao modelo PNL 2000, podendo ser utilizado como um dimensionamento confiável.

## CAPÍTULO IV

### CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Devido ao seu alto grau de complexidade, o dimensionamento de redes malhadas tem sido feito, na maioria dos casos práticos, baseado em métodos tradicionais, como o de Hardy-Cross e do Seccionamento Fictício. Essas metodologias não consideram a questão econômica e fazem apenas o balanceamento das vazões na rede de distribuição, ficando a minimização do custo a critério da experiência do projetista. Estes projetistas, principalmente no Brasil, não utilizam as técnicas de otimização em seus projetos, ficando as mesmas restritas aos pesquisadores das universidades. Os métodos de otimização tem sido utilizados desde a década de setenta, sendo que os primeiros modelos de otimização global foram propostos na década de noventa. Ao mesmo tempo, métodos de mensuração da confiabilidade das redes tem sido propostos. Sendo este mais uma pesquisa visando o uso conjunto dessas duas técnicas: otimização e análise da confiabilidade.

O método proposto mostrou-se bastante eficaz na resolução dos problemas em que foi aplicado: unir técnicas de otimização e análise da confiabilidade de atendimento contínuo nas redes de distribuição, mesmo em situações anormais (tubulações fora de operação). Essa eficiência se deve a utilização da metodologia empregada no trabalho, ser uma técnica de Programação Não Linear, tendo em vista que o problema físico de dimensionamento hidráulico e econômico de redes é representado por equações que possuem alto grau de não linearidade.

Com relação a confiabilidade do sistema ficou verificado que a alteração na rede de suas características hidráulicas implica na variação de seu custo, já que componentes que promovem aumento de capacidade hidráulica e melhora dos índices de performance estão

ligados diretamente a custos mais elevados. Assim, a maior confiabilidade estaria associada a maiores custos e vice-versa.

Ficou demonstrado que as técnicas de otimização e análise de confiabilidade, utilizadas na fase de projeto de redes de distribuição, podem efetivamente contribuir para a melhoria da qualidade do abastecimento, levando-se em conta a minimização dos custos. Essa contribuição torna-se ainda mais valiosa em países em desenvolvimento, onde são cotidianas as deficiências dos sistemas de abastecimento e insuficientes os investimentos públicos.

Através deste trabalho ficou demonstrado que a solução obtida para o dimensionamento de uma rede a partir de critérios de otimização econômica, não proporciona uma alternativa de projeto confiável, com relação ao atendimento das vazões e pressões nos pontos de consumo, com possíveis avarias em trechos da rede, como foi mostrado no primeiro exemplo desta dissertação (rede fictícia). Para que o dimensionamento ótimo, em termos econômicos, possa ser considerado confiável, haverá que introduzir critérios ou determinadas situações de projeto que possam prever rompimentos ou falhas no abastecimento. Com isto o custo da rede de abastecimento será incrementado em função das condições impostas ao atendimento.

Para o outro estudo de caso apresentado nesta dissertação (rede do bairro do Bessa), pode-se verificar que o dimensionamento ótimo da rede, considerando as condições de atendimento em caso de falhas no sistema (situações mais desfavorável), o seu custo torna-se semelhante ao custo do projeto original efetuado pela CAGEPA. Entretanto, pode-se dimensionar a rede com critérios de otimização, de maneira que o sistema atenda a determinadas situações de falha com vazões e pressões menores do que máximas admitidas. Assim pode-se ter uma rede cujo custo possa ser compatível com uma relativa confiabilidade.

O modelo PNL 2000 quando leva em consideração a confiabilidade da rede possui flexibilidade suficiente para a adequação as condições típicas brasileiras e as Normas Técnicas nacionais. Os requisitos regionais de carga hidráulica e diâmetros mínimos podem ser facilmente estabelecidos antes da aplicação ao modelo, assim como as cargas hidráulicas mínimas e aceitáveis, que definem as funções de performance.

