

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE PRODUÇÃO

UM MODELO MATEMÁTICO PARA OTIMIZAR
REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA
CATARINA PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA

JORGE LUIZ NINOW

FLORIANÓPOLIS
SANTA CATARINA - BRASIL
MAIO - 1980

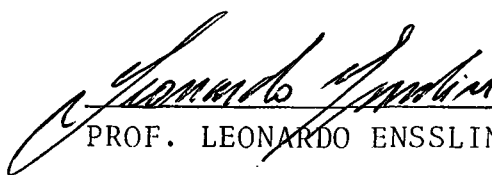
UM MODELO MATEMÁTICO PARA OTIMIZAR
REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

JORGE LUIZ NINOW

ESTA DISSERTAÇÃO FOI JULGADA PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE

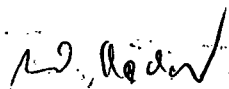
"MESTRE EM ENGENHARIA"

ESPECIALIDADE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO E APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELO CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO.



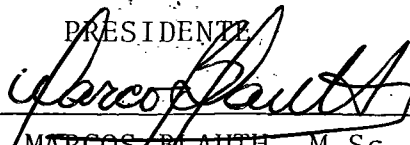
PROF. LEONARDO ENSSLIN, Ph.D.
COORDENADOR

APRESENTADA PERANTE A BANCA EXAMINADORA COMPOSTA DOS
PROFESSORES:



PROF. WILHEM RÖDDER, Ph.D.

PRÉSIDENTE



PROF. MARCOS BLAUTH, M.Sc.



PROF. ROBERTO FRANCISCO KRISCHER, M.Sc.



PROF. LEONARDO ENSSLIN, Ph.D.

A G R A D E C I M E N T O S

Manifesto meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas e instituições:

Ao Prof. WILHELM RÖDDER, pela orientação no desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores JAIRO AMBROZINI, LEONARDO ENSSLIN, MARCOS BLAETH e ROBERT WAYNE SAMOBYL, pelo interesse e apoio demonstrados.

As colegas FREDERICO AGENOR ALVAREZ, JULIO GONZALEZ e MASANAO OHIRA pelo apoio.

Aos colegas, professores e funcionários do DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS ESTATÍSTICAS E DA COMPUTAÇÃO DA UFSC pelo incentivo.

À COMPANHIA CATARINENSE DE ÁGUAS E SANEAMENTO - CASAN, pelos esclarecimentos técnicos, bem como pela aplicação prática do trabalho.

À CAPES e ao FINEP pelo auxílio financeiro.

A todos que, de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

S U M Á R I O

	pag.
RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
CAPÍTULO I	
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Custos de uma Rede de Abastecimento de Água	2
1.2. Estágio do Conhecimento	2
1.3. Objetivo	4
1.4. Limitações do Trabalho	5
1.5. Estrutura do Trabalho	6
CAPÍTULO II	
2. REDES HIDRÁULICAS	8
2.1. Conceitos Fundamentais	8
2.1.1. Redes de Distribuição	8
2.1.2. Vazão	10
2.1.3. Perda de Carga	11
2.1.4. Linha Piezométrica	11
2.1.5. Vazão de Distribuição	13
2.2. Dimensionamento de Redes de Abastecimento de Água	14
2.2.1. Método de dimensionamento de redes ramifi- cadas - "Método do Secionamento Fictício"....	14
2.2.2. Método de dimensionamento de redes malhadas	18

2.2.2.1. Fundamentos hidráulicos do método	18
2.2.2.2. Considerações sobre o método	23
2.2.2.3. Passos fundamentais do método	24

CAPÍTULO III

3. PROPOSIÇÃO DE UM MODELO MATEMÁTICO PARA MINIMIZAR O CUSTO TOTAL DE UMA REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA TIPO RAMIFICADA	28
3.1. Fundamentos Hidráulicos	28
3.2. O Modelo	30
3.2.1. Definições	30
3.2.2. Formulação Matemática	31

CAPÍTULO IV

4. APLICAÇÃO PRÁTICA DO MODELO	33
4.1. Exemplo Ilustrativo	34
4.1.1. Descrição do Problema	34
4.1.2. Apresentação do Problema na Forma Padrão de Programação Linear	37
4.1.3. Solução do Problema pelo Modelo Matemático Proposto	39
4.1.4. Solução do Problema pelo Método do Seccionamento Fictício	40
4.1.5. Comentários sobre os Resultados Obtidos	40
4.1.6. Comparação das Soluções Obtidas pelos dois Métodos	42
4.1.7. Considerações sobre as Perdas de Carga Localizadas	42

	Pag.
4.1.7.1. Uma Ilustração prática do cálculo das perdas localizadas	43
4.1.7.2. Conclusões sobre os resultados obtidos	44
4.1.7.3. Como contornar o problema das per- das localizadas	49
4.2. Aplicação do Modelo a um Problema Real	49
4.2.1. Descrição do Problema	50
4.2.2. Preparação do Problema	50
4.2.3. Solução do Problema pelo Modelo Matemático Proposto	51
4.2.4. Solução do Problema pelo Método do Secio- namento Fictício	56
4.2.5. Comparação dos Resultados obtidos pelos Dois Métodos	56
 CAPÍTULO V	
5. COMENTÁRIOS	59
5.1. Redução do Número de Equações de Restrições	60
5.2. Simplificações	62
5.3. Limitações	62
5.4. Conclusões e Validade do Trabalho	63
5.5. Sugestões para Pesquisas Futuras	64
6. BIBLIOGRAFIA	65

	Pag.
ANEXO I - Listagem do Programa	67
ANEXO II - Relatórios de Entrada e Saída do Problema	
Exemplo	72
ANEXO III - Solução do Problema Exemplo pelo Método do	
Secionamento Fictício Desconsiderando as	
Perdas Localizadas	77
ANEXO IV - Solução do Problema pelo Método do Secio-	
namento Fictício Considerando as Perdas	
Localizadas	79
ANEXO V - Relatórios de Entrada e Saída do Problema	
Real	81
ANEXO VI - Solução do Problema Real pelo Método do Se-	
cionamento Fictício	94
ANEXO VII - Planta da Solução do Problema Real	98

R E S U M O

Este trabalho foi elaborado com o propósito de desenvolver um modelo matemático que possibilite a obtenção dos diâmetros das tubulações de uma rede de abastecimento de água, de forma que o custo total de instalação (ou projeto) das tubulações seja minimizado, atendendo as vazões e demais restrições técnicas do problema.

Na primeira parte aborda-se resumidamente os estudos realizados neste campo e apresenta-se com maiores detalhes os fundamentos e os métodos hidráulicos de projetos de redes de distribuição de água atualmente empregados.

O modelo matemático proposto, passível de solução dentro da teoria da programação linear, visa a otimizar uma rede de abastecimento de água, tipo ramificada, onde a função objetivo refere-se ao custo total das tubulações, e as restrições relacionam-se às imposições hidráulicas de pressão e perda de carga, bem como ao comprimento de cada trecho.

Após a apresentação do modelo são feitas duas aplicações práticas do mesmo e os resultados são comparados com os obtidos pelo método usual de dimensionamento de redes hidráulicas (Método de Secionamento Fictício). Constatou-se que os resultados obtidos pelo modelo proposto mostraram-se economicamente compensadores.

A B S T R A C T

This work was developed in order to elaborate a mathematical model that would facilitate the calculation of pipe diameters in a water supply system.

In the first part of the work several studies are succinctly reviewed which present in detail the principles and methods of water distribution projects, taking into account the quantity of water flow and other technical restrictions.

The mathematical model proposed here, solvable through linear programming techniques, optimizes the efficiency of a water supply network of the branched type, where the objective function refers to the total cost of tubing and the constraints are related to various hydraulic restrictions concerning pressure and head loss, as well as the length of each line.

After the model is presented, two practical applications are made and results are compared with those of the usual method of dimensioning hydraulic networks (The Fictitious Crossing Method). The solution to the model proposed here is economically superior to the standard method.

C A P Í T U L O I

1. INTRODUÇÃO

Nos sistemas convencionais de abastecimento de água, a rede de distribuição é, via de regra, a parte mais dispendiosa do projeto, com um custo que geralmente atinge a 50 por cento do investimento total, chegando em alguns casos a atingir 65 ou até 70 por cento¹.

Num sistema onde os recursos são escassos, deve ser preocupação fundamental do pesquisador a alocação ótima destes recursos; no caso de redes de abastecimento de água, a meta principal será a minimização do custo de instalação das mesmas.

Sempre que se realizar esforços para reduzir os custos com o propósito de ampliar e generalizar os serviços de distribuição de água para uma maior parte da população, a rede de distribuição deverá merecer, uma maior atenção dos analistas.

A experiência demonstra que, tanto para o caso de implantação de novos projetos de abastecimento de água em comunidades rurais ou pequenas cidades, como no caso de expansão de instalações já existentes, é possível conseguir uma economia

¹Segundo (15), pag.215.

considerável através da utilização de métodos científicos para a racionalização de tais projetos.

1.1. Custos de uma Rede de Abastecimento de Água

O custo total de uma rede de abastecimento de água, leva em conta direta ou indiretamente uma série de fatores, tais como entre outros:

a) Custo de reservatórios, que por sua vez envolve uma série de itens em seu cômputo, como por exemplo, despesas de pessoal (operação das elevatórias), despesas de energia elétrica (demanda de potência e consumo de energia das elevatórias do sistema), depreciação, manutenção, entre outros.

b) Custos de canalizações, cujas despesas se dividem em manutenção e instalação (aquisição, transporte, escavação, etc.).

1.2. Estágio do Conhecimento

Muitas pesquisas foram realizadas com sucesso neste campo, obedecendo é claro, às limitações impostas por cada método. Dentre estas podemos citar trabalhos de:

GUPTA (1) que na elaboração de seu modelo de programação linear faz uma analogia com a teoria das redes elétricas, levando em conta a equação da continuidade de cada nó, bem como a equação da perda de carga em cada malha (aqui a rede ramificada é rearranjada a fim de que se obtenha malhas permitindo desta forma uma analogia com redes elétricas), para formular as res-

trições inerentes ao modelo.

WHITE E CASE (2) - formularam um modelo de programação linear para redes ramificadas aplicável a casos em que a demanda é constante, apresentando também, uma variante para casos com mudanças discretas de demanda ao longo do tempo.

GUPTA (3) propõe uma decomposição de grandes sistemas de distribuição de água em subsistemas menores de modo que se possa fazer uma otimização através da Programação Linear.

PALEROSI, FREIRE e LOPES (4) apresentam um modelo de programação linear com objetivo de minimizar o custo total de um sistema adutor, podendo ou não incluir o custo de elevação da água no modelo.

ASSY (5) em seu modelo de programação linear salienta que a função custo normalmente utilizada é a soma do custo inicial de instalação convertida em custo anual e do custo operacional.

BENTO (6) apresenta um modelo de programação linear mista com algumas variáveis inteiras restritas aos valores 0 ou 1 para a solução de problemas de expansão de capacidade, nas quais se necessita um escalonamento das obras a serem executadas.

SILVA (7) utiliza a teoria dos grafos, ou mais especialmente, a teoria dos fluxos em redes para minimizar o custo de instalação de uma rede de abastecimento de água.

KARMELI (8) apresenta um modelo de programa-

ção linear para redes arborizadas, aplicável a sistemas com uma fonte de abastecimento. Em seu trabalho, ele propõe uma simplificação através da redução do número de restrições relativas à carga exigida em cada ponto comparando a magnitude das cargas nestes mesmos pontos.

PITCHAY (13) formula um modelo de distribuição de água como um problema de programação inteira não linear, considerando o custo do tubo x energia e inclui o custo de penalidades devido a violações de restrições.

SCHAKE e LAY (14) desenvolveram um modelo de programação linear em que as restrições especificam a taxa mínima em cada nó de suprimento da rede.

1.3. Objetivo

Grande parte dos projetos hidráulicos são feitos com base em uma seleção mais ou menos arbitrária de tubulações que atendem aos requisitos de pressões, vazões e perdas de carga em uma rede.

Freqüentemente chega-se a mais de uma solução conforme os dados arbitrados inicialmente, e aí escolhe-se a alternativa mais econômica.

O objetivo deste trabalho é apresentar uma colaboração prática utilizando a teoria de programação linear em acordo com os métodos hidráulicos adequados, a fim de que se minimize o custo total de tubulação de uma rede ramificada de abastecimento de água.

O trabalho consiste na aplicação de um modelo matemático, utilizando a técnica de programação linear, cuja função objetivo refere-se aos custos das tubulações, podendo inserir no mesmo custos de elevação ou custos de carga produzida, conhecido um determinado fluxo que satisfaça a demanda, sujeito a restrições do tipo: equação de continuidade em um nó, perda de carga ao longo de cada tubo ou linha, pressão disponível em cada ponto, etc.

O modelo proposto, embora possa representar uma situação simples, tem considerável importância prática, devido à existência de inúmeros sistemas de distribuição com as mesmas características, que as consideradas.

Embora o modelo matemático proposto se destine a redes ramificadas, poderá ser feita extensão do mesmo para redes malhadas, cuja solução inicial tenha sido determinada através do método hidráulico adequado (Hardy-Cross), caso esta solução (de tubos) não seja única (para a correspondente solução de vazões).

Este trabalho se propõe a alcançar os objetivos propostos através de uma adaptação dos trabalhos de GUPTA (1) e KARMELI (8).

1.4. Limitações do Trabalho

Todo e qualquer modelo matemático apresenta limitações; este também não foge à regra.

O presente trabalho é facilmente aplicável a redes hidráulicas ramificadas onde a distribuição de água seja feita

ta por gravidade, podendo também ser utilizado quando a distribuição for motora, bastando que se conheça a carga produzida pela bomba.

O modelo proposto não é aplicável às redes malhadas (com anéis), sendo que poderá ser estendida a sua utilização para uma melhoria de uma solução inicial deste tipo de redes.

Não são considerados na função objetivo, os custos relativos a peças da rede (tês, joelhos, reduções, etc.) uma vez que a maioria delas são comuns às soluções obtidas pelos diferentes métodos apresentados (secionamento fictício e modelo matemático proposto) e, por outro lado não representam um custo significativo em relação ao custo total de tubulações.

Também não são levadas em conta, explicitamente, no modelo proposto, as perdas de carga localizadas, em virtude de as mesmas não influírem nos resultados finais obtidos ou pelo método usual (secionamento fictício), ou pelo modelo proposto.

1.5. Estrutura do Trabalho

O presente capítulo propôs-se a apresentar uma motivação inicial do estudo. Nele foi abordado suscintamente os tipos de custos inerentes a uma rede de distribuição de água, bem como o estágio atual do conhecimento, a seguir foi apresentado o objetivo do trabalho e as limitações a que o modelo está sujeito.

No segundo capítulo, são abordados os conceitos fundamentais relativos às redes hidráulicas, sendo ainda apresentados dois métodos de dimensionamento destas redes: "Método do

Secionamento Fictício" (redes ramificadas) e "Método de Hardy-Cross" (redes malhadas).

No terceiro capítulo é apresentado o modelo matemático proposto, sendo que no capítulo seguinte são feitas duas ilustrações práticas do mesmo e considerações teóricas e práticas sobre o problema das perdas de carga localizadas. Constatou-se que os resultados obtidos pelo modelo matemático são economicamente compensadores e que o problema das perdas de carga localizadas po de ser desconsiderado.

Por fim, no quinto e último capítulo são feitos comentários sobre o modelo proposto, suas limitações, possíveis simplificações e recomendações para pesquisas futuras.

2. REDES HIDRÁULICAS

2.1. Conceitos Fundamentais

2.1.1. Redes de distribuição

Uma rede de distribuição de água consiste de um conjunto de N pontos de demanda que são conectados com a fonte através de N seções tubulares. É constituída de um conjunto de condutos que tem a função de levar a água para os prédios e os pontos de consumo.

Esses condutos caracterizam-se pelas numerosas derivações (distribuição em marcha) e uma distribuição em rede, derivando daí o seu nome.

Nas redes de distribuição distinguem-se dois tipos de condutos:

a) Condutos principais - também chamados troncos ou mestres, são as canalizações de maior diâmetro, responsáveis pela alimentação dos condutos secundários.

b) Condutos secundários - de menor diâmetro, são os que estão imediatamente em contato com os prédios a abastecer e cuja alimentação depende diretamente dos condutos principais.

Em áreas urbanas o traçado dos condutos prin-

cipais deve, de preferência, levar em conta, dentre outros:

- Ruas sem pavimentação
- Ruas com pavimentação menos onerosa
- Ruas de menor intensidade de trânsito
- Proximidade de grandes consumidores
- Proximidade das áreas e de edifícios que de
vem ser protegidos contra incêndio.

Em geral, podem ser definidos três tipos principais de redes de distribuição, conforme a disposição dos seus condutos principais:

a) Redes Ramificadas - Ao longo de uma linha principal aparecem várias derivações ou ramificações; também conhecidas como redes em "espinha de peixe" devido a sua semelhança com tal estrutura.

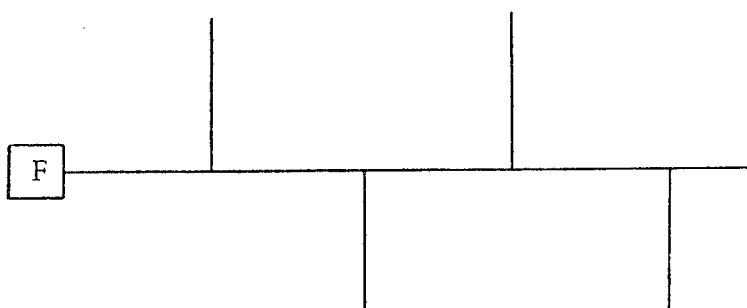


Figura 1 - Rede Ramificada

b) Redes Grelhadas - Condutos sensivelmente paralelos, lembrando a estrutura de uma grelha.

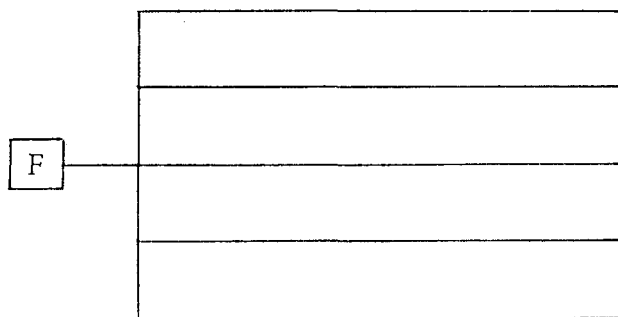


Figura 2 - Rede Grelhada

c) Redes Malhadas - Os condutos principais formando circuitos ou anéis, lembrando a disposição em malhas.

