

458-REPDISCA



**DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS DE ESGOTOS
SANITÁRIOS DE GRANDE PORTE VIA REDUÇÃO DE CUSTOS**

CARLOS AUGUSTO DE CARVALHO MAGALHÃES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Hidráulica e Saneamento.

ORIENTADORA: Prof^a. DR.^a Luisa Fernanda Ribeiro Reis

DEDALUS - Acervo - EESC



31100035766

São Carlos
1995



FOLHA DE APROVAÇÃO

Dissertação defendida e aprovada em 10-8-1995
pela Comissão Julgadora:



Profa. Doutora LUISA FERNANDA RIBEIRO REIS- Orientadora
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor PODALYRO AMARAL DE SOUZA
(Escola Politécnica - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor RODRIGO DE MELO PORTO
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Presidente da Comissão de Pós-Graduação
Prof. Dr. EDUARDO CLETO PIRES



Coordenador da área - Hidráulica e Saneamento
Prof. Dr. EDUARDO CLETO PIRES

AGRADECIMENTOS

À Professora Luisa Fernanda Ribeiro Reis pela amizade, e, que com sua orientação segura e precisa, sua experiência e capacidade, tornou possível a realização deste trabalho;

Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pela concessão de bolsa de estudos, condição necessária para a realização deste trabalho;

À Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP), em especial ao Eng.º Civil Ciro Sakai pela atenção dispensada e sua valiosa contribuição no fornecimento de projetos de redes coletoras de esgotos sanitários e, ao Eng.º Civil Paulo Sérgio Prioli pelo fornecimento de dados de custos referentes a orçamentos de redes executadas pela SABESP;

Aos meus amigos Isabel, Ky, Rosana e Válter;

À todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP pela amizade.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	ix
LISTA DE SÍMBOLOS	x
RESUMO	xiv
<i>ABSTRACT</i>	xv
1 INTRODUÇÃO.....	01
2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA.....	05
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	09
3.1 Modelos de Programação.....	09
3.1.1 Modelos de Programação Matemática	09
3.1.1.1 Programação Dinâmica	11
3.1.1.2 Programação Não Linear.....	14
3.1.1.3 Programação Linear	15
3.1.2 Modelos de Programação Heurísticos.....	16
3.1.3 Conclusões.....	18
3.2 Formulação Hidráulica.....	19
3.2.1 Propriedades Geométricas do Canal de Seção Circular	20

3.2.2	Formulação de Manning.....	22
3.2.3	Formulação de Hazen-Williams Modificada (HWM) com Coeficiente de Rugosidade (C_{Rf}) Exato.....	24
3.2.4	Conclusões.....	28
3.3	Conclusão da Revisão Literária	29
4	OBJETIVOS.....	30
5	MÉTODOS.....	32
5.1	Formulação de HWM com C_{Rf} Universal	32
5.2	Restrições.....	38
5.2.1	Declividade Mínima (SM).....	42
5.2.2	Declividade Máxima (SX)	45
5.3	Composição das Funções de Custos	45
5.4	Critério de Enumeração de Redes	47
5.4.1	Enumeração dos Ramos	47
5.4.2	Enumeração dos Coletores e dos PVs.....	50
5.5	Método Heurístico	51
5.5.1	Conceitos Básicos	52
5.5.2	Algoritmo Heurístico	57
5.5.3	Procedimento de Discretização Heurística dos Diâmetros.....	62
6	DESCRIÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL.....	67
6.1	ENTRADA1.....	67
6.1.1	Critérios Hidráulicos e Estruturais	67
6.1.2	Diâmetros Comerciais	68
6.1.3	Funções de Custos.....	68
6.1.3.1	Função Usuário	68
6.1.4	Resposta do ENTRADA1	69
6.2	ENTRADA2.....	72
6.2.1	Variáveis de Controle	72
6.2.2	Taxas de Vazões e Contribuições.....	72

6.2.3 Vazões Concentradas	73
6.2.4 Resposta do ENTRADA2	73
6.3 DIMREDE	77
6.3.1 Resposta do DIMREDE	79
6.3.1.1 Relatório da Solução Econômica	84
6.4 CUSREDE	86
6.5 MAIN.....	87
7 ESTUDOS DE CASO - APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS.....	88
7.1 Ensaio Computacionais com Redes Hipotéticas	88
7.1.1 Rede 1	88
7.1.2 Rede 2	88
7.1.3 Rede 3	89
7.1.4 Rede 4.....	89
7.1.5 Rede 5	89
7.2 Ensaio Computacionais com Redes Reais.....	90
7.2.1 Rede Vila Operária.....	90
7.2.2 Rede Sub-bacia 06.....	90
7.2.3 Rede Sub-bacias 07 e 08.....	90
7.2.4 Rede São José dos Campos	91
7.2.5 Rede Ibiúna	91
7.3 Análise de Sensibilidade	92
7.3.1 Recobrimento Mínimo.....	92
7.3.2 Critério de Autolimpeza	93
7.3.3 Formulação Hidráulica.....	93
8 DISCUSSÃO E CONCLUSÕES	95
8.1 Discussão	95
8.2 Conclusões.....	97
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	100
OBRAS CONSULTADAS	103

ANEXO A - Aquisição de Dados e Elaboração das Funções de Custos....	105
A.1 Aquisição de Dados de Custos	106
A.1.1 Custos dos Coletores ($D \leq 450\text{mm}$)	106
A.1.2 Custos dos Coletores-Tronco / Interceptores ($D \geq 400\text{mm}$).....	123
A.1.3 Custos das Estações Elevatórias.....	134
A.2 Elaboração das Funções de Custos	136
A.2.1 Funções de Custos para Conduitos.....	136
A.2.1.1 Conduitos com diâmetros inferiores a 450mm.....	137
A.2.1.2 Conduitos com diâmetros superiores a 400mm.....	140
A.2.2 Funções de Custos para Poços de Visita	143
A.2.2.1 PVs com diâmetros das tubulações à jusante, inferiores 450mm..	143
A.2.2.2 PVs com diâmetros das tubulações à jusante, superiores 400mm	144
A.2.3 Funções de Custos para Estações Elevatórias.....	145
ANEXO B - Planilhas de Orientação para Elaboração dos Arquivos de Dados da Rede: ENTRADA1 e ENTRADA2.....	146
B.1 Planilha de Elaboração do Arquivo de Dados ENTRADA1.....	147
B.2 Planilha de Elaboração do Arquivo de Dados ENTRADA2.....	151
ANEXO C - Redes Hipotéticas	154
C.1 Rede 1	155
C.2 Rede 2	164
C.3 Rede 3	171
C.4 Rede 4	176
C.5 Rede 5	181
ANEXO D - Redes Reais.....	187
D.1 Rede Vila Operária	188
D.2 Rede Sub-bacia 06	189
D.3 Rede Sub-bacias 07 e 08	190
D.4 Rede São José dos Campos.....	191
D.5 Rede Ibiúna.....	192

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Rede de esgotos em planta	05
Figura 02 - Esquema dos sistemas dinâmicos	12
Figura 03 - Seção transversal do canal circular	20
Figura 04 - Elementos geométricos da seção circular	22
Figura 05 - Elementos hidráulicos (Fonte: WPCF (1972))	24
Figura 06 - Elementos hidráulicos da seção circular.....	27
Figura 07 - Q_p/Q_f	37
Figura 08 - V_p/V_f	37
Figura 09 - Ramos independentes e dependentes	47
Figura 10 - Enumeração 1 dos ramos de uma rede	49
Figura 11 - Enumeração 2 dos ramos de uma rede	49
Figura 12 - Enumeração dos coletores e dos PVs de um ramo	50
Figura 13 - Enumeração 1 de uma rede.....	50

Figura 14 - Enumeração 2 de uma rede.....	51
Figura 15 - Ramo de uma rede de esgotos em perfil	52
Figura 16 - Ilustração geométrica de θ_1 e θ_2	54
Figura 17 - Caso 1.....	56
Figura 18 - Caso 2.....	56
Figura 19 - Caso 3.....	56
Figura 20 - Fluxograma 1 do algoritmo heurístico.....	59
Figura 21 - Fluxograma 2 do algoritmo heurístico.....	59
Figura 22 - Fluxograma 3 do algoritmo heurístico.....	60
Figura 23 - Fluxograma 4 do algoritmo heurístico.....	60
Figura 24 - Fluxograma 5 do algoritmo heurístico.....	61
Figura 25 - Fluxograma 6 do algoritmo heurístico.....	61
Figura 26 - Fluxograma 1 do procedimento heurístico de discretização.....	63
Figura 27 - Fluxograma 2 do procedimento heurístico de discretização.....	64
Figura 28 - Fluxograma 3 do procedimento heurístico de discretização.....	65
Figura 29 - Fluxograma 4 do procedimento heurístico de discretização.....	66

Figura 30 - Fluxograma 5 do procedimento heurístico de discretização.....	66
Figura 31 - Rede exemplo	75
Figura 32 - SM segundo o critério de tensão cisalhante mínima e HWM	97
Figura A.1-Fornecimento e montagem de equipamentos eletromecânicos	135
Figura C.01 - Rede 1	155
Figura C.02 - Rede 2	164
Figura C.03 - Rede 3	171
Figura C.04 - Rede 4	176
Figura C.05 - Rede 5	181
Figura D.01 - Redes Vila Operária e Sub-bacias 07 e 08	194
Figura D.02 - Redes Sub-bacia 06 e Sub-bacias 07 e 08	195

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - $(V_p/V_f)_{\max}$	28
Tabela 02 - $(Q_p/Q_f)_{\max}$	28
Tabela 03 - Valores de A_{jj}	34
Tabela 04 - Análise comparativa do custo total para redes hipotéticas	89
Tabela 05 - Análise comparativa do custo total para redes reais	91
Tabela 06 - Custos de dimensionamento para diferentes requisitos de recobrimento mínimo	92
Tabela 07 - Custos de dimensionamento obtidos variando-se o critério de autolimpeza e formulação hidráulica	94
Tabela A.01 - Serviços técnicos	106
Tabela A.02 - Limpeza de faixa	107
Tabela A.03 - Tapume, sinalização, passadiços e travessias	108
Tabela A.04 - Escavação em qualquer terreno, exceto em rocha	108
Tabela A.05 - Escavação em rocha	109

Tabela A.06 - Aterro sem controle do GC	109
Tabela A.07 - Aterro com controle do GC	110
Tabela A.08 - Transporte do material escavado	110
Tabela A.09 - Jazida.....	111
Tabela A.10 - Pontaeteamento.....	111
Tabela A.11 - Descontínuo.....	112
Tabela A.12 - Contínuo	112
Tabela A.13 - Especial	113
Tabela A.14 - 1 Quadro - longarinas e estroncas metálicas em I	113
Tabela A.15 - 2 Quadros - longarinas e estroncas metálicas em I.....	114
Tabela A.16 - 3 Quadros - longarinas e estroncas metálicas em I.....	114
Tabela A.17 - 1 Quadro - longarinas e estroncas metálicas em II	115
Tabela A.18 - 2 Quadros - longarinas e estroncas metálicas em II	115
Tabela A.19 - 3 Quadros - longarinas e estroncas metálicas em II	115
Tabela A.20 - 1 Quadro - estroncas madeira sem longarinas.....	116
Tabela A.21 - 2 Quadros - estroncas madeira sem longarinas	116

Tabela A.22 - 3 Quadros - estroncas madeira sem longarinas	117
Tabela A.23 - Rebaixamento do lençol freático.....	118
Tabela A.24 - Fundações e estruturas	119
Tabela A.25 - Utilização de PI / PV	119
Tabela A.26 - Poço de visita e inspeção	119
Tabela A.27 - Assentamento de tubos e peças.....	120
Tabela A.28 - Carga, transporte e descarga de tubos e peças.....	120
Tabela A.29 - Pavimentação	121
Tabela A.30 - Largura da regularização mecanizada.....	122
Tabela A.31 - Ligações prediais.....	122
Tabela A.32 - Fornecimento de material	123
Tabela A.33 - Serviços técnicos.....	123
Tabela A.34 - Limpeza de faixa.....	124
Tabela A.35 - Tapume, sinalização, passadiços e travessias.....	125
Tabela A.36 - Escavação em qualquer terreno, exceto em rocha.....	125
Tabela A.37 - Escavação em rocha.....	126

Tabela A.38 - Aterro sem controle do GC	126
Tabela A.39 - Aterro com controle do GC	127
Tabela A.40 - Transporte do material escavado	127
Tabela A.41 - Jazida.....	128
Tabela A.42 - Lastro de brita.....	129
Tabela A.43 - Lastro, laje e berço	129
Tabela A.44 - Lastro, laje e berço com estacas	130
Tabela A.45 - Tipo de PV	131
Tabela A.46 - Poço de Visita	131
Tabela A.47 - Assentamento de tubos e peças.....	132
Tabela A.48 - Carga, transporte e descarga de tubos e peças.....	132
Tabela A.49 - Pavimentação	133
Tabela A.50 - Fornecimento de material	134
Tabela A.51 - Construção civil	135
Tabela A.52 - Opção A.....	137
Tabela A.53 - Opção B.....	138

Tabela A.54 - Opção C.....	138
Tabela A.55 - Opção D.....	139
Tabela A.56 - Coeficientes a_{ij} para as opções A e B.....	139
Tabela A.57 - Coeficientes a_{ij} para as opções C e D	140
Tabela A.58 - Opção A.....	140
Tabela A.59 - Opção B.....	141
Tabela A.60 - Opção C.....	141
Tabela A.61 - Opção D.....	142
Tabela A.62 - Coeficientes a_{ij} para as opções A, B, C e D.....	143
Tabela A.63 - Coeficientes a_{ij}	144
Tabela A.64 - Coeficientes a_{ij}	145
Tabela A.65 - Coeficientes A e B	145

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

adim. - adimensional

CA - concreto armado

EE - estação elevatória

HWM - Hazen-Williams Modificada

log - logaritmo na base 10

MCC - Método Convencional de Cálculo

min - indica que o menor valor dentre os relacionados deve ser atribuído à variável

PI - poço de inspeção

PV - poço de visita

RD - ramo dependente

RI - ramo independente

SABESP - Companhia de Saneamento do Estado de São Paulo

tan - função trigonométrica tangente

TE₁ - Tratamento Especial do tipo 1

TE₂ - Tratamento Especial do tipo 2

TIL - Terminal de inspeção e limpeza

TL - Terminal de limpeza

WPCF - WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION

LISTA DE SÍMBOLOS

- a - coeficiente, adim.
- A - área da seção transversal, m^2
- A_{ji} - coeficientes, adim.
- AC_{min} - recobrimento mínimo, m
- AD_{max} - profundidade máxima, m
- Afl - nº máximo de ramos afluentes a um PV da rede em estudo, adim.
- C - coeficiente
- C_B - custo da EE por conjunto de elevatória, US\$
- C_C - custo do coletor por metro linear da tubulação, US\$
- C_h - coeficiente, adim.
- C_{PV} - Custo do poço de visita por unidade de PV, US\$
- CL - menor cota da lâmina de esgoto dos coletores que afluem a um PV de junção, m
- C_{Rf} - coeficiente de rugosidade à seção plena, adim.
- C_{Rp} - coeficiente de rugosidade à seção parcial, adim.
- D - diâmetro da tubulação, m ou mm
- D_{CL} - D do coletor que possui a menor cota da lâmina de esgoto (CL), afluente a um PV de junção, m
- D^* - diâmetro de determinado trecho encontrado pelo método heurístico, m
- D^d - diâmetro comercial de determinado trecho encontrado pelo procedimento heurístico de discretização dos diâmetros, m
- DC - cota da geratriz superior da tubulação localizada à jusante da mesma, m
- DC_{CL} - DC do coletor que possui a menor cota da lâmina de esgoto (CL), afluente a um PV de junção, m
- DL - diâmetro mínimo permitido de determinado trecho, m

- DMT - distância média transportada, Km
- DR - diâmetro máximo permitido de determinado trecho, m
- f - fator de atrito, adim.
- g - aceleração da gravidade, m/s^2
- GC - grau de compactação
- GL - cota do terreno de um PV qualquer, m
- GS - declividade do terreno de um trecho qualquer, m/m
- h - profundidade, m
- Hm - altura manométrica de recalque, m
- Hg - altura geométrica de recalque, m
- i - nº do trecho ou do PV em estudo, adim.
- IJUNC - junção da extremidade de montante do primeiro ramo considerado dependente de uma rede, cuja determinação fica a critério do projetista, adim.
- k - rugosidade equivalente hidráulica do material da tubulação, m ou mm
- l - largura para a limpeza da faixa, m
- L - comprimento de um trecho qualquer, m
- lrm - largura da regularização mecanizada, m
- LSD - maior diâmetro comercial de determinado trecho, menor que D^* , m
- n - coeficiente de rugosidade do material da tubulação, $m^{-1/3}.s$
- N_c - variável de controle que indica o estado de cada poço de visita, adim.
- NEE - nº de estações elevatórias necessárias à uma rede, adim.
- NJUNC - PV de jusante do último ramo de uma rede, adim.
- NN - nº de (PVs + trechos) de determinado ramo, adim.
- NNR - nº de ramos de uma rede, adim.
- NR - nº do ramo em estudo, adim.
- NTE_1 - nº de tratamentos especiais do tipo 1 necessários à uma rede, adim.
- NTE_2 - nº de tratamentos especiais do tipo 2 necessários à uma rede, adim.
- P - perímetro molhado, m
- Pot - potência, CV
- q - coeficiente, adim.
- Q - vazão de escoamento, m^3/s ou l/s

- r - relação da lâmina com o diâmetro, adim.
- r_{CL} - r do coletor que possui a menor cota da lâmina de esgoto (CL), afluente a um PV de junção, adim.
- R - raio hidráulico, m
- R_R - coeficiente, adim.
- S - declividade de fundo de canal, m/m
- S^* - declividade de determinado trecho encontrada pelo método heurístico, em m/m
- SM - declividade mínima, m/m
- SX - declividade máxima, m/m
- UC - cota geratriz superior da tubulação localizada à montante da mesma, m
- USD - menor diâmetro comercial de determinado trecho, maior que D^* , m
- UT - nº do último trecho de determinado ramo, adim.
- V - velocidade média de escoamento, m/s
- V_c - velocidade limite, m/s
- V_{min} - velocidade mínima de escoamento, m/s
- V_s - velocidade de escoamento com o tubo hidráulicamente liso, m/s
- w_i - coeficientes, adim.
- Y - lâmina de escoamento, m
- α_1 - coeficiente
- α_2 - coeficiente
- δ - coeficiente
- γ - coeficiente
- γ_4 - coeficiente
- η - rendimento do conjunto motor-bomba, adim.
- ν - viscosidade cinemática do fluido, m^2/s
- θ_m - ângulo mínimo permitido para um trecho qualquer correspondente à declividade mínima SM , radianos
- θ_x - ângulo máximo permitido para um trecho qualquer correspondente à declividade máxima SX , radianos
- θ_1 - ângulo mínimo possível para um trecho qualquer, radianos

θ_2 - ângulo máximo possível para um trecho qualquer, radianos

σ - coeficiente

σ_t - tensão cisalhante média, Pa

RESUMO

MAGALHÃES, C.A.C. *Dimensionamento dos sistemas de esgotos sanitários de grande porte via redução de custos*. São Carlos, 1995. 195p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A proposta do modelo computacional (DIMREDE) para dimensionamento de redes coletoras de esgotos sanitários de grande porte, a partir de um traçado conhecido, fundamenta-se na sua importância sanitária e ambiental, e na necessidade de minimizar os custos totais de tais sistemas. O modelo é destinado a microcomputadores, atendendo, portanto, aos requisitos de portabilidade. As redes de esgoto são projetadas para o regime de escoamento livre, embora em alguns casos seja necessária a introdução de estações elevatórias em determinados pontos do sistema. O modelo prevê a incorporação dessas elevatórias, quando necessário, adicionando os respectivos custos no cômputo dos custos totais. As funções de custos utilizadas são baseadas em dados de redes executadas por companhias de saneamento do país. O DIMREDE permite também que, a equação governante da hidráulica de Hazen-Williams modificada seja empregada. Trata-se de uma expressão que contempla fatores como a lâmina e velocidade de escoamento, diâmetro, declividade, material empregado no revestimento do conduto e viscosidade do fluido, na determinação do coeficiente de rugosidade, apresentando, desta forma, resultados mais condizentes com a realidade.

Palavras-chave: Dimensionamento; Redes de esgotos; Grande porte; Rugosidade variável.

ABSTRACT

MAGALHÃES, C.A.C. *Design of the large sewer networks through costs reduction*. São Carlos, 1995. 195p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A computational model (DIMREDE) is proposed for design of large sewer networks whose layouts are defined, based on their sanitary and environmental importance, as well as the costs minimization. The model is designed for microcomputers satisfying the portability criterion. In spite of the sewer networks being designed under free flow, many times the introduction of pump stations in such systems is necessary. The model evaluates costs of pump stations as part of the total cost function in terms of sewer networks already implemented by sanitation companies in Brazil. The DIMREDE program employs the modified Hazen-Williams equation for the system hydraulics, admitting that factors like depth, velocity, diameter, slope, lining material and fluid viscosity be considered in the determination of the coefficient of roughness, for obtaining more realistic results.

Keywords: Design; Sewer networks; Large size; Variable roughness.

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento dos sistemas de saneamento básico como o de esgotos sanitários está profundamente ligado com a história da formação de cidades, e à necessidade crescente de intervir no meio ambiente, constantemente modificado pela ação do homem, no sentido de oferecer condições de segurança e conforto à vida humana.

Compõem os Esgotos Sanitários as águas residuárias domésticas e de despejos industriais, e certa parcela de água do subsolo e de chuva.

Nas localidades beneficiadas pelo serviço de água potável e ainda carentes de sistemas de esgotos sanitários, as águas servidas acabam poluindo o solo, contaminando as águas superficiais e freáticas, e, conseqüentemente passam a escoar pelas sarjetas e valas, constituindo perigosos focos de disseminação de doenças. Os sistemas de esgotos sanitários são, portanto, essenciais para a proteção da saúde pública e a preservação do meio ambiente. Daí a sua importância Sanitária e Ambiental.

É fato conhecido que, quando não há saneamento básico, não existe saúde para uma população, e não havendo saúde, um país nunca poderá almejar seu desenvolvimento sócio-econômico.

Se por um lado, as obras de saneamento básico, como os sistemas de esgotos sanitários, estão condicionadas à escassez de recursos financeiros, pois a política adotada muitas vezes é a de consignação de verbas, nos Orçamentos da União ou dos Estados, a serem repassadas aos Municípios; por outro, verifica-se a crescente demanda para os serviços públicos, e o rápido aumento dos custos de tais serviços que, aliados à uma necessidade de redução nos gastos dos cofres públicos, vem agravando o problema. Daí a importância da redução dos custos de implantação (ou

ampliação) e manutenção de tais sistemas, por tratarem-se de obras públicas que envolvem quantias monetárias consideráveis.

Portanto, o principal objetivo do projeto da rede coletora de esgotos, segundo FORESTI et al. (1980), é o de atender às necessidades sanitárias com o máximo de economia no investimento inicial e na operação do sistema.

Para atingir os objetivos a que se destinam, é imprescindível que os sistemas de saneamento sejam concebidos de maneira a levar em conta todos os fatores que possam afetar, direta ou indiretamente, o custo e a eficiência dos mesmos. Assim, o projetista deve atuar em duas frentes distintas, porém, interligadas e subsequentes que são: Estudos Preliminares e Elaboração de Projeto.

A minimização dos custos nos sistemas de esgotos sanitários pode ser feita na etapa da construção, usando materiais de custos menores aos que foram especificados para a construção. Contudo, a qualidade desses materiais é inferior, reduzindo, desta forma, a vida útil da obra. Na etapa que antecede o dimensionamento das redes, a otimização dos custos pode ser almejada, com a obtenção do traçado ótimo para grandes redes coletoras de esgotos. Mas, mesmo com o desenvolvimento da tecnologia dos computadores eletrônicos, não existe ainda uma metodologia consagrada para a seleção do "layout" ótimo. Por essa razão, o traçado adequado de redes coletoras de esgoto, que pode ser fator relevante na economia da obra, fica a critério do projetista.

Na fase de dimensionamento das redes, são definidos parâmetros de fundamental importância na otimização dos custos, como a escolha do par diâmetro e declividade para cada trecho da rede, dando o devido tratamento ao problema, do ponto de vista hidráulico, sanitário e estrutural.

Para o conjunto solução diâmetro e declividade de cada trecho, existem inúmeras possibilidades de arranjo com as quais os projetistas deparam. A razão da aplicação de um modelo de otimização dos custos nessa fase, é porque, os custos das tubulações variam inversamente com os custos referente ao movimento de terra, não existindo, desta forma, um

método simples para encontrar o projeto que conduza ao custo mínimo. Por exemplo, se uma rede é dimensionada no sentido dos coletores terem o menor diâmetro possível, visando reduzir os custos de tubulação, estará ao mesmo tempo com trechos mais inclinados e valas mais profundas, tendo como conseqüência um aumento nos custos de escavação. De modo análogo, declividades suaves podem ser usadas para reduzir o volume de escavação, entretanto, serão necessárias tubulações com diâmetros maiores.

Para o propósito de dimensionamento geralmente são usados gráficos (SAATÇI (1990)), tabelas e calculadoras científicas (SWARNA & MODAK (1990)), o que torna a tarefa enfadonha e tediosa, tomando, desta forma, muito o tempo do projetista, impossibilitando-o da investigação de traçados alternativos para a rede. Além do mais, o projetista não é capaz de investigar todas as combinações possíveis para o par diâmetro e declividade, para saber qual o conjunto mais econômico para um determinado trecho. Por isso, a prática tem se valido da experiência e do bom senso dos engenheiros (Método Convencional de Cálculo).

Com o advento de programas para computadores eletrônicos na área da Engenharia Hidráulica e Sanitária, o engenheiro deve deixar de fazer cálculos rotineiros, e empenhar esforços na análise de dados e resultados. No caso de redes coletoras de esgotos de pequeno e médio porte, conhecido o traçado da mesma, o dimensionamento deve ser tarefa para o computador desempenhar em questão de segundos, possibilitando o estudo de traçados alternativos para a rede.

Entretanto, o dimensionamento via otimização dos custos não é possível para redes consideradas de grande porte, por problemas de capacidade de armazenamento e tempo de processamento dos computadores. Contudo, a literatura especializada propõe métodos para contornar tais dificuldades, dentre os quais destaca-se o método proposto por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990).

Fundamentando-se na importância sanitária e ambiental, e na necessidade de minimizar os custos dos sistemas de esgotos sanitários

adequados à realidade brasileira, foi desenvolvido um modelo computacional (DIMREDE) com capacidade para dimensionar redes coletoras de esgotos de grande porte, valendo-se da heurística proposta por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990), e, realizar uma análise comparativa com métodos já propostos (BRAGA (1982) e Método Convencional de Cálculo), através de estudos de caso.

2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA

Para melhor situar o leitor, realiza-se uma breve descrição dos sistemas de esgotos sanitários brasileiros, tratando, em linhas gerais, dos seus principais componentes e das etapas que o projetista deve cumprir, desde a elaboração do projeto até a sua implantação.

Uma rede de esgotos é um conjunto de condutos ramificados (figura 01), que lembra, no seu funcionamento, um sistema fluvial. O escoamento no interior dos condutos geralmente se processa sob a ação da gravidade, e portanto, de cotas mais elevadas caracterizadas por trechos de pequenos diâmetros para cotas mais baixas, correspondentes a trechos de diâmetros maiores. Os condutos de pequenos diâmetros afluem para condutos de diâmetros cada vez maiores, até atingir os condutos principais do sistema.

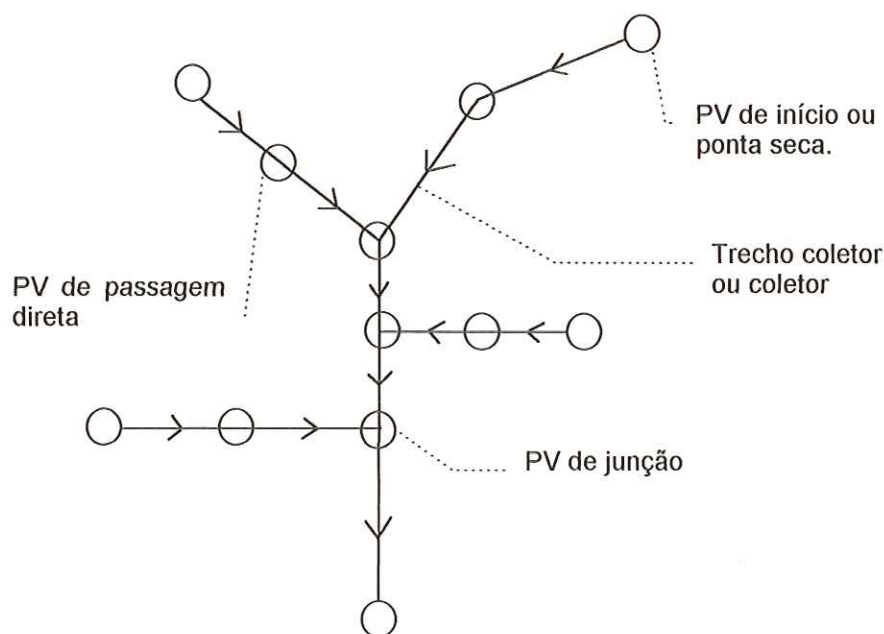


FIGURA 01 - Rede de esgotos em planta

De maneira geral as principais partes integrantes de um sistema de esgotos sanitários e suas definições, conforme terminologia da NBR 9649, são as seguintes:

a) Coletor de esgoto:

Tubulação da rede coletora que recebe contribuição de esgotos dos coletores prediais em qualquer ponto ao longo de seu comprimento.

b) Coletor principal:

Coletor de esgoto de maior extensão dentro de uma mesma bacia.

c) Coletor tronco:

Tubulação da rede coletora que recebe apenas contribuição de esgoto de outros coletores.

d) Emissário:

Tubulação que recebe esgoto exclusivamente na extremidade de montante.

e) Trecho:

Segmento de coletor, coletor tronco, interceptor ou emissário, compreendido entre singularidades sucessivas: Entende-se por singularidade qualquer órgão acessório, mudança de direção e variações de seção, de declividade e de vazão, quando significativa.

f) Poço de visita (PV):

Câmara visitável através de abertura existente em sua parte superior, que permite a reunião de duas ou mais canalizações, destinada à execução de trabalhos de manutenção.

g) Terminal de inspeção e limpeza (TIL):

Dispositivo não visitável que permite inspeção e introdução de equipamentos de limpeza.

h) Terminal de Limpeza (TL):

Dispositivo que permite introdução de equipamentos de limpeza, localizado na cabeceira de qualquer coletor.

h) Caixa de passagem:

Câmara sem acesso localizada em pontos singulares por necessidade construtiva.

i) Passagem forçada:

Trecho com escoamento sob pressão, sem rebaixamento.

j) Tubo de queda:

Dispositivo instalado no poço de visita (PV), ligando um coletor afluente ao fundo do poço. Tal tubo de queda deve ser colocado quando o coletor afluente apresentar degrau com altura maior ou igual a um valor fixado pela norma.

k) Estação elevatória:

É toda instalação construída e equipada de forma a poder transportar o esgoto do nível de sucção ou de chegada, ao nível de recalque ou de saída, acompanhando aproximadamente as variações das vazões afluentes.

No Brasil, o sistema separador absoluto que tem como definição “o sistema que é concebido para receber exclusivamente, esgotos domésticos e industriais”, é usado desde o início do século.

Deve-se ressaltar que, os projetos são executados para atender a um determinado horizonte de planejamento, durante o qual as características da área de projeto estarão se modificando segundo uma dinâmica própria, diferente, muitas vezes, daquela prevista durante a elaboração do projeto.

As principais modificações que ocorrem na área de projeto, ao longo do tempo, são na taxa de crescimento populacional, no tipo de ocupação da área urbana, e na densidade populacional. Como conseqüência, os limites urbanos e as vazões de contribuição se modificam, em maior ou menor grau, ao longo do tempo.

Diante de tantas possibilidades, pode ocorrer que hipóteses mal formuladas, ou provenientes de estudos incompletos, com base em dados inconsistentes, conduzam ao projeto e à construção de sistemas tecnicamente insatisfatórios e/ou economicamente inviáveis após implantados. Portanto, uma vez definido o período de projeto, o projetista deverá realizar estudos do crescimento populacional durante o mesmo. Esse estudo possibilitará a definição das etapas de projeto e do montante

de obras em cada etapa, além de fornecer subsídios para a previsão sobre os custos e receitas anuais.

Com o período de projeto definido, deve-se também, estabelecer as etapas de implantação, uma vez que os diversos órgãos que compõem o sistema apresentam vida útil distinta, maiores ou menores facilidades para ampliação, além de aspectos funcionais distintos. É nessa fase que também é definido o traçado da rede, interligações com a rede existente, se prevista sua utilização, e posição de outros componentes do sistema em relação à rede.

A determinação das vazões de dimensionamento e das vazões por metro linear das partes constituintes do sistema de esgotos sanitários constitui-se em uma das principais atividades do projetista, uma vez que as proporções das obras, e portanto, os custos de construção, estão diretamente relacionados com as vazões admitidas para projeto. A avaliação incorreta de vazões pode provocar problemas sérios de operação dos órgãos dos sistemas, além de resultar em investimentos desnecessários ou insuficientes.

O modelo computacional aqui desenvolvido destina-se a fornecer subsídios ao projetista na etapa de dimensionamento hidráulico da rede bem como de seus órgãos acessórios, via redução dos custos, de acordo com a necessidade identificada pela revisão bibliográfica que se segue.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Define-se como principal objetivo dessa revisão, a identificação das publicações que tratam dos métodos e demais elementos necessários ao desenvolvimento da pesquisa proposta. Tomando como objeto de estudo o dimensionamento via redução de custos no projeto do perfil de sistemas de esgotos sanitários de grande porte, nota-se que muitas técnicas de programação têm sido adaptadas às particularidades dos mesmos. Para facilidade de coordenação, a revisão literária será dividida em três partes versando sobre: os Modelos de Programação, propriamente ditos, a Formulação Hidráulica do escoamento livre em redes de esgoto, e a Conclusão da revisão literária.

3.1 Modelos de Programação:

O tópico Modelos de Programação será subdividido em três outros itens, a saber: Modelos de Programação Matemática, Modelos de Programação Heurísticos, e Conclusões.

A aplicação dos modelos de programação matemática e os de programação heurísticos, no problema em estudo, diferem quanto ao tipo de resultado produzido. Enquanto que os modelos de programação matemática procuram obter a solução ótima, os de programação heurísticos geram uma solução viável, próxima da ótima.

3.1.1 Modelos de Programação Matemática:

Os modelos de programação matemática são expressos por algoritmos que obedecem à preceitos matemáticos com base em provas e teoremas na busca de soluções ótimas. Entretanto, algumas dessas

proposições ao serem aplicadas à problemas de dimensões reais, esbarram em obstáculos, como a restrição de portabilidade, na fase de implantação do modelo ao sistema.

Em geral, o modelo de programação matemática é constituído por uma *função objetivo* $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$, que se pretende otimizar (maximizar ou minimizar), onde, x_1, x_2, \dots, x_n são as n *variáveis independentes* do problema. Valores devem ser atribuídos às variáveis independentes do problema de forma a extremar o valor da função objetivo. Daí a denominação de *variáveis de decisão*. Além da função objetivo, comparecem também as m *funções de restrição* $g_i(x_1, x_2, \dots, x_n)$, $i = 1, 2, \dots, m$, que delimitam a *região viável* das variáveis de decisão. Assim, pode-se expressar o problema matematicamente como:

Otimizar (função objetivo):

$$\text{MAX}(\min)_{x_1, x_2, \dots, x_n} z = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (01)$$

Sujeito a (Restrições):

$$\left. \begin{array}{l} g_1(x_1, x_2, \dots, x_n) \\ g_2(x_1, x_2, \dots, x_n) \\ \dots \\ g_m(x_1, x_2, \dots, x_n) \end{array} \right\} \begin{array}{l} \leq \\ \leq \\ \dots \\ \geq \end{array} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \\ b_2 \\ \dots \\ b_m \end{array} \right. \quad (02)$$

onde, além das variáveis definidas anteriormente, b_i , $i = 1, 2, \dots, m$ são parâmetros do modelo.

Cada conjunto de valores para as variáveis de decisão x_1, x_2, \dots, x_n que satisfaz à eq.(02) é chamado de *solução viável* do problema. Dentre as soluções viáveis, aquela que atende à eq.(01) é chamada de *solução ótima*.

No tocante à otimização no projeto de sistemas de esgotos sanitários, a função objetivo pode expressar a soma dos custos de investimento (tubulação, movimento de terra, poços de visita, tubos de queda e estações elevatórias) e manutenção (energia elétrica) da rede, de tal forma que os custos assim totalizados venham a serem minimizados.

Com vistas ao problema do esgotamento sanitário de grandes bacias, uma avaliação dos custos de construção de grandes canalizações (normalmente interceptores e coletores-troncos) de seção retangular, foi levantada por GUIMARÃES & COSTA (1976). Este trabalho não foi elaborado com fins de otimização, mas sim para avaliar os custos e funções de custo, a partir de um pré-dimensionamento, segundo critérios usualmente aceitos, para que o projetista pudesse chegar rapidamente aos custos diretos.

Ao conjunto de ferramentas matemáticas destinadas à resolução de problemas de programação matemática, denomina-se técnicas de otimização.

Muitos pesquisadores, na maioria estrangeiros, estudaram a aplicação de métodos de otimização como "ferramenta" à análise dos sistemas de esgotos sanitários. Os métodos empregados, a complexidade e a aplicabilidade dos mesmos variam enormemente de um trabalho para outro.

Com o intuito de tornar a revisão bibliográfica mais didática, os trabalhos analisados serão classificados segundo o método de otimização aplicado à redes coletoras de esgotos, fazendo uma breve introdução sobre cada qual.

3.1.1.1 Programação Dinâmica:

Entende-se por Sistemas Dinâmicos aos quais a programação dinâmica se aplica como técnica de otimização, os sistemas seriados, lineares ou não, contínuos ou discretos e determinísticos ou estocásticos, cuja característica é de que a saída de um elemento ou estágio representa a entrada ao elemento seguinte.

Define-se como funções de transformação as funções que transformam as variáveis de estado, através das decisões que modificam o comportamento dos elementos do sistema. Assim, o esquema da figura 02 exibe a variável de estado S_i no início do estágio i , tendo seu valor

modificado para S_{i+1} pela decisão d_i , cujo retorno r_i é a respectiva contribuição daquele estágio à função objetivo.