Como recomendações e o aprimoramento do método, novos trabalhos poderiam estudar:

- Uma forma de reduzir a quantidade de restrições ao problema, evitando-se a redundância das mesmas;
- Testar a confiabilidade em redes com a presença de múltiplos reservatórios, válvulas e bombas, o que facilitaria o atendimento das demandas e pressões, quando uma tubulação estivesse fora de operação, quando houvesse queda de energia, falha de alguma dessas bombas, diminuição das demandas nodais, etc;
- Estudar as relações entre a capacidade hidráulica, a confiabilidade e os prejuízos econômicos e sociais decorrentes das deficiências de abastecimento. Apesar das funções de performance hidráulica tentarem estabelecer essa relação de forma subjetiva, ainda não existem estudos concretos nesses sentidos;
- Implementar métodos de otimização para maximizar a confiabilidade ou minimizar os prejuízos causados por deficiências. O método de confiabilidade deve ser compatível com a análise;
- Testar o comportamento do método para redes de maior porte, com maior número de anéis, desta forma, testar mais trechos avariados e verificar se o modelo atenderá a todas as restrições impostas a ele. Desta forma verificar a aplicabilidade do Solver em situações com maior exigências desta ferramenta. Sendo que para isto, existiria a necessidade da potencialização do Solver através de updates disponíveis no mercado.

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABADIE, J.; CARPENTIER, J. *Generalization of the Wolfe Reduced Gradient Method to Case of Non Linear Constraints*, in: *OPTIMIZATION*. Ed. R Fletcher, Chap. 4, p. 37-47, Academic Press, London, UK, 1969.

ALPEROVITS, E.; SHAMIR, U. *Design of Optimal Water Distribution Systems*. Water Resources Research. New York, V. 13, Nº 6, p. 885-900, 1977.

ALZAMORA, F. M.; TÁRREGA, F. S. *Dimensionado Economico de Tuberias de Pression*, in: *Curso de Ingenieria Hidraulica Aplicada a los Sistemas de Distribucion de Agua*. Catedra de Mecanica de Fluidos Universidad Politecnica de Valencia, Madrid, Espanha, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de Rede de Distribuição de Água para o Abastecimento Público-NBR-12218*. Rio de Janeiro, julho 1994.

AZEVEDO NETTO, J. M.; ALVAREZ, G. A. *Manual de Hidráulica*. 7ª Edição. Editora Edgard Blücher Ltda., v. 2, São Paulo, 1991.

BARBOSA, J. M. *Simulação da Operação de Bombas em Sistemas de Abastecimento de Água*. 2001. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande.

BARBOSA, P. S. F. *Modelos de Simulação e de Rede de Fluxo*, in: *Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos*. Organizador: Rubem La Laina Porto. Editora Universidade/UFGRS/ABRH. Porto Alegre, 1997.

BELLMAN, R. E.. *Dynamic Programming*. New Jersey, Princeton University Press, 1957.

BHAVE, P. R.; SONAK, V. V. *A Critical Study of the Linear Programming Gradient Method for Optimal Design of Water Supply Networks*. Water Resources Research. New York, V. 28, nº 6, p. 1577 – 1584, 1992.

BRAGA, B.; BARBOSA, P. S. F.; NAKAYAMA, P. T. *Sistemas de Suporte à Decisão em Recursos Hídricos*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, V. 3, nº. 3, p. 73-95, 1998.

BREGALDA, P. F.; OLIVEIRA, A. F.; BORNSTEIN, C. T. *Introdução à Programação Linear*. 3º Ed. Rio de Janeiro, 1988.

BROOKE, P.; KENDRICK, D.; MEEARUS, A. *GAMS: a User's Guide*. The Scientific Press. Redwood City, CA, 1988.

CIRILO, J. A. *Programação Não Linear Aplicada a Recursos Hídricos*, in: *Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos*. Organizador: Rubem La Laina Porto. Editora Universidade/UFGRS/ABRH. Porto Alegre – RS, 1997.