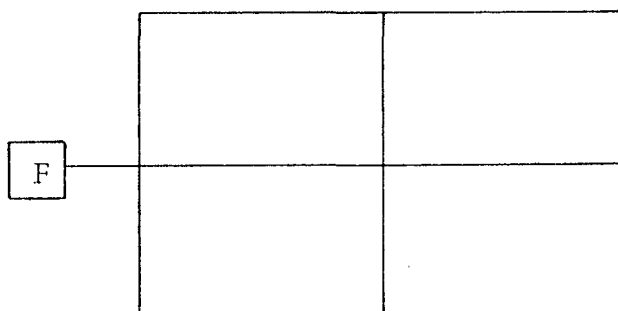


Figura 3 - Rede Malhada

2.1.2. Vazão

Vazão é o volume de água que atravessa a seção transversal de um tubo em determinado tempo:

$$Q = \frac{V}{t} \quad (2.1)$$

$$\text{ou } Q = \frac{S \cdot L}{t} \quad (2.2)$$

$$\text{ou } Q = S \cdot v \quad (2.3)$$

onde:

Q - Vazão, m^3/s

S - Área da seção transversal do tubo, m^2

V - Volume de água no trecho do tubo considerado, m^3

v - Velocidade de escoamento da água, m/s

L - Comprimento do trecho, m

2.1.3. Perda de carga

Perda de carga é a perda de energia mecânica pelo líquido ao longo de uma tubulação devido ao atrito entre as partículas do líquido, e também entre as partículas e as paredes do tubo considerado, expressa em termos de carga hidráulica por unidade de peso de líquido escoando no tubo; é dependente do tipo de material de que é construído o tubo, da viscosidade e densidade do líquido sendo transportado, da velocidade do escoamento, do grau de turbulência do movimento e do comprimento percorrido.

2.1.4. Linha Piezométrica

A figura (4) representa uma canalização de seção constante sensivelmente retilínea, na qual o movimento é

controlado por um registro em B. Se o registro está fechado, a água sobe nos piezômetros¹ instalados em E, F e G até a cota da superfície da água no reservatório.

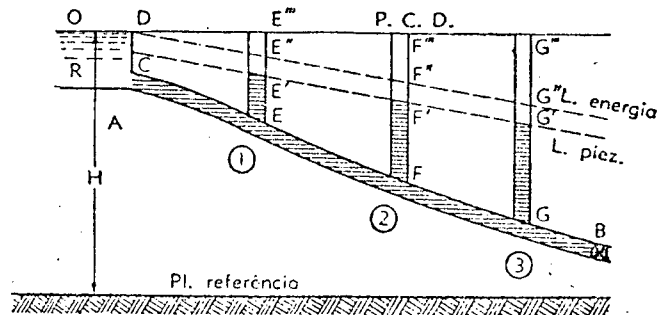


Figura 4 - Linha Piezométrica²

Abrindo-se o registro, estabelece-se um regime permanente e uniforme, pois que sendo constante a seção do conduto, também o é a velocidade de escoamento.

Se não houvesse a perda de carga, a água subiria até a mesma altura em todos os piezômetros, mas na realidade, devido às perdas de carga nos trechos anteriores a cada piezômetro, a altura da água nos diversos piezômetros vai diminuindo, e pode-se constatar teórica e experimentalmente que a linha que une os extremos das colunas piezométricas é uma reta, e esta linha chamamos "linha piezométrica".

¹Aparelhos destinados a medir a pressão em função das alturas de colunas líquidas.

²Ilustração extraída de (10), pag. 185.

2.1.5. Vazão de distribuição

É calculada para as condições atualmente comuns nas cidades brasileiras, isto é, os prédios tem reservatórios domiciliares que abastecem a rede predial e recebem água da rede pública. A vazão se referirá a uma situação particular desfavorável correspondente à hora de maior consumo do dia de maior consumo.

$$Q = \frac{k_1 k_2 \hat{q} P}{86400} \quad (2.4)$$

Onde:

P - é a população prevista para a área a abastecer ao fim do período de planejamento

Q - a vazão em litros por segundo

\hat{q} - a quota per capita; $q = 0,150$ metros cubicos por habitante por dia ou 150 litros por habitante por dia³

k_1 - coeficiente do dia de maior consumo, $k_1 = 1,2^3$

k_2 - coeficiente da hora de maior consumo, $k_2 = 1,5^3$

86400 - fator de correção de tempo, 1 dia = 86.400 segundos.

³Valores adotados segundo as Normas da Companhia Catarinense de guas e Saneamento - CASAN.

2.2. Dimensionamento de Redes de Abastecimento de Água

O dimensionamento de uma rede de abastecimento de água consiste em determinar em cada trecho, vazões, diâmetros, perda de carga, cotas piezométricas, pressões disponíveis, etc. Neste trabalho, são apresentados o método de dimensionamento para redes ramificadas e também o método para redes malhadas (Hardy-Cross), uma vez que o modelo matemático para otimização de tubulações é aplicado para redes ramificadas, mas poderá também ser estendida a sua aplicabilidade para redes malhadas.

2.2.1. Método de dimensionamento de redes ramificadas - "Método do Secionamento Fictício"

O Método do dimensionamento de redes hidráulicas ramificadas consiste da seguinte seqüência de passos fundamentais:

i. Lançamento da rede em planta: consiste do mapeamento e desenho de toda a região a abastecer (extensão total da rede) bem como das cotas de todos os pontos de consumo (planta topográfica da rede).

ii. Em função da vazão necessária para a área no final do período a abastecer (2.4), obtém-se a vazão unitária por metro linear

$$q = \frac{Q}{L} \quad (2.5)$$

Onde:

q - vazão unitária por metro linear, $m^3/s.m$

Q - vazão no final do período a abastecer, m^3/s

L - extensão total da rede, m

iii. Determinar a vazão em marcha de cada trecho

$$q_{ma} = q \times \ell \quad (2.6)$$

Onde:

q_{ma} - vazão em marcha, m^3/s

q - vazão unitária, $m^3/s.m$

ℓ - comprimento do trecho

iv. Calcular as vazões de jusante e de montante

a) Nos extremos da rede, a vazão de jusante deve ser igual a zero

b) Para um ponto qualquer da rede, determina-se a vazão de jusante de acordo com a equação da soma algébrica das vazões em cada nó (a soma das vazões que entram no nó é igual a soma das vazões que saem do nó)

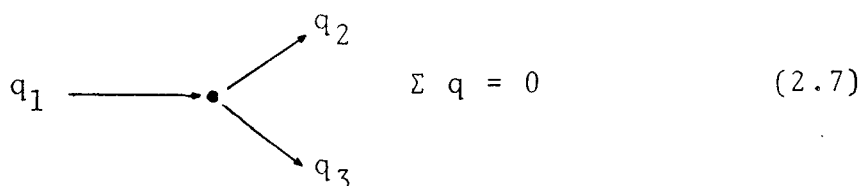


Figura 5 - Soma algébrica das vazões em um nó

c) Vazão de Montante

$$q_{\text{mont}} = q_J + q_{\text{ma}} \quad (2.8)$$

Onde:

q_{mont} - vazão de montante, m^3/s

q_J - vazão de jusante, m^3/s

q_{ma} - vazão em marcha, m^3/s

d) Vazão fictícia - é a média entre a vazão de jusante e de montante

$$q_{\text{fic}} = \frac{q_{\text{mont}} + q_J}{2} \quad (2.9)$$

É a vazão para a qual a rede é realmente dimensionada. A razão de seu uso, em lugar da vazão em marcha é proporcionar uma simplificação nos cálculos, uma vez que a vazão em marcha vai decrescendo ao longo da linha, até atingir o valor zero, se não houver vazão jusante.

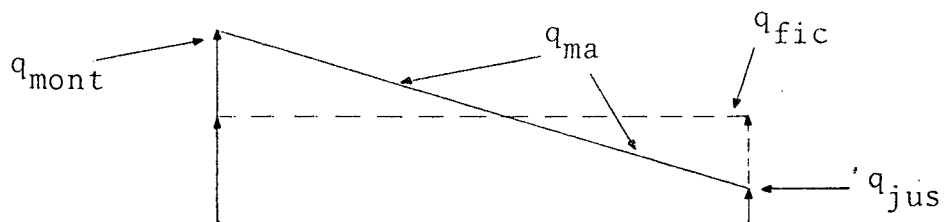


Figura 6 - Vazão fictícia

v. Em função da vazão fictícia, processa-se a escolha dos diâmetros em todos os trechos, utilizando os padrões existentes nas normas brasileiras, (tabela 1).

vi. Tendo a vazão fictícia e o diâmetro calcula-se a velocidade da água em cada trecho.

$$v = \frac{q_{fic}}{D} \quad (2.10)$$

Onde:

v - velocidade da água no trecho, m/s

q_{fic} - vazão fictícia, m³/s

D - diâmetro da canalização, m

TABELA 1 - LIMITES DE VELOCIDADE E DE VAZÃO

D(mm)	Q(l/seg)	v(m/s)
50	1,0	0,50
75	2,2	0,50
100	4,7	0,60
150	14,1	0,80
200	28,3	0,90
250	53,9	1,10
300	84,8	1,20
350	125,0	1,30
400	176,0	1,40
450	238,0	1,50
500	314,0	1,60
550	403,0	1,70
600	509,0	1,80

Fonte: Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água
CETESB, 1976

vii. Pressão Disponível - Determina-se o ponto mais desfavorável (maior cota ou maior distância da fonte) e fixa-se para o mesmo a pressão mínima segundo as normas técnicas.

viii. Cota Piezométrica = Pressão disponível mais cota do terreno; cota piezométrica de jusante = cota piezométrica de montante menos perda de carga.

ix. Uma vez determinado o ponto mais desfavorável e a cota piezométrica do referido ponto, podemos determinar as demais pressões disponíveis para cada ponto e as respectivas cotas piezométricas de jusante e montante.

Pressão disponível = cota piezométrica menos cota do terreno

A planilha padrão de cálculo de redes ramificadas que é apresentada na figura 7 simplifica sobremaneira o trabalho do projetista e dá uma melhor visão dos passos que foram detalhados.

2.2.2. Método de dimensionamento de redes malhadas

Existem vários métodos de dimensionamento deste tipo de redes, neste trabalho, por ser o mais conhecido, é apresentado o método de Hardy-Cross.

2.2.2.1. Fundamentos hidráulicos do método

a) Em um nó qualquer da rede, a soma algébrica

ca das vazões é nula. (Equação 2.7)

Considere-se o nó N da figura 8, considerando-se positivas (+) as vazões afluentes, e negativas (-) as vazões efluentes, temos:

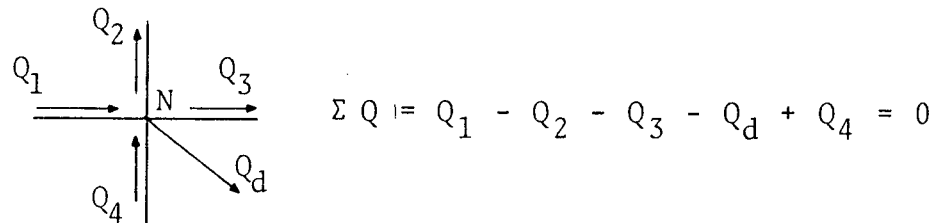


Figura 8 - Soma algébrica das vazões em um nó qualquer da rede

b) Em um circuito (ou anel) qualquer da rede, a soma algébrica das perdas de carga é nula, considerando-se positivas (+) as perdas de carga coincidentes e negativas (-) as perdas de carga contrárias a um sentido pré-fixado de caminhamento do anel, Ex. Figura 9

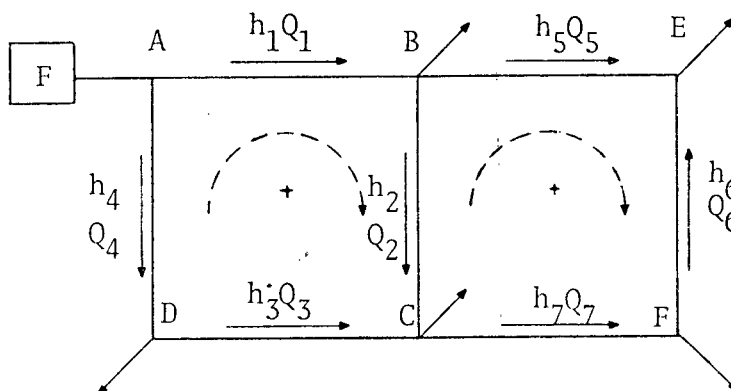


Figura 9 - Perdas de carga em anéis quaisquer de uma rede, considerando um sentido de caminhamento pré-fixado.

Sentido de caminhamento pré-fixado, sentido horário

$$\text{ANEL 1: } \Sigma h = h_1 + h_2 - h_3 - h_4 = 0$$

$$\text{ANEL 2: } \Sigma h = -h_2 + h_5 - h_6 - h_7 = 0$$

c) Para uma dada rede com diâmetros conhecidos as equações:

$$\Sigma Q = 0 \text{ em cada nó e}$$

$$\Sigma h = 0 \text{ em cada anel}$$

exprimem as condições necessárias e suficientes para que as distribuições de vazões, e assim das perdas de carga, previstas no cálculo coincidam com as distribuições de vazões (e assim, das perdas de carga) que realmente se verificará, quando a mesma for posta em funcionamento.

d) Para efeito de projeto, admite-se que a distribuição de água em marcha seja substituída por tomadas localizadas em pontos fictícios isolados nas canalizações. Nestas condições, será considerada uma vazão uniforme escoando em cada trecho da canalização.

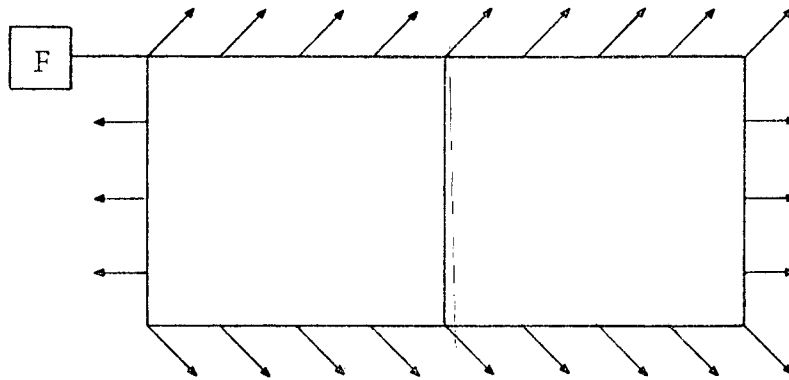


Figura 10a - Rede Real - Com distribuição em marcha: vazão variável ao longo de cada trecho.

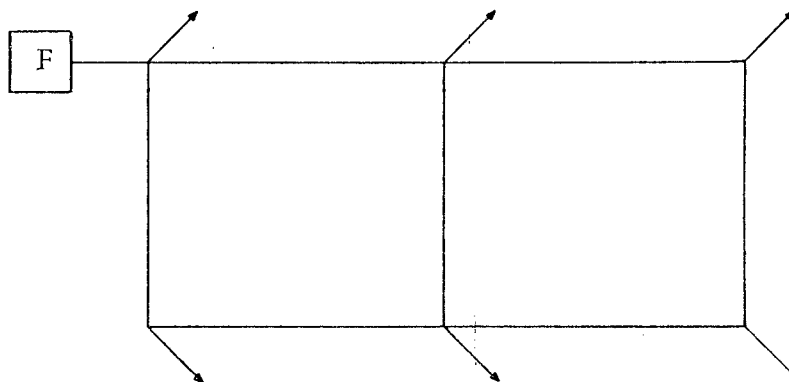


Figura 10b - Rede assimilada à Real - Distribuição localizada em pontos isolados: vazão constante em cada trecho.

e) A perda de carga total, ao longo de um trecho de comprimento L e diâmetro D, para uma vazão uniforme Q, pode ser expressa pela seguinte fórmula geral:

$$h = r \cdot Q^n \quad (2.12)$$

Exemplo: adotando-se a fórmula de Hazen-Williams⁴, tem-se:

$$h = J \cdot L = \frac{1}{(0,2785c)^{1,85}} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \cdot Q^{1,85}$$

Onde:

J = perda de carga unitária, em m/m

$$r = \frac{1}{(0,2785c)^{1,85}} \cdot \frac{L}{D^{4,87}}$$

$$n = 1,85$$

c = coeficiente que depende do material de que é feito o conduto, da natureza interna das paredes, da idade da tubulação, entre outros. (Figura 16).

2.2.2.2. Considerações sobre o método

Para se dimensionar uma rede de abastecimento de água, o primeiro passo consiste em equilibrar hidraulicamente a rede, obedecendo a lei da conservação do fluxo (em cada nó), bem como satisfazendo a condição de que a soma algébrica das perdas de carga em cada anel deve ser nula.

⁴Conforme pode-se ver em (9), pag.466.

O procedimento do método de dimensionamento de redes malhadas que ora será apresentado, Hardy-Cross, consiste em fazer aproximações sucessivas de fluxos ou de perdas de carga associadas a cada tubo da rede considerada, até que o somatório das perdas de carga em cada anel seja zero.

O método pode ser aplicado para ajustamento de pressões ou de vazões; no presente trabalho será apresentado apenas para ajustamento de vazões.

2.2.2.3. Passos fundamentais do método

i. Em cada anel da rede supõe-se conhecido o fator r de cada trecho. Assim, adotando-se a fórmula de Hazen e Williams, supõe-se conhecidos também C , D e L .

C - resulta da escolha preliminar de cada tipo de tubo

L - resulta do traçado da rede em planta

D - é pré-fixado a critério do projetista.

ii. Supõe-se conhecidos os pontos de "carregamento" da rede, isto é:

- Os pontos de entrada da água na rede, pontos em que chegam as canalizações provenientes de reservatórios ou adutoras.

- Os pontos de saída de água na rede, pontos isolados distribuidores (ficticiamente localizados no caso de distribuição em marcha).

iii. Supõe-se conhecidos os valores dos carregamentos, isto é:

- As vazões de alimentação da rede, fornecidos pelos reservatórios ou pelas adutoras; estes valores são usados inicialmente para dimensionar os reservatório ou adutoras e são resultantes de estudos do consumo global do sistema.

- As vazões de saída da rede nos pontos isolados distribuidores, (Figura 11).

iv. Partindo-se dos pontos de alimentação da rede, atribui-se uma vazão de escoamento a cada um dos trechos constitutivos dos anéis da rede. Faz-se esta distribuição de vazões respeitando-se em cada anel a condição:

$$\Sigma Q = 0$$

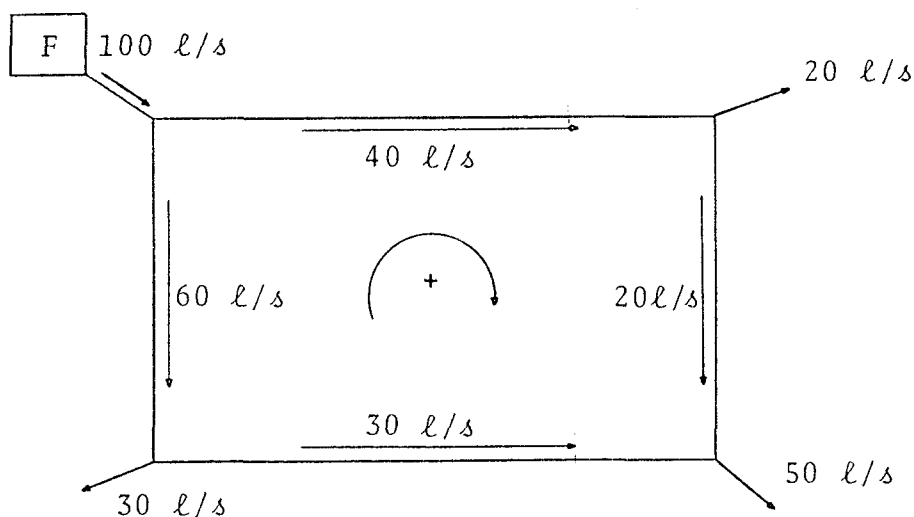


Figura 11 - Exemplo de uma atribuição inicial de vazões.

v. Fixa-se, para efeito de cálculo, um sentido de caminhamento nos anéis. Calcula-se a perda de carga total, h_f , em cada trecho do anel. Faz-se em cada anel a soma algébrica Σh .

vi. Se, em todos os anéis, for obtido: $\Sigma h = 0$, então, a rede posta em funcionamento terá realmente uma circulação de vazões nos seus diversos trechos coincidente com o que foi no início imaginado.

vii. Geralmente a primeira tentativa da distribuição de vazões conduz a $\Sigma h \neq 0$

viii. Em cada anel, tendo-se em vista tornar $\Sigma h = 0$, faz-se uma compensação de vazões, somando-se algebricamente um fator de correção ΔQ à vazão de cada trecho. Para este efeito, considera-se os valores de Q dotados de sinais iguais aos correspondentes a h .