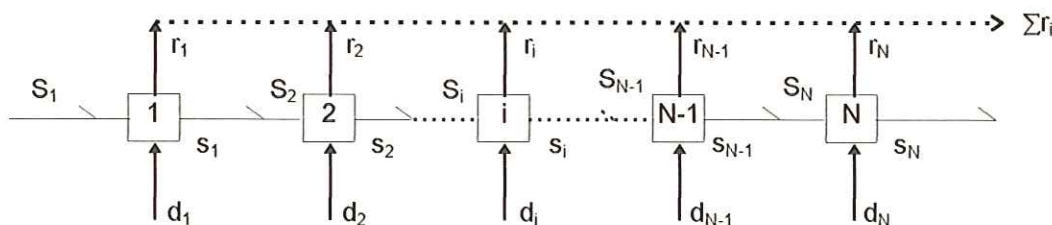


FIGURA 02 - Esquema dos sistemas dinâmicos

A função de transformação T_i relaciona S_{i+1} a S_i :

$$S_{i+1} = T_i(S_i, d_i) \quad (03)$$

De maneira análoga, a função retorno R_i :

$$r_i = R_i(S_i, d_i) \quad (04)$$

Os problemas dinâmicos são solucionados mediante o emprego do Princípio da Otimalidade de Bellman, enunciado em 1957, que pode ser representado na forma recursiva como (AGUILAR (1973)):

$$f_i(S_i) = \max_{d_i} [R_i(S_i, d_i) + f_{i-1}(S_i, d_i)] \quad (05)$$

onde:

$f_i(S_i)$: valor otimizado da função objetivo para os i estágios

$f_{i-1}(S_i, d_i)$: valor otimizado da função objetivo para os $(i-1)$ estágios

ARGAMAN et al. (1973), foram autores que utilizaram a programação dinâmica. O método tenta encontrar o sub-ótimo (ótimo local) para o traçado e o perfil das redes coletoras de esgotos sanitários por gravidade, sendo a função objetivo composta pelos custos de escavação, tubulação e poços de visita. O modelo foi aplicado a redes hipotéticas e à uma rede real, sendo

essa composta por 36 poços de visita. O autor, implementou o modelo em um IBM 360/50 na linguagem de programação FORTRAN IV, de modo que os cálculos da rede real, alocaram um tempo de processamento superior a 25 minutos, 4 MBytes de memória de disco, e 400 KBytes de memória RAM. Portanto, o modelo se aplica à redes reais muito pequenas, devido à necessidade de grande memória computacional e alto tempo de processamento, tornando assim, o modelo inviável. O autor sugeriu subdividir as redes em outras menores, utilizar outras técnicas de programação, ou ainda, fazer uso de computadores de maior porte.

A metodologia desenvolvida por MAYS & YEN (1975) foi usada por BRAGA (1982) no seu trabalho de mestrado pela EESC, utilizando o computador IBM 1130 na linguagem de programação FORTRAN IV. Aplicou a programação dinâmica e a programação dinâmica diferencial discreta como técnicas de otimização do perfil das redes a partir de um traçado conhecido, usando como artifício a subdivisão da mesma, para reduzir a memória computacional. A função objetivo empregada inclui os custos referentes a tubulação, poço de visita, tubo de queda e movimento de terra. Em termos de validação do modelo à redes reais, obteve ótimos resultados, contudo, restrito à redes de pequeno e médio porte (no máximo 191 trechos com a subdivisão da rede em três sub-bacias). Como desvantagens, o modelo apresentou: a não verificação do atendimento da condição de remanso antes de se definir qualquer alternativa econômica para uma dado trecho da rede; o cálculo hidráulico não é feito de forma direta, mas pela interpolação linear das vazões, áreas e lâminas de escoamento conhecidas; o número de diâmetros comerciais estudado é limitado à seis; a condição de bombeamento é adotada, sem antes fazer um cotejamento econômico, incluindo o custo de bombeamento no custo total.

KULKARNI & KHANNA (1985) apresentaram um algoritmo de otimização aplicando programação dinâmica, que analisa o perfil dos sistemas de esgotos sanitários por gravidade que necessitem ou não de bombeamento. A função objetivo a ser minimizada leva em conta os custos de movimento de terra, tubulação, poços de visita e bombeamento (bombas,

acessórios e energia elétrica). Entretanto, sabe-se que, a programação dinâmica aplicada à redes de esgotos enfrenta problemas de capacidade de armazenamento. Os autores tentaram solucionar este problema usando o conceito de custo efetivo proposto por GUPTA et al. (1983), e, subdividindo a rede em sub-bacias. Com isso, passou a não se ter a garantia do ótimo. Na aplicação prática, foi utilizada um rede composta de 607 trechos, em computadores DEC-10, e, foi necessário subdividi-la em 3 zonas, mostrando desta forma, as dificuldades computacionais com relação a redes de grande porte.

Uma metodologia que otimiza simultaneamente o "layout" e o perfil de redes de esgoto foi empregada por PEREIRA & CÂMARA (1988). Na otimização do traçado foi utilizado o algoritmo genético em conjunto com regras heurísticas. Ao passo que a otimização do perfil da rede se deu através da programação dinâmica. Em tal modelo é possível dimensionar tanto redes coletoras de esgoto sanitário como redes de drenagem urbana em sistema separador absoluto, separador em paralelo ou sistema unificado. Tem como opções de otimização: a minimização dos custos com funções bem elaboradas; a minimização dos diâmetros das tubulações; ou ainda, a minimização do volume de escavação e da profundidade total. Possibilita, também, a incorporação de estações elevatórias. O programa computacional, tem uma boa apresentação profissional, com saídas gráficas. Segundo os autores, apesar de todas essas vantagens para o sistema em estudo, o modelo, que intitula-se de Otimização Tridimensional, esbarra no problema da capacidade de armazenamento (restrição de portabilidade), sendo inviável aplicá-lo, por enquanto, a redes de dimensões reais. A aplicação foi efetuada a uma rede composta de apenas 16 trechos, e sem opção de otimização do traçado da mesma.

3.1.1.2 Programação Não Linear:

A programação não-linear é aplicada na resolução de problemas onde a função objetivo (função a ser otimizada) e/ou as suas restrições (contornos) expressam relações não lineares das variáveis de decisão.

Diversas são as técnicas de programação não linear, e a escolha do método mais apropriado em si, constitui parte do problema.

DAJANI (1972), aplicou a metodologia proposta por HOLLAND (1966), onde a programação não linear é chamada de programação separável convexa. Este modelo tenta minimizar os custos de construção. Entretanto, não é inserida nestes custos, a parcela relativa aos poços de visita. E, isso, é uma grande deficiência, pois, o autor reconhece que o custo dos poços de visita representam em torno de 15% do custo total de construção, quando o escoamento se dá exclusivamente por gravidade. Além do mais, o modelo é limitado a redes de esgotos por gravidade, em terrenos de topografia bem suave. A sua principal desvantagem, é quanto à aplicação, sendo restrita à redes hipotéticas (não leva em conta os diâmetros comerciais), e, que possuam no máximo sete trechos. Como ponto positivo, pode-se citar que a metodologia, que uma vez melhorada, é possível de ser aplicada à redes reais, e, servir como base para outros modelos.

3.1.1.3 Programação Linear:

Um problema de programação matemática é linear se a função objetivo e cada uma das restrições forem funções lineares dos respectivos argumentos que se deseja determinar, aqui denominadas de variáveis de decisão ou controle, na forma:

$$Z = \min_x C^T$$

Sujeito a:

$$aX \geq b$$

$$X \geq 0$$

Onde:

C : vetor dos coeficientes de custo

X : vetor das variáveis de decisão

T : indica a operação de transposição

a : matriz dos coeficientes das variáveis de decisão

b : vetor de constantes

Com relação a otimização dos traçados, DAJANI (1971) usou a programação linear que explora o comportamento e a natureza dos custos de redes de esgotos de pequeno porte sob diferentes condições e forma urbana. São utilizadas funções de custo que incluem somente os custos de escavação e tubulação na rede analisada, onde não é esperado encontrar o ótimo global, e sim, uma solução próxima da ótima. O método baseia-se no fato de que o comprimento é o mais importante determinante do custo envolvido entre dois pontos.

A otimização no projeto do perfil de redes coletoras de esgotos de grande porte, com o escoamento por gravidade, foi proposta por ELIMAM et al. (1989), que utilizou a programação linear, através de linearizações sucessivas de funções não lineares, associada à uma discretização heurística dos diâmetros. O estudo de caso foi aplicado a uma rede real do Kuwait composta de 896 poços de visita, mostrando que o modelo tem seus méritos. A sua desvantagem é a impossibilidade da introdução de estações elevatórias na rede e a necessidade de memória computacional, que impõem a utilização de computador de grande porte, implicando em restrição de portabilidade.

3.1.2 Modelos de Programação Heurísticos:

Modelos de programação heurísticos são procedimentos que se aplicam à problemas de dimensões reais. Tal heurística, transforma um sistema que está escrito na forma de um modelo matemático apropriado, por uma abordagem intuitiva, na qual a estrutura do sistema pode ser interpretada e explicada inteligentemente para se obter uma solução próxima da ótima.

A intuição em que se baseia a elaboração do modelo heurístico, advém da prática e do conhecimento do pesquisador ao sistema real. O procedimento de busca da solução, é embasado nos critérios de escolha e de rejeição de possíveis "rotas" à solução.

Dessa forma, o modelo heurístico vem a ser um procedimento que visa reduzir esforços na metodologia de busca, levando à obtenção de soluções aceitáveis (viáveis), próximas da ótima, em um baixo tempo computacional.

Portanto, tais modelos incorporam o conhecimento empírico, a intuição ou a experiência para evitar funções matemáticas complexas, bem como restrições difíceis de expressar. Como exemplo, podemos citar o caso da complexidade existente na incorporação de estações elevatórias em um modelo de programação matemática, além de resultar em uma necessidade de capacidade de armazenamento considerável dos computadores eletrônicos. Com isso, o modelo heurístico visa contornar tais dificuldades.

LIEBMAN (1967) desenvolveu um método heurístico para a geração de um traçado "bom" (pois o objetivo é minimizar o volume de escavação) para pequenas redes, que baseia-se em uma técnica de pesquisa computacional no qual aperfeiçoa um traçado conhecido (inicial) de uma rede coletora de diâmetros pré-fixados, de tal forma que as condições de escoamento (equacionamento hidráulico) não são consideradas no modelo. Os custos totais da rede são referentes aos custos de tubulação, escavação e poços de visita. A linguagem de programação usada foi BASIC para "mainframes". Na procura do traçado mais econômico, cada tentativa consiste na mudança de posição de um trecho, se necessário. Devido ao fato de o comportamento hidráulico das redes variar com a vazão e a topografia da área, o modelo proposto ficou com a sua aplicação restrita a emissários e a outros trechos da rede que não recebam contribuições em marcha, implantados em área praticamente plana.

O método heurístico conforme proposto por DESHER & DAVIS (1986) tenta encontrar uma solução "boa", mas não necessariamente a ótima, pois, minimiza o custo de escavação. Além de produzir um projeto econômico para redes, o método é capaz de fazer uma análise de sensibilidade da variação dos parâmetros de entrada (critérios de projeto, vazões e diâmetros) sobre o custo da mesma. O programa foi elaborado na linguagem BASIC, e, aplicado à microcomputadores Apple II. Isso é uma

vantagem, pois os computadores de grande porte, "mainframes", são muito caros e, inviáveis nos escritórios de engenharia. A aplicação à redes reais obteve bons resultados, sendo que: o método é restrito à redes coletoras de esgotos por gravidade dotada de no máximo 100 trechos. Como desvantagens pode-se apontar o fato de que os diâmetros devem ser pré-fixados, e, no cálculo do custo total da rede não é inserido o custo referente aos poços de visita.

CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990), apresentaram um modelo para o cálculo de sistemas de esgotos sanitários de grande porte, com a possibilidade da introdução de estações elevatórias, quando necessário. Como essa incorporação causaria uma certa complexidade em um modelo matemático, optou-se por tentar obter uma solução próxima da ótima, utilizando a heurística da minimização do volume de escavação. O modelo foi validado com o projeto de várias redes hipotéticas e duas reais em microcomputadores PC/AT, com o programa computacional codificado na linguagem de programação C. Uma dessas redes reais, foi a mesma utilizada por ELIMAM et al. (1989). Estas aplicações indicaram a efetividade do modelo heurístico, tais como: o tempo de processamento, sempre foi menor que 10% do tempo requerido para gerar a solução "ótima"; e o custo encontrado pelo modelo heurístico, aplicado à redes reais, não chegou a ser superior a 0,5% comparado também com a solução "ótima". A solução "ótima" referida acima corresponde àquela encontrada pelo modelo de programação matemática proposto por ELIMAM et al. (1989).

3.1.3 Conclusões:

Com relação aos métodos utilizados para encontrar o "layout" mais econômico das redes, a literatura existente oferece pouquíssimas metodologias para o traçado econômico de redes. As possibilidades de traçado para uma mesma área são diversas. Mesmo com os computadores eletrônicos velozes é impraticável investigar todas as alternativas viáveis, por menor que seja a rede. E, além do mais, ainda não existe na literatura um método consagrado para a seleção do "layout" ótimo de redes coletoras

de esgotos sanitários. O fornecimento de traçados alternativos de redes ao programa computacional, por projetistas experientes, proporcionando a qualquer sistema coletor de esgotos de grande porte melhores condições e, tempo de análise de identificação de projetos econômicos é a prática vigente. Reconhece-se, entretanto, os algoritmos genéticos como procedimentos de busca promissores, apesar de não garantirem que o ótimo global seja encontrado (GOLDBERG (1989)).

No tocante ao dimensionamento em si, ou seja, para um determinado traçado da rede, encontrar a combinação diâmetro, declividade e profundidade para cada trecho, diversas técnicas otimizantes vem sendo propostas. O modelo que se aplica à redes reais consideradas de grande porte diretamente, levando em conta a possibilidade de bombeamento, cujos cálculos podem ser realizados em microcomputadores, é o método que se baseia na heurística proposta por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990). Avaliações são necessárias para verificar a validade de tal heurística face à realidade dos custos praticados no Brasil.

3.2 Formulação Hidráulica:

O transporte de esgoto doméstico no Brasil é realizado através de condutos livres que compõe as chamadas redes coletoras de esgoto, geralmente de seção circular.

Embora em uma dada seção, a vazão varie consideravelmente durante as horas do dia, a necessidade de dimensionar com segurança faz com que os coletores sejam calculados para suportar a vazão máxima. Ainda que irreal, admite-se que o escoamento ocorra em regime permanente e uniforme, desprezando-se, inclusive, as variações de vazão devido às contribuições recebidas ao longo do trecho a ser dimensionado.

Assim, a linha piezométrica coincide com o perfil longitudinal da superfície líquida, uma vez que a mesma se encontra, em todos os pontos, à pressão atmosférica.

No cômputo dos custos totais dessas redes, a parcela referente a construção civil das mesmas, tais como custo de movimento de terra, dependem fundamentalmente dos diâmetros das tubulações e das declividades de assentamento dos condutos sobre os leitos das valas. E, estas variáveis de projeto (diâmetro e declividade) são determinadas durante o dimensionamento hidráulico dos trechos que constituem tais redes.

Portanto, é necessário que o dimensionamento hidráulico proporcione como resultados, variáveis de projeto o mais próximo possível da realidade (prática) com o objetivo de avaliar corretamente a função custo, a fim de minimizá-la.

3.2.1 Propriedades Geométricas do Canal de Seção Circular:

Antes de apresentar a formulação hidráulica propriamente dita, será realizada uma breve introdução sobre as propriedades geométricas do canal de seção circular, visto que as redes coletoras de esgoto sanitário geralmente possuem tal seção transversal.

Os canais de seção circular, conforme esquema da figura 03, possuem grandezas geométricas, definidas pelas eqs.(06) a (17).

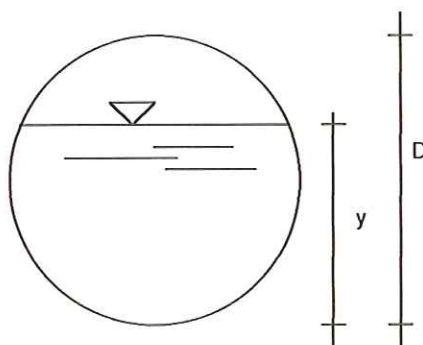


FIGURA 03 - Seção transversal do canal circular

$$r = y/D, \text{ onde } 0 < r \leq 1 \quad (06)$$

$$a = 0,25\{\cos^{-1}(1-2r) - (1-2r)[2r(2-2r)]^{1/2}\} \quad (07)$$

$$q = \frac{a}{\cos^{-1}(1-2r)} \quad (08)$$

$$A_p = aD^2 \quad (09)$$

$$A_f = \frac{\pi}{4}D^2 \quad (10)$$

$$P_p = \cos^{-1}(1-2r).D \quad (11)$$

$$P_f = \pi D \quad (12)$$

$$R_p = qD \quad (13)$$

$$R_f = \frac{1}{4}D \quad (14)$$

$$\frac{A_p}{A_f} = \frac{4a}{\pi} \quad (15)$$

$$\frac{P_p}{P_f} = \frac{\cos^{-1}(1-2r)}{\pi} \quad (16)$$

$$\frac{R_p}{R_f} = 4q \quad (17)$$

onde:

r : relação da lâmina com o diâmetro (adim.)

y : lâmina de escoamento (m)

D : diâmetro interno do tubo (m)

a : coeficiente (adim.)

q : coeficiente (adim.)

A : área da seção transversal (m^2)

P : perímetro molhado (m)

R : raio hidráulico (relação área com perímetro) (m)

índice p : denota seção parcialmente cheia

índice f : denota seção plena ("full")

A figura 04, representa graficamente as relações A_p/A_f , P_p/P_f e R_p/R_f para uma seção circular qualquer.

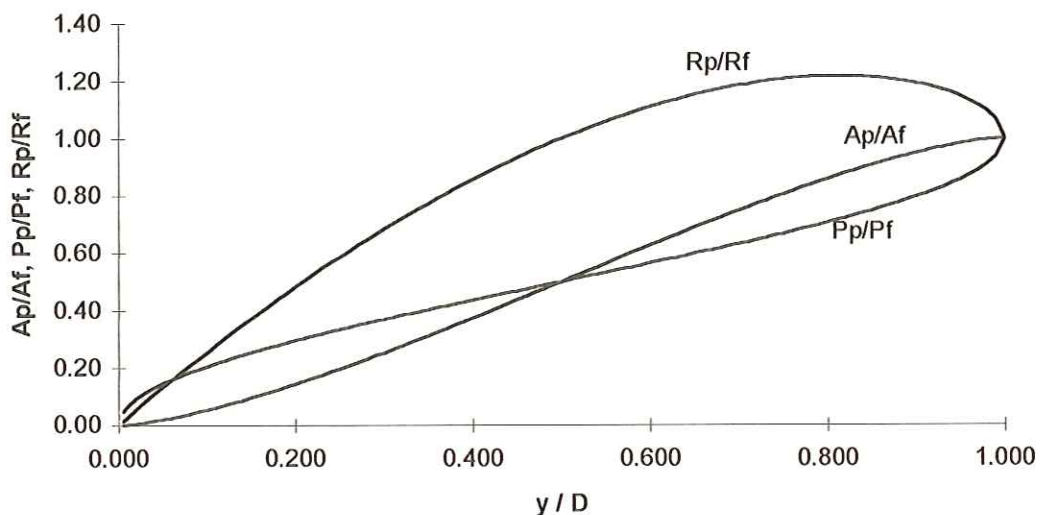


FIGURA 04 - Elementos geométricos da seção circular

3.2.2 Formulação de Manning:

A formulação hidráulica mais comumente utilizada para descrever o escoamento permanente e uniforme em canais, é a equação de Manning, expressa por:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (18)$$

onde:

V : velocidade média de escoamento (m/s)

n : coeficiente de rugosidade do material da tubulação ($m^{-1/3}.s$)

S : declividade de fundo do canal (m/m)

Entretanto, a fórmula de Manning pressupõe que o coeficiente de rugosidade, **n**, se mantenha invariável com o diâmetro, a declividade, e características do escoamento como lâmina e velocidade, dependendo somente do material usado no revestimento do canal. Na prática tal hipótese não é verdadeira, muito embora a formulação de Manning continue em uso, por falta de dados para corrigi-la.

Os resultados obtidos por Wilcox e Yarnell & Woodward (figura 05) apresentados pela WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION (WPCF), no manual prático nº 9 de 1972, reportaram cerca de 824 experimentos, e, demonstraram que o valor de **n** para um conduto funcionando à seção parcialmente cheia é superior ao da seção plena. Como conseqüência, tanto a velocidade como a vazão adimensionalizadas, considerando **n** variável com a lâmina, possuem valores menores do que quando **n** é constante, para uma determinada profundidade de escoamento. Também na figura 05, pode-se demonstrar que o uso da equação de Manning pode ocasionar um erro maior que 30% no cálculo de vazões e velocidades adimensionalizadas.

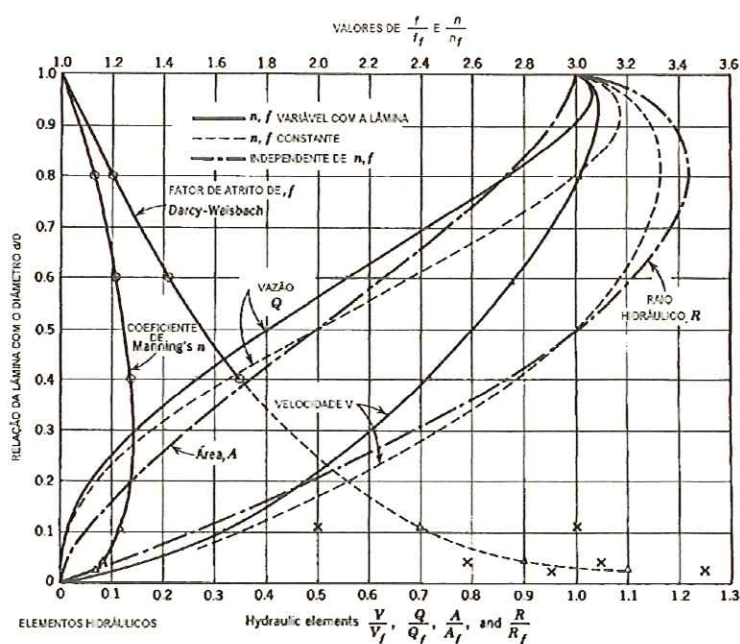


FIGURA 05 - Elementos hidráulicos (Fonte: WPCF (1972))

Mais de 250 medidas de campo da rugosidade hidráulica em serviço, de 33 tubulações de uma pequena rede coletora de esgotos sanitários foram reportadas por GERARD et al. (1989), e vieram a reforçar ainda mais a hipótese da "rugosidade variável", pois permitem que se conclua que a rugosidade hidráulica usada no projeto deve variar com a declividade do conduto, material e condições de escoamento.

3.2.3 Formulação de Hazen-Williams Modificada (HWM) com Coeficiente de Rugosidade (C_{RF}) Exato:

Conforme demonstrado por MOHAN & KHANNA (1979), o intervalo de estimativa de erro para o coeficiente de rugosidade admitindo-se o coeficiente n de Manning constante, está em torno de 100 a 200% com relação ao fator de atrito de Colebrook. Tal levantamento foi realizado para vários diâmetros, velocidades e rugosidades absolutas. Portanto, para amenizar essas limitações, tais autores propuseram uma formulação matemática que levasse em conta os experimentos da WPCF (1972), tornando os resultados mais condizentes com a realidade, ou seja, uma

formulação hidráulica que leve em conta o coeficiente de rugosidade, C_R , variável em função do material, diâmetro, declividade, lâmina e velocidade de escoamento. Essa formulação foi fundamentada na equação universal de Darcy-Weisbach, e denominada de Hazen-Williams Modificada com C_{Rf} exato (eq.(19)). A mesma recebe o nome de HWM, por possuir o mesmo formato da fórmula de Hazen-Williams para condutos forçados, e, C_{Rf} exato porque o coeficiente de rugosidade advém da equação de Colebrook.

$$V_p = C_{Rp} \cdot V_s \quad (19)$$

onde:

$$V_s = 143.534(qD)^{0.6575} S^{0.5525} \quad (20)$$

k : rugosidade equivalente hidráulica do material da tubulação (m)

V_s : velocidade com o tubo hidraulicamente liso ($k = 0$)

S : declividade de fundo do canal (m/m)

$$C_{Rp} = C_h C_{Rf} \quad (21)$$

$$\frac{1}{C_h} = \frac{C_{Rf}}{C_{Rp}} = \left(\frac{R_p}{R_f} \right)^{0.1667} \left(\frac{f_p}{f_f} \right)^{0.5525} \quad (22)$$

C_{Rp} : coeficiente de rugosidade à seção parcial (adim.)

$$C_{Rf} = \frac{-2(2)^{0.5}}{3.83R_R^{0.105}} \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{1.78}{R_R} \right) \quad (23)$$

C_{Rf} : coeficiente de rugosidade à seção plena (adim.)

\log : logaritmo na base 10

$$R_R = D(gDS)^{0.5} / \nu \quad (24)$$

C_h : coeficiente (adim.)

R_R : coeficiente (adim.)

g : aceleração da gravidade = $9,81\text{m/s}^2$

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

$$\frac{f_p}{f_f} = 1 - 0.377 \ln(r) - 0.546(r - 1) + 0.104(r - 1)^2 \quad (25)$$

f : fator de atrito (adim.)

Para fins comparativos da formulação hidráulica de HWM com os resultados experimentais da WPCF (1972) (figura 05), foi confeccionada a figura 06. Essa figura traduz a fórmula de HWM com C_{Rf} exato e a de Manning adimensionalizadas, como:

$$\left. \frac{V_p}{V_f} \right|_{\text{Manning}} = \left(\frac{R_p}{R_f} \right)^{2/3} = (4q)^{2/3} \quad (26)$$

$$\left. \frac{Q_p}{Q_f} \right|_{\text{Manning}} = \frac{V_p}{V_f} \cdot \frac{A_p}{A_f} = (4q)^{2/3} \cdot \frac{4a}{\pi} \quad (27)$$

$$\left. \frac{V_p}{V_f} \right|_{C_{Rf}\text{exato}}^{\text{HWM}} = \frac{C_{R_p}}{C_{R_f}} \cdot \frac{V_{s_p}}{V_{s_f}} = (4q)^{0,4908333} \left(\frac{f_p}{f_f} \right)^{-0,5525} \quad (28)$$

$$\left. \frac{Q_p}{Q_f} \right|_{C_{Rf}\text{exato}}^{\text{HWM}} = \frac{V_p}{V_f} \cdot \frac{A_p}{A_f} = (4q)^{0,4908333} \left(\frac{f_p}{f_f} \right)^{-0,5525} \cdot \frac{4a}{\pi} \quad (29)$$

$$\frac{n_p}{n_f} = \left(\frac{R_p}{R_f} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{f_p}{f_f}} \quad (30)$$

onde:

índice **p** : denota seção parcialmente cheia

índice **f** : denota seção plena ("full")

Q : vazão (m³/s)

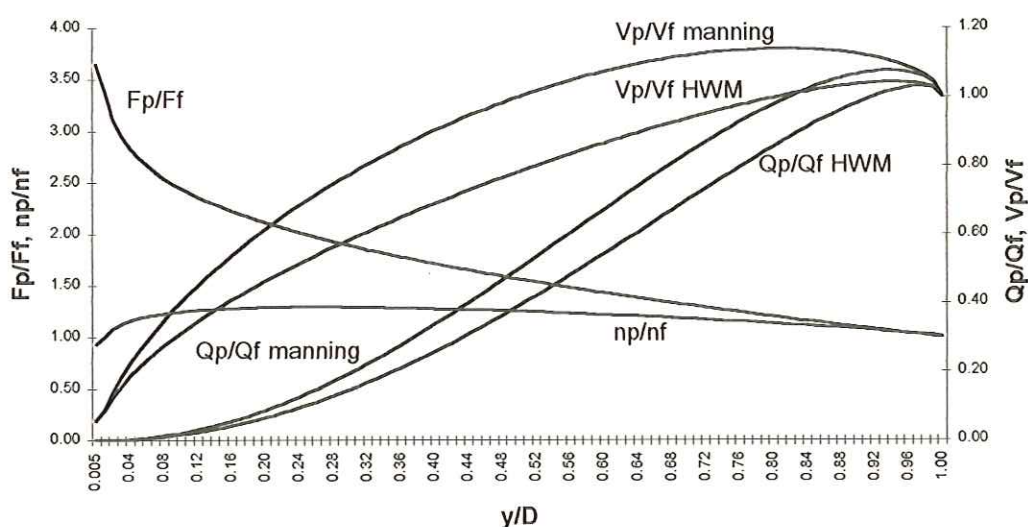


FIGURA 06 - Elementos hidráulicos da seção circular

Comparando as figuras 05 e 06, conclui-se que a formulação de HWM com C_{Rf} exato se ajusta muito bem aos resultados experimentais da WPCF (1972), onde ficou demonstrado que o coeficiente de rugosidade não é somente função do material da tubulação, mas também do diâmetro, declividade do trecho, e, das características do escoamento (velocidade e lâmina).

A título informativo, as eqs.(26) à (29) foram diferenciadas com relação à r (lâmina), para encontrar os pontos de máximo para a velocidade e a vazão adimensionalizadas, tanto para a formulação de Manning como para a formulação de HWM com C_{Rf} exato, cujos resultados estão apresentados nas tabelas 01 e 02, a seguir:

TABELA 01 - $(V_p/V_f)_{\max}$

Formulação	r crítico	$(V_p/V_f)_{\max}$
Manning	0,8128	1,1400
HWM com C_{Rf} exato	0,9433	1,0425

TABELA 02 - $(Q_p/Q_f)_{\max}$

Formulação	r crítico	$(Q_p/Q_f)_{\max}$
Manning	0,9382	1,0757
HWM com C_{Rf} exato	0,9747	1,0301

Pode-se notar que os picos (pontos de máximo) de velocidade e vazão provenientes da formulação de Manning estão defasados com uma amplitude maior que aqueles resultantes da formulação de HWM com C_{Rf} exato.

3.2.4 Conclusões:

Comparando as duas formulações, nota-se que para um mesmo valor Q_p/Q_f , a formulação de Manning fornece um valor menor para a relação y/D , quando comparado com a formulação de HWM com C_{Rf} exato, para seções parcialmente cheias.

Através de ensaios computacionais, para um determinado trecho com a vazão de escoamento, diâmetro do conduto, revestimento do canal e lâmina de escoamento conhecidos, dependendo da rugosidade absoluta adotada, verificou-se que é possível que a declividade de assentamento da tubulação calculada pela formulação de Manning seja maior ou menor que a calculada por HWM, demonstrando a dualidade economia e segurança. Neste caso, o conceito de economia implicaria em uma declividade menor do que aquela requerida segundo outra formulação hidráulica, minimizando assim o custo de escavação de modo geral.

No tocante à revisão literária, todos os autores citados no item 3.1, fizeram o uso da fórmula de Manning, com exceção de KULKARNI & KHANNA (1985), ELIMAM et al. (1989) e CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990) que utilizaram a formulação de HWM, que contempla características mais reais para o escoamento.

3.3 Conclusão da Revisão Literária:

Com base no estudo de literatura sobre o assunto, cumpre afirmar que o modelo a ser desenvolvido tomará como alicerce o trabalho de CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990).

4 OBJETIVOS

O objetivo desta pesquisa é implementar o modelo proposto por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990), em microcomputadores, para o dimensionamento de redes coletoras de esgotos de grande porte. Tal modelo, calcula os diâmetros comerciais e possibilita a introdução de estações elevatórias, quando necessário. Como a incorporação destas elevatórias em um modelo matemático de otimização, envolveria considerável complexidade, o modelo proposto contempla soluções ditas próximas da ótima. Procura assentar as tubulações tão próximo quanto possível do perfil do terreno, e, ao mesmo tempo, satisfaz às restrições hidráulicas e estruturais. Os autores defendem o ponto de vista que, minimizando o volume de escavação, indiretamente estarão otimizando o custo total da rede. Avaliações são necessárias para verificar a validade de tal heurística face à realidade dos custos praticados no Brasil. O modelo permite que a equação governante da hidráulica de Hazen-Williams Modificada seja empregada. Trata-se de uma expressão que leva em conta a lâmina e velocidade de escoamento, diâmetro, declividade, material empregado no revestimento do material do conduto e viscosidade do fluido, na determinação do coeficiente de rugosidade, apresentando, desta forma, resultados mais próximos da realidade.

O trabalho utiliza a formulação hidráulica do sistema de maneira a poder ser diretamente aplicável pelo modelo, a modelagem do custo total que compõe as redes coletoras de esgoto sanitário, coerentes com a realidade brasileira, além do modelo de redução de custos propriamente dito. Em tais funções serão levados em conta custos referentes a material, movimento de terra, canteiro de obras, serviços técnicos, serviços

preliminares, fundações e estruturas, poços de visita e inspeção, assentamento e estações elevatórias de esgoto.

A verificação da aplicabilidade do método ao sistema será possível através de estudos de caso que serão realizados para redes hipotéticas e três redes reais, que são: trecho da rede coletora de esgotos da cidade de Ibiúna - SP, composta por 191 trechos; sub-bacia do sistema de esgotos sanitários da cidade de São José dos Campos - SP, formada por 74 trechos; e, a sub-bacias da rede coletora de esgoto doméstico de uma cidade de médio porte do Estado de São Paulo, composta por mais de 350 trechos no todo. Ainda com relação aos estudos de caso, ao mesmo tempo que for feita a redução de custos, será realizado um estudo comparativo com o modelo de BRAGA (1982) e com o Método Convencional de Cálculo de redes.

5 MÉTODOS

O presente capítulo terá como objetivos: apresentar a formulação hidráulica de Hazen-Williams modificada com C_{Rf} universal; escolher as restrições de ordem hidráulica e estrutural a serem obedecidas; compor as funções de custos adequadas às necessidades do problema; descrever o critério de enumeração de redes, proposto por BRAGA (1982); e finalmente, descrever a heurística proposta por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990), como métodos a serem utilizados no desenvolvimento do presente trabalho.

5.1 Formulação de HWM com C_{Rf} Universal:

Não há uma relação explícita entre velocidade de escoamento, diâmetro da tubulação, e , declividade de fundo do canal na formulação de HWM com C_{Rf} exato conforme proposta por MOHAN & KHANNA (1979). Devido a essa deficiência, a incorporação da formulação dificulta a sua aplicação direta em um modelo de otimização, por exemplo, aumentando sensivelmente o tempo de processamento.

Portanto, para contornar tal dificuldade, ELIMAM et al. (1989) propuseram uma expressão "universal" para o cálculo do C_{Rf} (eq.(31)) que possui formato idêntico à eq. (20). Assim, o esforço realizado por MAGALHÃES & REIS (1994), consistiu em substituir a eq.(23) por uma expressão "universal", como uma função explícita de D e V_f para um determinado valor da rugosidade equivalente hidráulica (k). Admite-se viscosidade cinemática (ν) à 20°C e a aceleração da gravidade fixadas em $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ e 9.81 m/s^2 , respectivamente.

Ao manter o valor de k fixo, com a análise de regressão, obtém-se os valores dos parâmetros w_1 , w_2 e w_3 . Nesse caso, foram estudados 14

pontos amostrais eqüidistantes para D no intervalo de 0,2 a 1,5m, e 13 pontos amostrais para V_f no intervalo de 0,6 a 3m/s. Aplicando-se logaritmo à eq.(31), a equação torna-se linear, possibilitando o ajuste via regressão linear múltipla. Tal regressão foi realizada para 30 valores de k , 12 pontos eqüidistantes no intervalo de 0,05 a 0,6mm, e 18 pontos eqüidistantes no intervalo de 0,7 a 2,4mm.

$$C_{Rf} = w_1(k)D^{w_2(k)}V_f^{w_3(k)} \quad (31)$$

Esse procedimento de regressão proporcionou uma relação funcional entre os parâmetros w_1 , w_2 , w_3 com k . A análise de regressão desses pontos, resultou nas seguintes funções polinomiais:

$$w_1(k) = \sum_{j=0}^{n=4} A_{j1} \cdot k^j \quad (32)$$

$$w_2(k) = \sum_{j=0}^{n=9} A_{j2} \cdot k^j \quad (33)$$

$$w_3(k) = \sum_{j=0}^{n=9} A_{j3} \cdot k^j \quad (34)$$

Os valores dos coeficientes A_{j1} , A_{j2} e A_{j3} das funções w_1 , w_2 e w_3 constam da tabela 03. Nas eqs.(31) à (34), as unidades de D , V_f e k devem estar, respectivamente, em metros, metros por segundo e milímetros.

TABELA 03 - Valores de A_{ji}

j	i		
	1	2	3
0	1.016156	-0.006750	-0.026890
1	-0.526600	0.177798	-0.554010
2	0.457196	-0.534390	2.271477
3	-0.201510	1.183485	-5.49865
4	0.033016	-1.688620	8.158569
5	-	1.540076	-7.59939
6	-	-0.890140	4.449214
7	-	0.314771	-1.58683
8	-	-0.062040	0.314637
9	-	0.005216	-0.02657

Usando as eqs.(19) a (22), (17) e (31), a seguinte expressão para V , nas condições de escoamento à seção parcial, pode ser obtida como:

$$V = \gamma(k,r)D^{\alpha_1(k)}S^{\alpha_2(k)} \quad (35)$$

onde:

$$\gamma(k,r) = [143.534w_1(k)q^{0.6575}C_h]^{1/(1-w_3(k))} \cdot \left[(4q)^{-0.4908333} \cdot (f_p / f_f)^{0.5525} \right]^{\frac{w_3(k)}{1-w_3(k)}} \quad (36)$$

$$\alpha_1(k) = \frac{w_2(k) + 0.6575}{1 - w_3(k)} \quad (37)$$

$$\alpha_2(k) = \frac{0.5525}{1 - w_3(k)} \quad (38)$$

Das eqs.(35), (09) e da continuidade, $Q=VA$, onde Q é a vazão em m^3/s , a seguinte relação é obtida:

$$\frac{Q}{a(r)\gamma(k,r)} = C \quad (39)$$

onde:

$$C = D^{2+\alpha_1(k)} S^{\alpha_2(k)} \quad (40)$$

C : constante para o tubo com dado D e S

Para um tubo com valores de k e r conhecidos, transportando determinada vazão Q , C pode ser determinado pela eq.(39). Da eq.(40), uma relação entre D e S é possível, na forma:

$$D = \sigma(k) S^{\delta(k)} \quad (41)$$

onde:

$$\delta(k) = -\frac{\alpha_2(k)}{2 + \alpha_1(k)} \quad (42)$$

$$\sigma(k) = C^{1/(2+\alpha_1(k))} \quad (43)$$

Substituindo-se a eq.(41) na eq.(35), tem-se a expressão para a velocidade à seção parcialmente cheia, como:

$$V = \gamma(k, r) [\sigma(k)]^{\alpha_1(k)} S^{\gamma_4(k)} \quad (44)$$

onde:

$$\gamma_4(k) = -2\delta(k) \quad (45)$$

Rearranjando a equação de Manning (eq.(18)), a mesma pode ser escrita na forma da eq.(35). Portanto, para a formulação de Manning, os coeficientes da eq.(35) serão escritos nas seguintes formas:

$$\gamma(n,r)_{\text{Manning}} = \frac{q^{2/3}}{n} \quad (46)$$

$$\alpha_{1\text{Manning}} = \frac{2}{3} \quad (47)$$

$$\alpha_{2\text{Manning}} = \frac{1}{2} \quad (48)$$

Isso mostra como é fácil inserir num modelo de otimização a opção de escolher a formulação hidráulica a ser empregada, pois, necessitaria, dependendo da formulação desejada, apenas mudar as equações dos coeficientes γ , α_1 e α_2 , com as demais variáveis (C , δ , σ , γ_4) permanecendo inalteradas.

Baseando-se nesses princípios hidráulicos, vários parâmetros para cada trecho da rede podem ser calculados. Especificamente, esses cálculos hidráulicos nos dá a possibilidade de calcular a declividade máxima (SX) e mínima (SM) permitida para cada trecho. Tais declividades serão descritas mais detalhadamente nos itens 5.2.1 e 5.2.2.