CLÉMENT, R.; GALLANT, A. *El Riego por Aspersión*. Editores Tecnicos Asociados, Barcelona, Espanha, 1986.

DUAN, N.; MAYS, L. W.; LANSEY, K. *Optimal Reliability-Based Design of Pumping and Distribution Systems*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE. New York, v. 116, nº 2, p. 249-267, 1990.

EL-BAHARAWY, A.; SMITH, A. A. *Application of MINOS to Water Collection of Pumping and Distribution Networks*. Civil Engineering Systems, v. 2, p. 38-49, 1985.

- EL-BAHARAWY, A.; SMITH, A. A. *A Methodology for Optimal Design of Pipe Distribution Networks*. Canadian Journal of Civil Engineering, Canadá, v. 14, p. 207-215, 1987.
- FORMIGA, K. T. *Metodologia de Otimização de Redes Malhadas através da Programação Não Linear*. 1999. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande.
- FORMIGA, K. T.; GOMES, P. G. *Otimização de redes malhadas abastecidas por múltiplos reservatórios*. in: *Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Belo Horizonte. Anais do XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 1999.
- FRITZCHE, H. *Programação Não Linear: análise e métodos*. Editora Edgard Blucher, São Paulo, 1979.
- FUJIWARA, O.; TUNG, H. D. *Reliability Improvement for Water Distribution Networks Through Increasing Pipe Size*. Water Resources Research. New York, v. 27, nº 7, p. 1395-1402, 1991.
- FUJIWARA, O.; DE SILVA, A. U. *Algorithm for reliability-based optimal design of water networks*. Journal of Environmental Engineering. New York, v. 116, nº 3, p. 575-587, 1990.
- GARCEZ, L. N. *Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária*. 2ª Edição, Editora Edgard Blücher Ltda., São Paulo, SP, 1974.
- GESSLER, J.; WALSKY, T. M.. *Technical Report EL-85-11: Water Distribution System Optimization*. U. S. Army Corps Engineers, Washington, 1985.
- GESSLER, J.. *Pipe Network Optimization by Enumeration*. Proc. Computer Applications Water Resources, ASCE, New York, 1985.
- GOLDBERG, D. E. *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning*. Addison-Wesley Publishing Co. Reading, Massachusetts, 1989.

GOMES, H. P. *Sistemas de Abastecimento de Água - Dimensionamento Econômico*. Editora Universitária - UFPB. João Pessoa, 2002, 192 p.

GOMES, H. P. *Curso de Dimensionamento Econômico de Sistemas de Abastecimento de Água in: XXI Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*. ABES. João Pessoa, 2001.

GOMES, H. P. *Engenharia de Irrigação: hidráulica dos sistemas pressurizados aspersão e gotejamento*. 3ª Edição. Editora Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1999.

GOMES, H. P. *REDES: Programa para Dimensionamento de Redes Hidráulicas Pressurizadas*. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1995.

GOUTER, I. C. *Systems Analysis Water-distribution network design: From theory to practice*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, New York, v. 118, nº 3, p. 238-248, 1992.

GOUTER, I. C.; LUSSIER, B. M.; MORGAN, D. R. *Implications of Head Loss Path Choice in Optimization of Water Distribution Networks*. Water Resources Research, AGU, New York, v. 22, nº 5, p. 819-822, 1986.

GOUTER, I. C.; MORGAN, D. R. *Optimal Urban Water Distribution Design*. Water Resources Research, AGU, New York, v. 21, nº 5, p. 642-652, 1985

GRANADOS, A. *Infraestructuras de Regadíos – Redes Colectivas de Riego a Presión*. Madrid: Servicio de Publicación de E. T. S. I. de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid, Espanha, 1990.

GUPTA, R.; BHAVE, P. *Reliability-based Design of Water Distribution Systems*. Journal of Environmental Engineering, New York, v. 122, nº 1, p. 51-54, 1996.

GUPTA, R.; BHAVE, P. *Reliability Analysis of Water Distribution Systems*. Journal of Environmental Engineering, New York, v. 120, nº 2, p. 51-54, 1994.