O valor de ΔQ é calculado pela seguinte expressão⁵:

$$\Delta Q = - \frac{\Sigma h}{n \frac{\Sigma h_f}{Q}} \quad (2.13)$$

Onde:

Σh - soma algébrica das redes de carga ao longo do anel

n - 1,85 (usando-se a fórmula de Hazen-Williams)

⁵ Fundamentos matemáticos do fator de compensação ΔQ poderão ser obtidos em (9), pag. 470-472.

h_f - perda de carga em cada trecho

Q - vazão no referido trecho.

ix. Com as vazões compensadas assim obtidas, re-calcula-se o valor de Σh . Deste, resulta uma nova vazão de compensação, e conseqüentemente, uma nova distribuição de vazões nos trechos. Repetem-se sucessivamente as tentativas até se obter um valor Σh satisfatoriamente próximo de zero. Tem-se então a distribuição de vazões procurada.

x. Conhecidos os diâmetros e as vazões em cada trecho, resultam as correspondentes velocidades de escoamento. Se em algum trecho a velocidade for excessiva, faz-se uma modificação criteriosa de diâmetros da rede e recalculam-se as vazões.

xi. Conhecidas as cotas piezométricas da água nos pontos de alimentação da rede (cotas piezométricas nos reservatórios ou na chegada das adutoras), resultam, imediatamente, as cotas piezométricas e as pressões disponíveis nos diversos pontos da rede; se estas pressões forem inadequadas, modifica-se criteriosamente o sistema:

- Ou alterando-se as cotas piezométricas nos pontos de alimentação da rede;

- Ou fazendo-se alteração do diâmetro em trechos da rede. Nesta última hipótese, tem-se que recalcular a rede.

J_{ij} - perda de carga unitária sofrida pelo tubo de diâmetro j no trecho i , para uma determinada vazão.

X_i - comprimento total do trecho i .

3. PROPOSIÇÃO DE UM MODELO MATEMÁTICO PARA MINIMIZAR O CUSTO TOTAL DE UMA REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA TIPO RAMIFICADA

A presente proposição de um modelo matemático para minimizar o custo total das tubulações de uma rede hidráulica consiste em uma adaptação dos modelos de GUPTA (1) e KARMELI (8).

3.1. Fundamentos Hidráulicos

Para uma vazão conhecida e uma tubulação de diâmetro conhecido, a perda de carga é linearmente proporcional ao comprimento da tubulação.

$$h = J.L$$

Onde:

h - Perda de carga, m

J - Perda de carga unitária, m/m

L - Comprimento do tubo, m

A perda de carga unitária J, função da vazão e do diâmetro da tubulação (e por conseqüência, da velocidade de escoamento da água), bem como do material de que é constituída a tubulação, será calculada pela fórmula de Hazen-Williams (ábacos correspondentes), devido a ser a mesma bastante adequada aos limi

tes do Número de Reynolds¹ mais freqüentes nos projetos hidráulicos.

São desconsideradas todas as perdas de carga localizadas (reduções, joelhos, tês, etc.) ao longo da rede, em virtude de as mesmas não representarem um valor significativo em relação à perda de carga total².

Não são considerados no modelo os custos das peças de rede (tês, joelhos, reduções, etc.) em virtude de a maioria das mesmas serem comuns às soluções obtidas ou pelo modelo proposto ou pelo método usual de resolução de projetos hidráulicos (secionamento fictício), além de não terem uma influência significativa no custo de material.

Em um nó qualquer da rede, a soma algébrica das vazões é nula

$$\sum Q = 0$$

Em um caminho qualquer da rede, o somatório das perdas de carga deve estar restringido a um valor especificado pelas condições de projeto.

¹O Número de Reynolds é um valor adimensional que permite conhecer o regime de escoamento. O Número de Reynolds é determinado em função da velocidade de escoamento, do diâmetro do conduto, da massa específica do fluido, bem como dos coeficientes de viscosidade dinâmica e cinemática.

²Em 4.1.7. apresenta-se um estudo que comprova o que está afirmado.

3.2. O Modelo

3.2.1. Definições

Seja:

K : O conjunto de todos os pontos de demanda

$\forall k \in K$: T_k é o conjunto formado por todos os trechos que unem a fonte ao ponto de demanda k .

I : O conjunto de todos os trechos.

Exemplo: Na figura 12

$$K = \{ \textcircled{1}, \textcircled{2}, \textcircled{3}, \textcircled{4} \}$$

$$I = \{ 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 \}$$

$$T_{\textcircled{3}} = \{ 1, 3, 5, 6 \}$$

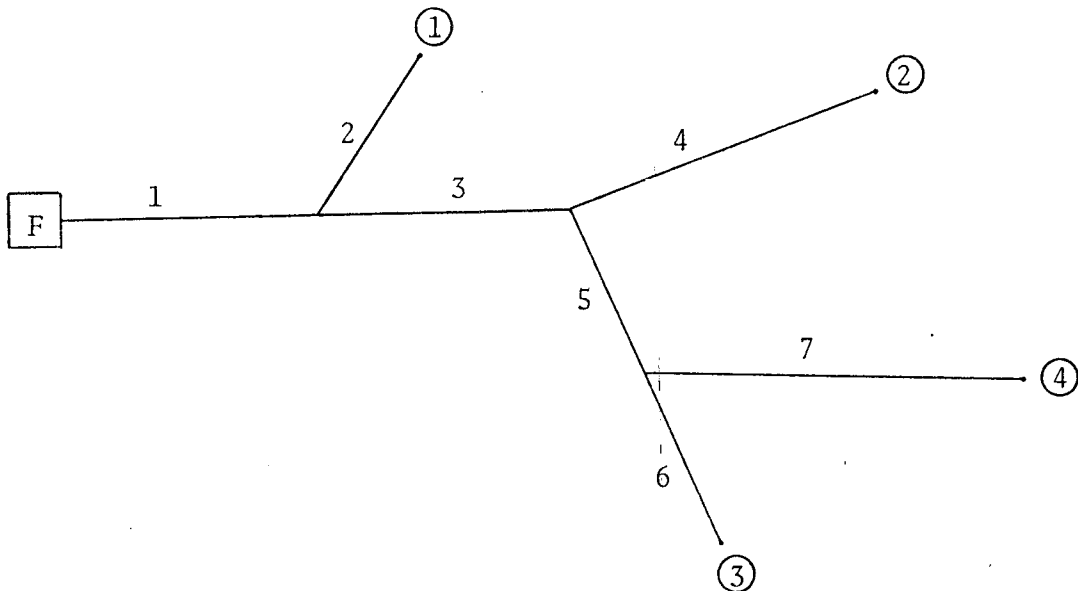


Figura 12 - Estrutura de uma rede ramificada usada para ilustrar os conceitos inerentes ao modelo.

3.2.2. Formulação matemática

A formulação matemática a seguir proposta, trata-se de uma adaptação dos trabalhos de GUPTA (1) e KARMELI (8), a qual propõe a minimização dos custos totais das tubulações (comerciais) de uma rede de distribuição de água através de um modelo de programação linear, conforme é descrito a seguir:

Objetivo:

$$\text{Min} \sum_{i \in I} \sum_{j \in G(i)} C_{ij} X_{ij} \quad (3.1)$$

Sujeito a:

$$\sum_{j \in G(i)} X_{ij} = X_i \quad \forall i \in I \quad (3.2)$$

$$\sum_{i \in T_k} \sum_{j \in G(i)} J_{ij} X_{ij} < H_k \quad \forall k \in K \quad (3.3)$$

$$X_{ij} \geq 0 \quad \forall i \in I \quad \forall j \in G(i) \quad (3.4)$$

Onde:

C_{ij} - custo da tubulação de diâmetro j no trecho i

X_{ij} - comprimento da tubulação de diâmetro j no trecho i

H_k - perda de carga máxima admissível devido à fricção no caminho T_k

$G(i)$ - conjunto de diâmetros admissíveis no trecho i

J_{ij} - perda de carga unitária sofrida pelo tubo de diâmetro j no trecho i , para uma determinada vazão.

X_i - comprimento total do trecho i .

4. APLICAÇÃO PRÁTICA DO MODELO

Com a finalidade de ilustrar o modelo matemático proposto, realizou-se duas aplicações práticas do mesmo.

Na primeira delas, utilizou-se uma rede fictícia, de estrutura ramificada e com a distribuição de água sendo feita por gravidade. A geografia do terreno onde se localizaria a rede é bastante plana, o que facilitou em muito a aplicação do modelo. A razão da escolha desta rede, bastante simples, é proporcionar uma melhor visão da facilidade de aplicação do modelo, bem como, alertar para certas simplificações do modelo no que diz respeito a perdas de carga localizadas e custos de peças de junção entre tubulações.

Para a segunda aplicação, foi escolhido o Projeto de Abastecimento de Água da cidade de Ibirama-SC e, da mesma forma como no primeiro caso, o modelo se mostrou de grande validade.

Não foram considerados na função objetivo, os custos das peças de junção entre tubulações (tês, joelhos, reduções, etc.), uma vez que a maioria destas peças é comum às soluções obtidas pelos dois métodos (secionamento fictício e modelo matemático proposto). Também não foram consideradas nas restrições do modelo, as perdas de carga localizadas, uma vez que as mesmas, em virtude de não apresentarem uma contribuição significa

tiva em relação à perda de carga total e, por conseguinte, não influem nas pressões finais dos pontos de demanda, podem ser desprezadas. Em 4.1.7. são apresentadas algumas considerações que justificam a desconsideração das perdas localizadas.

4.1. Exemplo Ilustrativo

Para melhor facilitar a compreensão da aplicabilidade do modelo matemático proposto, utilizou-se uma rede que, embora de estrutura bastante simples, apresentou resultados práticos satisfatórios.

4.1.1. Descrição do problema

O problema proposto para esta ilustração prática, consiste em dimensionar uma rede de estrutura ramificada e cuja distribuição de água é feita por gravidade. A extensão total da rede é de 4600 metros aparecendo ao longo da mesma 5 pontos de consumo, os quais são conectados com a fonte por intermédio de 9 trechos.

A estrutura da rede é apresentada esquematicamente na figura 13 e os dados de entrada relevantes ao problema são apresentados nas tabelas 2 e 3.

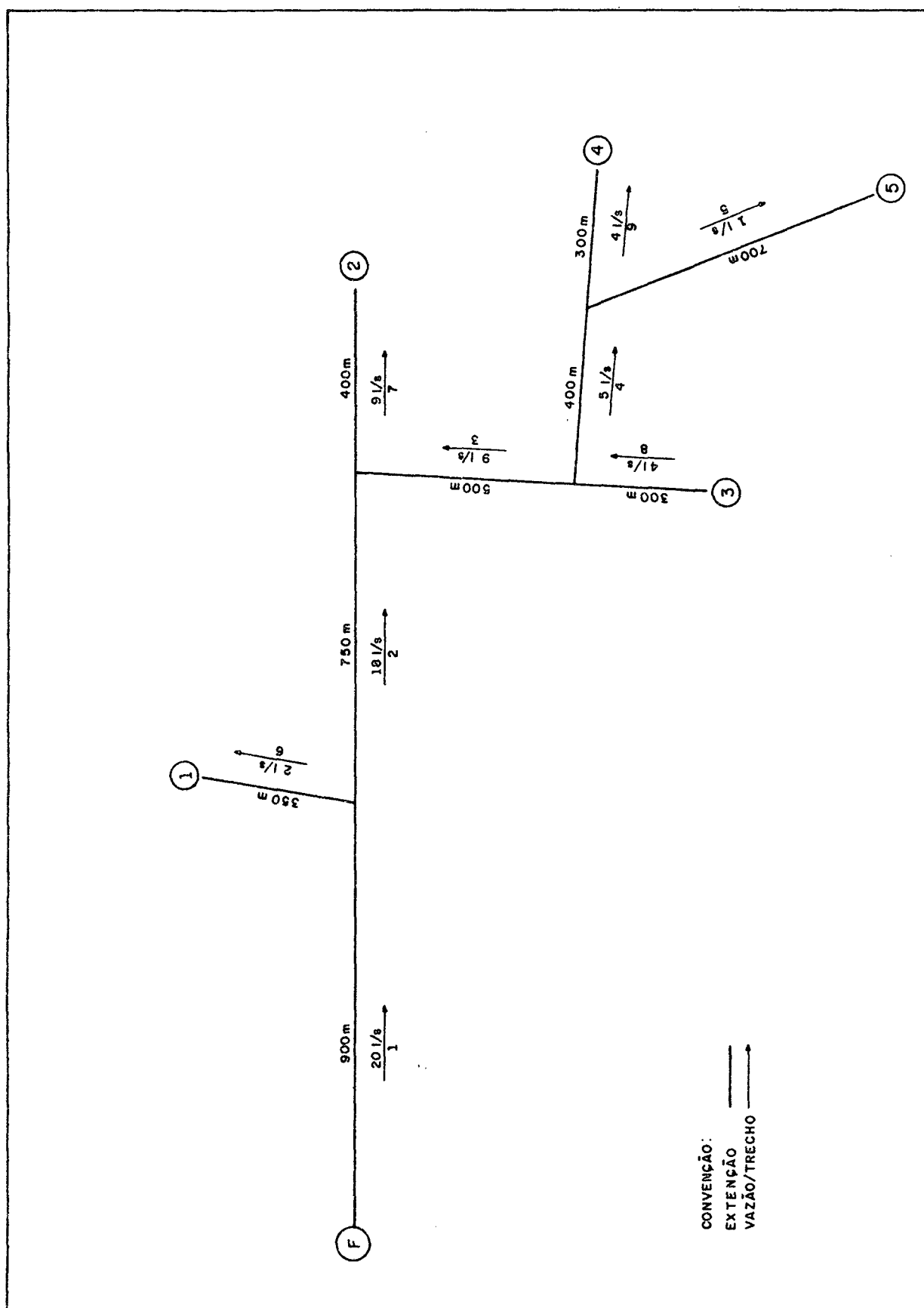


Figura 13 - Problema Exemplo - Diagrama de vazões

TABELA 2 - DADOS DE ENTRADA DO PROBLEMA PROPOSTO

Trecho	Comprimento (m)	Vazão (l/s)	Diâmetros Admissíveis (mm)	Variável de decisão	Perda de carga unitária	Cota do terreno	
						A Montante	A Jusante
1	900	20	200	X_{11}	0,0033	35,000	10,250
			160	X_{12}	0,0095		
2	750	18	200	X_{21}	0,0026	10,250	10,150
			160	X_{22}	0,0062		
3	500	9	140	X_{31}	0,0042	10,150	10,200
			110	X_{32}	0,0125		
4	400	5	140	X_{41}	0,0015	10,200	10,200
			110	X_{42}	0,0045		
			85	X_{43}	0,0177		
5	700	1	85	X_{51}	0,0008	10,200	10,300
			60	X_{52}	0,0047		
6	350	2	85	X_{61}	0,0030	10,250	10,000
			60	X_{62}	0,0047		
7	400	9	160	X_{71}	0,0022	10,150	10,05
			140	X_{72}	0,0041		
			110	X_{73}	0,0135		
8	300	4	110	X_{81}	0,0029	10,200	10,250
			85	X_{82}	0,0115		
9	300	4	110	X_{91}	0,0029	10,200	10,150
			85	X_{92}	0,0115		
Σ	4600						

TABELA 3 - PREÇO POR METRO DE CANALIZAÇÃO

DIÂMETRO (mm)	PREÇO UNITÁRIO (Cr\$)
60	81,00
85	162,00
110	266,00
140	316,00
160	486,00
200	750,00

FONTE: CASAN - Dezembro/1979.

4.1.2. Apresentação do Problema na Forma Padrão de Programação Linear

Objetivo:

$$\begin{aligned}
 \text{Minimizar } Z = & 750X_{11} + 486X_{12} + 750X_{21} + 486X_{22} + 316X_{31} \\
 & + 266X_{32} + 316X_{41} + 266X_{42} + 162X_{43} + 162X_{51} + \\
 & + 81X_{52} + 162X_{61} + 81X_{62} + 486X_{71} + 316X_{72} + \\
 & + 266X_{73} + 266X_{81} + 162X_{82} + 266X_{91} + 162X_{92}
 \end{aligned}$$

RESTRIÇÕES:1º - Comprimento:

$$X_{11} + X_{12} = 900 \quad (1)$$

$$X_{21} + X_{22} = 750 \quad (2)$$

$$X_{31} + X_{32} = 500 \quad (3)$$

$$X_{41} + X_{42} + X_{43} = 400 \quad (4)$$

$$X_{51} + X_{52} = 700 \quad (5)$$

$$X_{61} + X_{62} = 350 \quad (6)$$

$$X_{71} + X_{72} + X_{73} = 400 \quad (7)$$

$$X_{81} + X_{82} = 300 \quad (8)$$

$$X_{91} + X_{92} = 300 \quad (9)$$

2º - Perda de Carga: A perda de carga máxima admissível em um caminho qualquer, é uma função da diferença de cota entre o reservatório e o ponto de demanda, bem como da pressão mínima exigida neste ponto (no nosso caso 10 metros de coluna d'água). Por exemplo, para o ponto de demanda 3, restrição 12, temos:

$$\begin{aligned} \left(\begin{array}{c} \text{Perda de} \\ \text{carga má} \\ \text{xima ad-} \\ \text{missível} \end{array} \right) &= \left(\begin{array}{c} \text{cota de} \\ \text{reserva} \\ \text{tório} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} \text{cota} \\ \text{do} \\ \text{ponto} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} \text{Pressão míni-} \\ \text{ma exigida no} \\ \text{ponto de de-} \\ \text{manda} \end{array} \right) \\ &= 35,00 - 10,25 - 10,00 = 14,75 \end{aligned}$$

$$0,0033X_{11} + 0,0095X_{12} + 0,0030X_{61} + 0,0047X_{62} \leq 15,00 \quad (10)$$

$$0,0033X_{11} + 0,0095X_{12} + 0,0026X_{21} + 0,0062X_{22} + \\ 0,0022X_{71} + 0,0041X_{72} + 0,0135X_{73} \leq 14,95 \quad (11)$$

$$0,0033X_{11} + 0,0095X_{12} + 0,0026X_{21} + 0,0062X_{22} + \\ 0,0042X_{31} + 0,0125X_{32} + 0,0029X_{81} + 0,0115X_{82} \leq 14,75 \quad (12)$$

$$0,0033X_{11} + 0,0095X_{12} + 0,0026X_{21} + 0,0062X_{22} + \\ 0,0042X_{31} + 0,0125X_{32} + 0,0015X_{41} + 0,0045X_{42} + \\ 0,0177X_{43} + 0,0029X_{91} + 0,0115X_{92} \leq 14,85 \quad (13)$$

$$0,0033X_{11} + 0,0095X_{12} + 0,0026X_{21} + 0,0062X_{22} + \\ 0,0042X_{31} + 0,0125X_{32} + 0,0015X_{41} + 0,0045X_{42} + \\ 0,0177X_{43} + 0,0008X_{51} + 0,0047X_{52} \leq 14,70 \quad (14)$$

3º - Não Negatividade:

$$X_{ij} \geq 0 \quad \forall_i \in I \quad \forall_j \in G(i) \quad (15)$$

4.1.3. Solução do Problema pelo Modelo Matemático Proposto

Para resolver o problema exemplo, utilizou-se o programa (de Programação Linear) "LPGOGO" e o computador IBM-360/40, da Universidade Federal de Santa Catarina. A listagem do programa e os relatórios de entrada e saída (resultados) encontram-se nos anexos 1 e 2, respectivamente.