De maneira análoga à formulação de HWM com C_{Rf} exato, a adimensionalização da velocidade e da vazão é requerida para fins comparativos. Tal adimensionalização resulta:

$$V_p = (C_{Rf} \cdot C_h) \cdot V_{sp} = [143,534 w_1 C_h q^{0,6575}]^{1/(1-w_3)} D^{\alpha_1} S^{\alpha_2} \cdot \left[(4q)^{-0,4908333} \left(\frac{f_p}{f_f} \right)^{0,5525} \right]^{\frac{w_3}{1-w_3}} \quad (49)$$

$$V_f = (C_{Rf}) \cdot V_{sf} = [143,534 w_1 (0,25)^{0,6575}]^{1/(1-w_3)} D^{\alpha_1} S^{\alpha_2} \cdot (1)^{\frac{w_3}{1-w_3}} \quad (50)$$

$$\frac{V_p}{V_f} \Big|_{C_{Rf} \text{ universal}}^{\text{HWM}} = [C_h (4q)^{0,6575}] = \left[(4q)^{0,4908333} \left(\frac{f_p}{f_f} \right)^{-0,5525} \right] \quad (51)$$

$$\frac{Q_p}{Q_f} \Big|_{C_{Rf} \text{ universal}}^{\text{HWM}} = \frac{V_p}{V_f} \cdot \frac{A_p}{A_f} = \left[(4q)^{0,4908333} \left(\frac{f_p}{f_f} \right)^{-0,5525} \right] \cdot \frac{4a}{\pi} \quad (52)$$

As figuras 7 e 8 ilustram o emprego das formulações de Manning, HWM com C_{Rf} exato e HWM com C_{Rf} universal, no cálculo de vazão e velocidade adimensionalizadas, respectivamente.

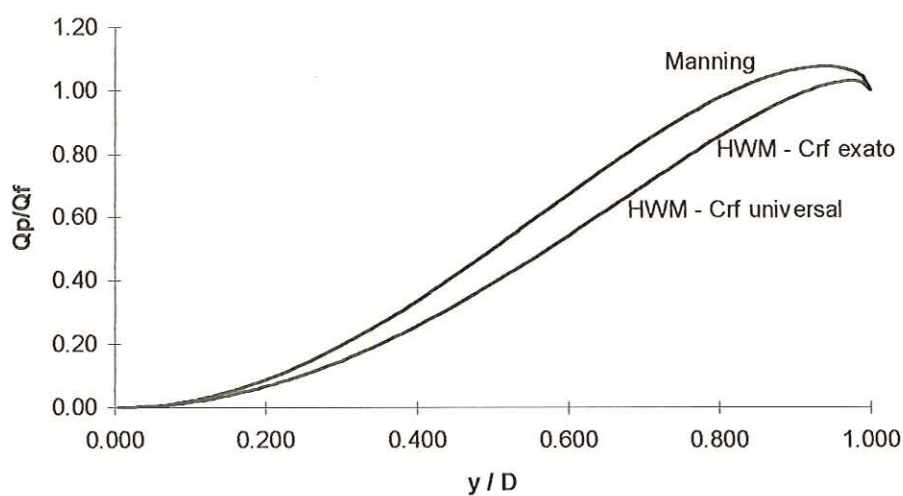


FIGURA 07 - Q_p/Q_f

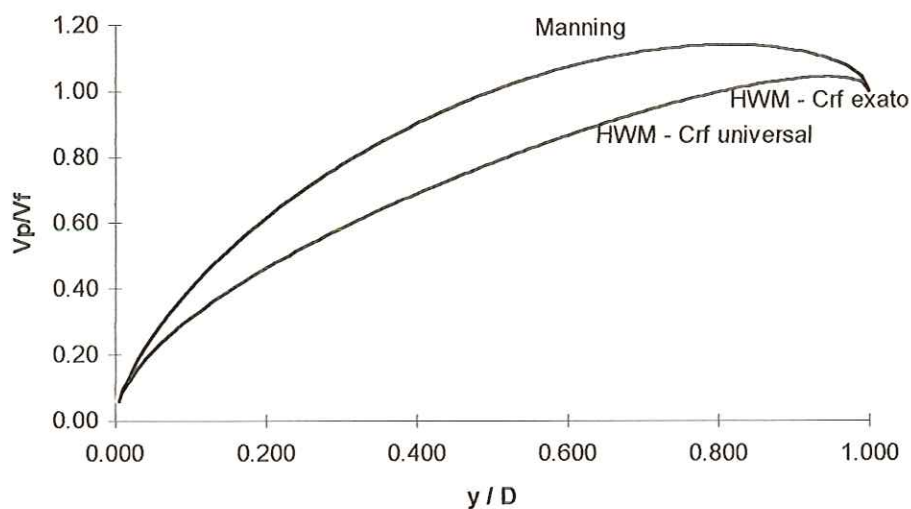


FIGURA 08 - V_p/V_f

Ao observar as figuras 7 e 8, as eqs.(28) e (51), e as eqs.(29) e (52), verifica-se que as curvas de vazão e velocidade adimensionalizadas para HWM com C_{Rf} universal, são curvas coincidentes com as de HWM com C_{Rf} exato, mostrando que o erro cometido ao usar HWM com C_{Rf} universal, em termos adimensionais, é nulo.

Foram efetuados testes de análise de sensibilidade por MAGALHÃES & REIS (1994) da formulação de HWM com C_{Rf} universal, observando como tal formulação se comporta quando aplicada fora da faixa de validade de D , V e k . Fora das faixas de D (menor que 0,20m ou maior que 1,50m) e de V (menor que 0,60m/s ou maior que 3,00m/s), a formulação de HWM com C_{Rf} universal se comporta muito bem, quando comparada com a formulação de HWM com C_{Rf} exato. Entretanto, quando a formulação de HWM com C_{Rf} universal atua fora da faixa de k (menor que 0,05mm ou maior que 2,40mm), tal formulação apresentou resultados distorcidos dos obtidos pela formulação de HWM com C_{Rf} exato. Portanto, é necessário, ao usar a formulação de HWM com C_{Rf} universal, trabalhar com a rugosidade equivalente hidráulica (k) entre 0,05mm e 2,40mm.

A formulação HWM com C_{Rf} universal pode sempre ser aplicada quando se deseja rapidez nos cálculos, pois não se trata de um método iterativo, devido a equação do C_{Rf} (eq.(31)) ser explícita com relação ao diâmetro e a velocidade de escoamento.

5.2 Restrições:

As restrições a serem obedecidas fixam as condições para a elaboração do projeto hidráulico-sanitário de redes coletoras de esgoto sanitário, funcionando em regime livre de escoamento, observada a regulamentação específica das entidades responsáveis pelo planejamento e desenvolvimento de tais sistemas.

Assim, com o intuito do modelo computacional se aplicar aos casos práticos, são contemplados os critérios da Norma "Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário" (NBR 9649/1986), embora seja possível a obediência a critérios regidos por outra norma.

A seguir, mencionam-se algumas considerações e recomendações da NBR 9649, que no modelo a ser desenvolvido, poderão ser obedecidas:

- Para todos os trechos da rede devem ser estimadas as vazões de início e fim de plano (Q_i e Q_f) em m^3/s .
- As lâminas d'água devem ser sempre calculadas admitindo o escoamento em regime uniforme e permanente, sendo o seu valor máximo, para vazão final, igual ou inferior a 75% do diâmetro do coletor, permitindo assim, a circulação de ar, fazendo com que inexista anaerobiose prejudicial às redes, e, prevendo uma folga para vazões de contribuições clandestinas:

$$r_{\max} = 0,75 \quad (53)$$

onde: r_{\max} é a relação máxima permitida da lâmina com o diâmetro interno do tubo, referente ao período final de projeto (adim.).

- Inexistindo dados pesquisados e comprovados, com validade estatística, recomenda-se como o menor valor de vazão, 1,5 l/s em qualquer trecho:

$$Q_{\min} = 1,5 \text{ l/s} \quad (54)$$

onde: Q_{\min} é a vazão mínima admissível em (l/s).

- Os diâmetros a empregar devem ser os previstos nas normas e especificações brasileiras relativas aos diversos materiais, o menor não sendo inferior a diâmetro nominal (DN) 100 mm:

$$D_{\min} = 0.100 \text{ m} \quad (55)$$

onde: D_{\min} é o diâmetro mínimo admissível (m).

- A tubulação deve ser projetada de modo a obedecer ao critério de tensão cisalhante média com valor mínimo $\sigma_{t \text{ min}} = 1,0 \text{ Pa}$, calculada para a vazão inicial (Q_i), e coeficiente de Manning $n = 0,013$ e à uma lâmina igual ou superior a 20% do diâmetro do coletor. O atendimento do critério de tensão cisalhante para o dimensionamento hidráulico sanitário das tubulações de esgoto, é uma medida preventiva contra a geração de sulfetos e deposição de materiais sólidos (ação de autolimpeza nas horas de maior contribuição). A tensão cisalhante pode ser calculada por:

$$\sigma_t = 10^4 \cdot R_p \cdot S \quad (56)$$

onde: σ_t é a tensão cisalhante média (Pa).

10^4 é o peso específico da água em (N/m^3)

- O estabelecimento do limite superior para a velocidade média no interior dos condutos visa prevenir erosão por abrasão das paredes internas da tubulação e, portanto, o valor limitante da velocidade é função do material da tubulação e das características do material sólido transportado pelo esgoto e, em especial, as partículas de areia. A Norma recomenda que esse limite seja fixado no valor de 5,0 m/s:

$$V_{\text{max}} = 5,0 \text{ m/s} \quad (57)$$

onde: V_{max} é a velocidade máxima de escoamento (m/s).

- Dependendo da turbulência do escoamento, poderá haver a entrada de bolhas de ar na superfície livre do líquido. A mistura água-ar ocasiona um aumento na altura da lâmina d'água, sendo importante verificar se a tubulação projetada ainda continua funcionando como conduto livre, pois, em caso contrário, a tubulação poderá ser destruída por pressões geradas pelas permutações aleatórias entre escoamento livre ou forçado. Devido a esse fato, a norma NBR 9649 da ABNT inclui no item 5.1.5.1. a seguinte recomendação: Quando a velocidade final é superior à

velocidade limite, a maior lâmina admissível deve ser reduzida para 50% do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho. A velocidade limite é definida por:

$$V_c = 6(gR_p)^{1/2} \quad (58)$$

onde: V_c é a velocidade limite em (m/s).

- Sempre que a cota do nível d'água na saída de qualquer poço de visita (PV) estiver acima de qualquer das cotas dos níveis d'água de entrada, deve ser verificada a influência do remanso no trecho de montante. Uma das causas do remanso, pode ser quando a chegada de diversos coletores em um único poço de visita (PV) provocar a dissipação de energia cinética suficiente para elevar o nível d'água no interior do mesmo. A cota do fundo da tubulação de saída neste PV será tal que o nível d'água seja menor ou igual ao nível d'água mais baixo nas tubulações à entrada, para as vazões finais de dimensionamento.
- Tubo de queda (dispositivo instalado no poço de visita, ligando um coletor afluente ao fundo do PV) deve ser colocado quando o coletor afluente apresentar degrau com altura maior ou igual a 0,50m. Tais tubos evitam a danificação dos fundos dos PVs e facilitam a sua manutenção.
- O recobrimento (diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz superior externa do coletor) não deve ser inferior a 0,90 m para coletor assentado no leito da via de tráfego, ou a 0,65 m para coletor assentado no passeio. Recobrimento menor deve ser devidamente justificado. Essa restrição, alivia as tubulações de sobrecargas provenientes de esforços externos, como o tráfego de veículos, cuja representação matemática é a seguinte:

$$AC_{\min} = 0,90\text{m}, \text{ para assentamento na via de tráfego.} \quad (59)$$

$$AC_{\min} = 0,60\text{m}, \text{ para assentamento no passeio.} \quad (60)$$

onde: AC_{\min} é o recobrimento mínimo (m).

Por questões econômicas, a prática recomenda que a profundidade (diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz inferior interna do coletor) não deva ser superior a 6m (ELIMAM et al. (1989)):

$$AD_{\max} = 6,0 \text{ m} \quad (61)$$

onde: AD_{\max} é a profundidade máxima (m).

Outros valores podem ser usados, desde que devidamente justificados.

É usual, no Brasil, o dimensionamento hidráulico e sanitário das redes coletoras de esgotos sanitários obedecer às declividades limite (mínima e máxima). Com isso, é dispensada a verificação das condições de escoamento mínimo e máximo. No caso da NBR 9649/1986, as condições de escoamento mínimo se referem à tensão cisalhante mínima e à lâmina mínima. Mas há outras normas (PNB 567/75) em que tais condições consideram critérios como velocidade e lâmina mínima. Ao passo que, no caso das condições de escoamento máximo, é consensual a referência aos critérios de velocidade e lâmina máxima de escoamento. Desse modo, definidos os critérios de projeto e a formulação hidráulica desejada, as declividades máxima e mínima, estarão apenas em função das vazões final e inicial de projeto, respectivamente, como será visto a seguir.

5.2.1 Declividade Mínima (SM):

Se a declividade mínima for embasada nos critérios de tensão cisalhante mínima ($\sigma_{t \min}$) e lâmina mínima de escoamento (r_{\min}), tem-se das eqs.(56) e (13) que a declividade mínima pode ser expressa da seguinte forma:

$$SM = \sigma_{t \min} \cdot q_{\min}^{-1} \cdot 10^{-4} \cdot D^{-1} \quad (62)$$

onde:

q_{\min} : constante adimensional referente à r_{\min} (eq.(08)).

Porém, a equação para SM, usualmente é função da vazão inicial de projeto (Q_i). Para contornar tal situação, aplica-se a equação da continuidade, $Q = V(aD^2)$, dentro da eq.(35), obtendo-se:

$$D = \left[\frac{Q_i}{a_{\min} \cdot \gamma_{\min} \cdot SM^{\alpha_2}} \right]^{\frac{1}{2+\alpha_1}} \quad (63)$$

onde:

a_{\min} : constante adimensional em função de r_{\min} (eq.(07)).

γ_{\min} : constante em função de r_{\min} e da formulação hidráulica adotada (eq.(36) ou eq.(46)).

α_1 : constante que depende da formulação hidráulica (eq.(37) ou eq.(47)).

α_2 : constante que depende da formulação hidráulica (eq.(38) ou eq.(48)).

A substituição direta da eq.(63) na eq.(62), resulta na expressão final para SM:

$$SM = \left\{ \left[\left(10^4 \cdot q_{\min} \right)^{-1} \cdot \sigma_{t \min} \right]^{\frac{2+\alpha_1}{2+\alpha_1-\alpha_2}} \cdot \left[a_{\min} \cdot \gamma_{\min} \right]^{\frac{1}{2+\alpha_1-\alpha_2}} \right\} \cdot Q_i^{\frac{-1}{2+\alpha_1-\alpha_2}} \quad (64)$$

A título informativo, empregando os critérios da NBR 9649, supõe-se que a formulação hidráulica a ser usada seja de Manning com $n=0,013$, a tensão cisalhante mínima de 1,0Pa e a lâmina mínima de escoamento (r_{\min}) de 20%. Assim, fazendo as substituições necessárias, tem-se:

$$SM = 2,271373231 \times 10^{-4} \cdot Q_i^{-6/13} \quad (65)$$

Se a declividade mínima contemplar os critérios de velocidade e lâmina mínima de escoamento (V_{\min} e r_{\min}), tem-se da eq.(44) que a declividade mínima pode ser escrita da seguinte forma:

$$SM = \left(\frac{V_{\min}}{\gamma_{\min}} \right)^{\frac{1}{\gamma_4}} \cdot \sigma^{\frac{-\alpha_1}{\gamma_4}} \quad (66)$$

onde:

σ : constante (eq.(43)).

γ_4 : constante que depende da formulação hidráulica adotada (eq.(45)).

Substituindo as eqs.(39), (42), (43) e (45) na eq.(66), tem-se a expressão final de SM para o critério de velocidade mínima como:

$$SM = \left[V_{\min}^{1/\gamma_4} \cdot \left(\frac{a_{\min}^{\alpha_1/2}}{\gamma_{\min}} \right)^{1/\alpha_2} \right] Q_i^{\frac{-\alpha_1}{2\alpha_2}} \quad (67)$$

Empregando os critérios da PNB 567, supõe-se que a formulação hidráulica a ser usada seja de Manning com $n=0,013$, a velocidade mínima de 0,5m/s e a lâmina mínima de escoamento (r_{\min}) de 20%. Assim, fazendo as substituições necessárias, tem-se:

$$SM = 1,036910408 \times 10^{-4} \cdot Q_i^{-2/3} \quad (68)$$

A título informativo, foi comparado o critério de tensão cisalhante mínima, segundo a NBR 9649, com o critério de velocidade mínima, segundo a PNB 567, e, concluiu-se que, o critério de tensão cisalhante mínima se torna mais econômico para pequenos diâmetros, no entanto, para grandes diâmetros haverá a necessidade de declividades maiores do que as recomendadas pela PNB 567, para prevenir quanto à geração de sulfetos.

5.2.2 Declividade Máxima (SX):

A declividade máxima considera os critérios da velocidade e lâmina máxima de escoamento (V_{\max} e r_{\max}). De modo análogo ao que foi feito para deduzir a eq.(67), foi feito para encontrar a expressão da declividade máxima (SX). Desta forma, tem-se:

$$SX = \left[V_{\max}^{1/\gamma_4} \cdot \left(\frac{a_{\max}^{\alpha_1/2}}{\gamma_{\max}} \right)^{1/\alpha_2} \right] Q_f^{-\alpha_1/2\alpha_2} \quad (69)$$

onde:

a_{\max} : constante adimensional em função de r_{\max} (eq.(07)).

γ_{\max} : constante em função de r_{\max} e da formulação hidráulica adotada (eq.(36) ou eq.(46)).

Q_f : vazão final de projeto (m^3/s).

Empregando os critérios da NBR 9649, supõe-se que a formulação hidráulica a ser usada seja de Manning com $n=0,013$, a velocidade máxima de 5m/s e a lâmina máxima de escoamento (r_{\max}) de 75%. Assim, fazendo as substituições necessárias, tem-se:

$$SX = 4,495810327 \times 10^{-2} \cdot Q_f^{-2/3} \quad (70)$$

5.3 Composição das Funções de Custos:

Os dados de custos baseados nos parâmetros práticos, de modo a condizer com o emprego de critérios de medição comumente utilizados na composição de custos nas empresas de saneamento do país, foram extraídos de orçamentos de redes executadas, e boletins de composição de custos, fornecidos pela Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP). Tais dados, levantados em agosto de 1989,

contemplam os custos referentes à serviços técnicos, serviços preliminares, escavação, aterro, transporte do material escavado, jazida, escoramento, esgotamento, fundações e estruturas, assentamento, pavimentação, fornecimento de material, poço de visita e inspeção, ligações prediais e estações elevatórias.

De posse desses dados de custos, partiu-se para a tarefa de agrupar dados, incluindo os custos relativos aos poços de visita e às estações elevatórias.

Entretanto, para incorporar tais custos no modelo computacional foi necessário realizar uma exaustiva análise de regressão dos dados. Assim, o custo total dos coletores (US\$ / metro linear) pode expressar uma relação polinomial do diâmetro do trecho e da profundidade média de escavação do mesmo, e o custo dos PVs (US\$ / unidade de PV) representar uma relação polinomial do diâmetro da tubulação à jusante do PV e da profundidade do mesmo. O custo das estações elevatórias (US\$ / unidade de elevatória) delineou uma equação de potência ($Y=a.X^b$) tendo como variável independente o produto da vazão de bombeamento com a potência requerida para atender à demanda necessária.

Tais funções de custos são suficientes para a elaboração e tomada de decisões na fase de Elaboração de Projeto. O custo real da rede somente é definido na etapa de Implantação da mesma, pois somente nessa fase serão conhecidas outras variáveis de decisão, além do diâmetro e profundidade, como o tipo de solo e o nível do lençol freático em cada trecho, a quantidade de água a esgotar das valas, o tipo de pavimento de cada trecho, e, portanto, os tipos de escoramento, fundação e esgotamento a serem utilizados, dentre outros. O custo total avaliado pelo programa corresponde à uma estimativa preliminar do custo real. Em razão da versatilização do modelo na sua aplicação à sistemas reais, é facultativo ao usuário condições de trabalhar com parâmetros próprios para as funções de custos apresentadas.

Maiores detalhes com relação aos dados e funções de custos ajustadas, são apresentados no Anexo A.

b) Ramo independente (RI): é todo ramo que tem na extremidade de montante, um PV do tipo ponta seca.

c) Ramo dependente (RD): é todo ramo que tem como extremidade de montante um PV de junção.

d) IJUNC: junção da extremidade de montante do primeiro ramo considerado dependente de uma rede, cuja determinação fica a critério do projetista. É válido lembrar que, apenas ramos independentes devem afluir a esta junção.

e) NJUNC: PV de jusante do último ramo de uma rede.

No que concerne a ordenação dos RIs, o projetista tem total liberdade, podendo enumerá-los ao seu critério. Terminada a enumeração dos RIs, define-se a junção IJUNC, que é o PV de montante de um RD, mas que receba apenas RIs. Se houver mais de um caso nessas condições, fica a critério do projetista a escolha de IJUNC. Entretanto, para os RDs deve ser obedecido ao critério das contribuições das vazões ou, em outras palavras, todo ramo receptor (RD localizado a jusante dos demais) deve ter ordem superior a qualquer ramo que com ele contribui. Assim, os RIs são enumerados de 1 a (IJUNC - 1), enquanto os RDs de IJUNC a (NJUNC - 1).

A seguir, tem-se as figuras 10 e 11, que mostram duas formas diferentes de enumeração de ramos de uma mesma rede:

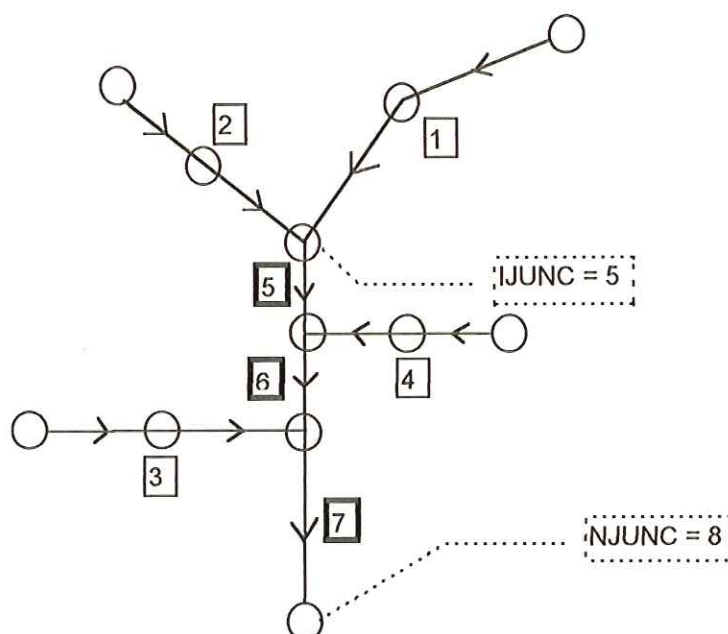


FIGURA 10 - Enumeração 1 dos ramos de uma rede

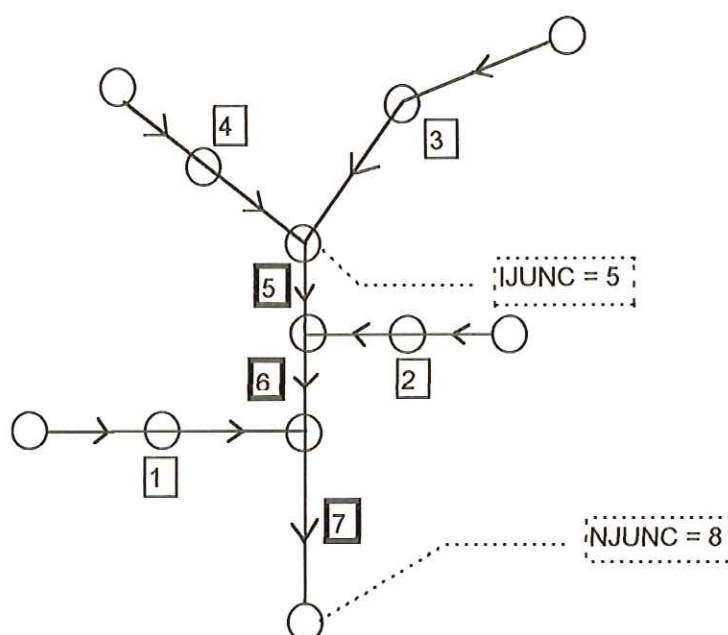


FIGURA 11 - Enumeração 2 dos ramos de uma rede

Observando as figuras 10 e 11, nota-se que nesta rede há 4 RIs (1, 2, 3 e 4), e 3 RDs (5, 6 e 7), onde IJUNC assume o valor 5, porque o ramo 5 é o primeiro ramo considerado dependente, e, NJUNC igual a 8, por ser esse número a ordem do PV de jusante do último ramo da rede.

5.4.2 Enumeração dos Coletores e dos PVs:

Para efetuar a enumeração dos coletores e dos PVs dentro de um ramo, parte-se do princípio de que tais componentes do sistema sejam considerados como simples elementos. Portanto, a ordenação desses elementos em um ramo qualquer, deve ser efetuada conforme a figura 12, em que, parte-se da extremidade de montante para a de jusante, segundo uma ordem crescente. Dessa forma, aos PVs sempre terão atribuídos os números ímpares, ao passo que aos coletores valores pares.

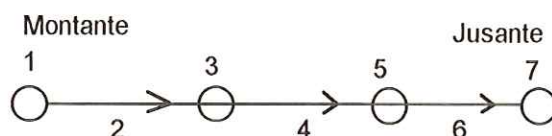


FIGURA 12 - Enumeração dos coletores e dos PVs de um ramo

Ao inserir a metodologia de enumeração dos coletores e dos PVs no critério de enumeração dos ramos, as figuras 10 e 11, podem ser completadas, e resultar nas figuras 13 e 14, respectivamente.

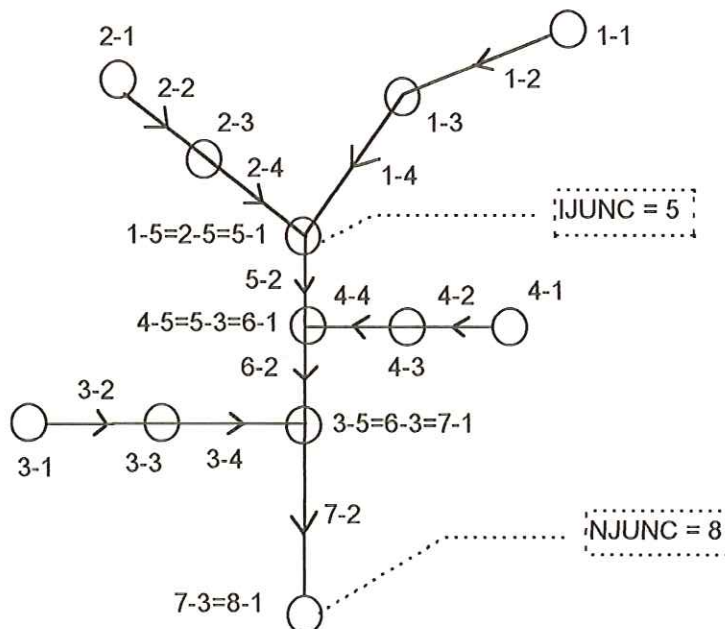


FIGURA 13 - Enumeração 1 de uma rede

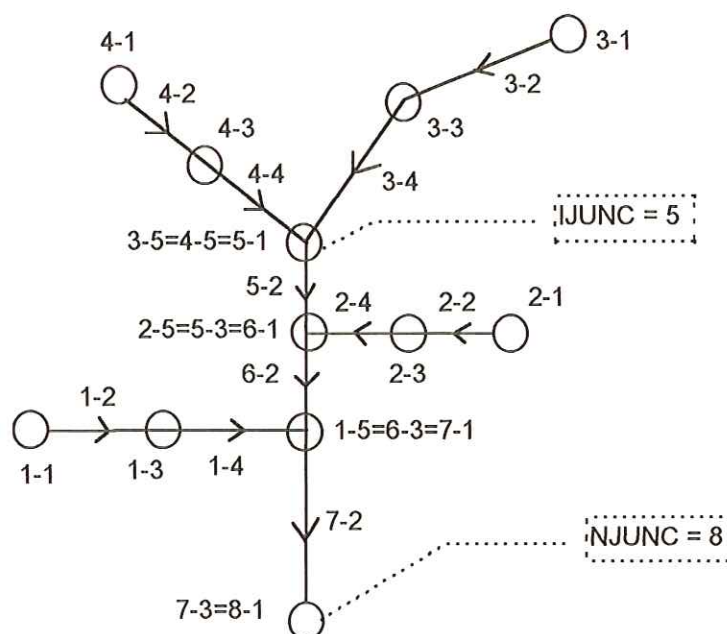


FIGURA 14 - Enumeração 2 de uma rede

Apresentada a sistemática de enumeração das redes, parte-se para a apresentação do método heurístico utilizado.

5.5 Método Heurístico:

O método proposto por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990), determina em um trecho i : a cota da geratriz superior da tubulação, localizada a montante (UC_i), a cota da geratriz superior da tubulação, localizada a jusante (DC_i), e o diâmetro (D_i), baseando-se na heurística de minimização do volume de escavação dos trechos. O índice i , é indicativo do trecho, e portanto deve corresponder a um número par, de acordo com o critério de enumeração de redes, exposto no item 5.4. Tais variáveis estão representadas na figura 15, onde GL indica a cota do terreno de um PV qualquer, medida a partir de um plano de referência horizontal, e, L o comprimento de um trecho qualquer. Todas as variáveis citadas no parágrafo acima, estão em metros.

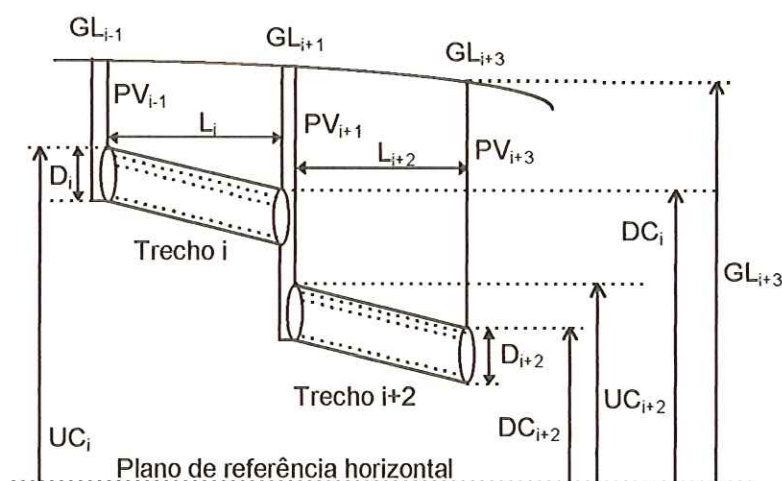


FIGURA 15 - Ramo de uma rede de esgotos em perfil

As condições necessária e suficiente para a introdução da estação elevatória, em um determinado ponto da rede, são apresentadas neste item. Baseando-se nesses princípios teóricos, foi desenvolvido um algoritmo para o projeto de redes coletoras de esgoto que incorpora estações elevatórias ou outro tipo de órgão acessório especial, quando necessário.

5.5.1 Conceitos Básicos:

A heurística proposta tem como objetivo minimizar o volume de escavação, satisfazendo às restrições de natureza hidráulica e estrutural. Uma hipótese é formulada de que órgãos acessórios especiais, como estações elevatórias, trechos por recalque ou trechos por gravidade em condutos forçados, são incorporados no projeto de redes, nos pontos onde pelo menos uma das condições do Teorema I for desrespeitada, se tais órgãos acessórios especiais não forem introduzidos.

Teorema I:

Para um trecho i , a incorporação de um órgão acessório especial será necessária se, e somente se, uma das seguintes condições for violada:

Condição I:

$$SM_i \leq \tan(\theta_2) \quad (71)$$

Condição II:

$$SX_i \geq \tan(\theta_1) \quad (72)$$

onde:

SM_i : declividade mínima permitida para o trecho i , que satisfaz às condições de escoamento mínimo, reportada no item 5.2.1;

SX_i : declividade máxima permitida para o trecho i , que satisfaz às condições de escoamento máximo, reportada no item 5.2.2;

$$\tan(\theta_2) = [UC_i - (GL_{i+1} - AD_{max})] / L_i \quad (73)$$

$$\tan(\theta_1) = [(GL_{i-1} - AD_{max}) - (GL_{i+1} - AC_{min})] / L_i \quad (74)$$

GL_{i-1} : indica a cota do terreno tomada no poço de visita localizada à montante do trecho i , em metros, medida a partir de um plano de referência horizontal;

GL_{i+1} : idem à GL_{i-1} , porém localizada à jusante do trecho i ;

L_i : comprimento do trecho i , em metros.

A figura 16 ilustra a geometria de θ_1 e θ_2 , e ajuda na compreensão do Teorema I, onde o ângulo θ_1 corresponde ao ângulo mínimo possível para o trecho i , sem violar as restrições de recobrimento mínimo (AC_{min}) e profundidade máxima (AD_{max}), e o ângulo θ_2 ao ângulo máximo possível para o trecho i , sem violar as restrições de profundidade máxima e a de ligação entre dois trechos consecutivos.

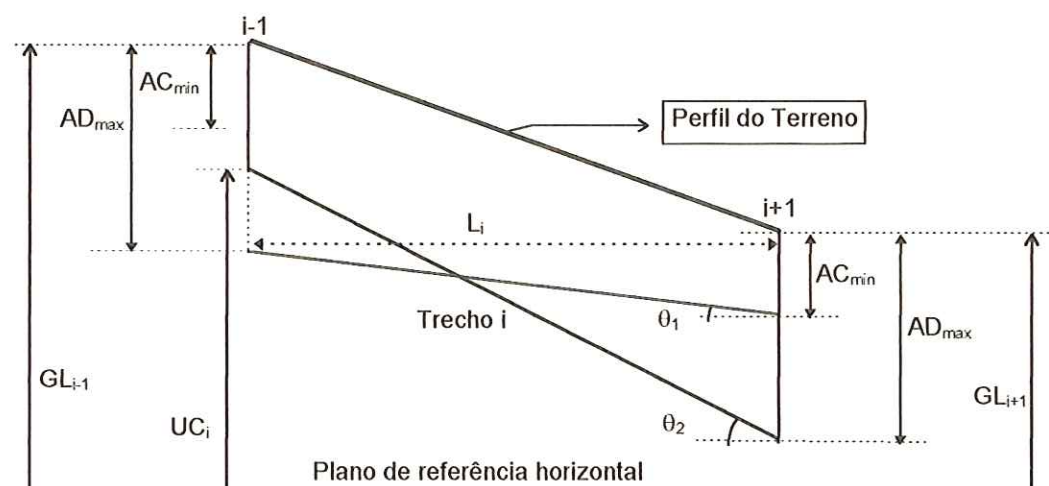


FIGURA 16 - Ilustração geométrica de θ_1 e θ_2

Primeiro será provada a necessidade do Teorema I. Se a condição I (eq.(71)) for violada, isso implicará em declividades permissíveis para o trecho i que resultam profundidades à jusante do mesmo, maiores que AD_{max} , ou seja, será desrespeitada a restrição de profundidade máxima. Por outro lado, se a condição II (eq.(72)) for violada, isso implicará em declividades permissíveis do trecho i que ocasionam à jusante do mesmo, uma profundidade menor que o recobrimento mínimo exigido (AC_{min}).

Se nenhuma dessas condições forem desrespeitadas, isso implicará na existência de pelo menos um ângulo para o trecho i , que esteja entre θ_1 e θ_2 , de modo que seja desnecessária a introdução de algum órgão acessório especial. Usando a declividade referente a esse ângulo, uma cota de assentamento à jusante do trecho i (DC_i) pode ser encontrada de forma que todas as restrições de natureza hidráulica e estrutural sejam satisfeitas. Isso prova a condição de suficiência do Teorema I.

Admitindo que nenhum órgão acessório especial seja necessário no trecho i ou no poço de visita (PV_{i-1}) à montante do mesmo, as cotas de assentamento UC_i e DC_i que proporcionam o menor volume de escavação para este trecho, e ao mesmo tempo satisfaçam a todas restrições impostas, deverão ser determinadas. No sentido de realizar esse objetivo, três casos que buscam minimizar o volume de escavação, serão considerados:

Caso 1 (figura 17): $GS_i < SM_i$

$$UC_i = DC_{i-2} \quad (75)$$

$$DC_i = DC_{i-2} - SM_i L_i \quad (76)$$

Caso 2 (figura 18): $SM_i \leq GS_i \leq SX_i$

$$UC_i = DC_{i-2} \quad (77)$$

$$DC_i = \min[(GL_{i+1} - AC_{\min}), (DC_{i-2} - SM_i L_i)] \quad (78)$$

Caso 3 (figura 19): $GS_i > SX_i$

$$UC_i = \min[DC_{i-2}, (GL_{i+1} - AC_{\min}) + SX_i L_i] \quad (79)$$

$$DC_i = \min[(GL_{i+1} - AC_{\min}), (DC_{i-2} - SM_i L_i)] \quad (80)$$

onde:

GS_i : declividade do terreno em m/m, entre os PV_{i-1} e PV_{i+1} , que pode ser calculada da seguinte forma:

$$GS_i = (GL_{i-1} - GL_{i+1}) / L_i \quad (81)$$

DC_{i-2} : cota da geratriz superior da tubulação em metros, localizada à jusante do trecho (i-2);

min : indica que o menor valor dentre os relacionados deve ser atribuído à variável;

θ_{mi} : ângulo mínimo permitido correspondente à declividade mínima SM_i ;

θ_{xi} : ângulo máximo permitido correspondente à declividade máxima SX_i .

Portanto, o enquadramento em um desses três casos, irá garantir o menor volume de escavação para cada trecho e, pode também ser considerado prova da suficiência do Teorema I.