HAMBERG, D.; SHAMIR, U. *Schematic Models for Distribution Systems Design I: Combination Concept*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, New York, v. 114, nº 2, p. 129-162, 1988.

HAMMER, M. J. *Sistemas de Abastecimento de Água e Esgotos*. 2ª Edição, Livros Técnicas e Científicas Editora S. A., Rio de Janeiro, 1979.

HELLER, L.; CASSEB, M. M. S. *Abastecimento de Água*, in: *Manual de Saneamento e Proteção Ambiental para os Municípios*. Organizador: R. T. de V. BARROS, C. A. de L. CHERNICHARO, L. HELLER e M. V. SPERLING., Realização: DESA, UFMG, FEAM, Belo Horizonte, 1995.

HOLLAND, J. H. *Adaption in Natural and Artificial Systems*. MIT Press Cambridge, Massachusetts, 1975.

ILAB-TECNOLOGIA. *Inteligência Artificial e Sistema Especialistas*. 2001, disponível em: <http://www.ilab.com.br/tecnolog.htm>. Data: 01/11/2001.

KARMELI, D.; GADISH, Y. MEYERS, S. *Design of Optimal Water Distribution Networks*. Journal of Pipeline Division, ASCE, New York, v. 94, nº 10, p. 1-10, 1968.

LACERDA, E. G. M.; CARVALHO, A. D. P. *Sistemas Inteligentes: Aplicações a Recursos Hídricos e Ciências Ambientais*. Organizado por: Carlos de Oliveira Galvão e Mêuser Jorge Silva Valença – Porto Alegre. 1º Edição, Editora da Universidade/UFRGS/ABRH, 1999.

LANSEY, K. E.; MAYS, L. W. *Optimization Model for Water Distribution System Design*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, New York, v. 115, nº 10, p. 1401-1419, 1989.

LANSEY, K. E.; DUAN, N.; MAYS, L. W.; TUNG, Y. K. *Water Distribution Systems Under Uncertainties*. Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, New York, v. 115, nº 5, p. 630-644, 1989.

- LEAL, A. F. *Estudo Comparativo de Métodos de Otimização de Redes Malhadas Pressurizadas*. 1995. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande.
- LEAL, A. F.; GOMES, H. P. *Utilização da Metodologia GRANADOS para a Otimização de Redes Hidráulicas Malhadas*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, Campina Grande, Volume 1, p. 13 – 15, 1997.
- LIEBMAN, J. S.; LASDON, L.; SCHRAGE, L.; WAREN, A. *Modeling and Optimization with GINO*. The Scientific in South Africa, Johannesburg, p. 413-422, 1990.
- LOPES, A. V. *Otimização do Dimensionamento e Análise de Confiabilidade de Redes de Distribuição de Água*. 2002. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília. Brasília.
- LOURENÇO, C. E. B. *Algoritmos Genéticos*. 2001, disponível em: <http://black.rc.unesp.br/ccomp/algoritmo/direito.html>. Data: 01/11/2001.
- MATEUS, G. R.; LUNA, H. P. L. *Programação Não Linear*. Escola de Computação, Belo Horizonte, 1986.
- MELO, D. P. *Otimização de Redes Malhadas Abastecidas com Múltiplos Reservatórios, Bombas e Boosters através da Programação Não Linear*. 2000. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande.
- MONBALIU, J.; FRAISSE, C. W.; VADAS, R. G. *Computer Aided Design Pipe Network, in: Water Resources Systems Applications*. Friesen printers, Winnipeg, Canada, 1990.
- MURTAGH, B. A. *MINOS 5.1 User's Guide*. Systems Optimization Laboratory, Department of Operations and Research, Stanford University Stanford, USA, 1987.
- MONTESINOS, P.; GARCIA-GUZMAN, A.; AYUSO, J. L. *Water Distribution Network Optimization using a modified genetic algorithm*. Water Resources Research, AGU, New York, v. 35, nº 11, p. 3467-3473, 1999.