4.1.4. Solução do Problema pelo Método do Secionamento Fictício

Nos anexos 3 e 4 apresenta-se as planilhas de resolução do exemplo ilustrativo pelo método do secionamento considerando-se, e não considerando, respectivamente, as perdas de carga localizadas para a determinação da pressão em cada ponto de demanda.

4.1.5. Comentários Sobre os Resultados Obtidos

A solução do problema exemplo através do modelo proposto apresentou combinações de dois tipos de canalizações nos trechos 1, 5 e 9, tendo nos trechos 6 e 7 apresentado uma solução única de diâmetros (mais econômica do que no método de secionamento fictício). Há de se notar que, à exceção do trecho 1, todos os demais em que existe alguma modificação técnica (combinação de duas tubulações de diferentes diâmetros ou adoção de uma tubulação de diâmetro menor que o utilizado pelo método usual) são trechos terminais. Tal fato é perfeitamente explicável, se levarmos em conta que havendo uma maior perda de carga em trechos intermediários, isto influirá na pressão de dois ou mais pontos de demanda.

Por outro lado, vê-se que no trecho 5 (vazão de 1 l/s) é utilizada uma combinação de tubulações de diâmetros de 85 e 60 mm, respectivamente, o que embora possa parecer paradoxal, é uma solução menos econômica do que a apresentada pelo método usual (apenas tubulações de 60 mm de diâmetro). Justifica-se tal fenômeno com base em que esta combinação de diâmetros visa a

TABELA 4 - COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES OBTIDAS PELOS DOIS MÉTODOS

		Tubulações utilizadas - Diâmetro (mm)	Quantidade (m)	Preço Unitário Cr\$/m	Custo Total (Cr\$)
M O D E L O	M A T E M Á T I C O	60	924	81,00	74.844,00
		85	667	162,00	108.054,00
		110	459	266,00	122.094,00
		140	900	316,00	284.400,00
		160	1004	486,00	487.944,00
		200	646	750,00	484.500,00
Σ			4600		1.561.836,00
S E C I O N A M E N T O	F I C T Í C I O	60	700	81,00	56.700,00
		85	350	162,00	56.700,00
		110	1000	266,00	266.000,00
		140	900	316,00	284.400,00
		160	750	486,00	364.500,00
		200	900	750,00	675.000,00
Σ					1.703.300,00

dar condições de que, no ponto de demanda 5 as exigências de pressão sejam atendidas. Houve um prejuízo local (em um trecho) em favor de um ótimo global, que é o objetivo do trabalho.

4.1.6. Comparação das Soluções Obtidas pelos dois Métodos

A tabela 4 apresenta uma comparação econômica dos resultados obtidos pelo método do secionamento fictício (usado na prática para projetos deste tipo) e pelo modelo matemático proposto neste trabalho.

Verifica-se através da tabela, que os resultados obtidos pelo modelo matemático apresentaram neste exemplo uma economia de 8,3% em relação aos obtidos pelo método usual (Secionamento Fictício).

4.1.7. Considerações Sobre as Perdas de Carga Localizadas

Sempre que houver mudança de direção ou da grandeza da velocidade, haverá uma perda de carga decorrente da alteração das condições do movimento, a qual se adiciona à perda devida ao atrito.

Segundo Trindade Neves (10) página 238, o efeito das perdas de carga acidentais ou localizadas, pode ser desprezado quando a velocidade da água é pequena ($v < 1\text{m/s}$) e existem poucas peças. Em geral quando o comprimento do conduto é de 500 a 1000 vezes o seu diâmetro interno desprezam-se todas as perdas localizadas e, basta considerar as perdas devidas ao atrito. Nos cálculos de maior responsabilidade ou em condutos de pequeno

comprimento convém verificar a influência das perdas localizadas.

4.1.7.1. Ilustração prática de um cálculo de perdas localizadas

De um modo geral as perdas localizadas podem ser calculadas pela expressão¹

$$h_{\ell} = K \frac{v^2}{2g} \quad (4.1)$$

Onde:

h_{ℓ} - perda de carga localizada, m

K - coeficiente próprio do elemento causador da perda, ver tabela 5, adimensional

g - aceleração da gravidade, m/s²

v - velocidade da água na canalização, m/s

Uma outra maneira de se determinar as perdas localizadas é pelo processo do "Comprimento Equivalente". Transforma-se o elemento causador da perda em comprimento equivalente do conduto, adicionando este ao comprimento real da canalização. Em (11), página 225, tem-se os valores de comprimento equivalente tabelados para cada tipo de peça.

A tabelas 6 e 7 e os anexos 3 e 4 apresentam o cálculo das pressões nos pontos de demanda considerando e não considerando as perdas de carga localizadas. Para melhor ilustrar como se calcula as perdas localizadas, considere-se o trecho 9 do

¹Segundo (12), página 69.

problema exemplo. Há neste trecho as seguintes perdas localizadas:

$$a) \text{ Te, passagem direta (T,PD): } h = 0,60 \times \frac{(0,51)^2}{2 \times 9,81} = 0,0080\text{m}$$

$$b) \text{ Redução na Saída do Te: } h_{\ell} = 0,15 \times \frac{(0,51)^2}{2 \times 9,81} = 0,0020\text{m}$$

$$c) \text{ Redução no trecho (110-85) } h_{\ell} = 0,15 \times \frac{(0,89)^2}{2 \times 9,81} = 0,0061\text{m}$$

Obs.: As velocidades empregadas no cálculo das perdas localizadas são obtidas do ábaco para o cálculo de perdas de carga em canalizações de PVC rígido¹.

4.1.7.2. Conclusões sobre os resultados obtidos

Conforme podemos observar das tabelas 6 e 7, e anexos 3 e 4, e do que foi dito em 4.1.7. segundo parágrafo, conclui-se que as perdas localizadas na maior parte dos casos não apresentam uma contribuição relevante em relação à perda de carga total (nos pontos de demanda em que mais influiu, não chegou a atingir 5% e a perda de carga localizada total não chega a 2% da perda de carga total).

Por outro lado, a restrição técnica de que a pressão nos pontos de demanda deva atingir a 10 metros de coluna d'água já inclui um coeficiente de segurança que às vezes chega a

¹Do mesmo ábaco são obtidas as perdas de carga unitárias em função da vazão e do diâmetro da canalização, bem como do material de que é construída a canalização.

TABELA 5 - VALORES APROXIMADOS DE K (PERDAS LOCALIZADAS)

P E Ç A	K
Ampliação Gradual	0,30*
Bocais	2,75
Comporta, aberta	1,00
Controlador de Vazão	2,50
Joelho de 90° curto	0,90
Joelho de 90° longo	0,40
Crivo	0,75
Curva de 90°	0,40
Curva de 45°	0,20
Curva de 22°30'	0,10
Entrada Normal em Canalização	0,50
Entrada de Borda	1,00
Existência de Pequena Derivação	0,03
Junção	0,40
Medidor Venturi	2,50**
Redução Gradual	0,15*
Registro de Ângulo, aberto	5,00
Registro de Gaveta, aberto	0,20
Registro de Globo, aberto	10,00
Saída de Canalização	1,00
Te, passagem direta	0,60
Te, saída de lado	1,30
Te, saída bilateral	1,80
Válvula de pé	1,75
Válvula de Retenção	2,50

* com base na velocidade maior (seção menor)

** relativa à velocidade na canalização

FONTE: Manual de Hidráulica (11) página 218

TABELA 6 - CÁLCULO DAS PRESSÕES NOS PONTOS DE DEMANDA DESCONSIDERANDO AS PERDAS LOCALIZADAS - SOLUÇÃO ÓTIMA

TRECHO	EXTENSÃO (m)	PERDA DE CARGA NO TRECHO (m)	PRESSÃO DISPONÍVEL (m)	
			À MONTANTE	À JUSANTE
1	900	4,545	—	20,205
2	750	4,650	20,205	15,655
3	500	2,100	15,655	13,505
4	400	0,600	13,505	12,905
5	700	2,799	12,905	10,003
6	350	6,125	20,205	14,330
7	400	5,400	15,655	10,355
8	300	3,450	13,505	10,005
9	300	2,943	12,905	10,012

TABELA 7 - CÁLCULO DAS PRESSÕES NOS PONTOS DE DEMANDA CONSIDERANDO AS PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS - SOLUÇÃO ÓTIMA

TRECHO	EXTENSÃO	PEÇA	PERDA LOCALIZADA (m)	PERDA DEVIDA AO ATRÍTO (ÁBACO) (m)	PERDA TOTAL (m)	PRESSÃO DISPONÍVEL (m)	
						À MONTANTE	À JUSANTE
1-A 1-B	646 254	Redução	<u>0,12</u>	2,132 2,413	4,665	—	20,085
2	750	TPD	<u>0,031</u>	4,650	4,681	20,085	15,504
3	500	TSL TRED	0,035 0,004 <u>0,039</u>	2,100	2,139	15,504	13,315
4	400	TPL	<u>0,011</u>	0,600	0,611	13,315	12,704
5.A 5.B	126 574	TSL TPL red. Redução	0,003 0,001 0,002 <u>0,006</u>	0,101 2,698	2,805	12,704	9,799
6	350	TSL Tr Red	0,054 0,006 <u>0,060</u>	6,125	6,185	20,085	14,150
7	400	TPD T.red	0,043 0,011 <u>0,054</u>	5,400	5,454	15,504	10,150
8	300	TPD T.red	0,024 0,006 <u>0,030</u>	3,450	3,480	12,704	9,785
9.A 9.B	59 241	TPD T.red Red.	0,008 0,002 0,006 <u>0,016</u>	0,171 2,772	2,959	12,704	9,795
Σ			0,336	32,615	33,195		

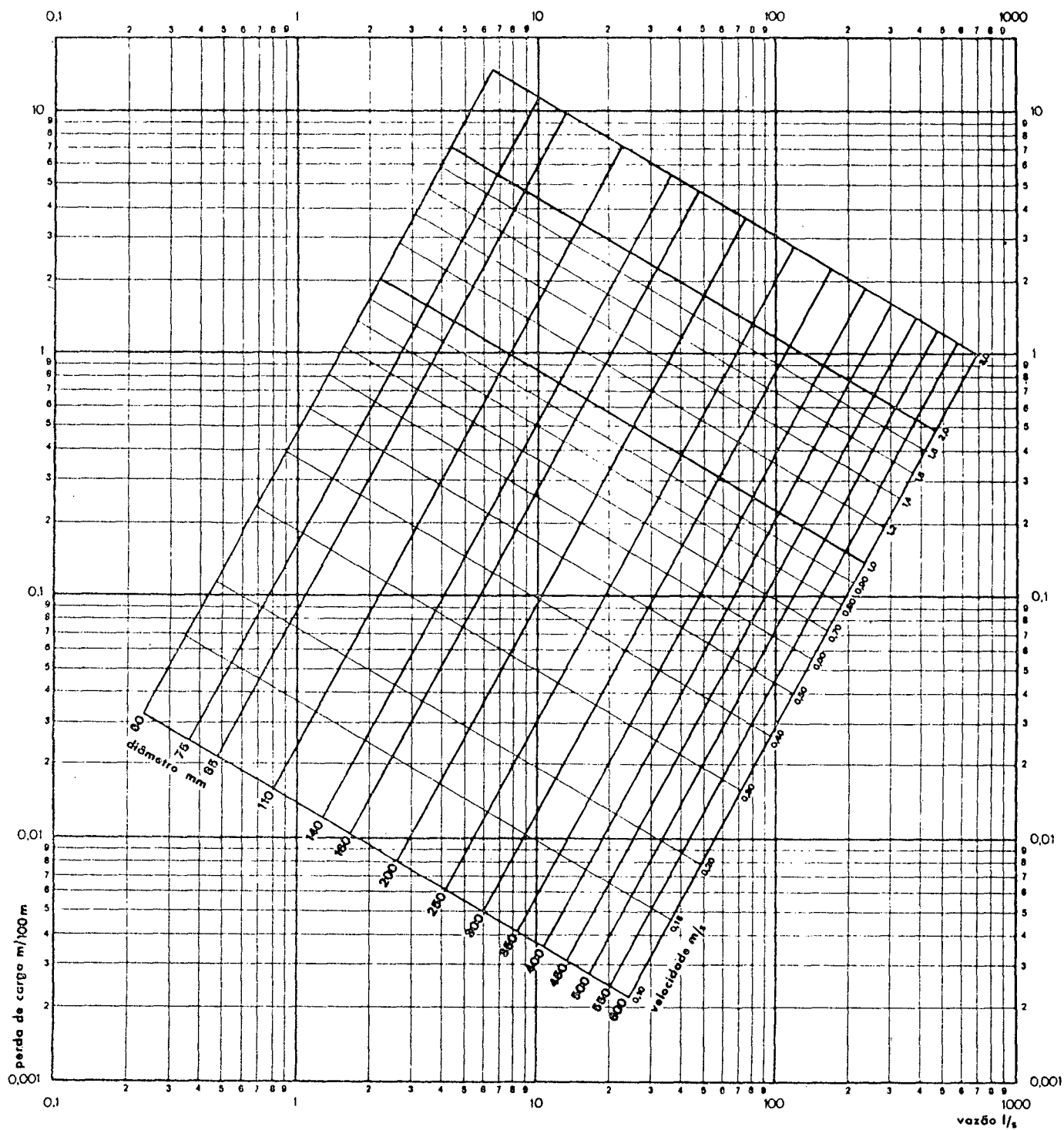


FIGURA 16 - ÁBACO PARA O CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA EM CANALIZAÇÕES DE PVC RÍGIDO.

Fórmula de Hazen-Williams

$$V = 0,355 CD^{0,63} J^{0,54}$$

$$C = 150$$

atingir de 30 a 40 por cento (em alguns casos chega-se a aceitar pressões nos pontos de demanda em torno de 6 a 7 metros de coluna d'água), o que justifica plenamente a desconsideração das perdas localizadas no presente trabalho.

4.1.7.3. Como contornar o problema das perdas localizadas

Sabe-se que a restrição técnica que impõe que a pressão nos pontos de demanda não seja inferior a um determinado valor (CASAN - 10 metros de coluna d'água) já inclui um coeficiente de segurança que facilita o cálculo das variáveis relevantes ao projeto, podendo desta forma, desconsiderar as perdas localizadas.

Por outro lado, se em alguns casos for exigido que se considere as perdas localizadas, este problema será facilmente contornado, inserindo nas restrições de perda de carga os valores correspondentes às perdas localizadas, uma vez que se conhece o desenho da rede.

4.2. Aplicação do Modelo a um Problema Real

Para comprovar a eficiência do modelo matemático proposto, além da aplicação feita a um exemplo didático (4.1), procurou-se realizar uma aplicação a um problema real, cuja implantação já havia sido feita (pelo método do secionamento fictício), podendo desta forma, comparar os resultados obtidos pelos dois métodos e recomendar, para futuros projetos a utilização do modelo apresentado.

4.2.1. Descrição do Problema

Para que se fizesse uma aplicação real, com a finalidade de conquistar uma maior motivação pelo trabalho desenvolvido, escolheu-se a rede de abastecimento de água da cidade de Ibirama-SC. A razão da escolha desta rede foi a sua semelhança com estrutura das redes para a qual foi desenvolvido o modelo.

A rede escolhida faz a distribuição de água exclusivamente por gravidade, é uma rede de estrutura ramificada, tendo a partir da fonte um tronco, e derivando deste, três ramificações. A extensão total da rede é de 9462 metros, sendo que ao longo da mesma encontram-se 37 trechos e outros tantos pontos de demanda.

Nos anexos 6 e 7, pode-se ver com melhores detalhes a estrutura e principais características desta rede.

4.2.2. Preparação do Problema

Para diminuir a carga computacional, o primeiro trecho, ligando a fonte ao ponto de demanda inicial foi omitido. Admitiu-se para ele um diâmetro de 200 mm e se iniciou o problema a partir do início do trecho seguinte. As perdas de carga máximas admissíveis (b_i 's) função da altura do reservatório, da cota de cada ponto e da imposição técnica são agora função da carga disponível no primeiro trecho do problema (altura do reservatório menos perda de carga ao longo do trecho excluído) bem como da cota de cada ponto e da pressão mínima exigida (normas CASAN - 10m de coluna d'água).

Na elaboração das restrições de perda de carga, considerou-se como pressão mínima exigida, em vez de 10m de coluna d'água, 10,5m, diminuindo desta forma a influência (já muito pequena) das perdas localizadas, conseguindo assim, em quase todos os pontos de demanda chegar com uma pressão mínima de 10 m de coluna d'água, apesar de, no cálculo destas pressões, ter-se considerado as perdas localizadas.

A seleção dos diâmetros admissíveis (tabela 8) foi feita em função da vazão fictícia, uma vez que esta é a vazão utilizada nos projetos hidráulicos pelo método do seccionamento fictício. De um modo geral utilizou-se como variáveis de decisão o diâmetro que seria escolhido pelo método do seccionamento fictício e o diâmetro imediatamente inferior.

4.2.3. Solução do Problema pelo Modelo Matemático Proposto

Os relatórios de entrada e saída (solução final) apresentados no anexo 5 mostram o resultado do problema através do modelo matemático proposto.

Nota-se que em três trechos houve combinação de dois diâmetros (trechos 2, 13 e 36) e que em outros oito trechos (trecho 3, 14, 19, 20, 21, 22, 23 e 32) houve troca de diâmetros, ou seja, o modelo matemático deu como solução nestes trechos, tubulações de diâmetro imediatamente inferior (mais econômica) que a adotada pelo método do seccionamento fictício.