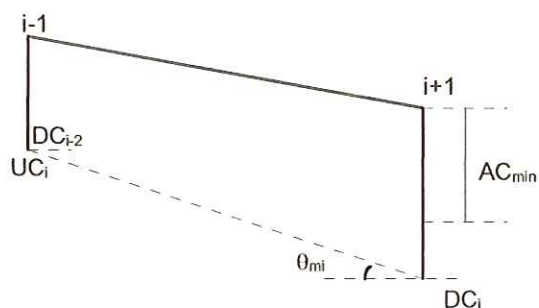


FIGURA 17 - Caso 1

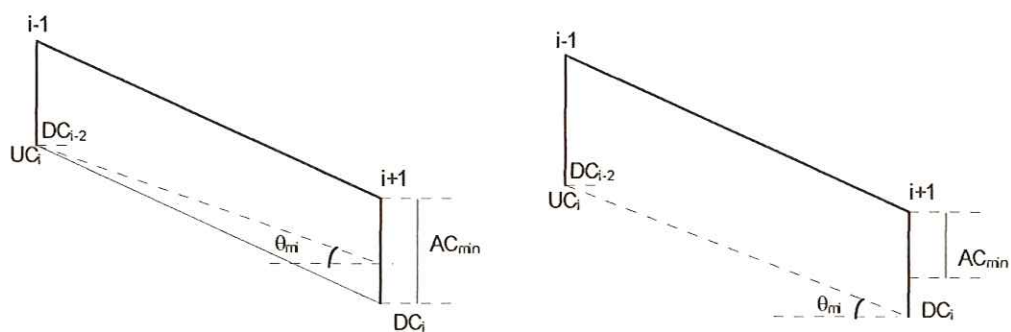


FIGURA 18 - Caso 2

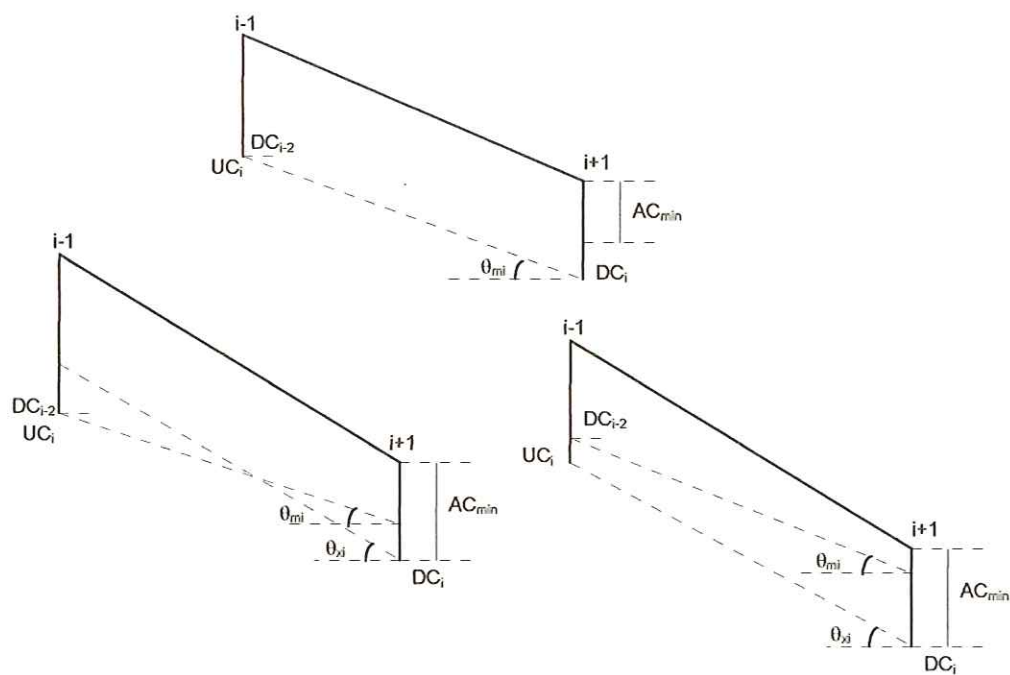


FIGURA 19 - Caso 3

Como dito anteriormente, o não atendimento de uma das condições do Teorema I, implicará na incorporação de um dos órgãos acessórios especiais, a saber: estação elevatória (EE), trecho por recalque e trecho por gravidade em conduto forçado. Onde, os dois últimos são denominados de Tratamento Especial do tipo 1 (TE_1) e do tipo 2 (TE_2), respectivamente. A ocorrência de tais tratamentos especiais, se dá quando:

- Um trecho da rede possui uma declividade do terreno (eq.(81)) negativa muito forte, de tal modo que somente o bombeamento à montante do trecho, não é suficiente, pois restrições de ordem hidráulica e estrutural seriam desrespeitadas. Nesse caso, é preciso dimensionar o trecho como um conduto por recalque (TE_1).
- Um trecho da rede possui uma declividade do terreno (eq.(81)) positiva muito forte, a qual não permite que a tubulação funcione como conduto livre, sem que as restrições impostas à rede sejam violadas. Nesse caso, é necessário projetar o trecho por gravidade em conduto forçado (TE_2).

Tais conceitos conduzem diretamente ao algoritmo heurístico que dimensiona redes coletoras de esgotos sanitários, formulado a seguir.

5.5.2 Algoritmo Heurístico:

O algoritmo, desenvolvido por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990), foi elaborado para o projeto de toda a rede de esgotos, e, é apresentado em forma de fluxogramas (figuras 20 a 25). Tal algoritmo detecta a necessidade da introdução de estação elevatória em um determinado poço de visita, ou outro tipo de órgão acessório especial (TE_1 ou TE_2) no trecho em estudo. A variável de controle N_c é incluída ao método para indicar o estado de cada poço de visita. Onde:

- $N_c = 1$, quando uma estação elevatória é necessária no PV, localizado à montante do trecho em estudo;
- $N_c = 2$, quando um tratamento especial do tipo 1 ou do tipo 2, é necessário para o trecho que deixa o PV;

- $N_c = 3$, quando o PV localizado à montante do trecho em estudo, é do tipo ponta seca;
- $N_c = 0$, quando o PV localizado à montante do trecho em estudo, não se enquadra em nenhuma das categorias anteriores.

Outras variáveis de controle, são imprescindíveis ao modelo, como:

NR : indica o número do ramo em estudo, adim.

NNR : número de ramos de uma rede, adim.

NN : número de (PVs + trechos) de determinado ramo, adim.

UT : número do último trecho de determinado ramo, adim.

Hg : altura geométrica de recalque, em metros.

Aux : variável auxiliar ao programa, adim.

NEE : nº de estações elevatórias necessárias à uma rede, adim.

NTE₁ : nº de tratamentos especiais do tipo 1 necessários à uma rede, adim.

NTE₂ : nº de tratamentos especiais do tipo 2 necessários à uma rede, adim.

CL : menor cota da lâmina de esgoto dos coletores que afluem a um PV de junção, em metros.

r_{CL} : r do coletor que possui a menor cota da lâmina de esgoto (CL), afluyente a um PV de junção, adim.

DC_{CL} : DC do coletor que possui a menor cota da lâmina de esgoto (CL), afluyente a um PV de junção, em metros.

D_{CL} : D do coletor que possui a menor cota da lâmina de esgoto (CL), afluyente a um PV de junção, em metros.

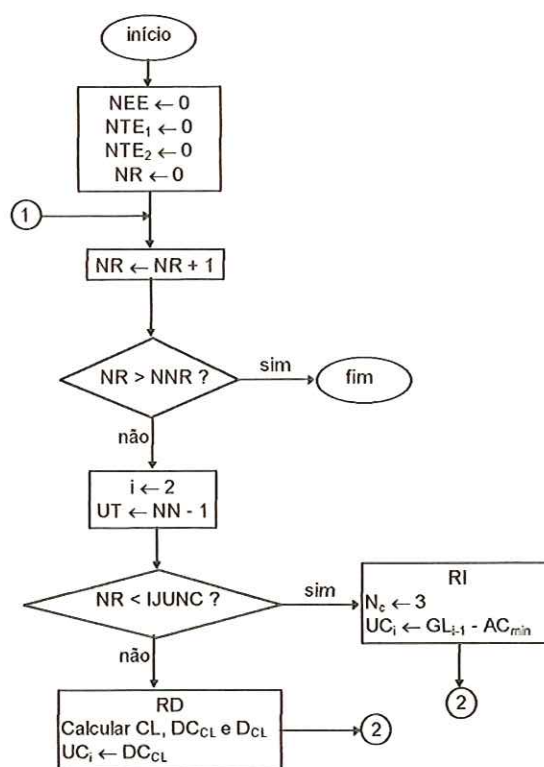


FIGURA 20 - Fluxograma 1 do algoritmo heurístico

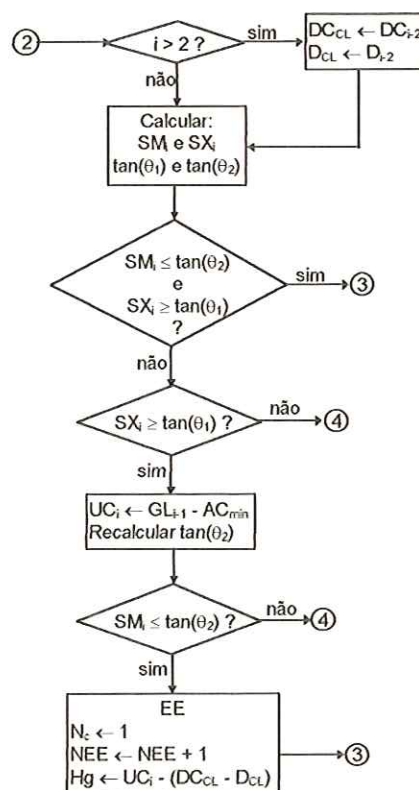


FIGURA 21 - Fluxograma 2 do algoritmo heurístico

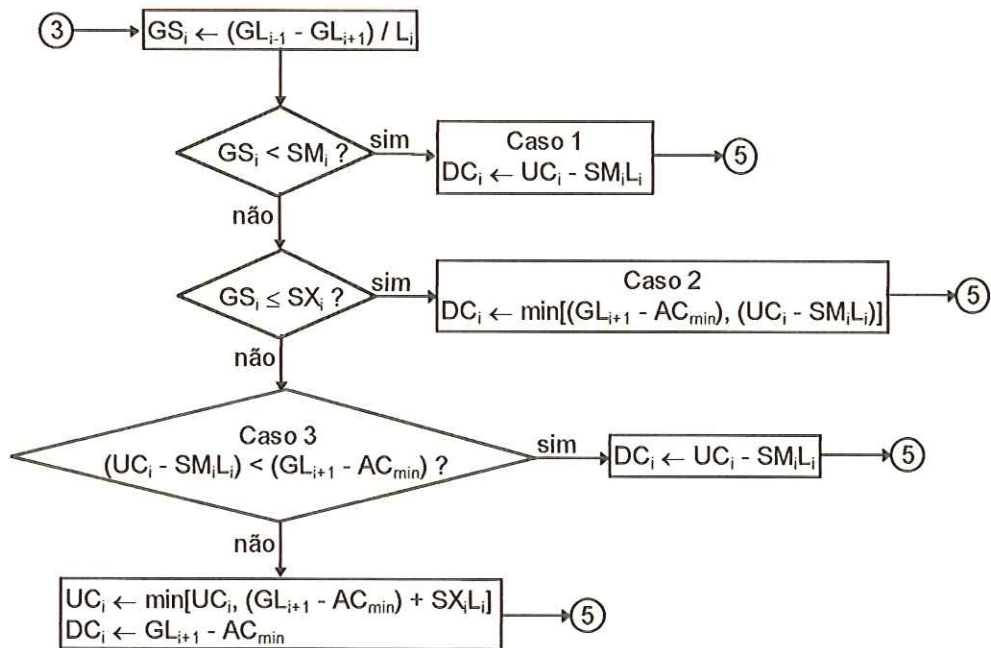


FIGURA 22 - Fluxograma 3 do algoritmo heurístico

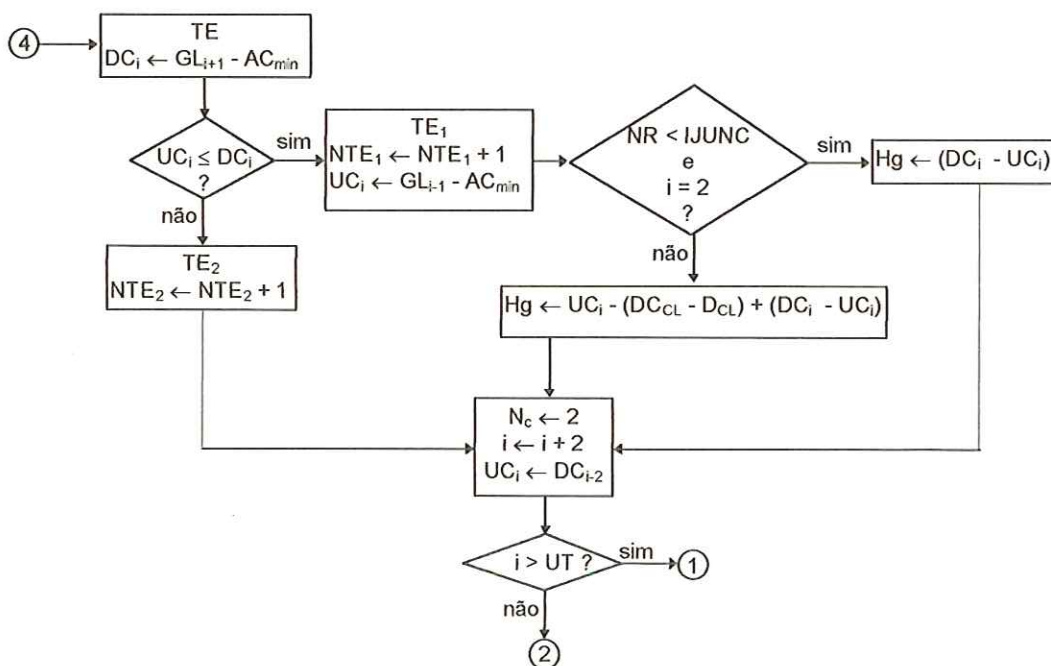


FIGURA 23 - Fluxograma 4 do algoritmo heurístico

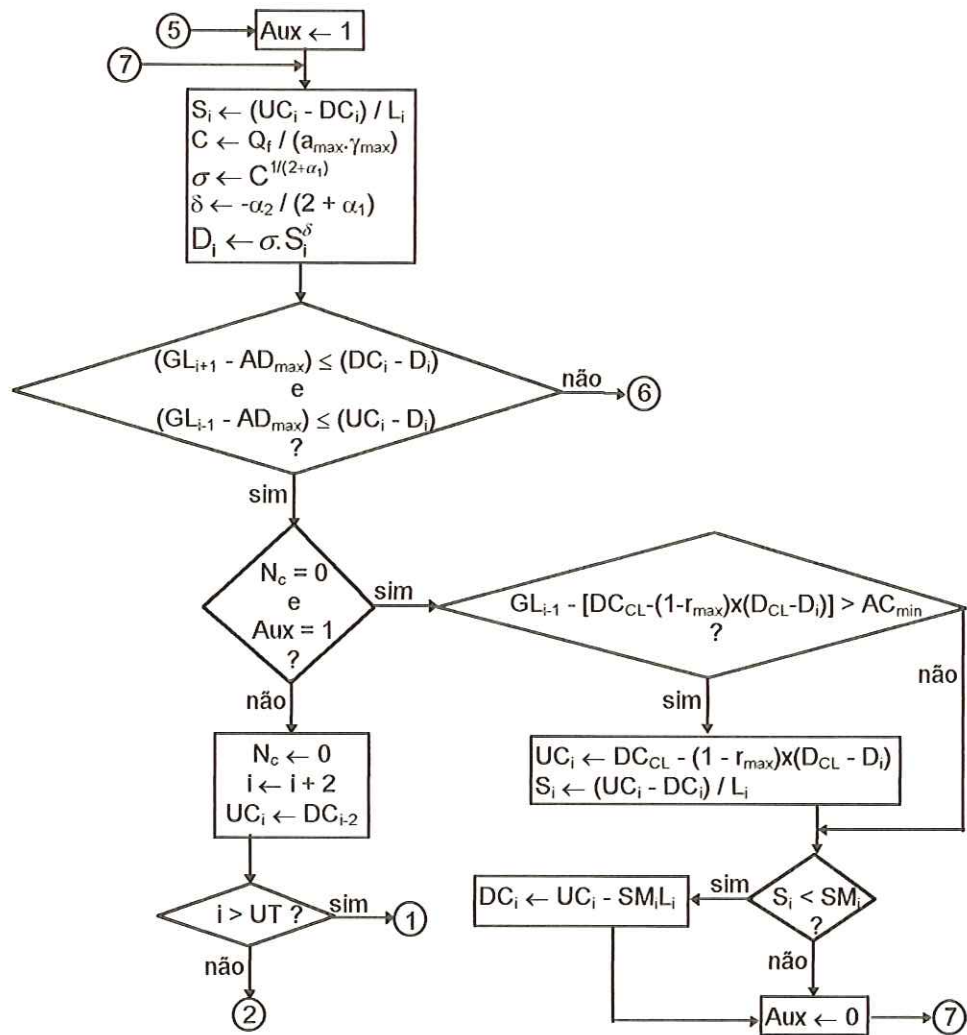


FIGURA 24 - Fluxograma 5 do algoritmo heurístico

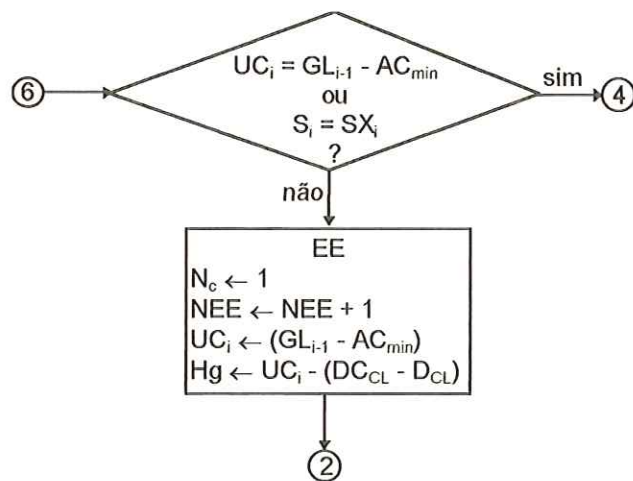


FIGURA 25 - Fluxograma 6 do algoritmo heurístico

Como se pode observar na figura 24, o algoritmo heurístico dimensiona as redes coletoras de esgotos com os diâmetros contínuos. No sentido de oferecer um modelo que se aplique à redes com características reais, um procedimento para a discretização dos diâmetros foi desenvolvido, baseado nos estudos de ELIMAM et al. (1989).

5.5.3 Procedimento de Discretização Heurística dos Diâmetros:

Ao levar em conta os diâmetros comerciais em um modelo de programação matemática, incorpora-se um grau de complexidade, tal que a solução se tornaria impraticável em qualquer problema de dimensões reais. Contudo, a inserção do procedimento heurístico de discretização dos diâmetros, determina o “melhor” diâmetro comercial para o valor contínuo encontrado pelo método heurístico, sem violar as restrições impostas ao sistema. Este procedimento, examina os trechos seqüencialmente, começando dos PVs iniciais (pontas seca) de cada ramo independente e, perturba a solução heurística até o final da rede (NJUNC), resultando em uma solução viável tão próxima quanto possível da solução obtida com os diâmetros contínuos. Tal solução, proporciona diâmetros comerciais com declividades correspondentes menores ou iguais do que aquelas geradas como primeira estimativa, sempre que possível. O procedimento para a discretização heurística dos diâmetros, fundamentado nos estudos de ELIMAM et al. (1989), está descrito em forma de fluxogramas representados pelas figuras 26 a 30.

Em tal modelo, surgirão outras variáveis, as quais serão explicitadas:

DL_i : diâmetro mínimo permitido (eq.(41)) em metros, calculado para a vazão final de projeto (Q_f), lâmina máxima de escoamento (r_{max}) e a declividade máxima permitida (SX_i).

DR_i : diâmetro máximo permitido (eq.(41)) em metros, calculado para a vazão final de projeto (Q_f), lâmina máxima de escoamento (r_{max}) e a declividade mínima permitida (SM_i).

S_i^* : declividade do trecho i encontrada pelo método heurístico (figura 24), em m/m.

D_i^* : diâmetro do trecho i encontrado pelo método heurístico, em metros.

LSD_i : maior diâmetro comercial, menor que D_i^* , em metros.

USD_i : menor diâmetro comercial, maior que D_i^* , em metros.

D_i^d : diâmetro comercial encontrado pelo procedimento heurístico de discretização dos diâmetros (figura 27), em metros.

Dois casos especiais nesse algoritmo merecem consideração:

A. quando não existe diâmetro comercial entre DL_i e DR_i , D_i^d será o diâmetro comercial mais próximo desse intervalo.

B. quando há somente um diâmetro comercial entre DL_i e DR_i , D_i^d será esse diâmetro comercial.

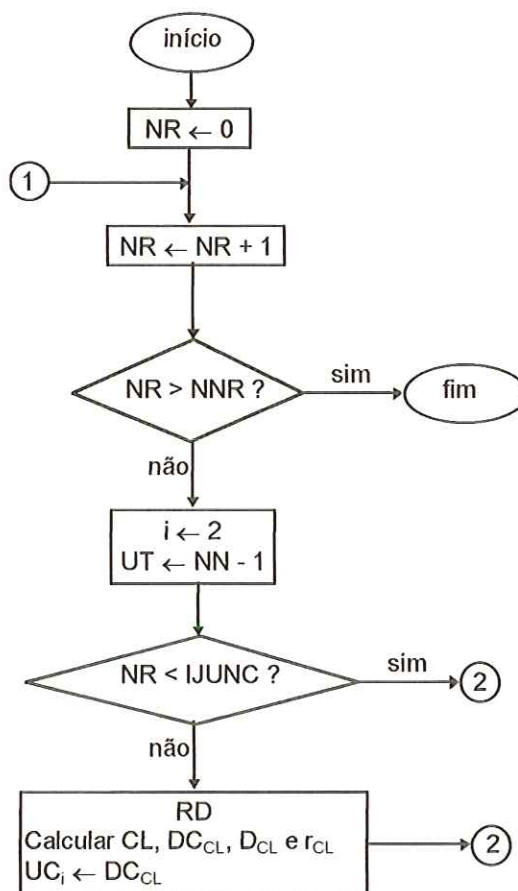


FIGURA 26 - Fluxograma 1 do procedimento heurístico de discretização

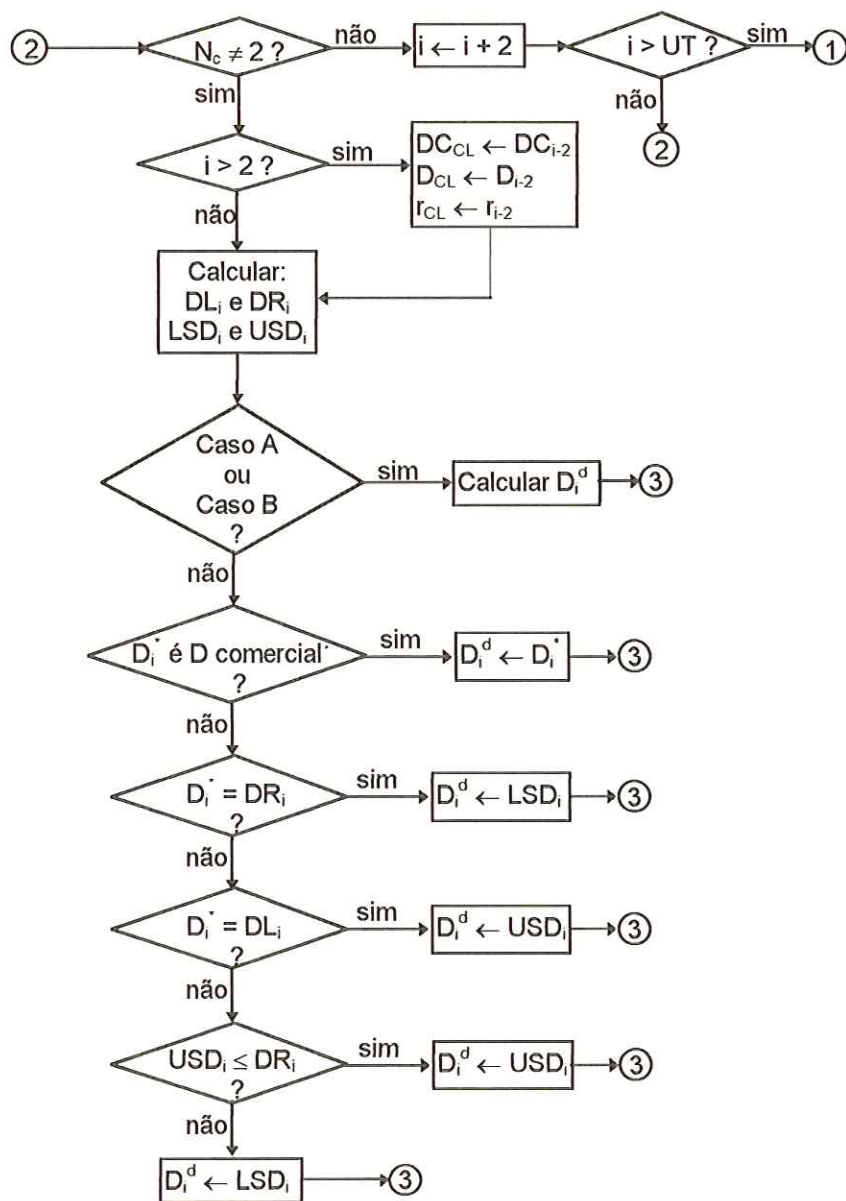


FIGURA 27 - Fluxograma 2 do procedimento heurístico de discretização

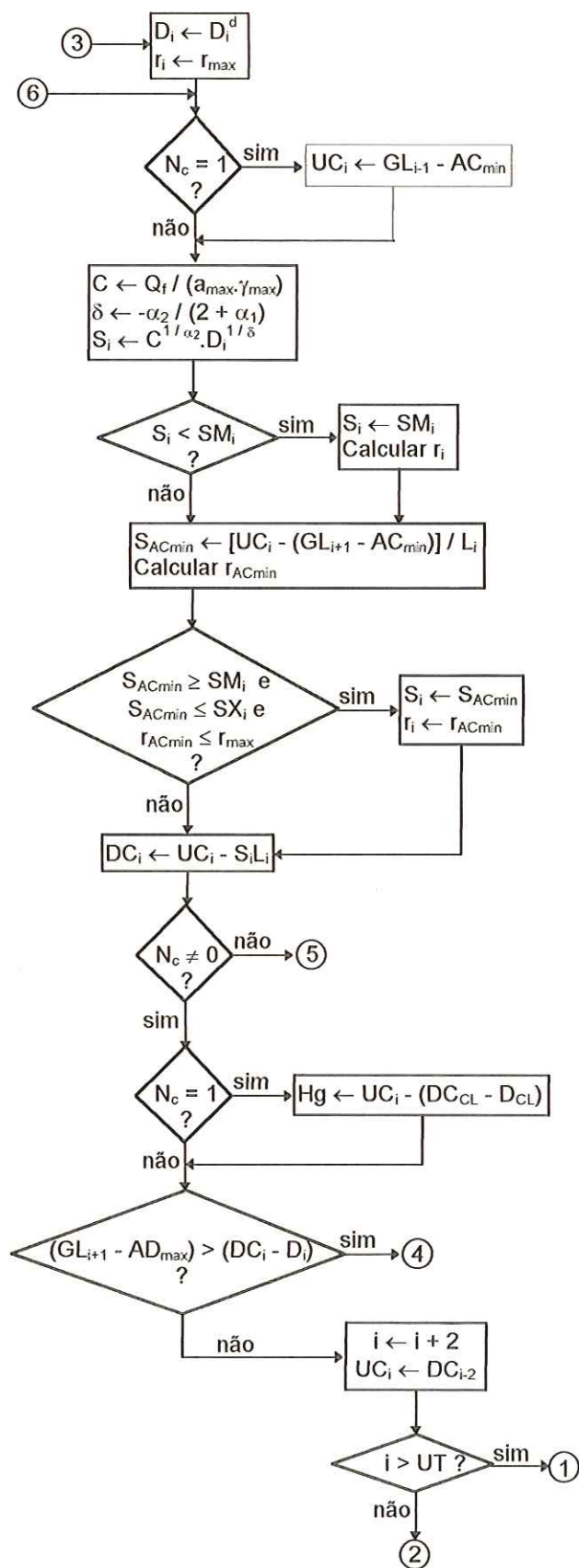


FIGURA 28 - Fluxograma 3 do procedimento heurístico de discretização

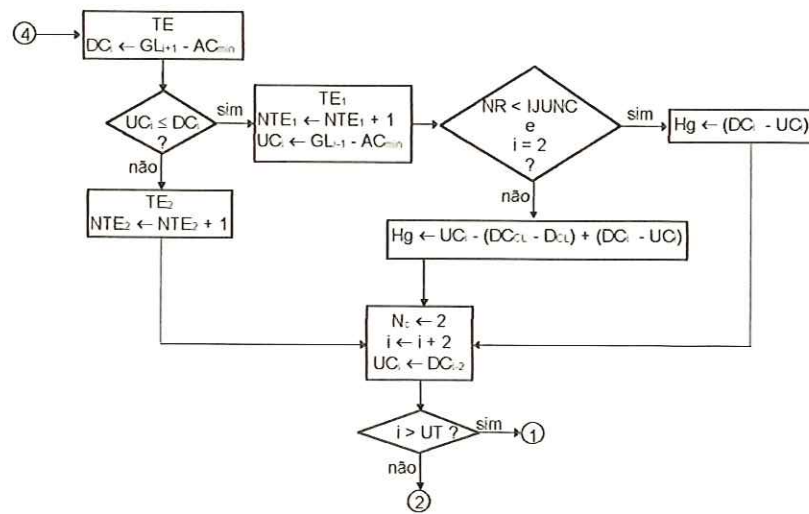


FIGURA 29 - Fluxograma 4 do procedimento heurístico de discretização

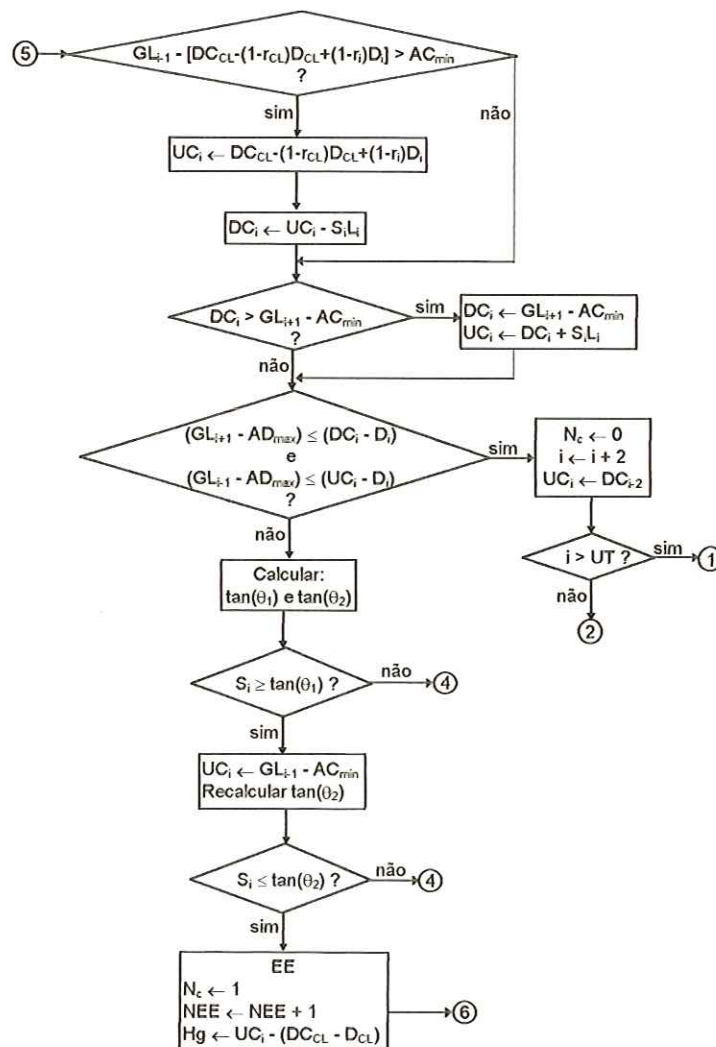


FIGURA 30 - Fluxograma 5 do procedimento heurístico de discretização

6 DESCRIÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL

O modelo computacional foi codificado na linguagem de programação PASCAL, e tem aplicação direta à microcomputadores PC AT, XT, 286, 386 e 486. Constitui-se basicamente de quatro programas executáveis (ENTRADA1, ENTRADA2, DIMREDE, CUSREDE e MAIN) que serão descritos a seguir.

6.1 ENTRADA1:

O programa ENTRADA1 tem como objetivo gerar o arquivo de dados, que contempla os critérios hidráulicos e estruturais a serem obedecidos, bem como os diâmetros comerciais existentes e as funções de custos vigentes para coletores, poços de visita e estações elevatórias.

Inicialmente é solicitado do usuário o nome do arquivo que deverá conter os dados de entrada, e os critérios hidráulicos e estruturais a serem adotados.

6.1.1 Crítérios Hidráulicos e Estruturais:

Os valores entre parêntesis abaixo, são os recomendados pela NBR 9649/1986.

- a) Recobrimento mínimo (0,90 m)
- b) Profundidade máxima (6,00 m)
- c) Velocidade máxima (5,00 m/s)
- d) Lâmina mínima de escoamento (0,20)
- e) Lâmina máxima de escoamento (0,75)
- f) Diâmetro mínimo comercial (0,100 m)

g) Vazão mínima de projeto (1,50 l/s)

h) Degrau máximo de um PV que não necessita de tubo de queda (0,50 m)

São oferecidos como opções o critério de tensão cisalhante mínima ou o de velocidade mínima, no sentido de proporcionar a ação de autolimpeza dos condutos. Tais critérios influem diretamente na determinação da declividade mínima permitida. A opção 1, corresponde à tensão cisalhante mínima (1,00 Pa), e a opção 2 à velocidade mínima de escoamento (0,50 m/s).

Com relação à formulação hidráulica governante para o sistema, o usuário tem também duas opções: a formulação hidráulica de Hazen-Williams Modificada (HWM) com C_{Rf} universal, ou a formulação de Manning. Para a opção 1, é solicitada a rugosidade equivalente hidráulica do material (0,05mm a 2,40mm), e para segunda opção o coeficiente de rugosidade de Manning (0,013).

6.1.2 Diâmetros Comerciais:

O número de diâmetros comerciais a serem levados em conta no modelo deve ser informado, seguido dos seus valores.

6.1.3 Funções de Custos:

Quatro funções de custos foram elaboradas, baseadas no banco de dados de custos da SABESP. Maiores detalhes, sobre a elaboração de tais funções são encontradas no item A.2 do Anexo A. Essas funções, correspondem às opções A, B, C e D do programa ENTRADA1. Caso o usuário não esteja satisfeito com nenhuma dessas quatro funções, o mesmo pode adotar a opção E (Função Usuário).

6.1.3.1 Função Usuário:

Na função usuário são solicitadas as profundidades de cálculo, segundo o critério de medição de custos empregado, e os parâmetros das funções de custos dos coletores, poços de visita e estações elevatórias.

Para as funções dos coletores e dos poços de visita, o custo possui uma relação polinomial com o diâmetro e a profundidade, enquanto que, o custo das elevatórias depende da vazão de bombeamento e da potência requerida, na forma de uma equação de potência.

No item B.1 do Anexo B, está contida a planilha de elaboração do arquivo de dados ENTRADA1, que serve como modelo para a entrada de dados ao programa ENTRADA1.

6.1.4 Resposta do ENTRADA1:

O arquivo de resposta do programa ENTRADA1, recebe o nome solicitado no início da execução desse programa. A gravação é editada no modo texto, ou seja, o arquivo pode ser lido ou alterado pelo usuário no Edit do DOS ou em qualquer outro editor de texto. A seguir, tem-se um exemplo desse arquivo de resposta:

Arquivo de Dados - Opção1.dat

```
ENTRADA DE DADOS - Restrições, Custos, Diâmetros Comerciais e Profundidades
CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS
1.35 6.00 4.00 0.20 0.75 0.150 2.200 0.40
2 0.50
2 0.013
DIÂMETROS COMERCIAIS (m)
11 0.150 0.200 0.250 0.300 0.375 0.400 0.450 0.500 0.600 0.700 0.800
DIÂMETRO INICIAL para o Coletor-Tronco (m)
0.500
PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor (m)
5 2.00 3.00 4.50 6.00 8.00
PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor-Tronco (m)
3 4.00 6.00 8.00
COLETOR
3 3
-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06
2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07
-5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08
5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09
COLETOR-TRONCO
8 1
-3.3487462E+02 1.5977694E+00 -2.627493E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0
-2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13
5.4835886E-17 -6.6589249E-21
PV
Coletor
8 4
2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02
-2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13
-3.3616117680E+06 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02
2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13
1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02
-9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14
-1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03
1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14
```



```

8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04
-6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16
Coletor-Tronco
10 2
-1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03
7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19
-2.3901937779E-23
-1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03
1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19
-7.1082662375E-23
-3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05
1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22
-3.8160112906E-26
BOMBEAMENTO
2.2143080570E+03 4.0931980840E-01

```

Na terceira linha desse arquivo de resposta tem-se, respectivamente: recobrimento mínimo, profundidade máxima, velocidade máxima, lâmina mínima de escoamento, lâmina máxima de escoamento, diâmetro mínimo comercial, vazão mínima de projeto e degrau máximo de um PV que não necessita de tubo de queda.

Na próxima linha, o primeiro número representa a opção escolhida com relação ao critério de autolimpeza. Se este número for 1, então o segundo número representa a tensão cisalhante mínima em Pascal. Porém, se o primeiro for 2, conseqüentemente, o segundo será o valor da velocidade mínima de escoamento em m/s.

A formulação hidráulica governante do sistema é definida na quinta linha. Assim como a quarta linha, o primeiro número representa a opção escolhida. Se este número for 1, é porque a formulação hidráulica de HWM com C_{Rf} universal foi adotada, então, o segundo número representa a rugosidade equivalente hidráulica do material em mm. Nesta mesma linha, irão aparecer mais outros 3 números que são necessários nesta formulação. Tais números são w_1 , w_2 e w_3 , calculados pelas eqs.(32) a (34) do item 5.1. O usuário não precisa calculá-los, pois o programa ENTRADA1 se encarrega dessa tarefa. Porém, se o primeiro número for 2 (formulação de Manning), existirá somente o segundo valor, que é o coeficiente de rugosidade de Manning.

O número de diâmetros e os diâmetros comerciais são informados na linha sete. Os diâmetros devem estar em metros, e o número não deve ser superior a 20.

Quando até determinado diâmetro, o critério de medição de profundidades para efeito de custos, é diferente do critério empregado a partir deste diâmetro, então, deve ser informado o valor do diâmetro inicial em que começa o novo critério de medição. Para as funções de custos A, B, C e D, o programa atribui este valor a 0,500m. Caso seja escolhida a opção E (função usuário), o valor zero é designado para tal diâmetro, em outras palavras, quando este valor é zero, existirá um único critério de medição de profundidades.

Na linha 11 contém o número de profundidades consideradas para efeito de cálculo dos custos, que não deve ser superior à cinco, e os valores das mesmas. Por exemplo, aplicando os referidos dados, se um coletor foi dimensionado com um diâmetro de 0,400m (menor que 0,500m) e a profundidade média da vala de 2,80m, então, este coletor está enquadrado no critério da linha 11, e o custo deve ser calculado com uma profundidade de 3,00m, pois 2,80 está entre 2 e 3 metros. Porém, se tal diâmetro fosse de 0,600m (maior que 0,500m), o custo do mesmo se enquadraria no critério da linha 13, e o custo do coletor seria calculado com uma profundidade de 4,00m. Entretanto, se o valor da linha 9 for zero, as linhas 12 e 13 não existirão, pois, haveria um único critério de medição de profundidades, que seria o primeiro (linha 11).

Na linha posterior à palavra COLETOR, tem-se as variáveis **n** e **m**, que são definidas no item A.2 do Anexo A. E, após essas variáveis, tem-se os coeficientes que compõem a função de custo dos coletores para diâmetros inferiores a 0,500m.

Da mesma forma que para o COLETOR, os dados para o COLETOR-TRONCO são as variáveis **n** e **m**, e na linha seguinte, os coeficientes que compõem a função de custo, sendo que essa função representa os coletores com diâmetros maiores ou igual a 0,500m.

Para os poços de visita (PVs), tem-se a mesma subdivisão empregada nos condutos, dois critérios de medição de profundidades. Portanto, para diâmetros inferiores a 0,500m adota-se os coeficientes que

estão logo abaixo da palavra Coletor, caso contrário, os coeficientes que estão abaixo da palavra Coletor-Tronco são utilizados.

Com relação aos custos de bombeamento, na linha abaixo da palavra BOMBEAMENTO, constam os coeficientes A e B da equação de potência que representa tais custos.

6.2 ENTRADA2:

Antes de construir o arquivo de dados para o programa ENTRADA2, o usuário deve enumerar a rede segundo o critério descrito no item 5.4 do presente trabalho.

A construção do arquivo de dados da rede a ser dimensionada é realizada pelo programa computacional ENTRADA2. Constam desses dados informações como cotas do terreno dos poços de visita, comprimentos dos coletores e vazões concentradas, entre outros.