OCHI, L. S. *Algoritmos Genéticos: Origem e Evolução*. 2001, disponível em: <http://www.sbmec.org.br/com-fig/public/bol/bol-2/artigos/satoru/satoru.html>. Data: 01/11/2001.

PORTO, R. de M. *Hidráulica Básica*. 2ª Edição. Publicado por EESC – USP, São Carlos, SP, 1999.

QUINDRY, G. E., BRILL, E. D., LIEBMAN, J. C. *Optimization of Looped Water Distribution Systems*. Journal of Environmental Engineering Division, New York, v.107, nº 4, p. 665-679, 1981.

QUINDRY, G. E., BRILL, E. D., LIEBMAN, J. C.; ROBINSON, A. R. *Comment on "Design of Optimal Water Distribution Systems" by E. ALPEROVITS and U. SHAMIR*. Water Resources Research, New York, v. 15, nº 6, p. 1651-1654, 1979.

ROSSMAN, L. A. *EPANET: User's Guide*. U. S. Environment Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 1993.

SANTANA, G. C.; SOARES, S. *Otimização da Operação de Sistemas de Abastecimento de Água*. Anais do XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Vitória, ES, 1997.

SANTOS, M. C. C. *Simulação de Cenários de Operação de Sistemas de Distribuição de Água Através do Método PNL 2000*. 2001. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande.

SAVIC, D. A., WALTERS, G. A. *Recent Applications of Genetic Algorithms to Water Systems Design*. Hydraulic Engineering Software IV, Computational Mechanics Publications, 1997a.

SAVIC, D. A., WALTERS, G. A. *Genetic Algorithms for Least-cost Design of Water Distribution Networks*. Journal of Water Resources Planning and Management, New York, v. 123, nº 2, p. 67-77, 1997b.

SILVA, R. C. A. *Otimização de Redes Ramificadas através do Método da Programação Não Linear*. 1997. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba. Campina Grande.

SILVESTRE, P. *Hidráulica Geral*. Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro, RJ, 1981.

SIMPSON, A. R.; DANDY, G. C.; MURPHY, L. J. *Genetic Algorithms Compares to Other Techniques for Pipe Optimization*. Journal of Water Resources Planning and Management, New York, v. 120, nº 4, p. 423-443, 1994.

SU, Y. C.; MAYS, L. W; DUAN, N.; LANSEY, K. E. *Reliability-Based Optimization Model for Water Distribution Systems*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, New York, v.114, nº 12, p.1539-1555, 1987.

TOLDINI, E.; PILATI, S. A. *Gradient Method for the Analysis of pipe Networks*. Proc. Of the International Conference on Computers Applications for Water Supply and Distribution, Leicester Polytechnic, Leicester, UK, 1987.

XU, C.; GOULTER, I. C. *Probabilistic Model for Water Distribution Reliability*. Journal of Water Resources Planning and Management, New York, v. 124, nº 4, p. 218-228, 1999.

WALSKI, T. M.; BRILL, E. D.; GESSLER, J.; GOULTER, I. C.; JEPSON, R. M.; LANSEY, K.; LEE, H.; LIEBMAN, J. C.; MAYS, L.; MORGAN, D. R.; ORMSBEE, L. *"Battle of the Network Models: epilogue"*. Journal of Water Resources Planning and Management, New York, v. 113, nº 2, p. 191-203, 1987.

WALSKI, T. M. *State-of-the-art: Pipe Network Optimization*. Computer Applications in Water Resources. H. C. Torno, Ed., ASCE, New York, 1985.

WOOD, D. J. *User's Manual Computer Analysis of Flow in Pipe Networks Including Extended Period Simulations*. University of Kentucky, Lexington, 1980.

YEH, W. W-G. *Reservoir Management and Operations Models: A State-of-the-art Review*. Water Resources Research, New York, v. 21, nº 12, p. 1797-1818, 1985.