As pressões nos pontos de demanda (tabela 9) sempre atingiram os níveis desejados, sendo que nos pontos finais de rede (35 e 36) ficaram um pouco aquém do desejado (10 m de co-

TABELA 8 - VARIÁVEIS DE DECISÃO - DIÂMETROS ADMISSÍVEIS

TRECHO	DIÂMETROS ADMISSÍVEIS (mm)	VARIÁVEL DE DECISÃO
1	200 160	X ₀₁₁ X ₀₁₂
2	200 160	X ₀₁₁ X ₀₁₂
3	200 160	X ₀₃₁ X ₀₃₂
4	140 110	X ₀₄₁ X ₀₄₂
5	140 110	X ₀₅₁ X ₀₅₂
6	140 110	X ₀₆₁ X ₀₆₂
7	140 110	X ₀₇₁ X ₀₇₂
8	110 85	X ₀₈₁ X ₀₈₂
9	110 85	X ₀₉₁ X ₀₉₂
10	110 85	X ₁₀₁ X ₁₀₂
11	110 85	X ₁₁₁ X ₁₁₂
12	110 85	X ₁₂₁ X ₁₂₂
13	110 85	X ₁₃₁ X ₁₃₂
14	110 85	X ₁₄₁ X ₁₄₂

TABELA 8 - (Continuação)

TRECHO	DIÂMETROS ADMISSÍVEIS (mm)	VARIÁVEL DE DECI- SÃO
15	85 60	X ₁₅₁ X ₁₅₂
16	85 60	X ₁₆₁ X ₁₆₂
17	85 60	X ₁₇₁ X ₁₇₂
18	85 60	X ₁₈₁ X ₁₈₂
19	160 140	X ₁₉₁ X ₁₉₂
20	160 140	X ₂₀₁ X ₂₀₂
21	160 140	X ₂₁₁ X ₂₁₂
22	160 140	X ₂₂₁ X ₂₂₂
23	160 140	X ₂₃₁ X ₂₃₂
24	140 160	X ₂₄₁ X ₂₄₂
25	140 110	X ₂₅₁ X ₂₅₂
26	140 110	X ₂₆₁ X ₂₆₂
27	140 110	X ₂₇₁ X ₂₇₂
28	110 85	X ₂₈₁ X ₂₈₂
29	110 85	X ₂₉₁ X ₂₉₂
30	110 85	X ₃₀₁ X ₃₀₂

TABELA 8 - (Continuação)

TRECHO	DIÂMETROS ADMISSÍVEIS (mm)	VARIÁVEL DE DECI- SÃO
31	110 85	X ₃₁₁ X ₃₁₂
32	110 85 60	X ₃₂₁ X ₃₂₂ X ₃₂₃
33	85 60	X ₃₃₁ X ₃₃₂
34	85 60	X ₃₄₁ X ₃₄₂
35	85 60	X ₃₅₁ X ₃₅₂
36	85 60	X ₃₆₁ X ₃₆₂

TABELA 9 - PRESSÕES NOS PONTOS DE DEMANDA (em metros de coluna d'água) CONSIDERANDO AS PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

Ponto	Pressão(m)	Ponto	Pressão(m)	Ponto	Pressão(m)
1	41,861	13	12,893	25	24,370
2	41,502	14	18,867	26	34,123
3	41,092	15	18,994	27	34,011
4	32,890	16	16,739	28	33,380
5	31,149	17	15,447	29	32,949
6	30,274	18	10,507	30	31,013
7	30,370	19	40,324	31	17,815
8	29,937	20	39,443	32	13,236
9	28,787	21	37,237	33	12,937
10	28,625	22	36,043	34	10,963
11	27,248	23	34,756	35	9,450
12	15,684	24	34,592	36	9,565

luna d'água) mas mesmo assim, dentro da faixa permitida. Isto se deveu ao fato de, no cômputo das pressões finais de demanda se ter levado em conta as perdas de carga localizadas.

4.2.4. Solução do Problema pelo Método do Secionamento Fictício

As planilhas de cálculo contidas no anexo 6 mostram a solução do problema pelo método do secionamento fictício.

Uma observação importante a fazer é quanto à numeração dos trechos; usualmente se começa a numeração dos trechos pelos extremos da rede (ponto mais desfavorável), sendo que o trecho que une a fonte ao resto da rede é o trecho que leva a numeração mais elevada.

Para facilitar a comparação das soluções obtidas pelos dois métodos, foi adotada a mesma numeração do modelo matemático, ou seja: começando da fonte em direção aos extremos. Neste caso, para que coincidisse a numeração nos dois métodos, adotou-se para o trecho que liga a fonte à rede (trecho excluído no modelo matemático) o valor zero.

4.2.5. Comparação dos Resultados Obtidos pelos Dois Métodos

A tabela 10 apresenta uma comparação econômica dos resultados obtidos pelos dois métodos (Secionamento Fictício e Modelo Matemático Proposto).

Verifica-se pela observação da tabela, que os resultados obtidos pelo Modelo Matemático apresentaram neste ca-

TABELA 10 - COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES OBTIDAS PELOS DOIS MÉTODOS

		DIÂMETRO (mm)	QUANTIDADE (m)	CUSTO UNITÁRIO (Cr\$)	CUSTO TOTAL (Cr\$)
M O D E L O	M A T E M Á T I C O	60	2238	81,00	181.278,00
		85	2981	162,00	482.922,00
		110	891	266,00	237.006,00
		140	2260	316,00	714.160,00
		160	357	486,00	173.502,00
		200	735	750,00	551.250,00
Σ			9462		2.340.118,00
S E C I O N A M E N T O	F I C T Í C I O	60	—	81,00	—
		85	3554	162,00	575.748,00
		110	2584	266,00	687.344,00
		140	1570	316,00	496.120,00
		160	662	486,00	321.732,00
		200	1092	750,00	819.000,00
Σ			9462		2.899.944,00

so, uma economia em termos relativos de aproximadamente 19,3%.

A limitação imposta ao modelo de não levar em conta na função objetivo o custo das peças de junção é aqui plenamente justificada, uma vez que, a solução do modelo matemático apresenta apenas três peças a mais do que a solução do método do secionamento fictício, não chegando a acarretar nenhum acréscimo, pelo contrário, o uso de peças menores (e por conseguinte menos dispendiosas) em trechos onde se diminui o diâmetro já compensa este custo.

C A P Í T U L O V

5. COMENTÁRIOS

Em cada trecho há $G(i)$ diferentes espécies de tubos a serem utilizados, que serão selecionados pelo projetista de acordo com as condições de vazão e velocidades limite no trecho. Cada tubo, dependendo de seu diâmetro e das condições de projeto, admite uma velocidade limite (máxima e/ou mínima) de escoamento.

A restrição 3.2 impõe que a soma de todas as tubulações ao longo de um trecho, seja igual ao comprimento deste trecho.

A restrição 3.3 refere-se à soma das perdas de carga ao longo de um conjunto de trechos que una a fonte a um ponto de demanda qualquer, esta soma deve estar restrita a uma imposição técnica. A perda de carga máxima admissível no conjunto de trechos que une a fonte ao ponto de demanda k , H_k , é determinada em função dos seguintes parâmetros: cota (ou altura em relação a um plano de referência) do reservatório, no caso de a distribuição ser feita por gravidade, bem como da cota do ponto de demanda e da carga hidráulica requerida naquele ponto, a qual é uma especificação técnica do projeto. Em nosso Estado, a carga hidráulica mínima imposta pelas normas técnicas nos pontos de demanda é de 10 metros de coluna d'água.

A restrição 3.4 é óbvia: as variáveis de decisão devem ser positivas ou nulas.

O modelo, da forma em que foi proposto, está sujeito a $N+K$ restrições, onde N é o número total de trechos e K o número de pontos de demanda, tendo-se:

N restrições de comprimento - restrição (3.2)

K restrições de perda de carga - restrição (3.3)

Por outro lado teremos G variáveis de decisão, onde $G = \sum |G(i)|$ refere-se aos valores X_{ij} . Não menos do que N variáveis de decisão poderão ter valores positivos; alguns dos X_{ij} poderão aparecer com valor zero. Na verdade, não é necessário mais do que 1 tipo de tubo em cada trecho, sendo que em alguns trechos poderão aparecer dois ou mais.

O modelo proposto poderá ser usado para fazer uma tentativa de melhoria (em termos econômicos) de uma solução inicial obtida pelo método hidráulico prático (Hardy-Cross) para o caso de redes malhadas. Este método apresenta uma solução de diâmetros para uma determinada solução de vazões. Poderá aquela solução de diâmetros não ser única, e daí a razão da tentativa de aplicação do modelo a este tipo de redes.

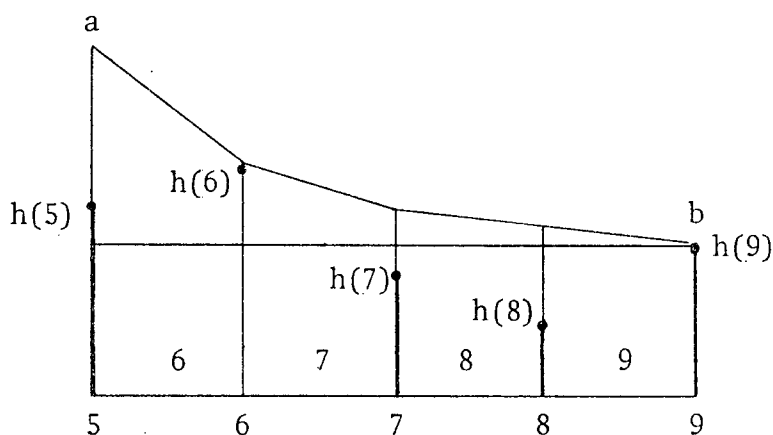
O modelo, de forma como está proposto, adequa-se mais a redes ramificadas com uma única fonte de abastecimento de água, mas poderá adaptar-se a redes com mais de uma fonte, bastando para isto que se conheçam as vazões e seus sentidos em todos os trechos da rede.

5.1. Redução do Número de Equações de Restrição

Sob certas condições pode ser feita uma série de reduções no número de equações de restrição, aliviando des

ta forma, a carga computacional.

Consideraremos a figura 17 que mostra a carga mínima requerida para uma parte do sistema constituído de um número de seções em série entre dois pontos de junção.



A carga mínima requerida no ponto 9, $h(9)$ é maior do que as mínimas dos pontos 7 e 8 respectivamente. A linha piezométrica representada por ab sempre se inclina para baixo, na direção do fluxo. Note-se que se a carga é satisfeita no ponto 9, então nos pontos 7 e 8 também o será automaticamente, e, desta forma a restrição de carga (2) para estes pontos não precisa aparecer no programa.

A equação para o ponto 6 não pode ser retirada, uma vez que, para satisfazer o ponto 9 não implica necessariamente que será atendido o ponto 6, como mostra a linha piezométrica da figura 17. Contudo, se a equação de carga para o ponto 6 é incluída, a do ponto 5 pode ser retirada.

Assim, em vez de cinco equações para o sistema mostrado, somente duas devem necessariamente ser usadas, pontos 6 e 9, e os requisitos de carga serão atendidos.

5.2. Simplificações

A função objetivo (3.1) é o custo de instalação das tubulações. Cada coeficiente de custo C_{ij} é uma função do preço do tubo de diâmetro j , bem como de fatores outros como custo de instalação, mão de obra, etc.

Na ilustração prática é feita uma simplificação onde cada coeficiente de custo C_{ij} é considerado uma função exclusivamente do preço do material.

Vale dizer que, a segunda componente indexada do coeficiente de custo (j) relativa à mão de obra, escavação, topografia, etc. pode ser retirada como razão de simplificação, uma vez que para um mesmo desenho de rede, estes custos são comuns às diferentes soluções de tubulações.

Para um dado comprimento de linha X_i , é feita uma limitação no número de tipos de tubulações (em termos de diâmetros), através do pré-selecionamento de tubulações para cada trecho.

5.3. Limitações

O programa LPGOGO (anexo 1), da forma como está dimensionado só resolve problemas que apresentem no máximo 78 restrições e 100 variáveis. Para problemas maiores é necessário re

dimensioná-lo.

O modelo, da forma como foi proposto, só é aplicável a redes hidráulicas ramificadas cuja distribuição seja feita por gravidade ou quando a distribuição é feita por recalque, mas com a carga produzida pela bomba sendo conhecida.

O modelo não é aplicável a redes malhadas, podendo ser feita uma adaptação do mesmo para a melhoria de uma solução inicial deste tipo de redes.

Não são considerados no modelo as perdas de carga localizadas nem os preços das peças de junção de tubulações (tês, joelhos, reduções, etc.).

5.4. Conclusões e Validade do Trabalho

O modelo matemático proposto, baseado na teoria de Programação Linear, onde o objetivo é minimizar o custo total de instalação das tubulações, sujeito a restrições do tipo: perda de carga em cada conjunto de trechos desde a fonte até o ponto de demanda e soma dos tubos selecionados, mostrou-se de fácil aplicabilidade neste trabalho.

Foram feitas duas aplicações práticas onde os problemas foram resolvidos pelo modelo matemático e pelo método convencional de dimensionamento de redes hidráulicas (Secionamento Fictício) e os resultados mostraram-se economicamente compensadores, sendo que, para futuros projetos de redes de distribuição de água recomenda-se a utilização deste modelo.

A economia conseguida nas aplicações do mode

lo, sem prejudicar as condições de fornecimento da água aos usuários, por si só já justifica a validade do trabalho.

5.5. Sugestões para Pesquisas Futuras

Caso o objetivo minimização de custos viesse a ser incompatível com algum outro possível objetivo, como por exemplo, nível de serviços a oferecer, o modelo poderia ser estendido a uma formulação com mais de um objetivo e assim, a intenção seria atingir um ponto eficiente em relação aos objetivos múltiplos.

A função objetivo do modelo proposto minimiza o custo total de instalação de tubulações de redes hidráulicas ramificadas com distribuição feita por gravidade. Recomenda-se que seja inserido no modelo o custo da carga produzida pela bomba (quando por recalque) ou da carga produzida pela fonte (quando da distribuição da água por gravidade). Neste caso, seria interessante que se trabalhasse com o custo anual e se poderia inserir no modelo custos de manutenção. A taxa de mínima atratividade para o projeto seria outro parâmetro a ser estudado.

Recomenda-se ainda neste trabalho, que seja dada uma maior ênfase em pesquisas com o objetivo de se otimizar redes malhadas.

6. BIBLIOGRAFIA

- 1 - GUPTA, I., Hassan, M.Z., Cook, J., "Linear Programming Analysis of a Water Supply System With Multiple Supply Points" AIIE Transactions, Vol. 4, nº 3.
- 2 - CASE, K., White, J.A., "A Linear Programming Formulation of a Water Supply Problem", AIIE Transaction, Vol. 4, nº 2, June 1972.
- 3 - GUPTA, I., Hassan, M.Z., KNOWLES, T.W., "Decomposition of Water Distribution Networks" AIIE Transaction, December 1976.
- 4 - PALLEROSI, G.S., Freire, N.P., Lopes, F.A., "Otimização de Sistema Adutor", IX Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária, Belo Horizonte - MG.
- 5 - ASSY, T.M., "Dimensionamento Técnico-Econômico das Redes Hidráulicas Ramificadas", Revista DAE, ano XXXIV, nº 97, Setembro 1974.
- 6 - BENTO, A.A.O., "Contribuição ao Planejamento de Recursos Hidráulicos, Proposição de um Modelo de Programação Linear para o Escalonamento de Obras", Revista DAE, ano XXXIV, nº 97, Setembro 1974.
- 7 - SILVA, N.F., "Minimização do Custo da Tubulação em uma Rede de Abastecimento de Água", Dissertação de Mestrado, Centro de Tecnologia, UFPb, Agosto 1977.
- 8 - KARMELI, D., Cradish, Y., Meyers, S., "Design of Optimal Water Distribution Networks", Journal of Pipeline Division, October 1968.

- 9 - CETESB, Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água, São Paulo, 1976.
- 10- TRINDADE Neves, E., "Curso de Hidráulica", Porto Alegre, Fevereiro de 1969, Editora Globo.
- 11- AZEVEDO Neto, "Manual de Hidráulica", Brasília, 1973, Edgard Blücher.
- 12- Catálogo de Tubos e Conexões Tigre - PVC - rígido.
- 13- PITCHAY, R., "A Model for Designing water Distribution Pipe Networks"; Ph.D. Dissertation, Harvard, 1966.
- 14- LAY, F. and SHAKE, J.C. Jr., "A Model for Capacity Expansion Planning of water Distribution Networks", Report n° 131, Ralph M. Parsons Laboratory, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Massachusetts, October, 1970.
- 15- AZEVEDO NETO, José M. - "Água: Redes de Distribuição de Baixo Custo". Engenharia Sanitária, Rio de Janeiro, J.17(2) 215-218 Abr/Jun - 1978.

ANEXO I

LISTAGEM DO PROGRAMA

```

C      PROGRAM LPGOGO ( INPUT,OUTPUT,TAPES=INPUT,TAPE6=OUTPUT)
C      LPGOGO IS A MAXIMIZING LINEAR PROGRAMMING CODE.  IT USES THE TWO
C      PHASE, FULL TABLEAU FORM OF THE SIMPLEX METHOD, REQUIRES ALL RHS
C      PARAMETERS TO BE NONNEGATIVE, AND STARTS FROM A FULLY ARTIFICIAL
C      BASIS.  IT ASSUMES THAT ALL CONSTRAINTS HAVE BEEN CONVERTED TO EQUAT
C      PARAMETERS TO BE NONNEGATIVE, AND STARTS FROM A FULLY ARTIFICIAL
C      THE OBJECTIVE FUNCTION AND PHASE ONE COEFFICIENTS ARE
C      STORED AS THE (M+1)ST AND (M+2)ND ROWS OF THE A ARRAY WHICH
C      ALSO STORES THE INVERSE OF THE BASIS IN ITS LAST M COLUMNS.
C      THE PRESENT DIMENSIONS ACCOMODATE M=50 CONSTRAINTS AND N=100
C      VARIABLES (DECISION PLUS SLACK).THESE DIMENSIONS CAN BE CHANGED
C      BY CHANGING THE DIMENSION CARDS BELOW AS FOLLOWS...
C      DIMENSION A(M+2,M+N),B(M+2),JCOL(N),IROW(M),IBASIS(M),ITITLE(12)
C      WHERE M IS THE MAXIMUM NUMBER OF CONSTRAINTS AND N IS THE
C      MAXIMUM NUMBER OF VARIABLES DESIRED
C      THE PROGRAM ASSUMES A SIX CHARACTER WORD MACHINE FOR ALPHANUMERIC
C      INPUT AND PRINTOUT.
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      REAL*8 I,J
      DIMENSION A(80,185),B(100),COL(200),ROW(100),IBASIS(100),TITL(20)
      DATA KBASI/'BA'//
      DATA LBASI/' ' //
      DATA MBASI/'BI'//
      DATA NBASI/'SL'//
      DATA SOLVE/' SO'//
C      INPUT
C      READ NUMBER OF EQUATIONS, NUMBER OF VARIABLES
      ISTOP = 0
      ITERS = 0
      READ(1,1001) (TITL(III),III=1,20)
      WRITE(3,1101)(TITL(III),III=1,20)
      READ(1,1002) M,N
      WRITE(3,1002) M,N
      NM=N+M
      MPLU2=M+2
      DO 5 III=1,MPLU2
      B(III)=0.0
      IBASIS(III)=0
      DO 5 JJJ=1,NM
      A(III,JJJ)=0.0
5      CONTINUE
C      READ EQUATION NAMES AND NON NEGATIVE RHS PARAMETERS
      DO 10 III=1,M
      READ(1,1003) ROW(III),B(III)
      WRITE(3,1103) ROW(III),B(III)
10     CONTINUE
C      READ VARIABLE NAMES AND OBJECTIVE FUNCTION COEFS
      DO 20 IJ=1,N
      READ(1,1004) COL(IJ),A(M+1,IJ)
      WRITE(3,1104) COL(IJ),A(M+1,IJ)
20     CONTINUE
C      READ LHS COEFFICIENTS
50     I2=0
        J2=0
        READ(1,1005) I,J,VALUE
        IF(I-SOLVE)55,99,55
        WRITE(3,1105)I,J,VALUE
        DO 60 I1=1,M
        IF(I-ROW(I1))60,62,60
60     CONTINUE
        GO TO 700
62     I2=I1
        DO 65 J1=1,N
        IF(J-COL(J1))65,66,65
65     CONTINUE
        GO TO 700
66     J2=J1
        A(I2,J2)=VALUE
        GO TO 50
99     WRITE(3,1107)
        IF(ISTOP-1)100,9000,100
100    K=2
        NI=N+1
        SETUP PHASE I ROW
        DO 120 JJJ=1,N
        A(M+2,JJJ) =0.0