Inicialmente é solicitado do usuário o nome do arquivo em que serão gravados os dados, o nome da rede de esgotos e, em seguida, as variáveis de controle.

6.2.1 Variáveis de Controle:

- Número de ramos de toda rede ($N_{NR} \leq 200$)
- Nº máximo de ramos afluentes a um PV da rede ($A_{fl} \leq 5$)
- Para cada ramo é requerido o número de (PVs + Coletores), as cotas do terreno dos PVs, os comprimentos dos coletores e a ordem da junção da extremidade de jusante desse ramo.

6.2.2 Taxas de Vazões e Contribuições:

Segundo a NBR 9649/1986, é admitido que a vazão de contribuição em coletores de esgotos distribua-se por metro linear de coletor, sendo a soma de duas parcelas: a de esgotos que depende fundamentalmente da previsão de população de uma determinada área de projeto, e a contribuição de infiltração advinda das águas do lençol sub-superficial que

penetra nas canalizações de esgotos. Dessa forma, tanto para o início com para o fim de projeto, as taxas de vazões a serem informadas devem incluir também as parcelas referentes às vazões de infiltração.

Cada um dos loteamentos que compõem uma rede de esgotos real possuem curvas de crescimento populacional distintas. Por isso, no modelo, é admitido que a cada ramo corresponda uma taxa de vazões. Caso haja em um mesmo ramo, mais de uma taxa de contribuição, o usuário deve transformar o PV intermediário que separa taxas distintas em um PV de junção (junção fictícia), ou seja, subdividir este ramo em outros até que para cada ramo corresponda uma única taxa de contribuição. É permitido também empregar a metade da contribuição ou a contribuição nula para as taxas de vazões em cada coletor de um ramo.

6.2.3 Vazões Concentradas:

As vazões concentradas de início e fim de plano, decorrentes principalmente das indústrias localizadas nos centros urbanos, deverão ser levantadas com o máximo rigor, para informá-las ao programa ENTRADA2.

No item B.2 do Anexo B, é exibida a planilha de elaboração do arquivo de dados ENTRADA2, que serve como modelo para realizar a entrada de dados ao programa ENTRADA2.

6.2.4 Resposta do ENTRADA2:

O arquivo de resposta do programa ENTRADA2, recebe o nome que é solicitado no início da execução desse programa. A gravação também é editada no modo texto, ou seja, o arquivo pode ser lido ou alterado pelo usuário no Edit do DOS ou em qualquer outro editor de texto. A seguir, tem-se o arquivo de resposta relativo à figura 31.

Arquivo de Dados - R exemplo.dat

```
ENTRADA DE DADOS DO PROBLEMA
Rede Exemplo
VARIÁVEIS DE CONTROLE
*** IJUNC, NJUNC, NNR, AII ***
6 9 8 3
```

*** Junção de Inicio e Fim de Cada Ramo ***

1 8
2 7
3 6
4 6
5 7
6 7
7 8
8 9

*** No. de Ramos Afluentes a uma Junção ***

2 3 2 1

*** Ramos Afluentes a uma Junção ***

3 4 0
2 5 6
1 7 0
8 0 0

*** No. de (PVs + Coletores) e ORDENS de cada Ramo afluente a sua junção ***

3 1
3 1
3 1
3 2
3 2
3 3
7 2
3 1

*** Cotas do Terreno (m) dos PVs ***

91.00 90.00
96.00 99.48
99.60 99.50
100.00 99.50
99.50 99.48
99.50 99.48
99.48 99.00 89.50 90.00
90.00 85.00

*** Comprimento dos Coletores (m) ***

80.00
80.00
100.00
80.00
80.00
100.00
100.00 100.00 80.00
100.00

*** Taxas de Vazões (m³/s/m) por Ramo - Inicio e Fim de Projeto ***

0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00001000 0.00004000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000

*** Contribuição da Taxa de Vazões (0 - Total, 1 - Meia, 2 - Nula) ***

0
0
0
0
0
2
0 1 0
0

*** Q concentradas (m³/s) nos PVs - Inicio e Fim de Projeto ***

0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.005 0.008 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0

exemplo, 3 é a soma dos poços de visita com os coletores, e a ordem de chegada a sua junção de jusante (junção 7) é 2.

Comparando os dados apresentados acima com os dados requeridos para a entrada do programa ENTRADA2, o leitor percebe que o programa ENTRADA2, se encarrega de encontrar as seguintes variáveis: IJUNC, NJUNC, junção de início de cada ramo, número de ramos que afluem a cada junção, ramos afluentes às junções da rede e a ordem de cada ramo afluente a sua junção de jusante.

Nos dados das cotas do terreno dos PVs cada linha representa um ramo, assim, as cotas dos poços de visita do ramo 5 são 99,50 e 99,48 m.

O mesmo procedimento é realizado para o comprimento dos coletores. Tomando como exemplo o ramo 7, o mesmo possui 3 coletores com os comprimentos de 100, 100 e 80 metros.

Cada linha relativa aos dados das taxas de vazões, informa as taxas de início e fim de plano para cada ramo. Enquanto que, nos dados da contribuição das taxas de vazões, cada linha representa a contribuição dos coletores à taxa de vazões de cada ramo. Como reportado no item 6.2.2, essa contribuição pode ser total, meia ou contribuição nula. Por exemplo, no ramo 7 há 3 coletores, onde o segundo coletor contribui com metade da taxa de vazão atribuída àquele ramo, ou seja, a contribuição de vazão nesse coletor será o produto da taxa de vazão com o comprimento do mesmo vezes 0,5. Supondo o período final de projeto, tem-se: $0,00006 \times 100 \times 0,5$.

Na resposta do programa ENTRADA2, no item relativo às vazões concentradas, cada linha também representa um ramo. O número de elementos na linha é o número de poços de visita existentes no ramo vezes dois, pois em cada PV são previstas vazões concentradas de início e fim de plano. Observando o primeiro PV do ramo 7, nota-se que para o início de projeto esse poço de visita deve receber uma vazão de $0,005 \text{ m}^3/\text{s}$, ao passo que para o fim de projeto a vazão de $0,008 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.3 DIMREDE:

O programa computacional DIMREDE, tem o objetivo de receber os dados necessários, dimensionar a rede através do método heurístico proposto por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990) e produzir um relatório dessa solução econômica.

Tal programa solicita o nome de três arquivos, a saber:

1. Arquivo de dados referentes aos critérios hidráulicos e estruturais, diâmetros comerciais e funções de custos (resposta do ENTRADA1).
2. Arquivo de dados referentes a cotas do terreno dos poços de visita, comprimento dos coletores, taxas de vazões e vazões concentradas, entre outros (resposta do ENTRADA2).
3. Arquivo de resposta do programa DIMREDE.

Após solicitado o nome desses arquivos, o programa lê os dados dos arquivos 1 e 2, e os grava no arquivo 3. Este procedimento tem a finalidade de verificar a ocorrência de algum erro na leitura dos dados, ou seja, caso tenha ocorrido algum problema, os arquivos 1 e 2 não estarão reproduzidos fielmente no arquivo 3.

O projetista antes de otimizar os custos de um sistema de esgotos, deve estimar as vazões de forma correta e precisa, pois uma falha nessa fase poderá gerar problemas sérios de operação dos órgãos componentes da rede, além de resultar em investimentos desnecessários ou insuficientes. Assim, de posse dos dados dos arquivos 1 e 2, o programa se encarregará do cálculo das vazões de esgotos por trecho da rede, tanto para o início como para o fim de plano. No cálculo de vazões serão necessários principalmente os dados referentes às taxas de vazões, as contribuições das taxas de vazões, as vazões concentradas, o comprimento dos coletores e a vazão mínima de projeto. Desta forma, a vazão no trecho coletor, seja para o início ou final de projeto, pode ser:

$$Q_i = C \cdot T_{x_i} \cdot L + Q_{c_i} + Q_{mon_i} \quad (82)$$

$$Q_f = C \cdot T_{X_f} \cdot L + Q_{C_f} + Q_{mon_f} \quad (83)$$

onde:

Q_i : vazão de início de projeto em um coletor (m^3/s)

Q_f : vazão final de projeto em um coletor (m^3/s)

C : Contribuição do coletor à taxa de vazão (adim). Os valores de C são os seguintes:

- Contribuição Total: $C = 1$

- Contribuição Meia: $C = 0,5$

- Contribuição Nula: $C = 0$

T_{X_i} : taxa de vazão de início de projeto do ramo a que pertence esse coletor ($m^3/s.m$)

T_{X_f} : taxa de vazão final de projeto do ramo a que pertence esse coletor ($m^3/s.m$)

L : comprimento do coletor (m)

Q_{C_i} : vazão concentrada de início de projeto no poço de visita de montante do coletor (m^3/s)

Q_{C_f} : vazão concentrada final de projeto no poço de visita de montante do coletor (m^3/s)

Q_{mon_i} : vazão de início de plano dos coletores que contribuem ao trecho coletor em estudo (m^3/s)

Q_{mon_f} : vazão final de plano dos coletores que contribuem ao trecho coletor em estudo (m^3/s)

Caso algum coletor tenha a vazão calculada (Q_i ou Q_f) inferior a vazão mínima de projeto, a vazão passará a ser igual a essa vazão mínima.

A solução das cotas dos coletores e dos diâmetros não comerciais é gerada pelo método heurístico proposto por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990), cuja seqüência de cálculo foi apresentada nas figuras 20 a 25 do

item 5.5.2 do presente trabalho. Obtida essa solução, emprega-se o procedimento heurístico de discretização dos diâmetros descrito nas figuras 26 a 30 do item 5.5.3, com a finalidade de encontrar uma solução aplicável às características reais de uma rede de esgotos sanitários.

O programa DIMREDE tem a capacidade de dimensionar redes coletoras de esgotos sanitários que possuam no máximo 200 ramos, e em cada ramo 50 poços de visita mais coletores. Caso algum ramo ultrapasse o número de 50 (PVs + coletores), o usuário pode seccionar esse ramo fazendo uso da junção fictícia, até que tal número não seja superior a 50. O princípio da junção fictícia é simples, um PV intermediário passa a ser um PV de junção, ou seja, esse PV será o poço de visita número 1 de um novo ramo.

6.3.1 Resposta do DIMREDE:

O arquivo de resposta do programa DIMREDE recebe o nome do arquivo 3, solicitado na execução desse programa. A gravação é editada no modo texto, ou seja, o arquivo pode ser lido ou alterado pelo usuário no Edit do DOS ou em qualquer outro editor de texto. A seguir, tem-se um exemplo desse arquivo de resposta:

Arquivo de Dados - Rexemplo.mag

```

CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS
1.35 6.00 4.00 0.20 0.75 0.150 2.200 0.40
2 0.50
2 0.013
DIÂMETROS COMERCIAIS (m)
6 0.150 0.200 0.250 0.300 0.375 0.400
DIÂMETRO INICIAL para o Coletor-Tronco (m)
0.500
PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor (m)
5 2.00 3.00 4.50 6.00 8.00
PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor-Tronco (m)
3 4.00 6.00 8.00
COLETOR
3 3
-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06
2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07
-5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08
5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09
COLETOR-TRONCO
8 1
-3.3487462E+02 1.5977694 -2.6274930000E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0
-2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13
5.4835886E-17 -6.6589249E-21
PV
Coletor
8 4

```

2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02
 -2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13
 -3.3616117680E+06 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02
 2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13
 1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02
 -9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14
 -1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03
 1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14
 8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04
 -6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16
 Coletor-Tronco
 10 2
 -1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03
 7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19
 -2.3901937779E-23
 -1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03
 1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19
 -7.1082662375E-23
 -3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05
 1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22
 -3.8160112906E-26
 BOMBEAMENTO
 2.2143080570E+03 4.0931980840E-01
 Rede Exemplo
 VARIÁVEIS DE CONTROLE
 *** IJUNC, NJUNC, NNR, Afl ***
 6 9 8 3
 *** Junção de Inicio e Fim de Cada Ramo ***
 1 8
 2 7
 3 6
 4 6
 5 7
 6 7
 7 8
 8 9
 *** No. de Ramos Afluentes a uma Junção ***
 2 3 2 1
 *** Ramos Afluentes a uma Junção ***
 3 4 0
 2 5 6
 1 7 0
 8 0 0
 *** No. de (PVs + Coletores) e ORDEM de cada Ramo afluente a sua junção ***
 3 1
 3 1
 3 1
 3 2
 3 2
 3 3
 7 2
 3 1
 *** Cotas do Terreno (m) dos PVs ***
 91.00 90.00
 96.00 99.48
 99.60 99.50
 100.00 99.50
 99.50 99.48
 99.50 99.48
 99.48 99.00 89.50 90.00
 90.00 85.00
 *** Comprimento dos Coletores (m) ***
 80.00
 80.00
 100.00
 80.00
 80.00
 100.00
 100.00 100.00 80.00
 100.00
 *** Taxas de Vazões (m³/s/m) por Ramo - Inicio e Fim de Projeto ***
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000

0.00005000 0.00006000
 0.00001000 0.00004000
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000
 *** Contribuição da Taxa de Vazões (0 - Total, 1 - Meia, 2 - Nula) ***
 0
 0
 0
 0
 0
 2
 0 1 0
 0
 *** Q concentradas (m3/s) nos PVs - Inicio e Fim de Projeto ***
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.00500000 0.00800000 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 *** Vazão de Inicio de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***
 0.004000
 0.004000
 0.005000
 0.002200
 0.004000
 0.005800
 0.023800 0.026300 0.030300
 0.039300
 *** Vazão Final de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***
 0.004800
 0.004800
 0.006000
 0.003200
 0.004800
 0.009200
 0.032800 0.035800 0.040600
 0.051400
 *** Vazão Total de Inicio e Fim de Plano da Rede (l/s) ***
 39.30 51.40
 *** RESULTADO PARCIAL - DIÂMETROS CONTÍNUOS (Modelo Heurístico) ***
 *** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***
 89.6500 88.6500
 94.6500 94.3208
 98.2500 97.8954
 98.6500 98.1500
 98.1500 97.8208
 97.9019 97.5742
 94.3675 94.1955 94.1616 88.1500 88.1500 88.0647
 88.0257 83.6500
 *** Diâmetros (m) ***
 0.0966
 0.1190
 0.1330
 0.0945
 0.1190
 0.1584
 0.2880 0.1528 0.3412
 0.1858
 *** Variáveis de Controle Nc ***
 3
 3
 3
 3
 3
 0
 0 0 0
 0
 *** No. Bomb, TE1 e TE2 ***

0 0 0

*** RESULTADO FINAL - DIÂMETROS DISCRETOS ***

*** Colas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***

89.6500 88.6500

94.6500 94.3208

98.2500 97.8954

98.6500 98.1500

98.1500 97.8208

97.8720 97.4331

94.3200 94.1817 94.1817 88.1500 88.1184 87.9488

87.9488 83.6500

*** Diâmetros (m) ***

0.1500

0.1500

0.1500

0.1500

0.1500

0.1500

0.3000 0.2000 0.3000

0.2000

*** Variáveis de Controle Nc ***

3

3

3

3

3

0

0 0 0

0

*** No. Bomb, TE1 e TE2 ***

0 0 0

*****-----*****

Relatório da Solução Econômica - Redes de Esgotos

Método Heurístico de Otimização em conjunto com o

Método Heurístico de Discretização dos Diâmetros

Rede.....:Rede Exemplo

Nome do Arquivo de Dados 1 (Restrições, Custos, Diâmetros): OPCAO1.DAT

Nome do Arquivo de Dados 2 (Rede Coletora de Esgotos): REXEMPLO.DAT

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s) Inicial Final	Cota-Ter Mont(m) Jus(m)	Cota-Col Mont(m) Jus(m)	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R Inicio Final	TQ-jus (m)	V(m/s) Inicio Final	Velocid Critica (m/s)	H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
1	2	80	4.0 4.8	91.00 90.00	89.50 88.50	0.01250	150	0.33 0.36	0.85	0.79 0.83	3.25 2.35	1.50 2.35	3.46	3748.75 556.00	0.00
2	2	80	4.0 4.8	96.00 99.48	94.50 94.17	0.00411	150	0.45 0.49	0.00	0.53 0.55	3.63	1.50 5.46	1.43	6626.61 556.00	0.00
3	2	100	5.0 6.0	99.60 99.50	98.10 97.75	0.00355	150	0.53 0.59	0.00	0.53 0.55	3.83	1.50 1.78	1.38	4685.94 556.00	0.00
4	2	80	2.2 3.2	100.00 99.50	98.50 98.00	0.00625	150	0.29 0.35	0.00	0.52 0.58	3.21	1.50 1.78	1.56	3748.75 556.00	0.00
5	2	80	4.0 4.8	99.50 99.48	98.00 97.67	0.00411	150	0.45 0.49	3.65	0.53 0.55	3.63	1.50 5.46	1.43	3748.75 556.00	0.00
6	2	100	5.8 9.2	99.50 99.48	97.72 97.28	0.00439	150	0.54 0.75	3.26	0.59 0.65	4.00	1.78 5.46	1.73	4685.94 556.00	0.00
7	2	100	23.8 32.8	99.48 99.00	94.02 93.88	0.00138	300	0.59 0.75	0.00	0.54 0.58	5.65	5.46 5.12	1.15	15568.01 1636.30	0.00
7	4	100	26.3 35.8	99.00 89.50	93.98 87.95	0.06032	200	0.39 0.47	0.00	2.29 2.49	4.11	5.12 1.68	25.51	9226.22 1636.24	0.00
7	6	80	30.3 40.6	89.50 90.00	87.82 87.65	0.00212	300	0.61 0.75	0.00	0.68 0.71	5.65	1.68 2.35	1.77	7674.78 769.05	0.00
8	2	100	39.3 51.4	90.00 85.00	87.75 83.45	0.04299	200	0.55 0.65	0.00	2.24 2.38	4.51	2.35 1.55	22.67	5448.00 844.06	0.00

No. Total de Trechos da Rede: 10
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 7.77
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.52 - 2.29
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.55 - 2.49
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 300.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00138 - 0.06032
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm)	L(m)
150.00	520.00
200.00	200.00
300.00	180.00

 Custo Total dos Coletores (US\$): 65161.75
 Custo Total dos PVs (US\$): 8990.69
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 74152.44

 Tempo de Processamento: 0.99 segundos

Nesse arquivo de resposta tem-se inicialmente a reprodução dos dois arquivos de entrada (arquivo 1 e 2). As vazões de início de plano vêm em seguida com os dados organizados em forma de linha, sendo que cada linha representa as vazões dos coletores de um ramo, onde o número de linhas é o número de ramos da rede em estudo. A mesma seqüência é obedecida para as vazões de final de plano dos trechos coletores. A vazão total da rede para o período inicial e final de projeto, também são apresentados.

No resultado parcial (solução gerada pelo método heurístico) da rede, são gravados os seguintes dados no arquivo 3:

- Cotas da geratriz superior de montante (UC) e jusante (DC) de cada trecho coletor. Onde cada linha é um ramo. Por exemplo, o terceiro e o quarto número da linha 7, representam as cotas UC e DC do segundo coletor do sétimo ramo da rede.
- Diâmetro dos coletores. Da mesma forma que as cotas dos coletores, cada linha de dados representa um ramo da rede. Assim, o número da linha 3, significa que o diâmetro interno do coletor do terceiro ramo é 0,1330 metros.
- Variáveis de controle N_c indicam o estado de cada poço de visita. Por exemplo, o primeiro número da linha 4 quer dizer que o poço de visita 1 do ramo 4 é um PV do tipo ponta seca ($N_c = 3$).
- Número de estações elevatórias, tratamentos especiais do tipo 1 e do tipo 2 de toda a rede, vem em seguida em uma única linha. Observando os

dados do exemplo, nota-se que não foi necessário nenhum desses órgão acessórios especiais na rede em estudo.

e) Caso tenha ocorrido algum dos órgãos especiais citados no item d, logo abaixo serão impressos a localização dos mesmos e a altura geométrica, quando for uma estação elevatória ou um tratamento especial do tipo 1.

Os dados do resultado final da rede (solução gerada pelo procedimento heurístico de discretização dos diâmetros), possui o mesmo formato de apresentação do resultado parcial.

E, finalmente, tem-se o relatório da solução econômica que será descrito no item 6.3.1.1, a seguir.

6.3.1.1 Relatório da Solução Econômica:

No relatório da solução econômica são impressos o nome da rede, do arquivo 1 e do arquivo 2.

A planilha de cálculo informa dados que são indispensáveis ao projetista. Percorrendo essa tabela da esquerda para direita, cada coluna representa:

- 1ª coluna: Ramo (adim)
- 2ª coluna: Trecho coletor (adim)
- 3ª coluna: Comprimento do coletor (m)
- 4ª coluna: O primeiro elemento dessa coluna é a vazão de escoamento no período de início de plano, enquanto que o segundo, a vazão no período final de plano. Tais vazões estão em l/s.
- 5ª coluna: A cota do terreno (m) dos PVs localizados à montante e à jusante do coletor, estão na primeira e na segunda linha dessa coluna, respectivamente.
- 6ª coluna: A cota da geratriz inferior à montante do coletor está na primeira linha dessa coluna, ao passo que a cota à jusante do coletor está na segunda linha. Tais cotas estão metros.
- 7ª coluna: Nessa coluna tem-se a declividade de assentamento da tubulação em m/m.

- 8ª coluna: Tal coluna representa o diâmetro interno do coletor em mm.
- 9ª coluna: A lâmina inicial de projeto está na primeira linha dessa coluna, enquanto que a lâmina final de projeto está na segunda linha.
- 10ª coluna: Caso a jusante do coletor em estudo, for necessário um tubo queda, o comprimento do mesmo será impresso em metros.
- 11ª coluna: A velocidade de escoamento de início de projeto está na primeira linha dessa coluna, ao passo que a velocidade final de projeto está na segunda linha.
- 12ª coluna: Tal coluna representa a velocidade limite para a formação de bolhas de ar, em m/s.
- 13ª coluna: A profundidade dos poços de visita localizados à montante e à jusante do coletor, estão na primeira e na segunda linha dessa coluna, respectivamente.
- 14ª coluna: Nessa coluna tem-se a tensão cisalhante para o período inicial do plano, em Pascal.
- 15ª coluna: O custo do coletor em US\$ está na primeira linha e o do poço de visita de montante na segunda.
- 16ª coluna: Se no PV à montante do coletor em estudo, for necessário uma estação elevatória, o custo dessa elevatória será apresentado em US\$.

Terminada a planilha, são informados: número total de trechos da rede, comprimento total dos tubos de queda, faixa de variação da velocidade inicial de projeto, faixa de variação da velocidade final de projeto, faixa de variação dos diâmetros, faixa de variação das declividades, comprimento total dos tubos com o mesmo diâmetro, custo total dos condutos, custo total dos poços de visita, custo total das elevatórias, custo total da rede e o tempo de processamento que inclui leitura, processamento e gravação dos dados.

6.4 CUSREDE:

O programa CUSREDE, tem como objetivo encontrar o custo total de uma rede dimensionada. Assim, tal programa pode ser utilizado para um estudo comparativo da solução encontrada no modelo heurístico (DIMREDE) com a solução obtida através de outros modelos ou método convencional de cálculo.

Para encontrar o custo total de uma rede dimensionada, o arquivo de entrada do programa CUSREDE deve conter a mesma configuração do arquivo de resposta do programa DIMREDE. Portanto, para evitar que o usuário venha a editar todo esse arquivo de entrada do programa CUSREDE, pois dependendo das dimensões da rede tal arquivo pode adquirir proporções enormes, recomenda-se seguir os seguintes passos:

1. Dimensionar a rede de esgotos com o programa DIMREDE para obter o seu arquivo de resultado.
2. Editar esse arquivo de resultado do programa DIMREDE através do programa Edit do DOS.
3. Com o cursor, ir até à seção RESULTADO FINAL - DIÂMETROS DISCRETOS desse arquivo, e alterar as cotas das geratrizes superiores dos coletores, os diâmetros, as variáveis de controle N_c e os dados das estações elevatórias, tratamentos especiais do tipo 1 e tratamentos especiais do tipo 2.
4. Em seguida, salvar o arquivo com outro nome e sair do editor de textos.
5. Executar o programa CUSREDE, e informar o nome do arquivo em que foram feitas as alterações.

Realizado esses passos, o usuário pode editar novamente o arquivo que foi informado na execução do programa CUSREDE e comprovar que tal programa incluiu nesse arquivo, um Relatório idêntico ao Relatório da Solução Econômica do programa DIMREDE, descrito no item 6.3.1.1.

6.5 MAIN:

Para que houvesse uma maior interação entre a máquina e o usuário, foi elaborado outro código computacional, MAIN, que tem a finalidade de gerenciar os programas ENTRADA1, ENTRADA2, DIMREDE e CUSREDE. Assim, o usuário através de um único programa realiza todas as tarefas de dimensionamento das redes de esgotos. Nesse programa, há cinco opções:

0 - Sair do programa MAIN

1 - Construção do arquivo: Restrições e Custos - ENTRADA1

2 - Construção do arquivo: Dados da Rede - ENTRADA2

3 - Execução do programa principal - DIMREDE

4 - Cálculo do custo total (rede dimensionada) - CUSREDE

7 ESTUDOS DE CASO - APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

A verificação da aplicabilidade do método ao sistema é feita mediante estudos de caso realizados para redes hipotéticas e reais.

7.1 Ensaio Computacionais com Redes Hipotéticas:

Todos os dados referentes às cinco redes hipotéticas ensaiadas, constam no Anexo C do presente trabalho. Algumas características dessas redes são descritas, a seguir:

7.1.1 Rede 1:

A Rede 1 possui 10 coletores com as taxas de vazões de início e fim de plano constantes para todos os ramos. Como ação de autolimpeza será obedecido ao critério de velocidade mínima. No PV 7-1 há uma contribuição pontual (vazão concentrada) de 5 l/s no início e 8 l/s no fim do plano. Essa rede também foi dimensionada por BRAGA (1982) e pelo Método Convencional de Cálculo (MCC).

7.1.2 Rede 2:

A Rede 2 apesar de possuir o número de trechos coletores (18) maior que a Rede 1, tem vazões menores que a Rede 1 devido às taxas de vazões mais baixas. As cotas do terreno são iguais para todos os PVs, 200 metros. O critério de velocidade mínima será empregado com o intuito da autolimpeza dos coletores. BRAGA (1982) também dimensionou tal rede.

7.1.3 Rede 3:

Essa rede é composta por 7 trechos coletores, e subdividida em 3 ramos. A taxa de vazão de início e fim de plano é constante para todos os ramos, com exceção ao coletor 1-2, onde a taxa de vazões é a metade da taxa referente ao ramo 1, e ao coletor 3-4, onde a taxa de vazão é nula. Visando a ação de autolimpeza, será obedecido ao critério de velocidade mínima. Essa rede também foi dimensionada por BRAGA (1982) e pelo MCC.

7.1.4 Rede 4:

A Rede 4 possui 6 coletores subdivididos em 3 ramos. As taxas de vazões de início e fim de plano são as mesmas para os 3 ramos. O critério de tensão cisalhante mínima será empregado com o intuito da autolimpeza dos coletores. Nessa rede, o MCC também foi empregado para o dimensionamento.

7.1.5 Rede 5

Essa rede é composta por 12 trechos coletores, e subdividida em 5 ramos. As taxas de vazões são nulas para toda rede. Como ação de autolimpeza será obedecido ao critério de tensão cisalhante mínima. Há 9 contribuições pontuais de vazão nos PVs, a saber: 1-1, 1-3, 1-5, 1-7, 2-1, 2-3, 3-1, 5-1 e 5-3. Essa rede também foi dimensionada pelo MCC.

Analisando o Anexo C obtém-se a tabela 04, que apresenta, para cada método de dimensionamento empregado em uma rede, o custo total das mesmas.

TABELA 04 - Análise comparativa do custo total para redes hipotéticas

Rede	Métodos de Dimensionamento			Redução de Custos pelo DIMREDE			
	Custo Total			em relação à BRAGA		em relação ao MCC	
	(1) (US\$) DIMREDE	(2) (US\$) BRAGA (1982)	(3) (US\$) MCC	(4) (US\$) (2) - (1)	(5) (%) (4)/(2)x100	(6) (US\$) (3) - (1)	(7) (%) (6)/(3)x100
1	74308.20	76459.60	103141.42	2151.40	2.81	28833.22	27.96
2	113778.21	115034.45	---	1256.24	1.09	---	---
3	31649.81	32540.53	33127.15	890.72	2.74	1477.34	4.46
4	27339.33	---	28789.72	---	---	1450.39	5.03
5	22698.53	---	27883.92	---	---	5185.39	18.60

7.2 Ensaio Computacionais com Redes Reais:

Todos os dados referentes às cinco redes reais ensaiadas constam no Anexo D do presente trabalho. Algumas características dessas redes são descritas, a seguir:

7.2.1 Rede Vila Operária:

Essa rede foi obtida dos arquivos da biblioteca da SABESP, e, faz parte de uma sub-bacia da rede coletora de esgotos sanitários de uma cidade de médio porte do Estado de São Paulo. O número de trechos coletores é de 21. Visando a ação de autolimpeza, será obedecido ao critério de tensão cisalhante mínima. As taxas de vazões de início e fim de plano são constantes para todos os ramos. Nessa rede, o MCC também foi empregado para o dimensionamento.

7.2.2 Rede Sub-bacia 06:

Tal rede também é uma sub-bacia do sistema coletor de esgotos da cidade de médio porte citada no item 7.2.1. É composta por 147 trechos coletores, subdividida em 43 ramos. Como ação de autolimpeza será obedecido ao critério de tensão cisalhante mínima. Ao longo da rede existem cinco taxas de vazões diferentes, e, uma vazão concentrada no PV 28-1. O MCC também foi empregado para o dimensionamento.

7.2.3 Rede Sub-bacias 07 e 08:

Essa rede é composta por 117 trechos coletores, e subdividida em 34 ramos que atendem às sub-bacias 07 e 08 da rede de esgotos da cidade citada no item 7.2.1. Há quatro taxas de vazões diferentes em toda rede, e, quatro vazões concentradas localizadas nos PVs 33-1, 33-11, 33-17 e 34-7. O critério de tensão cisalhante mínima será empregado com o intuito da autolimpeza dos coletores. Essa rede também foi dimensionada pelo MCC.

7.2.4 Rede São José dos Campos:

Os dados relativos a essa rede foram obtidos da dissertação de mestrado de BRAGA (1982). Ela é parte integrante da sub-bacia 26 da rede coletora de esgotos da cidade de São José dos Campos. O número de trechos coletores é de 74. Como ação de autolimpeza é obedecido ao critério de velocidade mínima. As taxas de vazões de início e fim de plano são constantes para todos os ramos. Há três PVs com vazões concentradas, a saber: 23-3, 45-1 e 42-7. Nos coletores 42-2, 42-4, 42-6 e 42-8 as taxas de vazões são a metade das taxas referentes ao ramo 42, enquanto que no coletor 48-2 a taxa de vazões é nula. Essa rede também foi dimensionada por BRAGA (1982) e pelo MCC.

7.2.5 Rede Ibiúna:

Essa rede é uma sub-bacia da rede de esgotos da cidade de Ibiúna, com a topografia acidentada e com uma área de aproximadamente 64 ha. Tal rede é composta por 191 trechos coletores, e subdividida em 95 ramos. Visando a ação de autolimpeza, será obedecido ao critério de velocidade mínima. Ao longo da rede existe uma única taxa de vazão para o início de plano e outra para o fim de plano. Há sete PVs com vazões concentradas, a saber: 1-1, 49-7, 71-1, 79-1, 87-5, 87-7 e 95-1. Essa rede também foi dimensionada por BRAGA (1982) e pelo MCC.

Analisando o Anexo D obtém-se a tabela 05, que apresenta, para cada método de dimensionamento empregado em uma rede, o custo total das mesmas.

TABELA 05 - Análise comparativa do custo total para redes reais

Rede	Métodos de Dimensionamento			Redução de Custos pelo DIMREDE			
	Custo Total			em relação à BRAGA		em relação ao MCC	
	(1) (US\$) DIMREDE	(2) (US\$) BRAGA (1982)	(3) (US\$) MCC	(4) (US\$) (2) - (1)	(5) (%) (4)/(2)x100	(6) (US\$) (3) - (1)	(7) (%) (6)/(3)x100
Vila Operária	62134.89	---	64687.73	---	---	2552.84	3.95
Sub-bacia 06	393907.88	---	400244.71	---	---	6336.83	1.58
Sub-bacias 07 e 08	536777.31	---	543017.10	---	---	6239.79	1.15
São José dos Campos	318738.02	318738.02	320768.35	0.00	0.00	2030.33	0.63
Ibiúna	731526.56	736695.31	772656.08	5168.75	0.70	41129.52	5.32

7.3 Análise de Sensibilidade:

Neste item são realizadas análises de sensibilidade em relação aos critérios de projeto: recobrimento mínimo (AC_{min}), medidas de autolimpeza (velocidade mínima (V_{min}) ou tensão cisalhante média mínima ($\sigma_{t\ min}$)) e formulação hidráulica (Manning ou HWM com C_{Rf} universal). Essa análise é efetuada comparando-se os custos totais de dimensionamento obtidos, segundo tais critérios. Assim, tanto as redes hipotéticas como as redes reais são dimensionadas segundo critérios diferentes daqueles empregados nos Anexos C e D.

7.3.1 Recobrimento Mínimo:

O recobrimento mínimo adotado pela NBR 9649/1986 é de 0.90m. No entanto, é prática usual das empresas de saneamento do país, adotar a profundidade de 1.35m para tal recobrimento. Dessa forma, as redes hipotéticas e as reais estudadas nos itens 7.1 e 7.2 do presente capítulo, foram dimensionadas com dois recobrimentos mínimos diferentes, 0.90 e 1.35 metros. Os custos totais de tais dimensionamentos são apresentados na tabela 06. Todos os outros critérios de projeto empregados nos Anexos C e D foram mantidos inalterados.

TABELA 06 - Custos de dimensionamento para diferentes requisitos de recobrimento mínimo

Rede	Custo (US\$)	
	$AC_{min} = 0.90m$	$AC_{min} = 1.35m$
1	70212.68	74308.20
2	106782.70	113778.21
3	31649.81	31649.81
4	27339.33	28300.72
5	22698.53	24911.24
Vila Operária	60590.99	62134.89
Sub-bacia 06	388100.06	393907.88
Sub-bacias 07 e 08	527015.78	536777.31
São José dos Campos	307017.24	318738.02
Ibiúna	721040.91	731526.56

7.3.2 Critério de Autolimpeza:

A NBR 9649/1986 recomenda o atendimento da tensão cisalhante média mínima de 1,0 Pa como critério de autolimpeza dos condutos. Algumas normas estrangeiras e a norma PNB 567/75 (norma vigente no país até 1986), o critério de autolimpeza adotado para as tubulações é o da velocidade mínima. Segundo a PNB 567/75 tal velocidade é de 0.50 m/s com uma lâmina relativa (r) de 0.20. Assim, as redes hipotéticas e as reais foram dimensionadas segundo os dois critérios de autolimpeza, a tensão cisalhante média mínima de 1.00 Pa e a velocidade mínima de escoamento de 0.50 m/s. A formulação hidráulica governante também foi alvo da análise comparativa, cujos resultados, em termos de custos, são resumidos na tabela 07. Todos os outros critérios de projeto aplicados nos Anexos C e D foram mantidos inalterados.

7.3.3 Formulação Hidráulica:

Como visto no item 3.2 do presente trabalho, o escoamento permanente e uniforme dos esgotos, através dos condutos livres (canais), pode ser representado matematicamente tanto pela formulação hidráulica de Manning, como pela formulação hidráulica de HWM com C_{Rf} universal. Então, as redes hipotéticas e as reais foram dimensionadas de acordo com as formulações hidráulicas supracitadas. A formulação de Manning foi utilizada com coeficiente de rugosidade de Manning $n = 0.013$, e a formulação de HWM com C_{Rf} universal foi aplicada fazendo uso de três rugosidades equivalentes (k) diferentes, 0.06, 1.00 e 2.00 mm. Os custos totais de tais dimensionamentos, são apresentados na tabela 07.

TABELA 07 - Custos de dimensionamento obtidos variando-se o critério de autolimpeza e formulação hidráulica

Rede	Custo (US\$)							
	Manning ($n = 0.013$)		$V_{\min} = 0.50 \text{ m/s}$			$\sigma_{t \min} = 1.00 \text{ Pa}$		
			HWM com C_{Rf} universal			HWM com C_{Rf} universal		
	$V_{\min}=0.50\text{m/s}$	$\sigma_{t \min}=1.0\text{Pa}$	$k=0.06\text{mm}$	$k=1.00\text{mm}$	$k=2.00\text{mm}$	$k=0.06\text{mm}$	$k=1.00\text{mm}$	$k=2.00\text{mm}$
1	74308.20	74308.20	73636.62	76313.46	78738.15	73636.62	75921.73	78717.60
2	113778.21	108251.68	109353.71	123301.15	140136.00	106955.36	106029.41	108822.69
3	31649.81	31649.81	31649.81	31649.81	31649.81	31649.81	31649.81	32320.07
4	27499.56	27339.33	25510.79	29931.77	38020.39	25510.79	28578.79	28578.79
5	24160.44	22698.53	23182.06	24016.28	25250.43	22333.09	23053.70	23053.70
Vila Operária	64019.69	62134.89	63039.90	66706.68	71027.42	63039.90	62134.89	62134.89
Sub-bacia 06	395109.79	393907.88	392465.89	398668.99	405890.45	392168.99	395325.75	394995.90
Sub-bacias 07 e 08	685263.12	536777.31	609474.95	1779989.13	4562847.94	520361.68	533057.26	534225.31
São José dos Campos	318738.02	305109.18	311797.42	348265.77	384057.27	303090.28	309481.55	310598.80
Ibiúna	731526.56	727628.07	729582.21	766323.21	786453.10	729582.21	736661.20	739878.98

8 DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

8.1 Discussão:

A presente discussão toma por base os resultados obtidos para os estudos de caso realizados para redes hipotéticas e reais.

Para as redes de esgotos consideradas de pequeno porte (redes hipotéticas), pode-se notar que o programa computacional desenvolvido, DIMREDE, consegue reduzir custos. Com relação ao método de programação dinâmica proposto por BRAGA (1982), para tais redes hipotéticas obteve-se uma redução de custos de até US\$ 2.151,40 (2,81%), enquanto que para o método convencional de cálculo (MCC), obteve-se uma redução de custos máxima de US\$ 28.833,22 (27,96%).

Com relação às redes reais analisadas, pode-se observar que a modelagem heurística aqui proposta, conseguiu reduzir custos de até US\$ 5.168,75 (0,70%) com relação ao modelo proposto por BRAGA (1982), enquanto que para o MCC obteve-se uma redução de custos máxima de US\$ 41.129,52 (5,32%), mostrando assim a vantagem do programa DIMREDE, no que diz respeito a redução de custos.

Nos ramos que partem das cabeceiras das redes (ramos independentes), geralmente não se conseguiu otimizar os custos em relação aos outros métodos de dimensionamento analisados, pois as vazões nesses ramos, na maioria da vezes são baixas, resultando no emprego do diâmetro mínimo e a uma declividade que pode ser igual a declividade mínima permitida ou possibilitando que o coletor esteja assentado a jusante com um recobrimento igual ao mínimo. Dessa maneira, os ramos independentes representam uma parcela de custos de valor constante na composição do custo total. Daí a importância de se apresentar

não somente a porcentagem de redução de custos, mas também o valor absoluto do custo que foi reduzido com relação aos outros métodos de cálculo, visto que praticamente não se consegue reduzir custos nos ramos independentes.