```

```

DO 120 III=1,M
A(M+2,JJJ)=A(M+2,JJJ)+A(III,JJJ)
C 120 CONTINUE
SET UP INITIAL BASIS AND ARTIFICIALS
DO 110 III=1,M
NPLUI=N+III
A(III,NPLUI)=1.0
IBASI(III)=0
B(M+2) = B(M+2)+B(III)
110 CONTINUE
wTEST=B(M+2)/1000000.
C FIND PIVOT COLUMN
399 DPS=0
SA=B(M+1)
SB=B(M+2)
WRITE(3,8100)SB,SA
8100 FORMAT(1X,2HW=,E10.4,10X,2HZ=,E10.4)
MPLUK=M+K
DO 410 JJJ=1,N
IF(A(MPLUK,JJJ)-DPS)410,410,420
420 DPS=A(MPLUK,JJJ)
JPIV=JJJ
410 CONTINUE
IF(DPS-1.0E-06)501,501,450
C FIND PIVOT ROW
450 RATMI=1.E+06
IPIV=M + 3
DO 470 III=1,M
IF(A(III,JPIV)-1.E-06)470,460,460
460 RATIO=B(III)/A(III,JPIV)
IF(RATIO-RATMI)465,465,470
465 RATMI=RATIO
IPIV=III
470 CONTINUE
WRITE(3,2001)IPIV,JPIV,ITERS,K
2001 FORMAT(1X,5HIPIV=,I4,5HJPIV=,I4,6HITERS=,I4,2HK=,I4)
IF(K-2)471,475,471
471 DO 475 III=1,M
IF(IBASI(III)-0)475,472,475
472 IF(DABS(A(III,JPIV))-1.E-06)475,475,473
473 IPIV =III
475 CONTINUE
PIVOT = A(IPIV,JPIV)
IBASI(IPIV)=JPIV
ITERS=ITERS+1
C IF PIVOT FOUND, TRANSFORM TABLEAU
C IF NOT,EXIT, SOLUTION UNBOUNDED
M3=M+3
IF(IPIV-M3)485,496,485
485 DO 500 III=1,MPLUK
IF(III-IPIV)497,500,497
497 DO 480 JJJ=1,NM
IF(JJJ-JPIV)479,480,479
479 A(III,JJJ)=A(III,JJJ)-A(III,JPIV)*A(IPIV,JJJ)/PIVOT
480 CONTINUE
B(III)=B(III)-A(III,JPIV)*B(IPIV)/PIVOT
A(III,JPIV) =0.0
500 CONTINUE
DO 495 JJJ=1,NM
A(IPIV,JJJ)=A(IPIV,JJJ)/PIVOT
495 CONTINUE
B(IPIV)=B(IPIV)/PIVOT
GO TO 399
496 WRITE(3,1006)
GO TO 571
501 IF(K-1)509,510,509
509 IF(B(M+2)-wTEST)504,504,505
C NO FEASIBLE SOLUTION EXISTS
505 WRITE(3,1007)
GO TO 571
504 K=1
GO TO 399
C OPTIMAL SOLUTION OUTPUT
510 CONTINUE
WRITE(3,1008)ITERS
ZIMBO=-B(M+1)

```

```

WRITE (3,1010)ZIMBO
WRITE (3,1011)
DO 580 JJJ=1,N
COLJ=COL(JJJ)
DELTJ=A(M+1,JJJ)
DO 520 III=1,M
II=III
IF (IBASI(III)-JJJ)520,550,520
520 CONTINUE
X=0.0
JBASI=LBASI
GO TO 560
550 X=B(II)
JBASI=KBASI
560 WRITE (3,1009)COLJ,JBASI,X,DELTJ
580 CONTINUE
WRITE (3,1012)
DO 570 III=1,M
JBASI=MBASI
ROWI=ROW(III)
NPLUI=N+III
X=-A(M+1,NPLUI)
IF (DABS(X)-1.E-09)562,562,606
562 IF (IBASI(III))564,563,564
563 JBASI=LBASI
FLOWE=0.0
FUPER=0.0
GO TO 569
564 JBASI=NBASI
606 FLOWE=-1.0E+10
FUPER=1.0E+10
DO 900 K=1,M
GATO5=7
GATO4=6
GATO3=7
GATO2=3
GATO1=5
IF (A(K,NPLUI))601,900,605
601 QUOT=-B(K)/A(K,NPLUI)
IF (QUOT-FUPER)899,900,900
899 FUPER=QUOT
GO TO 900
605 QUOT=-B(K)/A(K,NPLUI)
IF (QUOT-FLOWE)900,900,889
889 FLOWE=QUOT
900 CONTINUE
FLOWE=-FLOWE
IF (FLOWE-1.E+10)575,578,575
578 IF (FUPER-1.E+10)574,575,575
575 IF (FLOWE-1.E+10)573,577,577
573 IF (FUPER-1.E+10)577,576,577
577 IF (FLOWE-1.E+10)569,579,569
579 IF (FUPER-1.E+10)569,572,569
569 WRITE (3,1013)ROWI,JBASI,X,FLOWE,FUPER
GO TO 570
572 WRITE (3,1017)ROWI,JBASI,X
GO TO 570
574 WRITE (3,1018)ROWI,JBASI,X,FUPER
GO TO 570
576 WRITE (3,1019)ROWI,JBASI,X,FLOWE
570 CONTINUE
C FULL TABLEAU PRINTOUT AVAILABLE BY REMOVING THE FOLLOWING CARD.
GO TO 9000
571 WRITE (3,1015)
MPLU2=M+2
DO 800 III=1,MPLU2
WRITE (3,1016) (A(III,JJ),JJ=1,NM),B(III)
800 CONTINUE
WRITE (3,1015)
9000 STOP
700 WRITE (3,1014)
ISTOP = 1
GO TO 50
1001 FORMAT(20A3)
1002 FORMAT(2I4)
1003 FORMAT(A4,11X,F13.6)

```



```
1004 FORMAT(8X,A4,4X,F12.6)
1005 FORMAT(A4,4X,A4,4X,F12.6)
1006 FORMAT(19H SOLUTION UNBOUNDED)
1007 FORMAT(21H NO FEASIBLE SOLUTION)
1008 FORMAT(23H SOLUTION OPTIMAL AFTER,2X,15,11H ITERATIONS)
1009 FORMAT(4X,A6,2X,A5,5X,F12.6,4X,F12.6)
1010 FORMAT(20H MAXIMAL OBJECTIVE =,F16.6)
1011 FORMAT(2X,8HVARIABLE,2X,6HSTATUS,8X,5HVALUE,9X,6HDELTAJ)
1012 FORMAT(11HCONSTRAINT,1X,6HSTATUS,8X,5HVALUE,9X,8HDECREASE,9X,8HIN
1CREASE)
1013 FORMAT(4X,A6,2X,A6,4X,F12.6,4X,F12.6,4X,F12.6)
1014 FORMAT(18H INCONSISTENT NAME)
1015 FORMAT(1H1)
1016 FORMAT (1X,10F12.4)
1017 FORMAT(4X,A6,2X,A6,4X,F12.6,8X,4HOPEN,12X,4HOPEN)
1018 FORMAT(4X,A6,2X,A6,4X,F12.6,8X,4HOPEN,8X,F12.6)
1019 FORMAT(4X,A6,2X,A6,4X,F12.6,4X,F12.6,8X,4HOPEN)
1101 FORMAT(1H1,20A3)
1103 FORMAT(1X,A4,12X,F15.6)
1104 FORMAT(9X,A4,4X,F12.6)
1105 FORMAT(1X,A4,4X,A4,4X,F12.6)
1107 FORMAT(3X,11HFINAL DADOS)
END
```

A N E X O I I

RELATÓRIOS DE ENTRADA E SAÍDA DO
PRÓBLEMA EXEMPLO

O T I M I Z A C A O D E R E D E S H I D R A U L I C A S

14	25	
RS01		900.000000
RS02		750.000000
RS03		500.000000
RS04		400.000000
RS05		700.000000
RS06		350.000000
RS07		400.000000
RS08		300.000000
RS09		300.000000
RS10		15.000000
RS11		14.950000
RS12		14.750000
RS13		14.850000
RS14		14.700000
X11		-750.000000
X12		-486.000000
X21		-750.000000
X22		-486.000000
X31		-316.000000
X32		-266.000000
X41		-316.000000
X42		-266.000000
X43		-162.000000
X51		-162.000000
X52		-81.000000
X61		-162.000000
X62		-81.000000
X71		-486.000000
X72		-316.000000
X73		-266.000000
X81		-266.000000
X82		-162.000000
X91		-266.000000
X92		-162.000000
F1		0.0
F2		0.0
F3		0.0
F4		0.0
F5		0.0

RS01	X11	1.000000
RS01	X12	1.000000
RS02	X21	1.000000
RS02	X22	1.000000
RS03	X31	1.000000
RS03	X32	1.000000
RS04	X41	1.000000
RS04	X42	1.000000
RS04	X43	1.000000
RS05	X51	1.000000
RS05	X52	1.000000
RS06	X61	1.000000
RS06	X62	1.000000
RS07	X71	1.000000
RS07	X72	1.000000
RS07	X73	1.000000
RS08	X81	1.000000
RS08	X82	1.000000
RS09	X91	1.000000
RS09	X92	1.000000
RS10	X11	0.003300
RS10	X12	0.009500
RS10	X61	0.003000
RS10	X62	0.017500
RS10	F1	1.000000
RS11	X11	0.003300
RS11	X12	0.009500
RS11	X21	0.002600
RS11	X22	0.006200
RS11	X71	0.002200
RS11	X72	0.004100
RS11	X73	0.013500
RS11	F2	1.000000
RS12	X11	0.003300
RS12	X12	0.009500
RS12	X21	0.002600
RS12	X22	0.006200
RS12	X31	0.004200
RS12	X32	0.012500
RS12	X81	0.002900
RS12	X82	0.011500
RS12	F3	1.000000
RS13	X11	0.003300
RS13	X12	0.009500
RS13	X21	0.002600
RS13	X22	0.006200
RS13	X31	0.004200
RS13	X32	0.012500
RS13	X41	0.001500
RS13	X42	0.004500
RS13	X43	0.017700
RS13	X91	0.002900
RS13	X92	0.011500
RS13	F4	1.000000
RS13	F4	1.000000
RS14	X11	0.003300
RS14	X12	0.009500
RS14	X21	0.002600
RS14	X22	0.006200
RS14	X31	0.004200
RS14	X32	0.012500
RS14	X41	0.001500
RS14	X42	0.004500
RS14	X43	0.017700
RS14	X51	0.000800
RS14	X52	0.004700
RS14	F5	1.000000

FINAL DADOS

W=0.4674D 04	IPIV= 1JPIV=	21ITERS=	Z=0.0	OK=	2
W=0.3732D 04	IPIV= 14JPIV=	6ITERS=	Z=0.4374D 06	1K=	2
W=0.3221D 04	IPIV= 6JPIV=	13ITERS=	Z=0.5683D 06	2K=	2
W=0.2865D 04	IPIV= 7JPIV=	16ITERS=	Z=0.5966D 06	3K=	2
W=0.2460D 04	IPIV= 12JPIV=	18ITERS=	Z=0.7030D 06	4K=	2
W=0.2455D 04	IPIV= 8JPIV=	25ITERS=	Z=0.7037D 06	5K=	2
W=0.2435D 04	IPIV= 8JPIV=	9ITERS=	Z=0.6793D 06	6K=	2
W=0.2239D 04	IPIV= 13JPIV=	20ITERS=	Z=0.7104D 06	7K=	2
W=0.2226D 04	IPIV= 9JPIV=	25ITERS=	Z=0.7125D 06	8K=	2
W=0.2126D 04	IPIV= 10JPIV=	21ITERS=	Z=0.7288D 06	9K=	2
W=0.2125D 04	IPIV= 11JPIV=	22ITERS=	Z=0.7288D 06	10K=	2
W=0.2124D 04	IPIV= 5JPIV=	11ITERS=	Z=0.7288D 06	11K=	2
W=0.1424D 04	IPIV= 8JPIV=	7ITERS=	Z=0.7855D 06	12K=	2
W=0.1363D 04	IPIV= 4JPIV=	23ITERS=	Z=0.8056D 06	13K=	2
W=0.1070D 04	IPIV= 11JPIV=	3ITERS=	Z=0.9003D 06	14K=	2
W=0.7654D 03	IPIV= 2JPIV=	14ITERS=	Z=0.1168D 07	15K=	2
W=0.4760D 03	IPIV= 9JPIV=	19ITERS=	Z=0.1440D 07	16K=	2
W=0.4752D 03	IPIV= 14JPIV=	5ITERS=	Z=0.1440D 07	17K=	2
W=0.4262D 03	IPIV= 2JPIV=	1ITERS=	Z=0.1457D 07	18K=	2
W=0.2000D 03	IPIV= 3JPIV=	22ITERS=	Z=0.1550D 07	19K=	2
W=0.9699D-12	IPIV= 11JPIV=	4ITERS=	Z=0.1649D 07	20K=	1
W=0.9699D-12	IPIV= 4JPIV=	10ITERS=	Z=0.1566D 07	21K=	1
W=0.9699D-12			Z=0.1561D 07		

SOLUTION OPTIMAL AFTER 22 ITERATIONS

MAXIMAL OBJECTIVE = -1561496.015350

VARIABLE	STATUS	VALVE	DELTAJ
X11	BA	645.161290	0.0
X12	BA	254.838710	0.0
X21		0.0	-110.709677
X22	BA	750.000000	0.0
X31	BA	500.000000	0.0
X32		0.0	-303.419355
X41	BA	400.000000	0.0
X42		0.0	-48.586762
X43		0.0	-378.368515
X51	BA	125.641026	0.0
X52	BA	574.358974	0.0
X61		0.0	-81.000000
X62	BA	350.000000	0.0
X71		0.0	-220.000000
X72		0.0	-50.000000
X73	BA	400.000000	0.0
X81		0.0	-20.421836
X82	BA	300.000000	0.0
X91	BA	58.139535	0.0
X92	BA	241.860465	0.0
F1	BA	4.325000	0.0
F2	BA	0.350000	0.0
F3		0.0	-9718.391136
F4		0.0	*****
F5		0.0	*****

CONSTRAINT STATUS

	VALUE	DECREASE	INCREASE	
RS01	BI	-890.516129	421.052632	478.787879
RS02	BI	-750.000000	645.161290	254.838710
RS03	BI	-494.838710	83.333333	376.190476
RS04	BI	-365.293381	326.666667	1386.666667
RS05	BI	-178.615385	104.255319	2800.000000
RS06	BI	-81.000000	350.000000	247.142857
RS07	BI	-266.000000	400.000000	25.925926
RS08	BI	-273.761498	30.434783	42.608696
RS09	BI	-301.069767	43.478261	717.241379
RS10	SL	0.0	4.325000	OPEN
RS11	SL	0.000000	0.350000	OPEN
RS12	BI	9718.391136	0.490000	0.350000
RS13	BI	12093.023256	2.080000	0.500000
RS14	BI	20769.230769	2.240000	0.490000

A N E X O I I I

SOLUÇÃO DO PROBLEMA EXEMPLO PELO METODO DO SECCIONAMENTO FICTÍCIO DESCONSIDERANDO AS PERDAS LOCALIZADAS

A N E X O I V

SOLUÇÃO DO PROBLEMA EXEMPLO PELO MÉTODO
DO SECCIONAMENTO FICTÍCIO CONSIDERANDO
AS PERDAS LOCALIZADAS

RÊDE DE DISTRIBUIÇÃO

FOLHA DE CÁLCULO Nº _____

TRECHO	R U A	EXTENSÃO m	VAZÃO LITROS/Seg.			DIAMETRO mm	VELOCIDADE m/seg	COTA PIE-ZOMÉTRICA A MONTANTE m	PERDA DE CARGA TOTAL m	COTA PIE-ZOMÉTRICA A JUSANTE m	COTA DO TERRENO		PRESSÃO DISPONÍVEL		OBSERVAÇÕES
			A JUSANTE	EM MARCHA	A FICTÍCIA						A MONTANTE	A JUSANTE	A MONTANTE	A JUSANTE	
1		900			20		35,000	2,970	32,030	35,000	10,250	0,000	21,780		
2		750			18		32,030	1,950	30,080	10,250	10,150	21,780	19,930		
3		500			9		30,080	2,100	27,980	10,150	10,200	19,930	17,780		
4		400			5		27,980	1,800	26,180	10,200	10,200	17,780	15,980		
5		700			1		26,180	3,290	22,890	10,200	10,300	15,980	12,690		
6		350			2		32,030	1,050	30,980	10,250	10,000	21,780	20,980		
7		400			9		30,080	1,640	28,440	10,150	10,050	19,930	18,390		
8		300			4		27,980	0,870	27,110	10,200	10,250	17,780	16,860		
9		300			4		26,180	0,870	25,310	10,200	10,150	15,980	15,160		

CIDADE _____

PROJETISTA _____

DATA _____

A N E X O V

RELATÓRIOS DE ENTRADA E SAÍDA DO
PROBLEMA REAL

OPTIMIZACION DE REDES HIDRAULICAS

44 81

R S01	0.23700000	10
R S02	0.38000000	10
R S03	0.50000000	09
R S04	0.23500000	10
R S05	0.11300000	10
R S06	0.82700000	10
R S07	0.28000000	09
R S08	0.46000000	09
R S09	0.34000000	09
R S10	0.36000000	09
R S11	0.59000000	09
R S12	0.11000000	10
R S13	0.29000000	10
R S14	0.19500000	10
R S15	0.20000000	10
R S16	0.24000000	10
R S17	0.85000000	09
R S18	0.21200000	10
R S19	0.66000000	09
R S20	0.10000000	10
R S21	0.18000000	10
R S22	0.19200000	10
R S23	0.12400000	10
R S24	0.20000000	09
R S25	0.21000000	10
R S26	0.12000000	10
R S27	0.45000000	09
R S28	0.55000000	09
R S29	0.68000000	09
R S30	0.20400000	10
R S31	0.15000000	10
R S32	0.13090000	11
R S33	0.13000000	10
R S34	0.17400000	10
R S35	0.22300000	10
R S36	0.22900000	11
R S37	0.26880000	09
R S38	0.27650000	09
R S39	0.13110000	09
R S40	0.18300000	09
R S41	0.13370000	09
R S42	0.24390000	09
R S43	0.20290000	09
R S44	0.48320000	09