Devido as vazões finais de projeto da toda a área de planejamento da Rede São José dos Campos serem muito baixas (menores que 5,5 l/s), tanto pelo DIMREDE como pelo método proposto por BRAGA (1982), tais vazões necessitaram de apenas o diâmetro mínimo permitido para os coletores, resultando custo total idêntico para os modelos supracitados.

Em alguns casos foi observado que para o programa DIMREDE reduzir custos foi necessário aprofundar as valas para ter diâmetros comerciais menores, comparados com os modelos propostos por BRAGA (1982) e pelo MCC.

Através de análise de sensibilidade, ao alterar o recobrimento mínimo e mantendo-se os demais critérios de projeto (tabela 06), observa-se que, quanto menor o AC_{min} , menor será o custo total da rede, pois ter-se-á valas menos profundas.

Na tabela 07, nota-se que dependendo da rugosidade equivalente hidráulica adotada, a formulação de HWM com C_{Rf} universal fornece um custo menor ou maior que aquele obtido pela formulação de Manning. Conclui-se também que o emprego do critério de tensão cisalhante mínima como ação de autolimpeza produz um custo total da rede menor ou igual que o critério de velocidade mínima, devido ao fato do critério de tensão cisalhante mínima proporcionar declividades mínimas menores que o de velocidade mínima. Com relação à Rede Sub-bacias 07 e 08, nas colunas 3, 4 e 5 da tabela 07, os custos foram muito elevados devido ao fato de serem encontradas valas muito profundas (na ordem de 8,0 metros). Analisando as três últimas colunas da tabela 07 (dimensionamento efetuado sob o critério da tensão cisalhante mínima e da formulação de HWM com C_{Rf} universal), nota-se que nas Redes 2, Vila Operária e Sub-bacia 06, apesar de haver um aumento na rugosidade equivalente hidráulica, no caso da Sub-bacia 06, de 1 para 2 mm, o custo total da rede diminuiu. Isto pode ser explicado devido

o critério de tensão cisalhante mínima empregado como ação de autolimpeza dos condutos. Tal critério é atendido desde que a declividade mínima permitida calculada pela eq.(64) seja respeitada. O problema é que, independentemente da formulação hidráulica adotada, para uma mesma vazão, quanto maior a rugosidade do material (n ou k), menor será a declividade mínima permitida. A figura 32 ilustra bem tal situação. Para o cálculo dessa declividade mínima (SM) foi admitido que a formulação de HWM com C_{Rf} universal seja empregada com as rugosidades de 0.06, 1.00 e 2.00 mm e, a tensão cisalhante mínima de 1,00 Pa à uma lâmina mínima 0,20.

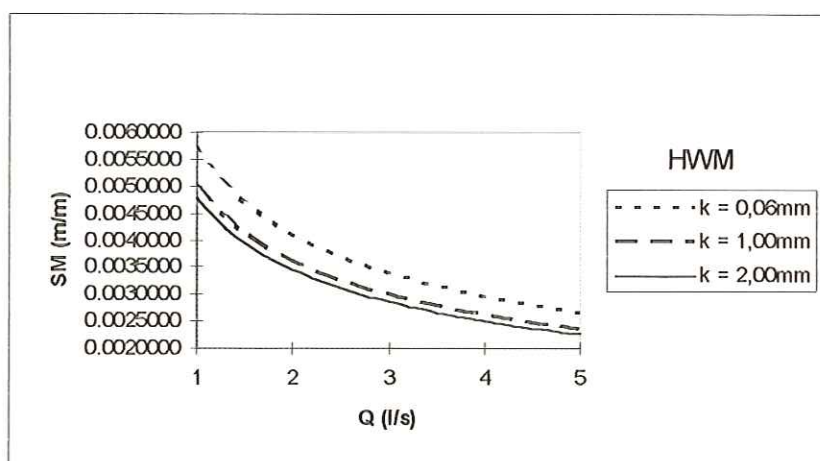


FIGURA 32 - SM segundo o critério de tensão cisalhante mínima e HWM

8.2 Conclusões:

No interior das redes, o esgoto escoá livremente, de tal forma que a energia do fluido deva ser utilizada da melhor maneira possível, evitando-se o seu desperdício em quedas livres ou junções turbulentas, pois o desnível total entre as cabeceiras e o ponto de lançamento final é limitado. Assim, os diâmetros dos condutos poderão ser desnecessariamente aumentados para compensar perdas que poderiam ser dispensadas através, por exemplo, de um modelo computacional apropriado.

Estudos experimentais realizados por vários pesquisadores, comprovaram uma correlação do coeficiente de rugosidade com o diâmetro, declividade e características do escoamento. E como a formulação de Manning depende somente do material empregado no revestimento do canal, o presente trabalho também permite que a formulação hidráulica de HWM com C_{Rf} universal seja investigada, pois a mesma considera uma relação direta com todos os fatores que afetam o coeficiente de rugosidade, comprovados nos experimentos.

As redes hipotéticas e as reais analisadas, permitiram concluir que é difícil prever o valor exato da redução de custos que o programa DIMREDE pode proporcionar em relação a outros métodos de dimensionamento, visto que tal valor depende de uma série de fatores, tais como critérios de projeto, "layout" da rede, parâmetros das funções de custos, dentre outros.

Como resultado tem-se um código computacional, cuja portabilidade (microcomputadores) garante sua ampla utilização nos escritórios de engenharia, que tem como função principal o dimensionamento rápido de redes coletoras de esgotos sanitários de grande porte, via redução de custos.

São dados como opções ao usuário os critérios de projeto (recobrimento mínimo, profundidade máxima, velocidade máxima, lâmina mínima, lâmina máxima, diâmetro comercial mínimo, vazão mínima de projeto, degrau máximo para evitar tubo de queda, critério de ação de autolimpeza dos condutos, formulação hidráulica governante e diâmetros comerciais a serem levados em conta), assim como os parâmetros das funções de custos para os coletores, poços de visita e estações elevatórias, possibilitando assim, uma ótima interface usuário/computador. Esse programa computacional também permite ao usuário trabalhar com várias taxas de vazões por metro de coletor, uma vez que nas redes de esgotos reais, os loteamentos possuem curvas de crescimento populacional distintas, assim como é possível a inserção de vazões concentradas em quaisquer poços de visita da rede em estudo, o controle de remanso tanto

nos PVs de junção como nos PVs intermediários, e o dimensionamento de redes que contenham qualquer topografia e forma geométrica.

No arquivo de resposta do programa DIMREDE são informadas as estações elevatórias, tratamentos especiais do tipo 1 e do tipo 2, sempre que forem necessários introduzi-los no sistema. É gravado nesse arquivo de resposta uma planilha de cálculo que informa dados indispensáveis ao projetista, tais como cotas de assentamento e diâmetros dos coletores. É possível também obter, através do programa CUSREDE, o custo total de uma rede já dimensionada por qualquer outro procedimento de cálculo, por exemplo, o MCC.

Com o intuito de facilitar a utilização do modelo computacional, o capítulo 6 do presente trabalho descreve detalhadamente a construção dos arquivos de entrada e interpretação dos dados dos arquivos de resposta.

Tal software tem capacidade de dimensionamento de redes de esgotos que possuam até 200 ramos, e em cada ramo 50 PVs mais coletores, totalizando 5000 trechos coletores, sendo desnecessário subdividir a rede em sub-bacias. Portanto, é um programa recomendado para o projeto de implantação, ampliação ou análise de novos traçados de sistemas de esgotos sanitários de grandes cidades, com a vantagem de um tempo computacional baixo, comprovando assim os méritos da heurística proposta.

Enfatiza-se a atual necessidade de investigar vários "layouts" para o sistema de esgotamento sanitário, face o tipo e natureza do corpo receptor, áreas disponíveis para implantação de ETEs, recursos disponíveis e condições da rede coletora existente.

Como extensões futuras do trabalho, recomenda-se o uso do modelo aqui proposto como uma ferramenta auxiliar na avaliação de traçados alternativos para redes de esgotos, associado a algoritmos de busca eficientes como os algoritmos genéticos. Para melhor visualização dos projetos resultantes, seria interessante a implementação de softwares que proporcionem entradas e saídas gráficas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARGAMAN, Y.; SHAMIR, U.; SPIVAK, E. Design of optimal sewerage systems. *Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE*, v.99, n.5, p.703-716, Oct., 1973.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1986). *NBR 9649 - Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário: procedimento*. Rio de Janeiro.
- BRAGA, Florindo dos Santos. *Otimização de custos aplicada ao processo de dimensionamento de redes de esgotos sanitários*. São Carlos, 1982. 250p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CHARALAMBOUS, C.; ELIMAM, A.A. Heuristic design of sewer networks. *Journal Environmental Engineering, ASCE*, v.116, n.6, p.1181-1199, Nov./Dec., 1990.
- DAJANI, J.S.; GEMMELL, R.S.; MORLOK, E.K. Optimal design of urban wastewater collection networks. *Journal of the Sanitary Engineering Division, ASCE*, v.98, n.6, p.853-867, Dec., 1972.
- DESHER, D.P.; DAVIS, P.K. Designing sanitary sewers with microcomputers. *Journal Environmental Engineering, ASCE*, v.112, n.6, p.993-1007, Dec., 1986.
- ELIMAM, A.A.; CHARALAMBOUS, C.; GHOBRIAL, F.H. Optimum design of large sewer networks. *Journal Environmental Engineering, ASCE*, v.115, n.6, p.1171-1190, Dec., 1989.
- FORESTI, E.; CAMPOS, J.R.; RODRIGUES, B.A.S. *Notas de aulas sobre sistemas de esgotos sanitários*. São Carlos - SP, Departamento de Hidráulica e Saneamento - EESC - USP, 1980.



- GERARD, R.; BOUTHILLIER, P.; BESMEHN, J. Field measurements of the hydraulic resistance of sanitary sewers. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v.16, n.6, p.936-944, Dec., 1989.
- GUIMARÃES, A.P.; PINTO DA COSTA, H.G. Custos de grandes canalizações de esgotos sanitários. *Engenharia Sanitária*, Rio de Janeiro, v.15, n.3, p.366-373, julho/set., 1976.
- JAIN, A.K.; MOHAN, D.M.; KHANNA, P. Modified hazen-williams formula. *Journal Environmental Engineering Division, ASCE*, v.104, n.137-146, Feb., 1978.
- KULKARNI, V.S.; KHANNA, P. Pumped wastewater collection systems optimization. *Journal Environmental Engineering, ASCE*, v.111, n.5, p.589-601, Oct., 1985.
- LIEBMAN, J.C. A heuristic aid for the design of sewer networks. *Journal of the Sanitary Engineering Division, ASCE*, v.93, n.4, p.81-90, Aug., 1967.
- MACHADO NETO, J.G.O.M.; TSUTIYA, M.T. Tensão trativa: um critério econômico para o dimensionamento das tubulações de esgoto. *Revista DAE*, v.45, n.140, p.73-87, 1985.
- MAGALHÃES, C.A.C.; REIS, L.F.R. Cálculos de vazão e velocidade em canais de seção circular avaliando as implicações do coeficiente de rugosidade variável. In: SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORDESTE, II, Fortaleza - CE, 1994. Anais. Fortaleza, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1994. p.332-342.
- MOHAN, D.M.; KHANNA, P. Modified formula gives better sewer design. *Water and Sewage Works*, Reference Number, p.20-22 and 24, 1979.
- PEREIRA, D.J.F.; CÂMARA, A.S. Tridimensional optimization of sewerage and stormwater networks. In: IFAC CONFERENCE ON SYSTEMS ANALYSIS APPLIED TO WATER AND RELATED LAND RESOURCES, Lisbon, 1985. *Proceedings*. Edited by L. Valadares Tavares and J. Evaristo da Silva. Oxford, Pergamon, 1986. p.97-102. (IFAC Proceedings Series, 4).

- SAATÇI, A. Velocity and depth of flow calculations in partially filled pipes. *Journal Environmental Engineering*, ASCE, v.116, n.6, p.1202-1208, Nov./Dec., 1990.
- SWARNA, V.; MODAK, P.M. Graphs for hydraulic design of sanitary sewer. *Journal Environmental Engineering*, ASCE, v.116, n.3, p.561-574, May./June, 1990.
- SWAMEE, P.K.; JAIN, A.K. Explicit equations for pipe - flow problems. *Journal of Hydraulic Division*, ASCE, v.102, n.5, p.657-664, May, 1976.
- TSUTIYA, M.T.; KANASHIRO, W.H. Arraste de ar em tubulações com grande declividade: algumas considerações relacionadas ao dimensionamento dos coletores de esgoto.", *Revista DAE*, v.47, n.148, p.51-58, 1987.

OBRAS CONSULTADAS

- AGUILAR, R.J. *System analysis and design in engineering, architecture, construction and planning*. Prentice-Hall, Inc, Englewood, Cliffs, N.J., 1973.
- AZEVEDO NETTO, J.M. et al. *Sistemas de esgotos sanitários*. 2ª ed., São Paulo, CETESB, 1977.
- BARTH, F.T. et al. *Modelos de gerenciamento de recursos hídricos*. Coleção ABRH de Recursos Hídricos, São Paulo, 1987.
- DAJANI, J.S., Network Evaluation of Wastewater Collection Economics, thesis presented to Northwestern University, at Evanston, Ill., 1971, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- DA MOTTA, A.C.S. *Alguns aspectos dos problemas de administração, financiamento e tarifas dos sistemas públicos de água e esgotos sanitários*. Editora U.F.S.M., Santa Maria, 1967.
- GUPTA, A.; MEHNDIRATTA, S.L.; KHANNA, P. Gravity wastewater collection systems optimization. *Journal Environmental Engineering*, ASCE, v.109, n.5, p.1195-1209, Oct., 1983.
- GOLDBERG, D.E. *Genetic algorithms in search, optimization and machine learning*. Addison - Wesley Publishing Company, Inc., Reading, Mass., 1989.
- HOLLAND, M. E. *Computer model of wastewater collection systems*. Harvard Water Resources Group, Harvard University, Cambridge, Mass., 1966.
- MAYS, L.W.; YEN, B.C. Optimal cost design of branched sewer systems. *Water Resources Research*, v.11, n.1, p.37-47, Feb., 1975.

TCHOBANOGLIOUS, G. *Wastewater Engineering - Collection and Pumping of Wastewater*. McGraw - Hill, New York, N.Y., 1981.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. Escola de Engenharia de São Carlos. Serviço de Biblioteca. (1993). Diretrizes para elaboração de dissertações e teses na EESC-USP. São Carlos. 56p.

WPCF *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers: Manual of Practice* nº 9. 2ª ed., Water Pollution Control Federation, Washington, D.C., 1972.

ANEXO A

Aquisição de Dados e Elaboração das Funções de Custos

A.1 Aquisição de Dados de Custos:

Os dados descritos abaixo foram adquiridos da Companhia de Saneamento do Estado de São Paulo (SABESP), baseados em orçamentos de redes executadas e em boletins de composição de custos, cujos dados foram levantados em agosto de 1989.

Por facilidade didática, os dados foram subdivididos em três itens: custos referentes à coletores (diâmetros inferiores a 450mm), à coletores-tronco / interceptores (diâmetros superiores que 400mm) e à estações elevatórias.

A.1.1 Custos dos Coletores ($D \leq 450\text{mm}$):

a) Canteiro de Obras:

Como custo do canteiro de obras, é considerado uma porcentagem do custo referente à Construção Civil.

b) Serviços Técnicos:

Supõe-se que tal custo seja independente do diâmetro e possa ser composto de maneira a levar em conta os itens da tabela A.01.

TABELA A.01 - Serviços técnicos

Descrição dos Serviços	Custo (US\$ / m)
Locação (1 m/m)	0.19
Cadastro (1 m/m)	0.31
Sondagem à Trado (0,05 m/m)	0.55
Sondagem à Percussão (0,03 m/m)	0.70
Projetos Complementares (0,1 m/m)	0.12
Total	1.87

c) Serviços Preliminares:

c.1) Limpeza de Faixa:

A largura para a limpeza de faixa foi de $(l + 6m)$, expressa em metros. Onde l é a largura da vala a ser escavada em metros. Considerando o comprimento unitário do trecho, tem-se como área da faixa de $(l + 6) \times 1 \text{ m}^2/\text{m}$, com um custo de US\$ 0,45 por m^2 de faixa. A largura da faixa é função do diâmetro, apresenta a tabela A.02.

TABELA A.02 - Limpeza de faixa

D (mm)	l (m)	(l + 6m)	Custo (US\$ / m)
100	0.70	6.70	3.02
150	0.75	6.75	3.04
175	0.78	6.78	3.05
200	0.80	6.80	3.06
250	0.85	6.85	3.08
300	0.90	6.90	3.11
350	0.95	6.95	3.13
375	0.98	6.98	3.14
400	1.00	7.00	3.15
450	1.10	7.10	3.20

c.2) Tapume, Sinalização, Passadiços e Travessias:

A composição dos custos, e o custo final para cada diâmetro, é apresentado na tabela A.03.

(a) Tapume (1m/m): US\$ 1,68

(b) Sinalização (1 m/m): US\$ 0,62

(c) Passadiço de madeira para pedestres: $[(0,025 \times l) + 0,05] \text{m}^2 \times \text{US\$ } 16,24/\text{m}^2$

(d) Passadiço de madeira para veículos: $[(0,1 \times l) + 0,1] \text{m}^2 \times \text{US\$ } 23,71/\text{m}^2$

(e) Passadiço metálico para veículos: $[(0,05 \times l) + 0,05] \text{m}^2 \times \text{US\$ } 42,44/\text{m}^2$

TABELA A.03 - Tapume, sinalização, passadiços e travessias

D (mm)	l (m)	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	Custo (US\$ / m)
100	0.70	1.68	0.62	1.10	4.03	3.61	11.03
150	0.75	1.68	0.62	1.12	4.15	3.71	11.29
175	0.78	1.68	0.62	1.13	4.22	3.78	11.43
200	0.80	1.68	0.62	1.14	4.27	3.82	11.52
250	0.85	1.68	0.62	1.15	4.39	3.93	11.77
300	0.90	1.68	0.62	1.18	4.50	4.03	12.01
350	0.95	1.68	0.62	1.20	4.62	4.14	12.26
375	0.98	1.68	0.62	1.21	4.69	4.20	12.41
400	1.00	1.68	0.62	1.22	4.74	4.24	12.50
450	1.10	1.68	0.62	1.26	4.98	4.46	12.99

d) Movimento de Terra:

O movimento de terra é subdividido em escavação, aterro, transporte do material escavado e jazida.

d.1) Escavação:

d.1.1) Escavação em qualquer terreno, exceto em rocha:

O custo referente à escavação em qualquer terreno, exceto em rocha, depende do diâmetro e da profundidade da vala, o qual é apresentado na tabela A.04.

TABELA A.04 - Escavação em qualquer terreno, exceto em rocha

D (mm)	Custo (US\$ / m)									
	l (m)	h ≤ 2,0m	l (m)	h ≤ 3,0m	l (m)	h ≤ 4,5m	l (m)	h ≤ 6,0m	l (m)	h ≤ 8,0m
100	0.60	6.94	0.70	13.00	0.80	24.55	0.80	42.82	0.90	99.58
150	0.65	7.51	0.75	13.93	0.85	26.09	0.85	45.49	0.95	105.11
175	0.68	7.86	0.78	14.48	0.88	27.01	0.88	47.10	0.98	108.43
200	0.70	8.09	0.80	14.86	0.90	27.62	0.90	48.17	1.00	110.64
250	0.75	8.67	0.85	15.78	0.95	29.16	0.95	50.84	1.05	116.17
300	0.80	9.25	0.90	16.71	1.00	30.69	1.00	53.52	1.10	121.70
350	0.85	9.83	0.95	17.64	1.05	32.22	1.05	56.20	1.15	127.24
375	0.88	10.17	0.98	18.20	1.08	33.15	1.08	57.80	1.18	130.56
400	0.90	10.40	1.00	18.57	1.10	33.76	1.10	58.87	1.20	132.77
450	1.00	11.56	1.10	20.43	1.20	36.83	1.20	64.22	1.30	143.83

d.1.2) Escavação em rocha:

Conforme a tabela A.05, o custo relativo à escavação em rocha, também está em função do diâmetro e da profundidade.

TABELA A.05 - Escavação em rocha

D (mm)	Custo (US\$ / m)									
	l (m) h ≤ 2,0m		l (m) h ≤ 3,0m		l (m) h ≤ 4,5m		l (m) h ≤ 6,0m		l (m) h ≤ 8,0m	
100	0.60	93.06	0.70	163.72	0.80	282.92	0.80	387.31	0.90	616.32
150	0.65	100.82	0.75	175.41	0.85	300.61	0.85	411.52	0.95	650.56
175	0.68	105.47	0.78	182.43	0.88	311.22	0.88	426.04	0.98	671.10
200	0.70	108.57	0.80	187.10	0.90	318.29	0.90	435.73	1.00	684.80
250	0.75	116.33	0.85	198.80	0.95	335.97	0.95	459.93	1.05	719.04
300	0.80	124.08	0.90	210.49	1.00	353.66	1.00	484.14	1.10	753.28
350	0.85	131.84	0.95	222.19	1.05	371.34	1.05	508.35	1.15	787.52
375	0.88	136.49	0.98	229.20	1.08	381.95	1.08	522.87	1.18	808.06
400	0.90	139.59	1.00	233.88	1.10	389.02	1.10	532.55	1.20	821.76
450	1.00	155.10	1.10	257.27	1.20	424.39	1.20	580.97	1.30	890.24

d.2) Aterro:

d.2.1) Aterro sem controle do Grau de Compactação (GC):

A tabela A.06 mostra o custo pertinente ao aterro realizado sem o controle do grau de compactação.

TABELA A.06 - Aterro sem controle do GC

D (mm)	Custo (US\$ / m)									
	l (m) h ≤ 2,0m		l (m) h ≤ 3,0m		l (m) h ≤ 4,5m		l (m) h ≤ 6,0m		l (m) h ≤ 8,0m	
100	0.60	3.09	0.70	5.42	0.80	9.30	0.80	12.41	0.90	18.63
150	0.65	3.32	0.75	5.78	0.85	9.86	0.85	13.16	0.95	19.64
175	0.68	3.46	0.78	5.99	0.88	10.19	0.88	13.61	0.98	20.24
200	0.70	3.54	0.80	6.13	0.90	10.41	0.90	13.90	1.00	20.64
250	0.75	3.76	0.85	6.48	0.95	10.95	0.95	14.64	1.05	21.63
300	0.80	3.96	0.90	6.81	1.00	11.47	1.00	15.36	1.10	22.61
350	0.85	4.15	0.95	7.13	1.05	11.99	1.05	16.07	1.15	23.58
375	0.88	4.26	0.98	7.32	1.08	12.29	1.08	16.49	1.18	24.16
400	0.90	4.34	1.00	7.44	1.10	12.50	1.10	16.77	1.20	24.54
450	1.00	4.77	1.10	8.14	1.20	13.57	1.20	18.24	1.30	26.52

d.2.2) Aterro com controle do Grau de Compactação (GC):

Se o aterro a ser realizado considerar o controle do grau de compactação, os custos pertinentes ao mesmo estão referenciados na tabela A.07.

TABELA A.07 - Aterro com controle do GC

D (mm)	Custo (US\$ / m)									
	h ≤ 2,0m		h ≤ 3,0m		h ≤ 4,5m		h ≤ 6,0m		h ≤ 8,0m	
	l (m)		l (m)		l (m)		l (m)		l (m)	
100	0.60	5.83	0.70	11.82	0.80	22.10	0.80	30.69	0.90	47.42
150	0.65	6.29	0.75	12.64	0.85	23.46	0.85	32.59	0.95	50.03
175	0.68	6.56	0.78	13.12	0.88	24.27	0.88	33.72	0.98	51.59
200	0.70	6.74	0.80	13.45	0.90	24.80	0.90	34.47	1.00	52.63
250	0.75	7.19	0.85	14.25	0.95	26.14	0.95	36.34	1.05	55.22
300	0.80	7.62	0.90	15.04	1.00	27.47	1.00	38.21	1.10	57.80
350	0.85	8.04	0.95	15.82	1.05	28.78	1.05	40.06	1.15	60.37
375	0.88	8.29	0.98	16.28	1.08	29.57	1.08	41.17	1.18	61.90
400	0.90	8.45	1.00	16.58	1.10	30.09	1.10	41.90	1.20	62.93
450	1.00	9.34	1.10	18.19	1.20	32.77	1.20	45.66	1.30	68.11

d.3) Transporte do Material Escavado:

Quando o material escavado for solo é considerado que o transporte ocorrerá para jazida ou para "bota-fora". E a distância média transportada (DMT) adotada é de 1 Km. Sendo solo ou rocha o material escavado da vala, os custos pertinentes à ambos estão apresentados na tabela A.08.

TABELA A.08 - Transporte do material escavado

D (mm)	Custo (US\$ / m)									
	h ≤ 2,0m		h ≤ 3,0m		h ≤ 4,5m		h ≤ 6,0m		h ≤ 8,0m	
	solo	rocha	solo	rocha	solo	rocha	solo	rocha	solo	rocha
100	1.22	1.48	2.14	2.58	3.67	4.43	4.90	5.90	7.34	8.86
150	1.33	1.60	2.30	2.77	3.90	4.70	5.20	6.27	7.75	9.35
175	1.39	1.67	2.39	2.88	4.04	4.87	5.39	6.49	8.00	9.64
200	1.43	1.72	2.45	2.95	4.13	4.98	5.51	6.64	8.16	9.84
250	1.53	1.85	2.60	3.14	4.36	5.26	5.81	7.01	8.57	10.33
300	1.63	1.97	2.75	3.32	4.59	5.54	6.12	7.38	8.98	10.82
350	1.73	2.09	2.91	3.51	4.82	5.81	6.43	7.75	9.38	11.32
375	1.80	2.16	3.00	3.62	4.96	5.98	6.61	7.97	9.63	11.61
400	1.84	2.21	3.06	3.69	5.05	6.09	6.73	8.12	9.79	11.81
450	2.04	2.46	3.37	4.06	5.51	6.64	7.34	8.86	10.61	12.79

d.4) Jazida:

A tabela A.09 traduz os custos referentes à uma jazida.

TABELA A.09 - Jazida

D (mm)	Custo (US\$ / m)									
	l (m)	h ≤ 2,0m	l (m)	h ≤ 3,0m	l (m)	h ≤ 4,5m	l (m)	h ≤ 6,0m	l (m)	h ≤ 8,0m
100	0.60	4.27	0.70	7.48	0.80	12.82	0.80	17.09	0.90	25.63
150	0.65	4.63	0.75	8.01	0.85	13.62	0.85	18.16	0.95	27.06
175	0.68	4.84	0.78	8.33	0.88	14.10	0.88	18.80	0.98	27.91
200	0.70	4.98	0.80	8.54	0.90	14.42	0.90	19.22	1.00	28.48
250	0.75	5.34	0.85	9.08	0.95	15.22	0.95	20.29	1.05	29.90
300	0.80	5.70	0.90	9.61	1.00	16.02	1.00	21.36	1.10	31.33
350	0.85	6.05	0.95	10.15	1.05	16.82	1.05	22.43	1.15	32.75
375	0.88	6.27	0.98	10.47	1.08	17.30	1.08	23.07	1.18	33.61
400	0.90	6.41	1.00	10.68	1.10	17.62	1.10	23.50	1.20	34.18
450	1.00	7.12	1.10	11.75	1.20	19.22	1.20	25.63	1.30	37.02

e) Escoramento:

O custo do escoramento total é calculado como sendo a soma do custo do escoramento propriamente dito com o custo da sobrelargura de escavação mais o custo da sobrelargura de aterro: $C_{Et} = E.C_E + Se.C_{Se} + Sa.C_{Sa}$. Onde $E = (2.H.1,0) m^2$.

e.1) Pontaeteamento:

O escoramento por pontaeteamento geralmente é usado para solos relativamente rijos, em que não haja riscos de desmoronamento da vala, e que possuam valas secas e pouco profundas. Tal escoramento é contabilizado como custos na tabela A.10.

TABELA A.10 - Pontaeteamento

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	1.70	0	5.78	0	4.57	3.40
2.0	4.0	1.70	0	5.78	0	4.57	6.80
3.0	6.0	1.70	0	6.19	0	4.57	10.20

e.2) Descontínuo:

A tabela A.11 apresenta os custos referentes ao escoramento descontínuo.

TABELA A.11 - Descontínuo

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	6.13	0.0	0.00	0.0	0.00	12.26
2.0	4.0	6.13	0.0	0.00	0.0	0.00	24.52
3.0	6.0	6.13	0.1	6.19	0.1	2.59	37.66
4.0	8.0	6.13	0.1	6.82	0.1	2.59	49.98
5.0	10.0	6.13	0.1	8.92	0.1	2.59	62.45
6.0	12.0	6.13	0.1	8.92	0.1	2.59	74.71
7.0	14.0	6.13	0.1	13.83	0.1	2.59	87.46
8.0	16.0	6.13	0.1	13.83	0.1	2.59	99.72

e.3) Contínuo:

O escoramento contínuo é necessário quando há um solo pouco coeso, que impliquem em riscos de desmoronamento da vala. Assim como os outros custos de escoramento, tal escoramento depende fundamentalmente da profundidade da vala, conforme apresenta a tabela A.12.

TABELA A.12 - Contínuo

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	10.80	0.0	0.00	0.0	0.00	21.60
2.0	4.0	10.80	0.0	0.00	0.0	0.00	43.20
3.0	6.0	10.80	0.1	6.19	0.1	2.59	65.68
4.0	8.0	10.80	0.1	6.82	0.1	2.59	87.34
5.0	10.0	10.80	0.1	8.92	0.1	2.59	109.15
6.0	12.0	10.80	0.1	8.92	0.1	2.59	130.75
7.0	14.0	10.80	0.1	13.83	0.1	2.59	152.84
8.0	16.0	10.80	0.1	13.83	0.1	2.59	174.44

e.4) Especial:

Escoramento especial é um tipo de escoramento contínuo com perfis metálicos em I ou H, e, são previamente cravados em pontos pré-determinados. Os custos de tal escoramento é apresentado na tabela A.13.

TABELA A.13 - Especial

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	20.34	0.10	5.78	0.10	2.59	41.52
2.0	4.0	20.34	0.10	5.78	0.10	2.59	82.20
3.0	6.0	20.34	0.40	6.19	0.40	2.59	125.55
4.0	8.0	20.34	0.40	6.82	0.40	2.59	166.48
5.0	10.0	20.34	0.70	8.92	0.70	2.59	211.46
6.0	12.0	20.34	0.70	8.92	0.70	2.59	252.14
7.0	14.0	20.34	0.85	13.83	0.85	2.59	298.72
8.0	16.0	20.34	0.85	13.83	0.85	2.59	339.40

e.5) Metálico Madeira:

O escoramento metálico madeira se dá quando, apenas os perfis (longarinas e estroncas) são metálicas.

e.5.1) 1 Quadro - longarinas e estroncas metálicas I:

A composição dos custos deste escoramento é mostrada na tabela A.14.

TABELA A.14 - 1 Quadro - longarinas e estroncas metálicas I

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	66.09	0.90	5.78	0.90	2.59	139.71
2.0	4.0	66.09	0.90	5.78	0.90	2.59	271.89
3.0	6.0	66.09	0.95	6.19	0.95	2.59	404.88
4.0	8.0	66.09	0.95	6.82	0.95	2.59	537.66
5.0	10.0	66.09	1.00	8.92	1.00	2.59	672.41
6.0	12.0	66.09	1.00	8.92	1.00	2.59	804.59
7.0	14.0	66.09	1.05	13.83	1.05	2.59	942.50
8.0	16.0	66.09	1.05	13.83	1.05	2.59	1074.68

e.5.2) 2 Quadros - longarinas e estroncas metálicas I:

Se o escoramento metálico madeira com perfis em I, tiver apenas 2 quadros, a tabela de custos a ser contemplada é a tabela A.15.

TABELA A.15 - 2 Quadros - longarinas e estroncas metálicas I

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	79.98	0.90	5.78	0.90	2.59	166.89
2.0	4.0	79.98	0.90	5.78	0.90	2.59	326.25
3.0	6.0	79.98	0.95	6.19	0.95	2.59	486.42
4.0	8.0	79.98	0.95	6.82	0.95	2.59	646.38
5.0	10.0	79.98	1.00	8.92	1.00	2.59	808.31
6.0	12.0	79.98	1.00	8.92	1.00	2.59	967.67
7.0	14.0	79.98	1.05	13.83	1.05	2.59	1132.76
8.0	16.0	79.98	1.05	13.83	1.05	2.59	1292.12

e.5.3) 3 Quadros - longarinas e estroncas metálicas I:

A tabela A.16 se refere aos custos do escoramento metálico madeira de 3 quadros com perfis em I.

TABELA A.16 - 3 Quadros - longarinas e estroncas metálicas I

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	93.54	0.90	5.78	0.90	2.59	194.61
2.0	4.0	93.54	0.90	5.78	0.90	2.59	381.69
3.0	6.0	93.54	0.95	6.19	0.95	2.59	569.58
4.0	8.0	93.54	0.95	6.82	0.95	2.59	757.26
5.0	10.0	93.54	1.00	8.92	1.00	2.59	946.91
6.0	12.0	93.54	1.00	8.92	1.00	2.59	1133.99
7.0	14.0	93.54	1.05	13.83	1.05	2.59	1326.80
8.0	16.0	93.54	1.05	13.83	1.05	2.59	1513.88

e.5.4) 1 Quadro - longarinas e estroncas metálicas II:

Ao alterar os perfis de I para II, os custos automaticamente se alteram. A tabela A.17 representam tais custos.

TABELA A.17 - 1 Quadro - longarinas e estroncas metálicas II

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	80.39	0.90	5.78	0.90	2.59	168.31
2.0	4.0	80.39	0.90	5.78	0.90	2.59	329.09
3.0	6.0	80.39	0.95	6.19	0.95	2.59	490.68
4.0	8.0	80.39	0.95	6.82	0.95	2.59	652.06
5.0	10.0	80.39	1.00	8.92	1.00	2.59	815.41
6.0	12.0	80.39	1.00	8.92	1.00	2.59	976.19
7.0	14.0	80.39	1.05	13.83	1.05	2.59	1142.70
8.0	16.0	80.39	1.05	13.83	1.05	2.59	1303.48

e.5.5) 2 Quadros - longarinas e estroncas metálicas II:

Os custos de tal escoramento é apresentado na tabela A.18.

TABELA A.18 - 2 Quadros - longarinas e estroncas metálicas II

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	92.78	0.90	5.78	0.90	2.59	193.09
2.0	4.0	92.78	0.90	5.78	0.90	2.59	378.65
3.0	6.0	92.78	0.95	6.19	0.95	2.59	565.02
4.0	8.0	92.78	0.95	6.82	0.95	2.59	751.18
5.0	10.0	92.78	1.00	8.92	1.00	2.59	939.31
6.0	12.0	92.78	1.00	8.92	1.00	2.59	1124.87
7.0	14.0	92.78	1.05	13.83	1.05	2.59	1316.16
8.0	16.0	92.78	1.05	13.83	1.05	2.59	1501.72

e.5.6) 3 Quadros - longarinas e estroncas metálicas II:

Ao contabilizar os custos deste tipo de escoramento, obtém-se a tabela A.19.

TABELA A.19 - 3 Quadros - longarinas e estroncas metálicas II

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	108.07	0.90	5.78	0.90	2.59	223.67
2.0	4.0	108.07	0.90	5.78	0.90	2.59	439.81
3.0	6.0	108.07	0.95	6.19	0.95	2.59	656.76
4.0	8.0	108.07	0.95	6.82	0.95	2.59	873.50
5.0	10.0	108.07	1.00	8.92	1.00	2.59	1092.21
6.0	12.0	108.07	1.00	8.92	1.00	2.59	1308.35
7.0	14.0	108.07	1.05	13.83	1.05	2.59	1530.22
8.0	16.0	108.07	1.05	13.83	1.05	2.59	1746.36

e.5.7) 1 Quadro - estroncas madeira sem longarinas:

Neste escoramento é considerado apenas estroncas de madeira, sem a presença de longarinas. Ao computar os seus custos, obtém-se a tabela A.20.

TABELA A.20 - 1 Quadro - estroncas madeira sem longarinas

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	46.35	0.90	5.78	0.90	2.59	100.23
2.0	4.0	46.35	0.90	5.78	0.90	2.59	192.93
3.0	6.0	46.35	0.95	6.19	0.95	2.59	286.44
4.0	8.0	46.35	0.95	6.82	0.95	2.59	379.74
5.0	10.0	46.35	1.00	8.92	1.00	2.59	475.01
6.0	12.0	46.35	1.00	8.92	1.00	2.59	567.71
7.0	14.0	46.35	1.05	13.83	1.05	2.59	666.14
8.0	16.0	46.35	1.05	13.83	1.05	2.59	758.84

e.5.8) 2 Quadros - estroncas madeira sem longarinas:

A tabela A.21 se refere aos custos do escoramento de estroncas de madeira, sem a presença de longarinas, e que possuam 2 quadros.

TABELA A.21 - 2 Quadros - estroncas madeira sem longarinas

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	50.20	0.90	5.78	0.90	2.59	107.93
2.0	4.0	50.20	0.90	5.78	0.90	2.59	208.33
3.0	6.0	50.20	0.95	6.19	0.95	2.59	309.54
4.0	8.0	50.20	0.95	6.82	0.95	2.59	410.54
5.0	10.0	50.20	1.00	8.92	1.00	2.59	513.51
6.0	12.0	50.20	1.00	8.92	1.00	2.59	613.91
7.0	14.0	50.20	1.05	13.83	1.05	2.59	720.04
8.0	16.0	50.20	1.05	13.83	1.05	2.59	820.44

e.5.9) 3 Quadros - estroncas madeira sem longarinas:

A composição dos custos deste escoramento é mostrada na tabela A.22.

TABELA A.22 - 3 Quadros - estroncas madeira sem longarinas

H (m)	E (m ²)	C _E (US\$/m ³)	Se (m)	C _{Se} (US\$/m ²)	Sa (m)	C _{Sa} (US\$/m ²)	C _{Et} (US\$/m)
1.0	2.0	68.01	0.90	5.78	0.90	2.59	143.55
2.0	4.0	68.01	0.90	5.78	0.90	2.59	279.57
3.0	6.0	68.01	0.95	6.19	0.95	2.59	416.40
4.0	8.0	68.01	0.95	6.82	0.95	2.59	553.02
5.0	10.0	68.01	1.00	8.92	1.00	2.59	691.61
6.0	12.0	68.01	1.00	8.92	1.00	2.59	827.63
7.0	14.0	68.01	1.05	13.83	1.05	2.59	969.38
8.0	16.0	68.01	1.05	13.83	1.05	2.59	1105.40

f) Esgotamento:

Usa-se o esgotamento por bombas quando pretende fazer apenas o esgotamento da vala. Para o rebaixamento do lençol freático, é necessária a utilização de ponteiras.

f.1) Esgotamento com bombas:

Adota-se como valor médio $1,5h_p x h$ por metro linear de rede, independente do diâmetro da tubulação:

$$1,5h_p x h \times \text{US\$ } 0,61 = \text{US\$ } 0,92 / \text{m.}$$

f.2) Rebaixamento do lençol freático:

A composição dos custos referentes à mobilização, instalação de ponteiras, operação e manutenção é apresentada na tabela A.23.

Adota-se para o rebaixamento do lençol freático:

- uma mobilização a cada 60m rebaixado.
- uma ponteira de $h = 6,0\text{m}$ a cada $1,5\text{m}$.
- produção de 30m de rede por dia, para o cálculo da operação e manutenção.

f.2.1) Mobilização:

- DMT até 50 Km: US\$ 8,00 / metro rebaixado.
- 50 Km < DMT ≤ 100 Km: US\$ 9,00 / metro rebaixado.
- 100 Km < DMT ≤ 150 Km: US\$ 10,00 / metro rebaixado.
- 150 Km < DMT ≤ 200 Km: US\$ 11,00 / metro rebaixado.

f.2.2) Instalação de ponteiras:

- sem pré-furo: US\$ 13,00 / metro rebaixado.
- com pré-furo: US\$ 22,00 / metro rebaixado.

f.2.3) Operação e manutenção: US\$ 3,00 / metro rebaixado

TABELA A.23 - Rebaixamento do lençol freático

Distância Média de Transporte	Custo (US\$ / metro rebaixado)					
	1 linha rebaixamento		2 linhas rebaixamento		4 linhas rebaixamento	
	s/ pré-furo	c/ pré-furo	s/ pré-furo	c/ pré-furo	s/ pré-furo	c/ pré-furo
até 50 Km	24	33	37	55	63	99
até 100 Km	25	34	38	56	64	100
até 150 Km	26	35	39	57	65	101
até 200 Km	27	36	40	58	66	102

g) Fundações e Estruturas:

A tabela A.24 apresenta os custos referentes à fundação com lastro de brita, e à fundação executada com lastro, laje e berço.

(a) Lastro de brita:

- lastro para assentamento: 1 m/m
- sobrecavação: $[(D + 0,30) \times 0,15] \text{ m}^3/\text{m}$

(b) Lastro, laje e berço:

- lastro, laje e berço para assentamento: 1 m/m
- sobrecavação: $\{(D + 0,30) + (D + 0,10)\} \times 0,15 \text{ m}^3/\text{m}$

TABELA A.24 - Fundações e estruturas

D (mm)	Custo (US\$ / m)									
	h ≤ 2,0m		h ≤ 3,0m		h ≤ 4,5m		h ≤ 6,0m		h ≤ 8,0m	
	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)
100	2.54	24.54	2.56	24.58	2.58	24.61	2.73	24.82	3.02	25.26
150	2.83	24.89	2.86	24.93	2.88	24.96	3.04	25.22	3.37	25.73
175	3.00	27.70	3.03	27.75	3.05	27.78	3.23	28.05	3.58	28.61
200	3.16	28.98	3.19	29.03	3.22	29.07	3.40	29.36	3.77	29.95
250	3.47	32.67	3.50	32.73	3.53	32.77	3.73	33.09	4.13	33.76
300	3.80	38.59	3.84	38.65	3.87	38.70	4.08	39.06	4.52	39.79
350	4.09	41.65	4.13	41.72	4.16	41.77	4.40	42.17	4.88	42.98
375	4.31	43.08	4.35	43.15	4.38	43.20	4.62	43.62	5.12	44.47
400	4.40	44.86	4.44	44.93	4.47	44.99	4.73	45.43	5.24	46.31
450	4.74	48.46	4.79	48.54	4.82	48.60	5.09	49.07	5.65	50.03

h) Poços de Visita (PV) e Inspeção (PI):

A utilização para o PV e PI de acordo com a tabela A.25, é adotada:

TABELA A.25 - Utilização de PI / PV

D tubo	h assent.	D balão (m)	PI	PV
D < 200mm	≤ 3.0 m	0.60	100%	---
	> 3.0 m	1.00	---	100%
D ≥ 200mm e D ≤ 300mm	≤ 3.0 m	0.60 / 1.00	50%	50%
	> 3.0 m	1.00	---	100%
D > 350mm	qualquer	1.20	---	100%

Os custos da tabela A.26, são compostos fazendo uso da tabela A.25, onde mostra a faixa de utilização provável entre o PV e o PI.

TABELA A.26 - Poço de visita e inspeção

D (mm)	Custo (US\$ / unidade de PV ou PI)				
	h ≤ 2,0m	h ≤ 3,0m	h ≤ 4,5m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
100	556	556	1461	1636	2054
150	556	556	1461	1636	2054
175	556	556	1461	1636	2054
200	769	844	1461	1636	2054
250	769	844	1461	1636	2054
300	769	844	1461	1636	2054
350	1131	1288	1633	1822	2282
375	1131	1288	1633	1822	2282
400	1131	1288	1633	1822	2282
450	1131	1288	1633	1822	2282

i) Assentamento:

i.1) Assentamento de tubos e peças:

São considerados três materiais diferentes para as tubulações e peças. E, os seus respectivos custos com relação ao assentamento, constam na tabela A.27.

TABELA A.27 - Assentamento de tubos e peças

D (mm)	Custo (US\$ / m)		
	Tubo Cerâmico	Cimento Amianto	PVC
100	3.10	1.94	0.80
150	3.35	2.38	1.31
175	---	2.65	---
200	3.74	2.82	1.63
250	4.69	3.54	2.13
300	5.82	4.43	2.62
350	6.98	5.31	2.94
375	7.56	---	---
400	8.51	6.20	3.26
450	10.41	8.41	---

i.2) Carga, transporte e descarga de tubos e peças:

O custo para carga, transporte e descarga de tubos e peças (tabela A.28) é assumido independente da DMT.

TABELA A.28 - Carga, transporte e descarga de tubos e peças

D (mm)	Custo (US\$ / m)		
	Tubo Cerâmico	Cimento Amianto	PVC
100	0.31	0.28	0.14
150	0.45	0.41	0.21
175	---	0.49	---
200	0.65	0.58	0.28
250	1.15	1.03	0.36
300	1.41	1.26	0.44
350	2.02	1.87	0.51
375	2.32	---	---
400	2.67	2.48	0.58
450	3.38	3.04	---

j) Pavimentação:

A tabela A.29 apresenta os custos de pavimentação em três locais diferentes: passeio, asfalto e paralelo.

Na pavimentação é considerado os seguintes serviços:

- levantamento e reposição
- largura de levantamento:
 - passeio: $(l + 0,20)$ m
 - via: $(l + 0,30)$ m
- guias: $[(l + 0,30) / 100]$ m
- sarjetas: $\{[(l + 0,30) / 100] \times 0,1\} \text{ m}^3$

TABELA A.29 - Pavimentação

D (mm)	tipo	Custo (US\$ / m)									
		l (m)	h≤2,0m	l (m)	h≤3,0m	l (m)	h≤4,5m	l (m)	h≤6,0m	l (m)	h≤8,0m
100	passeio	0.60	17.49	0.70	19.67	0.80	21.85	0.80	21.85	0.90	24.03
	asfalto		37.90		42.11		46.32		46.32		50.53
	paralelo		13.17		14.64		16.10		16.10		17.56
150	passeio	0.65	18.58	0.75	20.76	0.85	22.94	0.85	22.94	0.95	25.13
	asfalto		40.00		44.21		48.42		48.42		52.63
	paralelo		13.90		15.37		16.83		16.83		18.30
175	passeio	0.68	19.24	0.78	21.42	0.88	23.60	0.88	23.60	0.98	25.78
	asfalto		41.26		45.47		49.69		49.69		53.90
	paralelo		14.34		15.81		17.27		17.27		18.73
200	passeio	0.70	19.67	0.80	21.85	0.90	24.03	0.90	24.03	1.00	26.22
	asfalto		42.11		46.32		50.53		50.53		54.74
	paralelo		14.64		16.10		17.56		17.56		19.03
250	passeio	0.75	20.76	0.85	22.94	0.95	25.13	0.95	25.13	1.05	27.31
	asfalto		44.21		48.42		52.63		52.63		56.84
	paralelo		15.37		16.83		18.30		18.30		19.76
300	passeio	0.80	21.85	0.90	24.03	1.00	26.22	1.00	26.22	1.10	28.40
	asfalto		46.32		50.53		54.74		54.74		58.95
	paralelo		16.10		17.56		19.03		19.03		20.49
350	passeio	0.85	22.94	0.95	25.13	1.05	27.31	1.05	27.31	1.15	29.49
	asfalto		48.42		52.63		56.84		56.84		61.05
	paralelo		16.83		18.30		19.76		19.76		21.22
375	passeio	0.88	23.60	0.98	25.78	1.08	27.96	1.08	27.96	1.18	30.14
	asfalto		49.69		53.90		58.11		58.11		62.32
	paralelo		17.27		18.73		20.20		20.20		21.66
400	passeio	0.90	24.03	1.00	26.22	1.10	28.40	1.10	28.40	1.20	30.58
	asfalto		50.53		54.74		58.95		58.95		63.16
	paralelo		17.56		19.03		20.49		20.49		21.95
450	passeio	1.00	26.22	1.10	28.40	1.20	30.58	1.20	30.58	1.30	32.76
	asfalto		54.74		58.95		63.16		63.16		67.37
	paralelo		19.03		20.49		21.95		21.95		23.42

Para ruas não pavimentadas será feita a regularização mecanizada de superfícies:

$$(l_{rm} \times 1,00) \times 0,23 \text{ US\$/m}^2, \text{ onde:}$$

l_{rm} = largura da regularização mecanizada (tabela A.30)

TABELA A.30 - Largura da regularização mecanizada

l _{rm} (m)	Custo (US\$ / m)
3.00	0.69
6.00	1.38
9.00	2.07

k) Ligações Prediais:

As ligações prediais podem ocorrer nos seguintes casos:

- ligações no passeio: 1,50m de tubo
- ligações no terço: 4,50m de tubo
- ligações no eixo: 6,00m de tubo
- ligações no terço oposto: 7,5m de tubo
- ligações no passeio oposto: 10,5m de tubo
- ligações completas: 2 peças
- ligação sem conexão: 1 peça
- conexão posterior: 1 peça

Tais casos com os seus respectivos custos, estão considerados na tabela A.31.

TABELA A.31 - Ligações prediais

Localização	tipo	Custo (US\$ / unidade de ligação)			
		D = 100 mm		D = 150 mm	
		s/ pavimento	c/ pavimento	s/ pavimento	c/ pavimento
passeio	completa	52.63	75.15	62.81	85.33
	s/ conexão	36.64	59.16	43.86	66.38
terço	completa	108.13	212.45	127.27	231.59
	s/ conexão	92.14	196.46	108.32	212.64
eixo	completa	136.32	290.73	159.94	314.35
	s/ conexão	120.34	274.75	141.00	295.41
terço oposto	completa	164.51	369.01	192.61	397.11
	s/ conexão	148.53	353.03	173.67	378.17
passeio oposto	completa	239.25	525.55	---	---
	s/ conexão	223.27	509.57	---	---
todas	conexão posterior	37.70	37.70	40.30	40.30

I) Fornecimento de Material:

No fornecimento de material é assumido um adicional de 5% sobre o preço do tubo para peças especiais. A tabela A.32 apresenta o custo total referente ao fornecimento de material.

TABELA A.32 - Fornecimento de material

D (mm)	Custo (US\$ / m)		
	Tubo Cerâmico	Cimento Amianto	PVC
100	5.97	4.90	5.07
150	8.57	7.88	10.45
175	---	9.55	---
200	13.79	11.22	16.23
250	24.06	16.20	27.35
300	36.91	22.14	43.13
350	59.75	28.88	52.78
375	66.25	---	---
400	73.24	36.90	67.26
450	126.45	---	---

A.1.2 Custos dos Coletores-Tronco / Interceptores (D ≥ 400mm):

a) Canteiro de Obras:

Como custo do canteiro de obras, é considerado uma porcentagem do custo referente à Construção Civil.

b) Serviços Técnicos:

Supõe-se que tal custo seja independente do diâmetro e possa ser composto de maneira a contemplar os itens da tabela A.33.

TABELA A.33 - Serviços técnicos

Descrição dos Serviços	Custo (US\$ / m)
Locação (1 m/m)	1.55
Cadastro (1 m/m)	2.18
Sondagem à Trado (0,05 m/m)	0.55
Sondagem à Percussão (0,03 m/m)	0.70
Projetos Complementares (0,1 m/m)	0.12
Total	5.10

c) Serviços Preliminares:

c.1) Limpeza de Faixa:

A largura para a limpeza de faixa foi de $(l + 6m)$, expressa em metros. Onde l é a largura da vala a ser escavada em metros. Considerando o comprimento unitário do trecho, tem-se como área da faixa de $(l + 6) \times 1 \text{ m}^2/\text{m}$, com um custo de US\$ 0,45 por m^2 de faixa. A largura de faixa é função do diâmetro, conforme apresenta a tabela A.34.

TABELA A.34 - Limpeza de faixa

D (mm)	l (m)	(l + 6m)	Custo (US\$ / m)
400	1.00	7.00	3.15
500	1.20	7.20	3.24
600	1.30	7.30	3.29
700	1.40	7.40	3.33
800	1.50	7.50	3.38
900	1.60	7.60	3.42
1000	1.70	7.70	3.47
1100	2.00	8.00	3.60
1200	2.10	8.10	3.65
1500	2.50	8.50	3.83
2000	3.00	9.00	4.05

c.2) Tapume, Sinalização, Passadiços e Travessias:

A composição dos custos, e o custo final para cada diâmetro, é apresentado na tabela A.35.

(a) Tapume (1m/m): US\$ 1,68

(b) Sinalização (1 m/m): US\$ 0,62

(c) Passadiço de madeira para pedestres: $[(0,025 \times l) + 0,05] \text{m}^2 \times \text{US\$ } 16,24/\text{m}^2$

(d) Passadiço de madeira para veículos: $[(0,1 \times l) + 0,1] \text{m}^2 \times \text{US\$ } 23,71/\text{m}^2$

(e) Passadiço metálico para veículos: $[(0,05 \times l) + 0,05] \text{m}^2 \times \text{US\$ } 42,44/\text{m}^2$

TABELA A.35 - Tapume, sinalização, passadiços e travessias

D (mm)	l (m)	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	Custo (US\$ / m)
400	1.00	1.68	0.62	1.22	4.74	4.24	12.50
500	1.20	1.68	0.62	1.30	5.22	4.67	13.48
600	1.30	1.68	0.62	1.34	5.45	4.88	13.97
700	1.40	1.68	0.62	1.38	5.69	5.09	14.46
800	1.50	1.68	0.62	1.42	5.93	5.31	14.95
900	1.60	1.68	0.62	1.46	6.16	5.52	15.44
1000	1.70	1.68	0.62	1.50	6.40	5.73	15.93
1100	2.00	1.68	0.62	1.62	7.11	6.37	17.40
1200	2.10	1.68	0.62	1.65	7.35	6.58	17.89
1500	2.50	1.68	0.62	1.83	8.30	7.43	19.85
2000	3.00	1.68	0.62	2.03	9.48	8.49	22.30

d) Movimento de Terra:

O movimento de terra é subdividido em escavação, aterro, transporte do material escavado e jazida.

d.1) Escavação:

d.1.1) Escavação em qualquer terreno, exceto em rocha:

O custo referente à escavação em qualquer terreno, exceto em rocha, depende do diâmetro e da profundidade da vala, o qual é apresentado na tabela A.36.

TABELA A.36 - Escavação em qualquer terreno, exceto em rocha

D (mm)	Custo (US\$ / m)					
	l (m)	h ≤ 4m	l (m)	h ≤ 6m	l (m)	h ≤ 8m
400	1.00	32.32	1.10	61.80	1.20	106.63
500	1.20	38.78	1.30	73.03	1.40	124.40
600	1.30	42.02	1.40	78.65	1.50	133.29
700	1.40	45.25	1.50	84.27	1.60	142.18
800	1.50	48.48	1.60	89.89	1.70	151.06
900	1.60	51.71	1.70	95.51	1.80	159.95
1000	1.70	54.94	1.80	101.12	1.90	168.83
1100	2.00	64.64	2.10	117.98	2.20	195.49
1200	2.10	67.87	2.20	123.60	2.30	204.38
1500	2.50	80.80	2.60	146.07	2.70	239.92
2000	3.00	96.96	3.10	174.16	3.20	293.24

d.1.2) Escavação em rocha:

Conforme a tabela A.37, o custo relativo à escavação em rocha, também está em função do diâmetro e da profundidade.

TABELA A.37 - Escavação em rocha

D (mm)	Custo (US\$ / m)					
	l (m)	h ≤ 4m	l (m)	h ≤ 6m	l (m)	h ≤ 8m
400	1.00	319.40	1.10	535.48	1.20	795.62
500	1.20	383.28	1.30	632.84	1.40	928.23
600	1.30	415.22	1.40	681.52	1.50	994.53
700	1.40	447.16	1.50	730.20	1.60	1060.83
800	1.50	479.10	1.60	778.88	1.70	1127.13
900	1.60	511.04	1.70	827.56	1.80	1193.44
1000	1.70	542.98	1.80	876.24	1.90	1259.74
1100	2.00	638.80	2.10	1022.28	2.20	1458.64
1200	2.10	670.74	2.20	1070.96	2.30	1524.95
1500	2.50	798.50	2.60	1265.68	2.70	1790.15
2000	3.00	958.20	3.10	1509.08	3.20	2121.66

d.2) Aterro:

d.2.1) Aterro sem controle do Grau de Compactação (GC):

A tabela A.38 mostra o custo pertinente ao aterro realizado sem o controle do grau de compactação.

TABELA A.38 - Aterro sem controle do GC

D (mm)	Custo (US\$ / m)					
	l (m)	h ≤ 4m	l (m)	h ≤ 6m	l (m)	h ≤ 8m
400	1.00	10.03	1.10	16.77	1.20	24.54
500	1.20	11.92	1.30	19.69	1.40	28.50
600	1.30	12.74	1.40	21.02	1.50	30.35
700	1.40	13.51	1.50	22.31	1.60	32.16
800	1.50	14.24	1.60	23.56	1.70	33.92
900	1.60	14.93	1.70	24.77	1.80	35.65
1000	1.70	15.58	1.80	25.94	1.90	37.33
1100	2.00	18.26	2.10	30.17	2.20	43.12
1200	2.10	18.83	2.20	31.25	2.30	44.73
1500	2.50	21.32	2.60	35.83	2.70	51.37
2000	3.00	22.94	3.10	40.04	3.20	58.17

d.2.2) Aterro com controle do Grau de Compactação (GC):

Se o aterro a ser realizado levar em conta o grau de compactação, os custos pertinentes ao mesmo estão referenciados na tabela A.39.

TABELA A.39 - Aterro com controle do GC

D (mm)	Custo (US\$ / m)					
	h ≤ 4m		h ≤ 6m		h ≤ 8m	
	l (m)	h ≤ 4m	l (m)	h ≤ 6m	l (m)	h ≤ 8m
400	1.00	23.74	1.10	41.90	1.20	62.93
500	1.20	28.38	1.30	49.40	1.40	73.29
600	1.30	30.56	1.40	53.01	1.50	78.33
700	1.40	32.70	1.50	56.59	1.60	83.34
800	1.50	34.80	1.60	60.12	1.70	88.31
900	1.60	36.13	1.70	62.84	1.80	92.41
1000	1.70	37.33	1.80	65.42	1.90	96.38
1100	2.00	42.94	2.10	75.28	2.20	110.48
1200	2.10	43.78	2.20	77.51	2.30	114.10
1500	2.50	47.60	2.60	86.92	2.70	129.10
2000	3.00	47.62	3.10	93.87	3.20	142.99

d.3) Transporte do Material Escavado:

Quando o material escavado for solo é considerado que o transporte ocorrerá para jazida ou para "bota-fora". E a distância média transportada (DMT) adotada é de 1 Km. Sendo solo ou rocha o material escavado da vala, os custos pertinentes à ambos estão apresentados na tabela A.40.

TABELA A.40 - Transporte do material escavado

D (mm)	Custo (US\$ / m)								
	h ≤ 4,0m			h ≤ 6,0m			h ≤ 8,0m		
	l (m)	solo	rocha	l (m)	solo	rocha	l (m)	solo	rocha
400	1.00	4.08	4.92	1.10	6.73	8.12	1.20	9.79	11.81
500	1.20	4.90	5.90	1.30	7.96	9.59	1.40	11.42	13.78
600	1.30	5.30	6.40	1.40	8.57	10.33	1.50	12.24	14.76
700	1.40	5.71	6.89	1.50	9.18	11.07	1.60	13.06	15.74
800	1.50	6.12	7.38	1.60	9.79	11.81	1.70	13.87	16.73
900	1.60	6.53	7.87	1.70	10.40	12.55	1.80	14.69	17.71
1000	1.70	6.94	8.36	1.80	11.02	13.28	1.90	15.50	18.70
1100	2.00	8.16	9.84	2.10	12.85	15.50	2.20	17.95	21.65
1200	2.10	8.57	10.33	2.20	13.46	16.24	2.30	18.77	22.63
1500	2.50	10.20	12.30	2.60	15.91	19.19	2.70	22.03	26.57
2000	3.00	12.24	14.76	3.10	18.97	22.88	3.20	26.11	31.49

d.4) Jazida:

A tabela A.41 traduz os custos referentes à uma jazida.

TABELA A.41 - Jazida

D (mm)	Custo (US\$ / m)					
	l (m)	h ≤ 4m	l (m)	h ≤ 6m	l (m)	h ≤ 8m
400	1.00	14.24	1.10	23.50	1.20	34.18
500	1.20	17.09	1.30	27.77	1.40	39.87
600	1.30	18.51	1.40	29.90	1.50	42.72
700	1.40	19.94	1.50	32.04	1.60	45.57
800	1.50	21.36	1.60	34.18	1.70	48.42
900	1.60	22.78	1.70	36.31	1.80	51.26
1000	1.70	24.71	1.80	38.45	1.90	54.11
1100	2.00	28.48	2.10	44.86	2.20	62.66
1200	2.10	29.90	2.20	46.99	2.30	65.50
1500	2.50	35.60	2.60	55.44	2.70	76.90
2000	3.00	42.72	3.10	66.22	3.20	91.14

e) Escoramento:

Os dados de custos de escoramento para os coletores-tronco / interceptores são os mesmos para a rede coletora de esgotos. Portanto, basta consultar na seção **A.1.1** o item **e**, as tabelas pertinentes.

f) Esgotamento:

Os dados de custos de esgotamento para os coletores-tronco / interceptores são os mesmos para a rede coletora de esgotos. Portanto, basta consultar na seção **A.1.1** o item **f**, as tabelas pertinentes.

g) Fundações e Estruturas:

g.1) Lastro de brita:

Quando uma fundação for lastro de brita, a tabela A.42 pode ser consultada para extrair o seu respectivo custo.

- lastro: $[(D + 0,30) \times 0,15] \times \text{US\$ } 36,49 / \text{m}^3$

- sobrecavação: $[(D + 0,30) \times 0,15]$

TABELA A.42 - Lastro de brita

D (mm)	Custo (US\$ / m)		
	h ≤ 4,0m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
400	4.68	5.08	5.55
500	5.35	5.81	6.34
600	6.02	6.54	7.13
700	6.69	7.26	7.92
800	7.35	7.99	8.72
900	8.02	8.72	9.51
1000	8.69	9.44	10.30
1100	9.36	10.17	11.03
1200	10.03	10.89	11.89
1500	12.03	13.07	14.26
2000	15.39	16.70	18.23

g.2) Lastro, laje e berço:

Quando uma fundação for lastro, laje e berço, a tabela A.43 pode ser consultada para extrair o seu respectivo custo.

- lastro: $[(D + 0,30) \times 0,15] \times \text{US\$ } 36,49 / \text{m}^3$
- laje:
 - concreto: $[(D + 0,10) \times 0,15] \times \text{US\$ } 219,84 / \text{m}^3$
 - forma: $(2 \times 0,15) \times \text{US\$ } 12,98 / \text{m}^2$
 - armação: $[(D + 0,10) \times 0,15 \times 40 \text{ Kg/m}^3] \times \text{US\$ } 1,91 / \text{Kg}$
- berço:
 - concreto magro: $[(D + 0,10) \times e] \times \text{US\$ } 184,77 / \text{m}^3$
 - forma: $(2 \times e) \times \text{US\$ } 12,98 / \text{m}^2$
- sobrecavação: $[(D + 0,30) + (D + 0,10)] \times 0,15$

TABELA A.43 - Lastro, laje e berço

D (mm)	e (m)	Custo (US\$ / m)		
		h ≤ 4,0m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
400	0.15	45.84	46.53	47.33
500	0.15	53.84	54.65	55.58
600	0.15	61.85	62.77	63.83
700	0.15	69.86	70.89	72.08
800	0.20	86.37	87.52	88.85
900	0.20	95.30	96.57	98.02
1000	0.25	114.58	115.97	117.56
1100	0.25	124.44	125.94	127.66
1200	0.30	146.49	148.11	149.96
1500	0.35	193.80	195.76	198.01
2000	0.50	311.09	313.63	316.54

g.3) Lastro, laje e berço com estacas:

Quando uma fundação for lastro, laje e berço com estacas, a tabela A.44 pode ser consultada para extrair o seu respectivo custo.

- lastro:
 - de brita: $[(D + 0,50) \times 0,10] \times \text{US\$ } 36,49 / \text{m}^3$
 - de concreto: $[(D + 0,50) \times 0,10] \times \text{US\$ } 184,77 / \text{m}^3$
- laje:
 - concreto: $[(D + 0,30) \times 0,20] \times \text{US\$ } 219,84 / \text{m}^3$
 - forma: $(2 \times 0,20) \times \text{US\$ } 12,98 / \text{m}^2$
 - armação: $[(D + 0,30) \times 0,20 \times 80 \text{ Kg/m}^3] \times \text{US\$ } 1,91 / \text{Kg}$
- berço:
 - concreto magro: $[(D + 0,30) \times e] \times \text{US\$ } 184,77 / \text{m}^3$
 - forma: $(2 \times e) \times \text{US\$ } 12,98 / \text{m}^2$
- estacas de madeira com diâmetro de 20 cm
 - para $h \leq 4,0\text{m}$: $(2 \times \text{US\$ } 10,60 / \text{m})$
 - para $4,0 < h \leq 6,0\text{m}$: $(2,5 \times \text{US\$ } 10,60 / \text{m})$
 - para $6,0 < h \leq 8,0\text{m}$: $(3,5 \times \text{US\$ } 10,60 / \text{m})$
- sobrecavação: $[(D + 0,50) \times 2 \times 0,10 + (D + 0,30) \times 0,20]$

TABELA A.44 - Lastro, laje e berço com estacas

D (mm)	e (m)	Custo (US\$ / m)		
		$h \leq 4,0\text{m}$	$h \leq 6,0\text{m}$	$h \leq 8,0\text{m}$
400	0.15	124.36	130.89	142.90
500	0.15	137.12	143.80	155.99
600	0.15	149.88	156.72	169.08
700	0.15	162.64	169.63	182.17
800	0.20	186.86	194.00	206.72
900	0.20	200.54	207.84	220.74
1000	0.25	227.53	234.99	248.06
1100	0.25	242.14	249.75	263.00
1200	0.30	271.90	279.67	293.09
1500	0.35	336.43	344.65	358.60
2000	0.50	486.34	495.34	510.17

h) Poços de Visita:

O tipo de PV por diâmetro da tubulação, é adotado de acordo com a tabela A.45.:

TABELA A.45 - Tipo de PV

D tubulação (mm)	tipo de PV
400mm	convencional com balão de 1,20m
500mm e 600mm	convencional com balão de 1,30m
de 700mm a 1000mm	misto em alvenaria de concreto
de 1100mm a 2000mm	concreto moldado no local

Os custos da tabela A.46, são compostos fazendo uso da tabela A.45, que mostra o tipo de PV a ser usado, dependendo do diâmetro da tubulação.

TABELA A.46 - Poço de visita

D (mm)	Custo (US\$ / unidade de PV)		
	h ≤ 4,0m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
400	1462	1636	2054
500	1477	1826	2224
600	1477	1826	2224
700	4019	4620	5324
800	4338	4960	5692
900	4675	5320	6080
1000	5032	5699	6488
1100	10103	13770	17574
1200	10630	14435	18384
1500	12320	16541	20932
2000	15546	20478	25623

i) Assentamento:

i.1) Assentamento de tubos e peças:

Considera-se que o material seja concreto armado para tubulações e peças. E, os seus respectivos custos para o assentamento constam na tabela A.47.

TABELA A.47 - Assentamento de tubos e peças

D (mm)	Custo (US\$ / m)
400	6.25
500	6.79
600	8.55
700	9.92
800	12.35
900	14.18
1000	17.12
1100	22.56
1200	31.05
1500	49.53
2000	89.29

i.2) Carga, transporte e descarga de tubos e peças:

O custo para carga, transporte e descarga de tubos e peças (tabela A.48) é assumido que a DMT seja de 1 Km, entretanto, o mesmo, depende do peso da tubulação.

TABELA A.48 - Carga, transporte e descarga de tubos e peças

D (mm)	peso do tubo (t / m)	Custo (US\$ / m)		
		carga e descarga	transporte	Total
400	0.211	3.45	0.19	3.64
500	0.243	3.98	0.22	4.19
600	0.339	5.55	0.30	5.85
700	0.491	8.03	0.44	8.47
800	0.647	10.58	0.58	11.16
900	0.792	12.96	0.70	13.66
1000	0.973	15.92	0.87	16.78
1100	1.153	18.86	1.03	19.89
1200	1.429	23.38	1.27	24.65
1500	1.909	31.23	1.70	32.93
2000	3.575	58.49	3.18	61.67

j) Pavimentação:

A tabela A.49 apresenta os custos de pavimentação em três locais diferentes: passeio, asfalto e paralelo.

Na pavimentação é considerado os seguintes serviços:

- levantamento e reposição
- largura de levantamento:

- passeio: $(l + 0,20)$ m
- via: $(l + 0,30)$ m
- guias: $[(l + 0,30) / 100]$ m
- sarjetas: $\{[(l + 0,30) / 100] \times 0,1\} \text{ m}^3$

TABELA A.49 - Pavimentação

D (mm)	tipo	Custo (US\$ / m)					
		l (m)	h ≤ 4,0m	l (m)	h ≤ 6,0m	l (m)	h ≤ 8,0m
400	passeio	1.00	26.22	1.10	28.40	1.20	30.58
	asfalto		54.74		58.95		63.16
	paralelo		19.03		20.49		21.95
500	passeio	1.20	30.58	1.30	32.76	1.40	34.94
	asfalto		63.16		67.37		71.58
	paralelo		21.95		23.42		24.88
600	passeio	1.30	32.76	1.40	34.94	1.50	37.12
	asfalto		67.37		71.58		75.79
	paralelo		23.42		24.88		26.35
700	passeio	1.40	34.94	1.50	37.12	1.60	39.31
	asfalto		71.58		75.79		80.00
	paralelo		24.88		26.35		27.81
800	passeio	1.50	37.12	1.60	39.31	1.70	41.49
	asfalto		75.79		80.00		84.21
	paralelo		26.35		27.81		29.27
900	passeio	1.60	39.31	1.70	41.49	1.80	43.67
	asfalto		80.00		84.21		88.42
	paralelo		27.81		29.27		30.74
1000	passeio	1.70	41.49	1.80	43.67	1.90	45.85
	asfalto		84.21		88.42		92.63
	paralelo		29.27		30.74		32.20
1100	passeio	2.00	48.03	2.10	50.21	2.20	52.40
	asfalto		96.84		101.06		105.27
	paralelo		33.66		35.13		36.59
1200	passeio	2.10	50.21	2.20	52.40	2.30	54.58
	asfalto		101.06		105.27		109.48
	paralelo		35.13		36.59		38.05
1500	passeio	2.50	58.94	2.60	61.12	2.70	63.30
	asfalto		117.90		122.11		126.32
	paralelo		40.98		42.45		43.91
2000	passeio	3.00	69.85	3.10	72.03	3.20	74.21
	asfalto		138.95		143.16		147.37
	paralelo		48.30		49.76		51.23

Para ruas não pavimentadas será feita a regularização mecanizada de superfícies:

$(l_{rm} \times 1,00) \times 0,23 \text{ US\$/m}^2$, onde:

l_{rm} = largura da regularização mecanizada (tabela A.30)

k) Fornecimento de Material:

São considerados tubos de concreto armado do tipo 2 (CA-2) e tipo 3 (CA-3).

Onde:

CA-2

CA-3

A tabela A.50 apresenta o custo referente ao fornecimento de material para cada tipo de concreto armado. Como designado acima, o concreto do tipo 2, CA-2, está envolto com uma borda simples, ao passo que o concreto do tipo 3, CA-3, está envolto com uma borda dupla.

TABELA A.50 - Fornecimento de material

D (mm)	Custo (US\$ / m)		
	$h \leq 4,0\text{m}$	$h \leq 6,0\text{m}$	$h \leq 8,0\text{m}$
400	37.78	50.37	50.37
500	45.85	61.13	61.13
600	59.43	79.24	79.24
700	85.74	114.32	114.32
800	103.81	138.41	138.41
900	140.11	186.81	186.81
1000	169.20	169.20	225.60
1100	207.95	207.95	277.27
1200	251.70	251.70	335.60
1500	354.55	354.55	354.55
2000	652.96	652.96	652.96

A.1.3 Custos das Estações Elevatórias:

a) Fornecimento e Montagem de Equipamentos Eletromecânicos:

A figura A.01 representa os custos de instalação referentes ao fornecimento e montagem de equipamentos eletromecânicos, em função do produto da vazão (l/s) com a potência (CV) necessária para atender determinada demanda. Onde, a potência pode ser calculada da seguinte forma:

$$\text{Pot} = \frac{Q(\text{l/s}) \cdot H_m(\text{m})}{75\eta} \quad (\text{A.01})$$

onde,

Pot : potência (CV)

Q : vazão (l/s)

Hm : altura manométrica (m)

η : rendimento do conjunto motor-bomba, adim. Adotou-se 0,70.

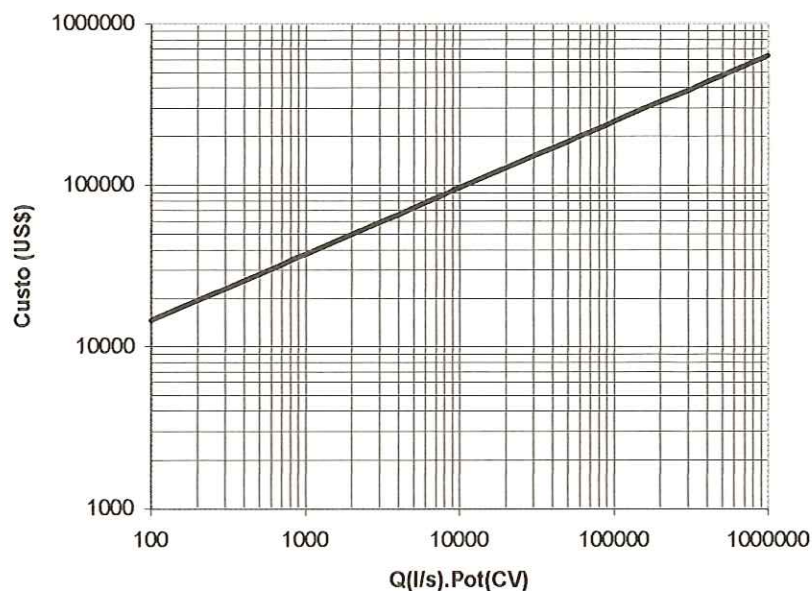


FIGURA A.1 - Fornecimento e montagem de equipamentos eletromecânicos

b) Construção Civil:

Os custos de instalação referentes à parcela de construção civil de estações elevatórias de esgotos, estão apresentados na tabela A.51.

TABELA A.51 - Construção civil

Número de Bombas	Porte					
	Pequeno		Médio		Grande	
	Custo (US\$)	área construída	Custo (US\$)	área construída	Custo (US\$)	área construída
2	18000	14 m ²	130000	100 m ²	250000	200 m ²
3	21000	16 m ²	150000	116 m ²	290000	234 m ²
4	24000	19 m ²	170000	131 m ²	330000	268 m ²

A.2 Elaboração das Funções de Custos:

O agrupamento dos dados de custos, visam o desenvolvimento de três funções de custos, a saber dos condutos, poços de visita e estações elevatórias. Como o critério de medição de profundidades para tubulações com diâmetros inferiores a 450mm é diferente do critério utilizado para condutos com diâmetros superiores a 400mm, então, condutos e poços de visita, possuem duas funções de custos, e o emprego de uma ou de outra depende do diâmetro em estudo.

A.2.1 Funções de Custos para Condutos:

Como reportado no item 5.3, as funções de custos a serem apresentadas, são suficientes para a elaboração e tomada de decisões na fase de Elaboração de Projeto, visto que o custo real da rede, somente é definido na etapa de implantação da mesma, pois somente nesta fase serão conhecidas variáveis como o tipo de solo, o tipo de pavimento e o nível do lençol freático em cada trecho. Desta forma, os custos referentes a escoramento, esgotamento, pavimentação e ligações prediais não serão considerados no custo final de tais funções. Portanto, o custo total dos condutos deverá ser composto dos custos pertinentes ao canteiro de obras, serviços técnicos, serviços preliminares, escavação em qualquer terreno exceto em rocha, transporte do material escavado, jazida do material do aterro, assentamento, fornecimento de material, aterro (sem controle do GC ou com controle do GC) e fundações (com o solo da própria vala ou com o lastro de brita).

Observando a composição desse custo total, o aterro pode ser realizado sem ou com o controle do GC, e as fundações com o solo da própria vala ou com o lastro de brita. Há outras opções para fundações, mas para efeito do presente trabalho preferiu-se limitar a duas somente, pelo fato dessas opções representarem usualmente as fundações de quase a totalidade de uma rede. Caso o usuário deseje outro tipo de fundação ou

outro serviço, o mesmo pode alterar os parâmetros das funções fornecidas como dados do programa computacional.

Realizando as possíveis combinações com os custos apresentados no parágrafo anterior, pode-se obter quatro tipos de funções de custos diferentes, a saber:

- A) Aterro sem controle do GC e fundações com o solo da própria vala
- B) Aterro com controle do GC e fundações com o solo da própria vala
- C) Aterro sem controle do GC e fundações com lastro de brita
- D) Aterro com controle do GC e fundações com lastro de brita

A.2.1.1 Conduitos com diâmetros inferiores a 450mm:

Desta forma, para compor os custos de tais conduitos, serão utilizadas as tabelas do item A.1.1. É admitido que os conduitos a serem empregados na rede, sejam manilha cerâmica. Pode ser também de PVC ou cimento amianto, desde que o usuário aplique a própria função de custo.

- A) Aterro sem controle do GC e fundações com o solo da própria vala:

A tabela A.52 resulta da soma das Tabs. A.01, A.02, A.03, A.04, A.06, A.08, A.09, A.27, A.28 e A.32.

TABELA A.52 - Opção A

D (mm)	Custo (US\$ / m)				
	h ≤ 2,0m	h ≤ 3,0m	h ≤ 4,5m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
100	40.82	53.34	75.64	102.52	176.48
150	45.36	58.59	82.04	110.58	188.13
200	52.67	66.61	91.21	121.43	202.55
250	65.92	80.56	106.31	138.20	222.89
300	81.67	97.01	123.90	157.49	245.75
350	107.77	123.84	151.86	187.14	278.96
375	116.05	132.54	161.25	197.52	291.51
400	124.93	141.69	170.87	207.81	303.22
450	183.79	201.99	233.43	273.73	376.28

B) Aterro com controle do GC e fundações com o solo da própria vala:

O somatório das Tabs. A.01, A.02, A.03, A.04, A.07, A.08, A.09, A.27, A.28 e A.32, resulta a tabela A.53.