X011	- .7500000	03
X012	- .4860000	03
X021	- .7500000	03
X022	- .4860000	03
X031	- .7500000	03
X032	- .4860000	03
X041	- .3160000	03
X042	- .2660000	03
X051	- .3160000	03
X052	- .2660000	03
X061	- .3160000	03
X062	- .2660000	03
X071	- .3160000	03
X072	- .2660000	03
X081	- .2660000	03
X082	- .1620000	03
X091	- .2660000	03
X092	- .1620000	03
X101	- .2660000	03
X102	- .1620000	03
X111	- .2660000	03
X112	- .1620000	03
X121	- .2660000	03
X122	- .1620000	03
X131	- .2660000	03
X132	- .1620000	03
X141	- .2660000	03
X142	- .1620000	03
X151	- .1620000	03
X152	- .8100000	02
X161	- .1620000	03
X162	- .8100000	02
X171	- .1620000	03
X172	- .8100000	02
X181	- .1620000	03
X182	- .8100000	02
X191	- .4860000	03
X192	- .3160000	03
X201	- .4860000	03
X202	- .3160000	03
X211	- .4860000	03
X212	- .3160000	03
X221	- .4860000	03
X222	- .3160000	03
X231	- .4860000	03
X232	- .3160000	03
X241	- .3160000	03
X242	- .2660000	03
X251	- .3160000	03
X252	- .2660000	03
X261	- .3160000	03
X262	- .2660000	03
X271	- .3160000	03
X272	- .2660000	03
X281	- .2660000	03
X282	- .1620000	03
X291	- .2660000	03
X292	- .1620000	03
X301	- .2660000	03
X302	- .1620000	03
X311	- .2660000	03
X312	- .1620000	03
X321	- .2660000	03
X322	- .1620000	03
X323	- .8100000	02
X331	- .1620000	03
X332	- .8100000	02
X341	- .1620000	03
X342	- .8100000	02
X351	- .1620000	03
X352	- .8100000	02
X361	- .1620000	03
X362	- .8100000	02

	F01	0.0	
	F02	0.0	
	F03	0.0	
	F04	0.0	
	F05	0.0	
	F06	0.0	
	F07	0.0	
	F08	0.0	
R	S01	X011	0.1000000 08
R	S01	X012	0.1000000 08
R	S02	X021	0.1000000 08
R	S02	X022	0.1000000 08
R	S03	X031	0.1000000 08
R	S03	X032	0.1000000 08
R	S04	X041	0.1000000 08
R	S04	X042	0.1000000 08
R	S05	X051	0.1000000 08
R	S05	X052	0.1000000 08
R	S06	X061	0.1000000 08
R	S06	X062	0.1000000 08
R	S07	X071	0.1000000 08
R	S07	X072	0.1000000 08
R	S08	X081	0.1000000 08
R	S08	X082	0.1000000 08
R	S09	X091	0.1000000 08
R	S09	X092	0.1000000 08
R	S10	X101	0.1000000 08
R	S10	X102	0.1000000 08
R	S11	X111	0.1000000 08
R	S11	X112	0.1000000 08
R	S12	X121	0.1000000 08
R	S12	X122	0.1000000 08
R	S13	X131	0.1000000 08
R	S13	X132	0.1000000 08
R	S14	X141	0.1000000 08
R	S14	X142	0.1000000 08
R	S15	X151	0.1000000 08
R	S15	X152	0.1000000 08
R	S16	X161	0.1000000 08
R	S16	X162	0.1000000 08
R	S17	X171	0.1000000 08
R	S17	X172	0.1000000 08
R	S18	X181	0.1000000 08
R	S18	X182	0.1000000 08
R	S19	X191	0.1000000 08
R	S19	X192	0.1000000 08
R	S20	X201	0.1000000 08
R	S20	X202	0.1000000 08
R	S21	X211	0.1000000 08
R	S21	X212	0.1000000 08
R	S22	X221	0.1000000 08
R	S22	X222	0.1000000 08
R	S23	X231	0.1000000 08
R	S23	X232	0.1000000 08
R	S24	X241	0.1000000 08
R	S24	X242	0.1000000 08
R	S25	X251	0.1000000 08
R	S25	X252	0.1000000 08
R	S26	X261	0.1000000 08
R	S26	X262	0.1000000 08
R	S27	X271	0.1000000 08
R	S27	X272	0.1000000 08
R	S28	X281	0.1000000 08
R	S28	X282	0.1000000 08
R	S29	X291	0.1000000 08
R	S29	X292	0.1000000 08
R	S30	X301	0.1000000 08
R	S30	X302	0.1000000 08
R	S31	X311	0.1000000 08
R	S31	X312	0.1000000 08

R	S32	X321	0.1000000	08
P	S32	X322	0.1000000	08
R	S32	X323	0.1000000	08
P	S33	X331	0.1000000	08
R	S33	X332	0.1000000	08
R	S34	X341	0.1000000	08
R	S34	X342	0.1000000	08
R	S35	X351	0.1000000	08
R	S35	X352	0.1000000	08
R	S36	X361	0.1000000	08
R	S36	X362	0.1000000	08
R	S37	X011	0.3100000	05
R	S37	X012	0.9600000	05
R	S37	X021	0.3100000	05
R	S37	X022	0.9300000	05
P	S37	X031	0.3000000	05
R	S37	X032	0.9000000	05
R	S37	X041	0.2500000	05
P	S37	X042	0.7200000	05
R	S37	X051	0.2200000	05
R	S37	X052	0.6100000	05
R	S37	F01	0.1000000	08
R	S38	X011	0.3100000	05
R	S38	X012	0.9600000	05
R	S38	X021	0.3100000	05
R	S38	X022	0.9300000	05
R	S38	X031	0.3000000	05
P	S38	X032	0.9000000	05
R	S38	X041	0.2500000	05
R	S38	X042	0.7200000	05
P	S38	X051	0.2200000	05
R	S38	X052	0.6100000	05
P	S38	X061	0.1800000	05
R	S38	X062	0.5200000	05
R	S38	X071	0.1700000	05
P	S38	X072	0.5000000	05
P	S38	X081	0.4900000	05
P	S38	X082	0.1800000	06
R	S38	F02	0.1000000	08
R	S39	X011	0.3100000	05
R	S39	X012	0.9600000	05
P	S39	X021	0.3100000	05
R	S39	X022	0.9300000	05
R	S39	X031	0.3000000	05
R	S39	X032	0.9000000	05
R	S39	X041	0.2500000	05
R	S39	X042	0.7200000	05
R	S39	X051	0.2200000	05
R	S39	X052	0.6100000	05
P	S39	X061	0.1800000	05
R	S39	X062	0.5200000	05
R	S39	X071	0.1700000	05
P	S39	X072	0.5000000	05
R	S39	X081	0.4900000	05
R	S39	X082	0.1800000	06
R	S39	X091	0.4700000	05
R	S39	X092	0.1750000	06
R	S39	X101	0.4200000	05
P	S39	X102	0.1700000	06
P	S39	X111	0.4000000	05
R	S39	X112	0.1670000	06
R	S39	X121	0.3800000	05
P	S39	X122	0.1350000	06
R	S39	X131	0.2300000	05
R	S39	X132	0.8500000	05
P	S39	F03	0.1000000	08

R S40	X011	0.3100000	05
R S40	X012	0.9600000	05
R S40	X021	0.3100000	05
R S40	X022	0.9300000	05
R S40	X031	0.3000000	05
R S40	X032	0.9000000	05
R S40	X041	0.2500000	05
R S40	X042	0.7200000	05
R S40	X051	0.2200000	05
R S40	X052	0.6100000	05
R S40	X061	0.1800000	05
R S40	X062	0.5200000	05
R S40	X071	0.1700000	05
R S40	X072	0.5000000	05
R S40	X081	0.4900000	05
R S40	X082	0.1800000	06
R S40	X091	0.4700000	05
R S40	X092	0.1750000	06
R S40	X101	0.4200000	05
R S40	X102	0.1700000	06
R S40	X111	0.4000000	05
R S40	X112	0.1670000	06
R S40	X121	0.3800000	05
R S40	X122	0.1350000	06
R S40	X131	0.2300000	05
R S40	X132	0.8500000	05
R S40	X141	0.2100000	05
R S40	X142	0.7600000	05
R S40	X151	0.5800000	05
R S40	X152	0.3050000	06
R S40	X161	0.3200000	05
R S40	X162	0.1820000	06
R S40	X171	0.2200000	05
R S40	X172	0.1250000	06
R S40	F04	0.1000000	08
R S41	X011	0.3100000	05
R S41	X012	0.9600000	05
R S41	X021	0.3100000	05
R S41	X022	0.9300000	05
R S41	X031	0.3000000	05
R S41	X032	0.9000000	05
R S41	X041	0.2500000	05
R S41	X042	0.7200000	05
R S41	X051	0.2200000	05
R S41	X052	0.6100000	05
R S41	X061	0.1800000	05
R S41	X062	0.5200000	05
R S41	X071	0.1700000	05
R S41	X072	0.5000000	05
R S41	X081	0.4900000	05
R S41	X082	0.1800000	06
R S41	X091	0.4700000	05
R S41	X092	0.1750000	06
R S41	X101	0.4200000	05
R S41	X102	0.1700000	06
R S41	X111	0.4000000	05
R S41	X112	0.1670000	06
R S41	X121	0.3800000	05
R S41	X122	0.1350000	06
R S41	X131	0.2300000	05
R S41	X132	0.8500000	05
R S41	X141	0.2100000	05
R S41	X142	0.7600000	05
R S41	X151	0.5800000	05
R S41	X152	0.3050000	06
R S41	X161	0.3200000	05
R S41	X162	0.1820000	06
R S41	X171	0.2200000	05
R S41	X172	0.1250000	06
R S41	X181	0.1300000	05
R S41	X182	0.6900000	05
R S41	F05	0.1000000	08

RS42	X011	0.3100000	05
RS42	X012	0.9600000	05
RS42	X021	0.3100000	05
RS42	X022	0.9300000	05
RS42	X031	0.3000000	05
RS42	X032	0.9000000	05
RS42	X191	0.5000000	05
RS42	X192	0.9100000	05
RS42	X201	0.4200000	05
RS42	X202	0.8000000	05
RS42	X211	0.4000000	05
RS42	X212	0.7800000	05
RS42	X221	0.3300000	05
RS42	X222	0.6100000	05
RS42	X231	0.3200000	05
RS42	X232	0.6000000	05
RS42	X241	0.3200000	05
RS42	X242	0.1000000	06
RS42	X251	0.2500000	05
RS42	X252	0.7900000	05
RS42	F06	0.1000000	08
RS43	X011	0.3100000	05
RS43	X012	0.9600000	05
RS43	X021	0.3100000	05
RS43	X022	0.9300000	05
RS43	X031	0.3000000	05
RS43	X032	0.9000000	05
RS43	X191	0.5000000	05
RS43	X192	0.9100000	05
RS43	X201	0.4200000	05
RS43	X202	0.8000000	05
RS43	X211	0.4000000	05
RS43	X212	0.7800000	05
RS43	X221	0.3300000	05
RS43	X222	0.6100000	05
RS43	X231	0.3200000	05
RS43	X232	0.6000000	05
RS43	X241	0.3200000	05
RS43	X242	0.1000000	06
RS43	X251	0.2500000	05
RS43	X252	0.7900000	05
RS43	X261	0.2400000	05
RS43	X262	0.7100000	05
RS43	X271	0.2300000	05
RS43	X272	0.6900000	05
RS43	X281	0.5600000	05
RS43	X282	0.1950000	06
RS43	X291	0.5400000	05
RS43	X292	0.1900000	06
RS43	X301	0.4300000	05
RS43	X302	0.1630000	06
RS43	X311	0.4000000	05
RS43	X312	0.1550000	06
RS43	X321	0.1500000	05
RS43	X322	0.5300000	05
RS43	X323	0.2550000	06
RS43	X331	0.3100000	05
RS43	X332	0.1750000	06
RS43	X341	0.2700000	05
RS43	X342	0.1450000	06
RS43	X351	0.1600000	05
RS43	X352	0.8800000	05
RS43	F07	0.1000000	08

R	S44	X011	0.3100000	05
R	S44	X012	0.9600000	05
R	S44	X021	0.3100000	05
R	S44	X022	0.9300000	05
R	S44	X031	0.3000000	05
R	S44	X032	0.9000000	05
R	S44	X191	0.5000000	05
R	S44	X192	0.9100000	05
R	S44	X201	0.4200000	05
R	S44	X202	0.8000000	05
R	S44	X211	0.4000000	05
R	S44	X212	0.7800000	05
R	S44	X221	0.3300000	05
R	S44	X222	0.6100000	05
R	S44	X231	0.3200000	05
R	S44	X232	0.6000000	05
R	S44	X361	0.3000000	05
R	S44	X362	0.1750000	06
R	S44	F08	0.1000000	08

FINAL DADDS

W=0.9229D 11	Z=0.0		
IPIV= 1JPIV=	21ITERS=	0K=	2
W=0.8974D 11	Z=0.1152D	06	
IPIV= 2JPIV=	4ITERS=	1K=	2
W=0.8566D 11	Z=0.2999D	06	
IPIV= 6JPIV=	16ITERS=	2K=	2
W=0.8517D 11	Z=0.3073D	06	
IPIV= 3JPIV=	6ITERS=	3K=	2
W=0.8463D 11	Z=0.3316D	06	
IPIV= 15JPIV=	30ITERS=	4K=	2
W=0.8251D 11	Z=0.3478D	06	
IPIV= 41JPIV=	18ITERS=	5K=	2
W=0.8240D 11	Z=0.3495D	06	
IPIV= 9JPIV=	29ITERS=	6K=	2
W=0.8216D 11	Z=0.3547D	06	
IPIV= 43JPIV=	65ITERS=	7K=	2
W=0.7726D 11	Z=0.3932D	06	
IPIV= 4JPIV=	8ITERS=	8K=	2
W=0.7486D 11	Z=0.4613D	06	
IPIV= 5JPIV=	10ITERS=	9K=	2
W=0.7371D 11	Z=0.4936D	06	
IPIV= 36JPIV=	73ITERS=	10K=	2
W=0.5041D 11	Z=0.6791D	06	
IPIV= 10JPIV=	20ITERS=	11K=	2
W=0.5004D 11	Z=0.6869D	06	
IPIV= 11JPIV=	22ITERS=	12K=	2
W=0.4944D 11	Z=0.6997D	06	
IPIV= 15JPIV=	24ITERS=	13K=	2
W=0.4903D 11	Z=0.7081D	06	
IPIV= 37JPIV=	74ITERS=	14K=	2
W=0.4885D 11	Z=0.7081D	06	
IPIV= 38JPIV=	75ITERS=	15K=	2
W=0.4867D 11	Z=0.7081D	06	
IPIV= 39JPIV=	76ITERS=	16K=	2
W=0.4866D 11	Z=0.7081D	06	
IPIV= 40JPIV=	77ITERS=	17K=	2
W=0.4861D 11	Z=0.7081D	06	
IPIV= 42JPIV=	79ITERS=	18K=	2
W=0.4843D 11	Z=0.7081D	06	
IPIV= 44JPIV=	81ITERS=	19K=	2
W=0.4841D 11	Z=0.7081D	06	
IPIV= 8JPIV=	15ITERS=	20K=	2
W=0.4796D 11	Z=0.7201D	06	
IPIV= 32JPIV=	63ITERS=	21K=	2
W=0.3963D 11	Z=0.9500D	06	
IPIV= 30JPIV=	59ITERS=	22K=	2
W=0.3759D 11	Z=0.1010D	07	
IPIV= 26JPIV=	51ITERS=	23K=	2

W=0.3639D 11	Z=0.1050D 07
IPIV= 27JPIV= 53	ITERS= 24K= 2
W=0.3594D 11	Z=0.1065D 07
IPIV= 29JPIV= 57	ITERS= 25K= 2
W=0.3526D 11	Z=0.1085D 07
IPIV= 31JPIV= 61	ITERS= 26K= 2
W=0.3376D 11	Z=0.1129D 07
IPIV= 33JPIV= 66	ITERS= 27K= 2
W=0.3246D 11	Z=0.1153D 07
IPIV= 34JPIV= 68	ITERS= 28K= 2
W=0.3072D 11	Z=0.1184D 07
IPIV= 35JPIV= 70	ITERS= 29K= 2
W=0.2849D 11	Z=0.1223D 07
IPIV= 24JPIV= 47	ITERS= 30K= 2
W=0.2829D 11	Z=0.1229D 07
IPIV= 25JPIV= 49	ITERS= 31K= 2
W=0.2619D 11	Z=0.1299D 07
IPIV= 28JPIV= 55	ITERS= 32K= 2
W=0.2564D 11	Z=0.1316D 07
IPIV= 19JPIV= 37	ITERS= 33K= 2
W=0.2498D 11	Z=0.1350D 07
IPIV= 20JPIV= 39	ITERS= 34K= 2
W=0.2398D 11	Z=0.1402D 07
IPIV= 21JPIV= 41	ITERS= 35K= 2
W=0.2218D 11	Z=0.1494D 07
IPIV= 44JPIV= 43	ITERS= 36K= 2
W=0.2061D 11	Z=0.1573D 07
IPIV= 22JPIV= 72	ITERS= 37K= 2
W=0.2026D 11	Z=0.1592D 07
IPIV= 23JPIV= 45	ITERS= 38K= 2
W=0.1902D 11	Z=0.1657D 07
IPIV= 12JPIV= 17	ITERS= 39K= 2
W=0.1877D 11	Z=0.1664D 07
IPIV= 41JPIV= 32	ITERS= 40K= 2
W=0.1871D 11	Z=0.1665D 07
IPIV= 41JPIV= 35	ITERS= 41K= 2
W=0.1799D 11	Z=0.1677D 07
IPIV= 18JPIV= 19	ITERS= 42K= 2
W=0.1665D 11	Z=0.1700D 07
IPIV= 10JPIV= 28	ITERS= 43K= 2
W=0.1627D 11	Z=0.1709D 07
IPIV= 11JPIV= 21	ITERS= 44K= 2
W=0.1529D 11	Z=0.1731D 07
IPIV= 14JPIV= 23	ITERS= 45K= 2

W=0.14700 11	Z=0.17450 07
IPIV= 15 JPIV= 34	ITERS= 46K= 2
W=0.14200 11	Z=0.17560 07
IPIV= 7 JPIV= 13	ITERS= 47K= 2
W=0.13960 11	Z=0.17640 07
IPIV= 15 JPIV= 11	ITERS= 48K= 2
W=0.11230 11	Z=0.18610 07
IPIV= 22 JPIV= 1	ITERS= 49K= 2
W=0.83730 10	Z=0.19660 07
IPIV= 6 JPIV= 81	ITERS= 50K= 2
W=0.61500 10	Z=0.20500 07
IPIV= 17 JPIV= 33	ITERS= 51K= 2
W=0.53000 10	Z=0.20700 07
IPIV= 1 JPIV= 25	ITERS= 52K= 2
W=0.33920 10	Z=0.21360 07
IPIV= 13 JPIV= 3	ITERS= 53K= 2
W=0.24000 10	Z=0.21710 07
IPIV= 16 JPIV= 31	ITERS= 54K= 2
W=-.14450-03	Z=0.22370 07
W=-.14450-03	Z=0.22370 07
IPIV= 44 JPIV= 44	ITERS= 55K= 1
W=-.14450-03	Z=0.22080 07
IPIV= 23 JPIV= 46	ITERS= 56K= 1
W=-.14450-03	Z=0.21890 07
IPIV= 21 JPIV= 42	ITERS= 57K= 1
W=-.14450-03	Z=0.21630 07
IPIV= 20 JPIV= 40	ITERS= 58K= 1
W=-.14450-03	Z=0.21490 07
IPIV= 6 JPIV= 38	ITERS= 59K= 1
W=-.14450-03	Z=0.21460 07
IPIV= 19 JPIV= 72	ITERS= 60K= 1
W=-.14450-03	Z=0.21400 07
IPIV= 13 JPIV= 7	ITERS= 61K= 1
W=-.14450-03	Z=0.21210 07
IPIV= 4 JPIV= 2	ITERS= 62K= 1
W=-.14450-03	Z=0.21190 07
IPIV= 43 JPIV= 64	ITERS= 63K= 1
W=-.14450-03	Z=0.20270 07
IPIV= 4 JPIV= 26	ITERS= 64K= 1
W=-.14450-03	Z=0.20260 07
IPIV= 32 JPIV= 3	ITERS= 65K= 1
W=-.14450-03	Z=0.20230 07
IPIV= 5 JPIV= 9	ITERS= 66K= 1
W=-.14450-03	Z=0.20210 07

SOLUTION OPTIMAL AFTER 67 ITERATIONS
 MAXIMAL OBJECTIVE =, -0.2021159D 07

VARIABLE	STATUS	VALUE	DELTAV
X011	BA	0.237000D 03	0.0
X012		0.0	-.127742D 02
X021	BA	0.723710D 02	0.0
X022	BA	0.307629D 03	0.0
X031		0.0	-.851613D 01
X032	BA	0.500000D 02	0.0
X041	BA	0.235000D 03	0.0
X042		0.0	-.288387D 02
X051	BA	0.113000D 03	0.0
X052		0.0	-.154194D 02
X061	BA	0.827000D 03	0.0
X062		0.0	-.703226D 01
X071	BA	0.280000D 02	0.0
X072		0.0	-.535484D 01
X081	BA	0.460000D 02	0.0
X082		0.0	-.115742D 03
X091	BA	0.340000D 02	0.0
X092		0.0	-.110710D 03
X101	BA	0.360000D 02	0.0
X102		0.0	-.110710D 03
X111	BA	0.590000D 02	0.0
X112		0.0	-.109032D 03
X121	BA	0.110000D 03	0.0
X122		0.0	-.587097D 02
X131	BA	0.129081D 03	0.0
X132	BA	0.160919D 03	0.0
X141		0.0	-.117419D 02
X142	BA	0.195000D 03	0.0
X151	BA	0.200000D 03	0.0
X152		0.0	-.333323D 03
X161	BA	0.240000D 03	0.0
X162		0.0	-.170613D 03
X171	BA	0.850000D 02	0.0
X172		0.0	-.917742D 02
X181	BA	0.212000D 03	0.0
X182		0.0	-.129355D 02
X191		0.0	-.641935D 02
X192	BA	0.660000D 02	0.0
X201		0.0	-.719355D 02
X202	BA	0.100000D 03	0.0
X211		0.0	-.719355D 02
X212	BA	0.180000D 03	0.0
X221		0.0	-.977419D 02
X222	BA	0.192000D 03	0.0
X231		0.0	-.977419D 02
X232	BA	0.124000D 03	0.0
X241	BA	0.200000D 02	0.0
X242		0.0	-.874977D 02
X251	BA	0.210000D 03	0.0
X252		0.0	-.591893D 02
X261	BA	0.120000D 03	0.0
X262		0.0	-.450352D 02
X271	BA	0.450000D 02	0.0
X272		0.0	-.430131D 02
X281	BA	0.550000D 02	0.0
X282		0.0	-.177061D 03
X291	BA	0.680000D 02	0.0
X292		0.0	-.170995D 03
X301	BA	0.204000D 03	0.0
X302		0.0	-.138643D 03
X311	BA	0.150000D 03	0.0
X312		0.0	-.128533D 03
X321		0.0	-.271631D 02
X322	BA	0.130900D 04	0.0
X323		0.0	-.408330D 03
X331	BA	0.130000D 03	0.0
X332		0.0	-.210172D 03
X341	BA	0.174000D 03	0.0
X342		0.0	-.157599D 03
X351	BA	0.223000D 03	0.0
X352		0.0	-.645858D 02
X361	BA	0.513655D 02	0.0
X362	BA	0.223863D 04	0.0
F01	BA	0.217739D 02	0.0
F02	BA	0.207823D 02	0.0
F03	BA	0.361260D 01	0.0
F04	BA	0.520560D 01	0.0
F05		0.0	-.167742D 05
F06	BA	0.148112D 02	0.0
F07		0.0	-.202202D 05
F08		0.0	-.558621D 04

CONSTRAINT STATUS

		VALUE	DECREASE	INCREASE
RS01	BI	-.8820000-04	0.1447420 10	0.6152580 10
RS02	BI	-.8820000-04	0.4824730 09	0.6152580 10
RS03	BI	-.8692260-04	0.4985560 09	0.2119220 10
RS04	BI	-.3579350-04	0.2350000 10	0.3990800 10
RS05	BI	-.3529030-04	0.1130000 10	0.4535000 10
RS06	BI	-.3461940-04	0.4446110 10	0.5542780 10
RS07	BI	-.3445160-04	0.2800000 09	0.5368820 10
RS08	BI	-.3481940-04	0.4600000 09	0.2036120 10
RS09	BI	-.3448390-04	0.3400000 09	0.2122770 10
RS10	BI	-.3364520-04	0.3600000 09	0.2375480 10
RS11	BI	-.3330970-04	0.3900000 09	0.2494250 10
RS12	BI	-.3297420-04	0.1100000 10	0.2625530 10
RS13	BI	-.3045810-04	0.9415290 09	0.4337830 10
RS14	BI	-.2894840-04	0.1053030 10	0.1312760 10
RS15	BI	-.2592900-04	0.1379830 10	0.1720170 10
RS16	BI	-.2156770-04	0.2400000 10	0.3117810 10
RS17	BI	-.1989030-04	0.8500000 09	0.4535000 10
RS18	BI	-.1838060-04	0.2120000 10	0.7674620 10
RS19	BI	-.5508390-04	0.4930770 09	0.8794510 09
RS20	BI	-.5224520-04	0.5608750 09	0.1000370 10
RS21	BI	-.5172900-04	0.5752560 09	0.1026030 10
RS22	BI	-.4734190-04	0.7355740 09	0.1311970 10
RS23	BI	-.4708390-04	0.7478330 09	0.1333830 10
RS24	BI	-.3807050-04	0.2000000 09	0.2327500 10
RS25	BI	-.3665510-04	0.1794800 10	0.2979200 10
RS26	BI	-.3645290-04	0.1200000 10	0.3103330 10
RS27	BI	-.3625070-04	0.4500000 09	0.3233260 10
RS28	BI	-.3792330-04	0.5500000 09	0.1330000 10
RS29	BI	-.3751890-04	0.6800000 09	0.1379260 10
RS30	BI	-.3529470-04	0.1043490 10	0.1732090 10
RS31	BI	-.3468810-04	0.1121750 10	0.1852000 10
RS32	BI	-.2691670-04	0.8466040 09	0.1405280 10
RS33	BI	-.2246830-04	0.1300000 10	0.2402580 10
RS34	BI	-.2165950-04	0.1661850 10	0.2758520 10
RS35	BI	-.1943520-04	0.2230000 10	0.4655000 10
RS36	BI	-.1787590-04	0.4256000 09	OPEN
RS37	SL	0.0	0.2177390 09	OPEN
RS38	SL	0.0	0.2078230 09	OPEN
RS39	SL	0.0	0.3612600 08	OPEN
RS40	SL	0.0	0.5205600 08	OPEN
RS41	BI	0.1677420-02	0.9977000 07	0.8003000 07
RS42	SL	0.0	0.1481120 09	OPEN
RS43	BI	0.2022020-02	0.7448000 07	0.4487000 07
RS44	BI	0.5586210-03	0.3246020 09	0.7448000 07

A N E X O V I

SOLUÇÃO DO PROBLEMA REAL PELO MÉTODO
DO SECIONAMENTO FICTÍCIO

RÉDE DE DISTRIBUIÇÃO

FOLHA DE CÁLCULO Nº _____

TRECHO	R U A	EXTENSÃO m	VAZÃO LITROS/Seg.			DIÂMETRO mm	VELOCIDADE m/s	COTA PIE-ZOMÉTRICA A MONTANTE m	PERDA DE CARGA TOTAL m	COTA PIE-ZOMÉTRICA A JUSANTE m	COTA DO TERRENO m		PRESSÃO DISPONÍVEL m		OBSERVAÇÕES
			A JUSANTE	EM MARCHA	A MONTANTE						FICTÍCIA	A MONTANTE	A JUSANTE	A MONTANTE	
0	JOINVILLE	425	20,384	0,000	20,384	20,384	200	200,000	0,898	199,102	200,000	157,870	0,000	41,232	
1	JOINVILLE	237	20,004	0,184	20,188	20,096	200	199,102	0,483	198,619	157,870	155,400	41,232	43,219	
2	JOINVILLE	380	19,656	0,294	19,950	19,803	200	198,619	0,759	197,860	155,400	152,650	43,219	45,210	
3	JOINVILLE	50	19,426	0,039	19,455	19,446	200	197,860	0,096	197,764	152,650	152,600	45,210	45,164	
4	G. VARGAS	235	6,497	0,182	6,679	6,588	140	197,764	0,616	197,148	152,600	160,190	45,164	36,958	
5	G. VARGAS	113	6,203	0,089	6,292	6,248	140	197,148	0,273	196,875	160,190	161,220	36,958	35,655	
6	G. VARGAS	827	5,372	0,641	6,013	5,693	140	196,875	1,658	195,217	161,220	160,600	35,655	34,617	
7	G. VARGAS	28	5,242	0,022	5,264	5,253	110	195,217	0,144	195,073	160,600	160,450	34,617	34,623	
8	G. VARGAS	46	5,188	0,036	5,224	5,206	110	195,073	0,232	194,841	160,450	160,450	34,623	34,391	
9	G. VARGAS	34	5,015	0,026	5,041	5,028	110	194,841	0,161	194,680	160,450	160,470	34,391	34,210	
10	G. VARGAS	36	4,871	0,028	4,900	4,885	110	194,680	0,102	194,518	160,470	161,620	34,210	32,898	
11	G. VARGAS	59	4,635	0,046	4,681	4,658	110	194,518	0,243	194,275	161,620	162,750	32,898	31,525	
12	G. VARGAS	110	4,395	0,085	4,480	4,438	110	194,275	0,415	193,860	162,750	173,880	31,525	19,980	
13	G. VARGAS	290	3,417	0,225	3,752	3,530	110	193,860	0,721	193,139	173,880	174,990	19,980	18,149	
14	G. VARGAS	195	3,057	0,151	3,208	3,133	110	193,139	0,390	192,749	174,990	167,520	18,149	25,229	
15	G. VARGAS	200	2,817	0,155	2,972	2,895	85	192,749	1,410	191,339	167,520	167,220	25,229	24,119	
16	G. VARGAS	240	1,916	0,186	2,102	2,009	85	191,339	0,816	190,523	167,220	168,700	24,119	21,823	

CIDADE _____

PROJETISTA _____

DATA _____ / _____ / _____

RÉDE DE DISTRIBUIÇÃO

FOLHA DE CÁLCULO Nº _____

CIDADE _____

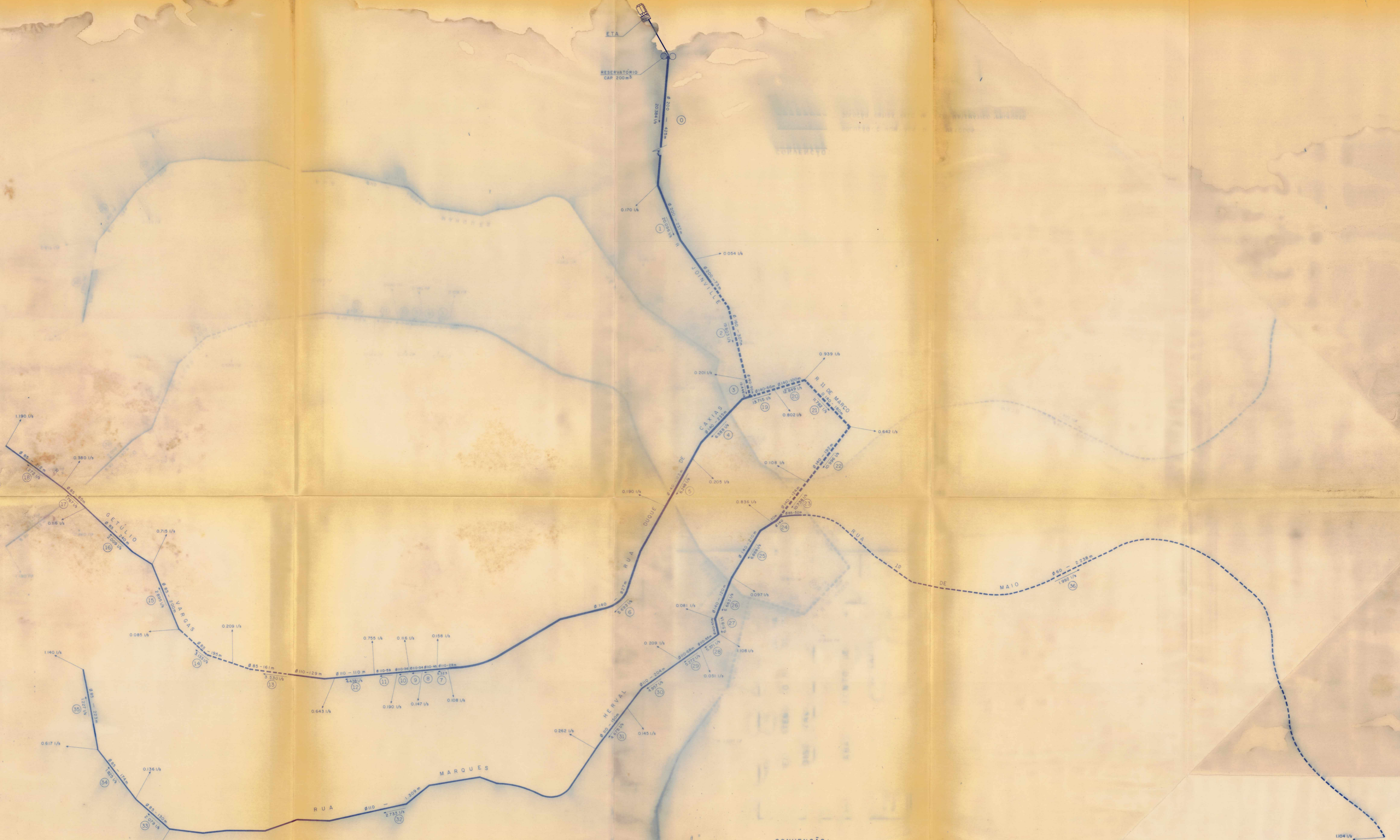
PROJETISTA _____

DATA _____/_____/____

TRECHO	RUA	EXTENSÃO m	VAZÃO LITROS/seg.			DIÂMETRO mm	VELOCIDADE m/seg	COTA PIE- ZOMÉTRICA A MONTANTE m	PERDA DE CARGA TOTAL m	COTA PIE- ZOMÉTRICA A JUSANTE m	COTA DO TERREMO m		PRESSAO DISPONIVEL m		OBSERVAÇÕES
			A JUSANTE	EM MARCHA	A MONTANTE						FICTICIA	A MONTANTE	A JUSANTE	A MONTANTE	
17	G. VARGAS	85	1,734	0,066	1,800	1,767	85	190,523	0,224	190,299	168,700	169,800	21,823	20,499	
18	G. VARGAS	210	1,190	0,164	1,354	1,272	85	190,299	0,312	189,987	169,800	174,460	20,499	36,026	
19	D.DE CAXIAS	66	13,689	0,051	13,689	0,051	160	197,764	0,238	197,526	152,600	152,640	45,164	44,886	
20	D. CAXIAS	100	12,810	0,077	12,887	12,849	160	197,526	0,368	197,158	152,640	152,640	44,886	44,518	
21	11 DE MARÇO	180	11,712	0,139	11,851	11,872	160	197,158	0,564	196,594	152,640	153,410	44,518	43,184	
22	TIRADENTES	192	10,921	0,149	11,070	10,996	160	196,594	0,530	196,064	153,410	153,500	45,184	42,564	
23	TIRADENTES	124	10,960	0,096	10,813	10,738	160	196,064	0,324	195,740	153,500	153,930	42,564	41,810	
24	TIRADENTES	20	7,805	0,015	7,820	7,813	140	195,740	0,072	195,668	153,930	154,030	41,810	41,638	
25	TIRADENTES	210	6,806	0,163	6,969	6,888	140	195,668	0,497	195,171	154,030	163,710	41,638	31,461	
26	PRAÇA	120	6,616	0,093	6,709	6,663	140	195,171	0,315	194,856	163,710	153,660	31,461	41,196	
27	15 NOVENBRO	45	6,500	0,035	6,535	6,518	140	194,856	0,113	194,743	153,660	153,700	41,196	41,043	
28	MARQUES HERL	55	5,349	0,043	5,392	5,371	110	194,743	0,287	194,456	153,700	153,950	41,043	40,506	
29	M. HERVAL	68	5,245	0,053	5,298	5,272	110	194,456	0,343	194,113	153,950	154,000	40,506	40,115	
30	M. HERVAL	204	4,878	0,158	5,036	4,957	110	194,113	0,917	193,196	154,000	155,050	40,113	38,146	
31	M. HERVAL	150	4,617	0,116	4,733	4,675	110	193,196	0,605	192,591	155,050	167,640	38,146	24,651	
32	M. HERVAL	1309	2,226	1,014	4,355	2,733	110	192,591	1,954	190,637	167,640	165,270	24,651	25,367	
33	MAL. FONDON	130	2,028	0,101	2,129	2,079	85	190,637	0,475	190,162	165,270	165,160	25,367	25,002	

A N E X O V I I

PLANTA DA SOLUÇÃO DO PROBLEMA REAL



CONVENÇÃO:
 ————— SOLUÇÃO COMUM AOS DOIS MÉTODOS
 - - - - - SOLUÇÃO OBTIDA PELO MODELO MATEMÁTICO PROPOSTO

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE PRODUÇÃO UM MODELO MATEMÁTICO PARA OTIMIZAR REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA -DISSERTAÇÃO DE MESTRADO-		
MESTRANDO:	I BIRAMA - SC	DATA
Jorge Luiz Ninow	ABASTECIMENTO DE ÁGUA RÊDE DE DISTRIBUIÇÃO DIAGRAMA DE VAZÕES	Abril/80
ORIENTADOR:	SOLUÇÃO OBTIDA PELO MODELO MATEMÁTICO PROPOSTO NESTE TRABALHO	ESCALA
Wilhelm Rodder, Ph.D.		1:5.000