TABELA A.53 - Opção B

D (mm)	Custo (US\$ / m)				
	h ≤ 2,0m	h ≤ 3,0m	h ≤ 4,5m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
100	43.56	59.74	88.44	120.8	205.27
150	48.33	65.45	95.64	130.01	218.52
200	55.87	73.93	105.60	142.00	234.54
250	69.35	88.33	121.50	159.90	256.48
300	85.33	105.24	139.90	180.34	280.94
350	111.66	132.53	168.65	211.13	315.75
375	120.08	141.50	178.53	222.20	329.25
400	129.04	150.83	188.46	232.94	341.61
450	188.36	212.04	252.63	301.15	417.87

C) Aterro sem controle do GC e fundações com lastro de brita:

A tabela A.54 contempla os itens das Tabs. A.01, A.02, A.03, A.04, A.06, A.08, A.09, A.24, A.27, A.28 e A.32.

TABELA A.54 - Opção C

D (mm)	Custo (US\$ / m)				
	h ≤ 2,0m	h ≤ 3,0m	h ≤ 4,5m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
100	43.36	55.90	78.22	105.25	179.50
150	48.19	61.45	84.92	113.62	191.50
200	55.83	69.80	94.43	124.83	206.32
250	69.39	84.06	109.84	141.93	227.02
300	85.47	100.85	127.77	161.57	250.27
350	111.86	127.97	156.02	191.54	283.84
375	120.36	136.89	165.63	202.14	296.63
400	129.33	146.13	175.34	212.54	308.46
450	188.53	206.78	238.25	278.82	381.93

D) Aterro com controle do GC e fundações com lastro de brita

A composição dos custos das Tabs. A.01, A.02, A.03, A.04, A.07, A.08, A.09, A.24, A.27, A.28 e A.32, é apresentada na tabela A.55.

TABELA A.55 - Opção D

D (mm)	Custo (US\$ / m)				
	h ≤ 2,0m	h ≤ 3,0m	h ≤ 4,5m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
100	46.10	62.30	91.02	123.53	208.29
150	51.16	68.31	98.52	133.05	221.89
200	59.03	77.12	108.82	145.40	238.31
250	72.82	91.83	125.03	163.63	260.61
300	89.13	109.08	143.77	184.42	285.46
350	115.75	136.66	172.81	215.53	320.63
375	124.39	145.85	182.91	226.82	334.37
400	133.44	155.27	192.93	237.67	346.85
450	193.10	216.83	257.45	306.24	423.52

As funções de custos ajustadas para representar tais dados, possui a forma de polinômio de grau três, de acordo com a eq.(A.02):

$$C_c = \sum_{i=0}^{m=3} A_i h^i \quad (\text{A.02})$$

onde:

C_c : custo do coletor em US\$, por metro linear da tubulação.

h : profundidade média da vala, segundo o critério de medição utilizado. No caso dos dutos com $D \leq 450\text{mm}$, as profundidades são 2, 3, 4.5, 6 e 8 m.

$$A_i = \sum_{j=0}^{n=3} a_{ij} \cdot D^j \quad (\text{A.03})$$

D : diâmetro do conduto em milímetros.

a_{ij} : coeficientes que dependem da função de custo desejada, apresentados nas Tabs. A.56 e A.57.

TABELA A.56 - Coeficientes a_{ij} para as opções A e B

j	Opção A				Opção B			
	i				i			
	0	1	2	3	0	1	2	3
0	-29.3185	28.92595	-5.42286	0.524836	-36.2138	34.28094	-6.00638	0.573471
1	0.338185	0.045221	-0.0063	7.81E-04	0.329679	0.05385	-0.00616	7.73E-04
2	-0.00149	-1.15E-04	1.66E-05	-1.97E-06	-0.00147	-1.35E-04	1.61E-05	-1.93E-06
3	3.29E-06	1.60E-07	-2.30E-08	2.75E-09	3.26E-06	1.89E-07	-2.24E-08	2.71E-09

TABELA A.57 - Coeficientes a_{ij} para as opções C e D

j	Opção C				Opção D			
	i				i			
	0	1	2	3	0	1	2	3
0	-27.1342	28.76124	-5.39046	0.5236	-34.0296	34.1162	-5.97398	0.572232
1	0.341236	0.047021	-0.00668	8.09E-04	0.33273	0.055651	-0.00655	8.00E-04
2	-0.00148	-1.22E-04	1.81E-05	-2.06E-06	-0.00146	-1.42E-04	1.76E-05	-2.03E-06
3	3.27E-06	1.68E-07	-2.48E-08	2.87E-09	3.24E-06	1.98E-07	-2.41E-08	2.83E-09

A.2.1.2 Conduitos com diâmetros superiores a 400mm:

Para compor os custos de tais conduitos, serão utilizadas as tabelas do item A.1.2.

A) Aterro sem controle do GC e fundações com o solo da própria vala:

A tabela A.58 será o resultado da soma das Tabs. A.33, A.34, A.35, A.36, A.38, A.40, A.41, A.47, A.48 e A.50.

TABELA A.58 - Opção A

D (mm)	Custo (US\$ / m)		
	$h \leq 4,0m$	$h \leq 6,0m$	$h \leq 8,0m$
400	129.09	189.69	256.15
500	151.34	222.38	298.12
600	174.76	254.14	334.60
700	211.43	303.40	388.57
800	240.95	342.76	432.62
900	287.86	405.60	500.16
1000	329.77	404.13	559.77
1100	396.04	482.36	665.04
1200	459.21	549.34	751.32
1500	613.71	719.04	856.01
2000	1010.23	1134.76	1304.03

B) Aterro com controle do GC e fundações com o solo da própria vala:

O somatório das Tabs. A.33, A.34, A.35, A.36, A.39, A.40, A.41, A.47, A.48 e A.50, resulta a tabela A.59.

TABELA A.59 - Opção B

D (mm)	Custo (US\$ / m)		
	h ≤ 4,0m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
400	142.80	214.82	294.54
500	167.80	252.09	342.91
600	192.58	286.13	382.58
700	230.62	337.68	439.75
800	261.51	379.32	487.01
900	309.06	443.67	556.92
1000	351.52	443.61	618.82
1100	420.72	527.47	732.40
1200	484.16	595.60	820.69
1500	639.99	770.13	933.74
2000	1034.91	1188.59	1388.85

C) Aterro sem controle do GC e fundações com lastro de brita:

A tabela A.60 leva em conta os valores das Tabs. A.33, A.34, A.35, A.36, A.38, A.40, A.41, A.42, A.47, A.48 e A.50.

TABELA A.60 - Opção C

D (mm)	Custo (US\$ / m)		
	h ≤ 4,0m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
400	133.77	194.77	261.70
500	156.69	228.19	304.46
600	180.78	260.68	341.73
700	218.12	310.66	396.49
800	248.30	350.75	441.34
900	295.88	414.32	509.67
1000	338.46	413.57	570.07
1100	405.40	492.53	676.07
1200	469.24	560.23	763.21
1500	625.74	732.11	870.27
2000	1025.62	1151.46	1322.26

D) Aterro com controle do GC e fundações com lastro de brita

A composição dos custos constantes das Tabs. A.33, A.34, A.35, A.36, A.39, A.40, A.41, A.42, A.47, A.48 e A.50, é apresentada na tabela A.61.

TABELA A.61 - Opção D

D (mm)	Custo (US\$ / m)		
	h ≤ 4,0m	h ≤ 6,0m	h ≤ 8,0m
400	147.48	219.90	300.09
500	173.15	257.90	349.25
600	198.60	292.67	389.71
700	237.31	344.94	447.67
800	268.86	387.31	495.73
900	317.08	452.39	566.43
1000	360.21	453.05	629.12
1100	430.08	537.64	743.43
1200	494.19	606.49	832.58
1500	652.02	783.20	948.00
2000	1050.30	1205.29	1407.08

As funções de custos empregadas para representar tais dados, possui a seguinte forma:

$$C_c = \sum_{i=0}^{m-1} A_i h^i \quad (\text{A.04})$$

onde:

C_c : custo do coletor em US\$, por metro linear da tubulação.

h : profundidade média da vala, segundo o critério de medição utilizado. No caso dos dutos com $D \geq 400\text{mm}$, as profundidades são 4, 6 e 8 metros.

$$A_i = \sum_{j=0}^{n-8} a_{ij} \cdot D^j \quad (\text{A.05})$$

D : diâmetro do conduto em milímetros.

a_{ij} : coeficientes que dependem da função de custo desejada, apresentados na tabela A.62.

TABELA A.62 - Coeficientes a_{ij} para as opções A, B, C e D

j	Opção A		Opção B		Opção C		Opção D	
	i		i		i		i	
	0	1	0	1	0	1	0	1
0	-334.875	-2953.99	-344.903	-3664.22	-333.082	-2939.03	-343.111	-3649.26
1	1.597769	29.93041	1.591312	37.15034	1.602385	29.77564	1.59593	36.99557
2	-0.00263	-0.12691	-0.00261	-0.15772	-0.00263	-0.12623	-0.00261	-0.15703
3	1.85E-06	2.97E-04	1.84E-06	3.70E-04	1.85E-06	2.95E-04	1.84E-06	3.68E-04
4	-4.04E-10	-4.18E-07	-4.00E-10	-5.22E-07	-4.04E-10	-4.16E-07	-3.99E-10	-5.19E-07
5	-	3.64E-10	-	4.55E-10	-	3.62E-10	-	4.52E-10
6	-	-1.90E-13	-	-2.38E-13	-	-1.89E-13	-	-2.37E-13
7	-	5.48E-17	-	6.89E-17	-	5.45E-17	-	6.85E-17
8	-	-6.66E-21	-	-8.39E-21	-	-6.61E-21	-	-8.35E-21

A.2.2 Funções de Custos para Poços de Visita:

Assim como os condutos, os PVs possuem o critério de medição de profundidade diferente para diâmetros inferiores a 450mm e para diâmetros superiores a 400mm.

A.2.2.1 PVs com diâmetros das tubulações à jusante, inferiores a 450mm:

A tabela de tais dados de custos, é a tabela A.26 apresentada no item A.1.1.

A função de custo ajustada para esses dados, também possui forma polinomial, podendo ser representada por:

$$C_{PV} = \sum_{i=0}^{m=4} A_i h^i \quad (A.06)$$

onde:

C_{PV} : custo do poço de visita em US\$, por unidade de PV.

h : profundidade do PV, segundo o critério de medição utilizado. No caso dos dutos com $D \leq 450$ mm, as profundidades são 2, 3, 4.5, 6 e 8 metros.

$$A_i = \sum_{j=0}^{n=8} a_{ij} \cdot D^j \quad (A.07)$$

D : diâmetro do conduto à jusante do PV, em milímetros.

a_{ij} : coeficientes que dependem da função de custo desejada, apresentados na tabela A.63.

TABELA A.63 - Coeficientes a_{ij}

j	i				
	0	1	2	3	4
0	2.803539E+06	-3.361612E+06	1.193209E+06	-1.700118E+05	8.424503E+03
1	-1.033632E+05	1.238424E+05	-4.395792E+04	6.263272E+03	-3.103684E+02
2	1.598539E+03	-1.912995E+03	6.790729E+02	-9.676059E+01	4.795159E+00
3	-1.353825E+01	1.618428E+01	-5.745494E+00	8.187013E-01	-4.057471E-02
4	6.886673E-02	-8.225247E-02	2.920179E-02	-4.161227E-03	2.062400E-04
5	-2.161410E-04	2.579586E-04	-9.158681E-05	1.305137E-05	-6.468833E-07
6	4.100338E-07	-4.890606E-07	1.736457E-07	-2.474553E-08	1.226539E-09
7	-4.311756E-10	5.140128E-10	-1.825116E-10	2.600944E-11	-1.289223E-12
8	1.929630E-13	-2.299370E-13	8.164659E-14	-1.163550E-14	5.767564E-16

A.2.2.2 PVs com diâmetros das tubulações à jusante, superiores a 400mm:

A tabela que representa esses dados de custos, constam da tabela A.46, apresentada no item A.1.2.

A função de custo empregada para representar tais dados, possui a seguinte forma:

$$C_{PV} = \sum_{i=0}^{m=2} A_i h^i \quad (A.08)$$

onde:

C_{PV} : custo do poço de visita em US\$, por unidade de PV.

h : profundidade do PV, segundo o critério de medição utilizado. No caso dos dutos com $D \geq 400$ mm, as profundidades são 4, 6 e 8 metros.

$$A_i = \sum_{j=0}^{n=10} a_{ij} \cdot D^j \quad (A.09)$$

D : diâmetro do conduto à jusante do PV, em milímetros.

a_{ij} : coeficientes que dependem da função de custo desejada, apresentados na tabela A.64.

TABELA A.64 - Coeficientes a_{ij}

j	i		
	0	1	2
0	-1.862075E+07	-1.635868E+07	-3.723662E+04
1	2.203659E+05	2.106133E+05	4.483404E+02
2	-1.135289E+03	-1.192380E+03	-2.329417E+00
3	3.355060E+00	3.909343E+00	6.889363E-03
4	-6.302204E-03	-8.219448E-03	-1.285715E-05
5	7.866261E-06	1.157789E-05	1.582607E-08
6	-6.609463E-09	-1.106173E-08	-1.300769E-11
7	3.692106E-12	7.075067E-12	7.041007E-15
8	-1.312392E-15	-2.897413E-15	-2.397342E-18
9	2.680811E-19	6.855022E-19	4.622312E-22
10	-2.390194E-23	-7.108266E-23	-3.816011E-26

A.2.3 Funções de Custos para Estações Elevatórias:

Empregou-se a equação de potência para representar os dados de custos das estações elevatórias (item A.1.3), a qual pode ser representada pela eq.(A.10).

$$C_B = A.(Pot. Q)^B \quad (A.10)$$

onde:

C_B : custo da estação elevatória em US\$, por conjunto de elevatória.

Pot : potência requerida para atender à demanda necessária (CV).

Q : vazão limite de bombeamento (l/s)

A e B : coeficientes reportados na tabela A.65.

TABELA A.65 - Coeficientes A e B

A	B
2214.308057	0.40931981

ANEXO B

Planilhas de Orientação para Elaboração dos Arquivos de Dados da Rede: ENTRADA1 e ENTRADA2

B.1 Planilha de Elaboração do Arquivo de Dados ENTRADA1:

NOME do ARQUIVO para Gravar a Entrada de Dados: _____

CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS

Recobrimento mínimo (0,90m): _____

Profundidade máxima (6,00m): _____

Velocidade máxima (5,00m/s): _____

Lâmina mínima de escoamento (0,20): _____

Lâmina máxima de escoamento (0,75): _____

Diâmetro mínimo comercial (0,100m): _____

Vazão mínima de projeto (1,50 l/s): _____

Degrau máximo de um PV que não necessita de tubo de queda (0,50m): _____

Ação de Autolimpeza

< 1 > - Tensão cisalhante mínima

< 2 > - Velocidade mínima

Opção: _____

- Para Opção = 1 \Rightarrow Tensão cisalhante mínima (1,00 Pa): _____
- Para Opção = 2 \Rightarrow Velocidade mínima (0,50 m/s): _____

Formulação Hidráulica

< 1 > - Hazen-Williams Modificada com C_{RF} universal

< 2 > - Manning

Opção: _____

- Se Opção = 1 \Rightarrow Rugosidade equivalente hidráulica do material (0,05 a 2,40mm): _____
- Se Opção = 2 \Rightarrow Coeficiente de rugosidade de Manning (0,013): _____

Obs.: Os valores que estão entre parêntesis são os da NBR 9649

DIÂMETROS COMERCIAIS (m)

Nº de Diâmetros Comerciais ($ND \leq 20$): _____

i	D_i	i	D_i
1		11	
2		12	
3		13	
4		14	
5		15	
6		16	
7		17	
8		18	
9		19	
10		20	

FUNÇÕES DE CUSTOS - DADOS SABESP

- As funções de custos dos condutos contempla Serviços Técnicos, Serviços Preliminares (limpeza do terreno + tapume, sinalização, passadiços e travessias), Movimento de Terra (escavação em terra + aterro + transporte do material escavado + jazida), Fundações e Estruturas, Assentamento (tubos e peças + carga, transporte e descarga) e Fornecimento de Material. E, estão em US\$ por metro linear de rede.
- As funções de custos para os PVs estão em US\$ por unidade de PV.
- As funções de custos das estações elevatórias contempla conjunto motor-bomba, construção civil, montagem de equipamentos eletromecânicos, tubos e peças. E, estão em US\$ por unidade de elevatória.

Função de Custo

Opção	Aterro	Fundação
A	sem controle do GC	solo da própria vala
B	com controle do GC	solo da própria vala
C	sem controle do GC	lastro de brita
D	com controle do GC	lastro de brita
E	Função Usuário	

Opção: _____

FUNÇÃO USUÁRIO (Opção E)

Profundidades para Efeitos de Custos (m)

Nº de Profundidades ($NH \leq 5$): _____

i	H _i
1	
2	
3	
4	
5	

Parâmetros da Função de Custo dos Coletores (US\$ / m linear):

$$C_c = \sum_{i=0}^m A_i h^i ; A_i = \sum_{j=0}^n a_{ij} \cdot D^j$$

onde:

 C_c : custo do coletor em US\$, por metro linear da tubulação.

h : profundidade média da vala, segundo o critério de medição utilizado.

D : diâmetro do conduto em milímetros.

• n (≤ 8): _____• m (≤ 3): _____

i	j	a _{ij}	i	j	a _{ij}
0	0		2	0	
0	1		2	1	
0	2		2	2	
0	3		2	3	
0	4		2	4	
0	5		2	5	
0	6		2	6	
0	7		2	7	
0	8		2	8	
1	0		3	0	
1	1		3	1	
1	2		3	2	
1	3		3	3	
1	4		3	4	
1	5		3	5	
1	6		3	6	
1	7		3	7	
1	8		3	8	

Parâmetros da Função de Custo dos PVs (US\$ / m linear):

$$C_{PV} = \sum_{i=0}^m A_i h^i ; A_i = \sum_{j=0}^n a_{ij} \cdot D^j$$

onde:

C_{PV} : custo do poço de visita em US\$, por unidade de PV.

h : profundidade do PV, segundo o critério de medição utilizado.

D : diâmetro do conduto à jusante do PV, em milímetros.

- $n (\leq 10)$: _____
- $m (\leq 4)$: _____

i	j	a_{ij}	i	j	a_{ij}	i	j	a_{ij}
0	0		2	0		4	0	
0	1		2	1		4	1	
0	2		2	2		4	2	
0	3		2	3		4	3	
0	4		2	4		4	4	
0	5		2	5		4	5	
0	6		2	6		4	6	
0	7		2	7		4	7	
0	8		2	8		4	8	
0	9		2	9		4	9	
0	10		2	10		4	10	
1	0		3	0				
1	1		3	1				
1	2		3	2				
1	3		3	3				
1	4		3	4				
1	5		3	5				
1	6		3	6				
1	7		3	7				
1	8		3	8				
1	9		3	9				
1	10		3	10				

Parâmetros da Função de Custo das EE_s (US\$ / conjunto de elevatória):

$$C_B = A \cdot (\text{Pot} \cdot Q)^B$$

onde:

C_B : custo da estação elevatória em US\$, por conjunto de elevatória.

Pot : potência requerida para atender à demanda necessária (CV).

Q : vazão limite de bombeamento (l/s)

- Coeficiente A: _____
- Coeficiente B: _____

TAXA DE VAZÕES por Ramo ($m^3/s.m$)

1. Caso exista em um mesmo Ramo, mais de uma Taxa de Contribuição, o usuário deve inserir neste ramo, junção(ões) fictícia(s) até que para cada Ramo corresponda a uma única Taxa de Contribuição.
2. Se existir ao longo de toda a Rede uma única Taxa de Contribuição, tanto para o início como para o fim de plano, não é necessário informar os Ramos a que pertencem estas taxas.

No. de Taxas de Contribuição (NTC): _____

NTC	TXinício	TXfim	Nº de Ramos	Ramos
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				

CONTRIBUIÇÃO DA TAXA DE VAZÕES DOS COLETORES

- Contribuição: 0- Total; 1- Meia; 2- Nula

Nº de Coletores com a Taxa de Vazões diferente da Total (NTV): _____

NTV	NR	I	Taxa _{NR,I}	NTV	NR	I	Taxa _{NR,I}	NTV	NR	I	Taxa _{NR,I}
1				7				13			
2				8				14			
3				9				15			
4				10				16			
5				11				17			
6				12				18			

VAZÕES CONCENTRADAS (m^3/s) NOS PVs

- quando em um PV de junção houver Vazões Concentradas, deixe para computar as vazões no PV nº 1 do Ramo que eflui a esta junção.

Nº de PVs com Vazões Concentradas (nvc): _____

nvc	NR	I	Qc _{iNR,I}	Qc _{fNR,I}	nvc	NR	I	Qc _{iNR,I}	Qc _{fNR,I}	nvc	NR	I	Qc _{iNR,I}	Qc _{fNR,I}
1					8					15				
2					9					16				
3					10					17				
4					11					18				
5					12					19				
6					13					20				
7					14					21				

ANEXO C

Redes Hipotéticas


```

-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06
2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07
-5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08
5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09
COLETOR-TRONCO
8 1
-3.3487462E+02 1.5977694E+00 -2.627493E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0
-2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13
5.4835886E-17 -6.6589249E-21
PV
Coletor
8 4
2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02
-2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13
-3.3616117680E+06 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02
2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13
1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02
-9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14
-1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03
1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14
8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04
-6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16
Coletor-Tronco
10 2
-1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03
7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19
-2.3901937779E-23
-1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03
1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19
-7.1082662375E-23
-3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05
1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22
-3.8160112906E-26
BOMBEAMENTO
2.2143080570E+03 4.0931980840E-01

```

Os dados acima foram inseridos no arquivo Opção1.pnb através da execução do programa ENTRADA1, enquanto que, a inserção dos dados da rede no arquivo Rede1.dat, foram realizados através da execução do programa ENTRADA2. Tal arquivo é apresentado a seguir.

Arquivo de Dados - Rede1.dat

```

ENTRADA DE DADOS DO PROBLEMA
Rede 1
VARIÁVEIS DE CONTROLE
*** IJUNC, NJUNC, NNR, Afl ***
6 9 8 3
*** Junção de Inicio e Fim de Cada Ramo ***
1 8
2 7
3 6
4 6
5 7
6 7
7 8
8 9
*** No. de Ramos Afluentes a uma Junção ***
2 3 2 1
*** Ramos Afluentes a uma Junção ***
3 4 0
2 5 6
1 7 0
8 0 0
*** No. de (PVs + Coletores) e ORDENS de cada Ramo afluente a sua junção ***

```

```

3 1
3 1
3 1
3 2
3 2
3 3
7 2
3 1
*** Cotas do Terreno (m) dos PVs ***
91.00 90.00
96.00 99.48
99.60 99.50
100.00 99.50
99.50 99.48
99.50 99.48
99.48 99.00 89.50 90.00
90.00 85.00
*** Comprimento dos Coletores (m) ***
80.00
80.00
100.00
80.00
80.00
100.00
100.00 100.00 80.00
100.00
*** Taxas de Vazões (m3/s/m) por Ramo - Inicio e Fim de Projeto ***
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
0.00005000 0.00006000
*** Contribuição da Taxa de Vazões (0 - Total, 1 - Meia, 2 - Nula) ***
0
0
0
0
0
0
0
0 0 0
0
*** Q concentradas (m3/s) nos PVs - Inicio e Fim de Projeto ***
0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.005 0.008 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0

```

De posse desses dois arquivos de dados, executa-se o programa DIMREDE com o intuito de dimensionar a rede pelo método heurístico proposto por CHARALAMBOUS & ELIMAM (1990) e obter o arquivo de resposta, a saber:

Arquivo de Dados - Rede1.mag

```

CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS
1.35 6.00 4.00 0.20 0.75 0.150 2.200 0.40
2 0.50
2 0.013

```

DIÂMETROS COMERCIAIS (m)

6 0.150 0.200 0.250 0.300 0.375 0.400

DIÂMETRO INICIAL para o Coletor-Tronco (m)

0.500

PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor (m)

5 2.00 3.00 4.50 6.00 8.00

PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor-Tronco (m)

3 4.00 6.00 8.00

COLETOR

3 3

-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06

2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07

-5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08

5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09

COLETOR-TRONCO

8 1

-3.3487462E+02 1.5977694E+00 -2.627493E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0

-2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13

5.4835886E-17 -6.6589249E-21

PV

Coletor

8 4

2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02

-2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13

-3.3616117680E+06 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02

2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13

1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02

-9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14

-1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03

1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14

8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04

-6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16

Coletor-Tronco

10 2

-1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03

7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19

-2.3901937779E-23

-1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03

1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19

-7.1082662375E-23

-3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05

1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22

-3.8160112906E-26

BOMBEAMENTO

2.2143080570E+03 4.0931980840E-01

Rede 1

VARIÁVEIS DE CONTROLE

*** IJUNC, NJUNC, NNR, Afl ***

6 9 8 3

*** Junção de Inicio e Fim de Cada Ramo ***

1 8

2 7

3 6

4 6

5 7

6 7

7 8

8 9

*** No. de Ramos Afluentes a uma Junção ***

2 3 2 1

*** Ramos Afluentes a uma Junção ***

3 4 0

2 5 6

1 7 0

8 0 0

*** No. de (PVs + Coletores) e ORDEM de cada Ramo afluente a sua junção ***

3 1

3 1

3 1

3 2

3 2

3 3

7 2

3 1

*** Cotas do Terreno (m) dos PVs ***

91.00 90.00
 96.00 99.48
 99.60 99.50
 100.00 99.50
 99.50 99.48
 99.50 99.48
 99.48 99.00 89.50 90.00
 90.00 85.00

*** Comprimento dos Coletores (m) ***

80.00
 80.00
 100.00
 80.00
 80.00
 100.00
 100.00 100.00 80.00
 100.00

*** Taxas de Vazões (m3/s/m) por Ramo - Inicio e Fim de Projeto ***

0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000
 0.00005000 0.00006000

*** Contribuição da Taxa de Vazões (0 - Total, 1 - Meia, 2 - Nula) ***

0
 0
 0
 0
 0
 0
 0 0 0
 0

*** Q concentradas (m3/s) nos PVs - Inicio e Fim de Projeto ***

0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.00500000 0.00800000 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0

*** Vazão de Inicio de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***

0.004000
 0.004000
 0.005000
 0.004000
 0.004000
 0.014000
 0.032000 0.037000 0.041000
 0.050000

*** Vazão Final de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***

0.004800
 0.004800
 0.006000
 0.004800
 0.004800
 0.016800
 0.040400 0.046400 0.051200
 0.062000

*** Vazão Total de Inicio e Fim de Plano da Rede (l/s) ***

50.00 62.00

*** RESULTADO PARCIAL - DIÂMETROS CONTÍNUOS (Modelo Heurístico) ***

*** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***

89.6500 88.6500
 94.6500 94.3208
 98.2500 97.8954
 98.6500 98.1500
 98.1500 97.8208

97.9178 97.7169
 94.3768 94.2179 94.1809 88.1500 88.1500 88.0802
 88.0333 83.6500
 *** Diâmetros (m) ***
 0.0966
 0.1190
 0.1330
 0.1100
 0.1190
 0.2177
 0.3161 0.1684 0.3866
 0.1993
 *** Variáveis de Controle Nc ***
 3
 3
 3
 3
 3
 0
 0 0 0
 0
 *** No. Bomb, TE1 e TE2 ***
 0 0 0
 *** RESULTADO FINAL - DIÂMETROS DISCRETOS ***
 *** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***
 89.6500 88.6500
 94.6500 94.3208
 98.2500 97.8954
 98.6500 98.1500
 98.1500 97.8208
 97.8845 97.5690
 94.3200 94.1101 94.1101 88.1500 88.1343 87.8646
 87.8646 83.6500
 *** Diâmetros (m) ***
 0.1500
 0.1500
 0.1500
 0.1500
 0.1500
 0.2000
 0.3000 0.2000 0.3000
 0.2500
 *** Variáveis de Controle Nc ***
 3
 3
 3
 3
 3
 0
 0 0 0
 0
 *** No. Bomb, TE1 e TE2 ***
 0 0 0

 Relatório da Solução Econômica - Redes de Esgotos
 Método Heurístico de Otimização em conjunto com o
 Método Heurístico de Discretização dos Diâmetros

 Rede.....:Rede 1
 Nome do Arquivo de Dados 1 (Restrições, Custos, Diâmetros): OPÇÃO1.PNB
 Nome do Arquivo de Dados 2 (Rede Coletora de Esgotos): REDE1.DAT

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s)		Cota-Ter		Cota-Col		Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R	TQ-jus (m)	V(m/s)		Velocid Critica (m/s)	H_PV		Tt (Pa)	Custo(US\$)		
			Inicial	Final	Mont(m)	Jus(m)	Mont(m)	Jus(m)					Inicio	Final		Mon(m)	Jus(m)		Coletor	PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
1	2	80	4.0	4.8	91.00	90.00	89.50	88.50	0.01250	150	0.33	0.94	0.79	0.83	3.25	1.50	2.44	3.46	3748.75	556.00	0.00
2	2	80	4.0	4.8	96.00	99.48	94.50	94.17	0.00412	150	0.45	0.00	0.53	0.55	3.63	1.50	5.46	1.43	6626.61	556.00	0.00
3	2	100	5.0	6.0	99.60	99.50	98.10	97.75	0.00355	150	0.53	0.00	0.53	0.55	3.83	1.50	1.82	1.38	4685.94	556.00	0.00
4	2	80	4.0	4.8	100.00	99.50	98.50	98.00	0.00625	150	0.40	0.00	0.61	0.64	3.48	1.50	1.82	2.00	3748.75	556.00	0.00
5	2	80	4.0	4.8	99.50	99.48	98.00	97.67	0.00412	150	0.45	3.65	0.53	0.55	3.63	1.50	5.46	1.43	3748.75	556.00	0.00
6	2	100	14.0	16.8	99.50	99.48	97.68	97.37	0.00316	200	0.65	3.35	0.65	0.68	4.62	1.82	5.46	1.82	5448.00	769.03	0.00
7	2	100	32.00	40.40	99.48	99.00	94.06	93.50	0.00555	250	0.63	0.00	0.98	1.02	5.16	5.42	5.50	3.94	13760.44	1636.26	0.00
7	4	100	37.00	46.40	99.00	89.50	93.55	87.95	0.05602	200	0.49	0.00	2.44	2.58	4.34	5.50	1.66	27.51	9228.22	1636.24	0.00
7	6	80	41.00	51.20	89.50	90.00	87.84	87.57	0.00337	300	0.63	0.00	0.87	0.90	5.65	1.66	2.43	2.88	7674.78	769.05	0.00
8	2	100	50.00	62.00	90.00	85.00	87.62	83.40	0.04217	250	0.45	0.00	2.36	2.50	4.71	2.43	1.60	24.41	6436.26	844.07	0.00

No. Total de Trechos da Rede: 10

Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 7.86

Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.53 - 2.44

Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.55 - 2.58

Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 300.00

Intervalo das Declividades (m/m): 0.00316 - 0.05602

Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm) L(m)

150.00 420.00

200.00 200.00

250.00 200.00

300.00 80.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 65104.50

Custo Total dos PVs (US\$): 9203.70

Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00

Custo Total da Rede (US\$): 74308.20

Tempo de Processamento: 0.99 segundos

Essa rede também foi dimensionada por BRAGA (1982) e pelo Método Convencional de Cálculo (MCC). Para obter os custos e a planilha de cálculo desses métodos, basta editar o arquivo de resposta do programa DIMREDE, alterar os dados da seção RESULTADO FINAL - DIÂMETROS DISCRETOS para os dados obtidos através de cada método e gravá-lo com outros nomes. Com esses arquivos alterados, emprega-se o programa CUSREDE. Como descrito no item 6.4, os dados do arquivo de entrada do

programa CUSREDE até a seção supracitada são os mesmos do arquivo de resposta do programa DIMREDE, sendo assim, serão apresentadas apenas as planilhas de cálculo para cada dimensionamento, para evitar repetições. A primeira planilha a ser apresentada refere-se ao dimensionamento efetuado por BRAGA (1982), ao passo que a segunda planilha pelo MCC.

*****_*****

Nome do Arquivo de Dados: REDE1.BRA

Rede.....:Rede 1

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s) Inicial Final	Cota-Ter Mont(m) Jus(m)	Cota-Col Mont(m) Jus(m)	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R Inicio Final	TQ-jus (m)	V(m/s) Inicio Final	Velocid (m/s) Critica	H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
1	2	80	4.0 4.8	91.00 90.00	89.50 88.50	0.01250	150	0.33 0.36	1.63	0.79 0.83	3.25 3.13	1.50 3.13	3.46	3748.75 556.00	0.00
2	2	80	4.0 4.8	96.00 99.48	94.50 94.18	0.00400	150	0.45 0.50	0.00	0.52 0.54	3.64	1.50 5.41	1.40	6626.61 556.00	0.00
3	2	100	5.0 6.0	99.60 99.50	98.10 97.76	0.00340	150	0.54 0.60	0.00	0.52 0.54	3.84	1.50 1.78	1.33	4685.94 556.00	0.00
4	2	80	4.0 4.8	100.00 99.50	98.50 98.00	0.00625	150	0.40 0.44	0.00	0.61 0.64	3.48	1.50 1.78	2.00	3748.75 556.00	0.00
5	2	80	4.0 4.8	99.50 99.48	98.00 97.68	0.00400	150	0.45 0.50	3.61	0.52 0.54	3.64	1.50 5.41	1.40	3748.75 556.00	0.00
6	2	100	14.0 16.8	99.50 99.48	97.72 97.27	0.00450	200	0.58 0.65	3.20	0.74 0.77	4.52	1.78 5.41	2.45	5448.00 769.03	0.00
7	2	100	32.0 40.4	99.48 99.00	94.07 93.50	0.00570	250	0.62 0.74	0.00	0.99 1.04	5.15	5.41 5.50	4.03	13760.44 1636.26	0.00
7	4	100	37.0 46.4	99.00 89.50	93.50 87.75	0.05750	250	0.35 0.39	0.00	2.44 2.60	4.32	5.50 1.83	27.66	10381.95 1636.26	0.00
7	6	80	41.0 51.2	89.50 90.00	87.67 86.87	0.01000	250	0.61 0.72	0.00	1.31 1.36	5.13	1.83 3.13	7.00	6439.83 769.03	0.00
8	2	100	50.0 62.0	90.00 85.00	86.87 83.40	0.03470	250	0.47 0.53	0.00	2.20 2.32	4.80	3.13 1.60	20.86	8049.79 1461.14	0.00

No. Total de Trechos da Rede: 10

Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 8.44

Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.52 - 2.44

Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.54 - 2.60

Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 250.00

Intervalo das Declividades (m/m): 0.00340 - 0.05750

Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm) L(m)

150.00 420.00

200.00 100.00

250.00 380.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 66638.82

Custo Total dos PVs (US\$): 9820.79

Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00

Custo Total da Rede (US\$): 76459.60

 Nome do Arquivo de Dados: REDE1.MCC
 Rede.....:Rede 1

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s)		Cota-Ter		Cota-Col		Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R		TQ-jus (m)	V(m/s)		Velocid (m/s)	H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
			Inicial Final	Mont(m) Jus(m)	Mont(m) Jus(m)	Inicio Final	Inicio Final	Critica												
1	2	80	4.0 4.8	91.00 90.00	89.50 88.50	0.01250	150	0.33 0.36	1.00	0.79 0.83	3.25	1.50 2.50	3.46	3748.75 556.00	0.00					
2	2	80	4.0 4.8	96.00 99.48	94.50 94.18	0.00400	150	0.45 0.50	0.00	0.52 0.54	3.64	1.50 5.46	1.40	6626.61 556.00	0.00					
3	2	100	5.0 6.0	99.60 99.50	98.10 97.76	0.00340	150	0.54 0.60	0.00	0.52 0.54	3.84	1.50 1.80	1.33	4685.94 556.00	0.00					
4	2	80	4.0 4.8	100.00 99.50	98.50 98.00	0.00825	150	0.40 0.44	0.00	0.61 0.64	3.48	1.50 1.80	2.00	3748.75 556.00	0.00					
5	2	80	4.0 4.8	99.50 99.48	98.00 97.68	0.00400	150	0.45 0.50	3.66	0.52 0.54	3.64	1.50 5.46	1.40	3748.75 556.00	0.00					
6	2	100	14.0 16.8	99.50 99.48	97.70 97.52	0.00180	250	0.53 0.60	3.50	0.53 0.55	4.94	1.80 5.46	1.17	6436.26 769.03	0.00					
7	2	100	32.0 40.4	99.48 99.00	94.02 93.92	0.00100	375	0.55 0.63	0.00	0.52 0.55	6.14	5.46 5.08	0.99	19880.44 1822.08	0.00					
7	4	100	37.0 46.4	99.00 89.50	93.92 87.78	0.06140	375	0.20 0.22	0.00	2.40 2.56	4.17	5.08 1.93	27.43	16069.08 1822.08	0.00					
7	6	80	41.0 51.2	89.50 90.00	87.57 87.50	0.00087	400	0.60 0.70	0.00	0.52 0.55	6.46	1.93 2.50	0.97	12201.53 1131.05	0.00					
8	2	100	50.0 62.0	90.00 85.00	87.50 83.25	0.04250	400	0.23 0.26	0.00	2.28 2.43	4.60	2.50 1.75	23.23	15251.92 1288.09	0.00					

No. Total de Trechos da Rede: 10
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 8.16
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.52 - 2.40
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.54 - 2.56
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 400.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00087 - 0.06140
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
 D(mm) L(m)
 150.00 420.00
 250.00 100.00
 375.00 200.00
 400.00 180.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 92398.02
 Custo Total dos PVs (US\$): 10743.40
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 103141.42

C.2 Rede 2:

A Rede 2 é uma rede hipotética que está representada e enumerada na figura C.02.

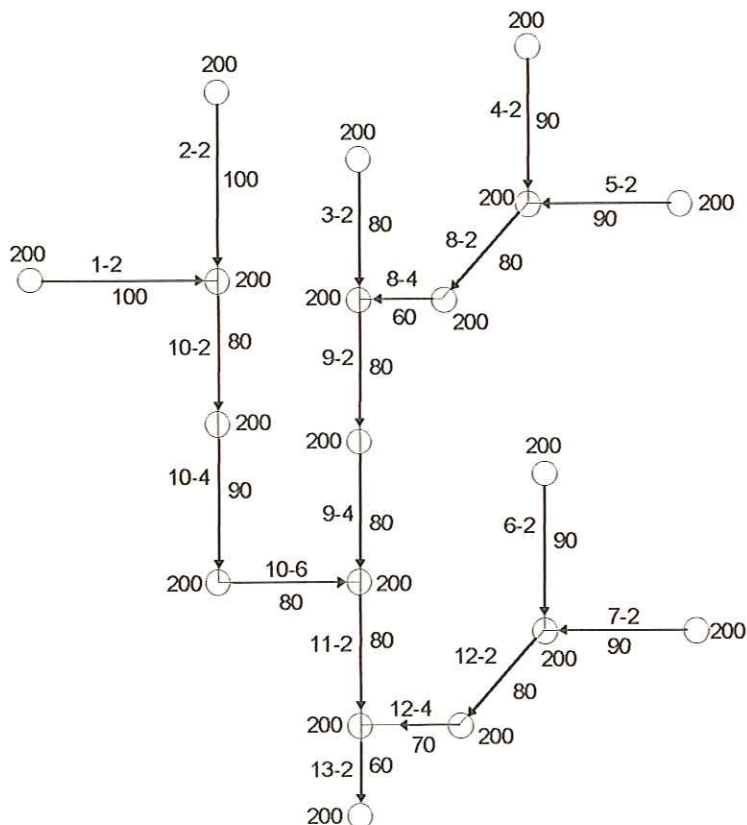


FIGURA C.02 - Rede 2

Os critérios hidráulicos e estruturais, os diâmetros comerciais e as funções de custos são os mesmos apresentados para a Rede 1 (arquivo Opção1.pnb). Como os dados da rede também são apresentados no arquivo de resposta do programa DIMREDE, optou-se por não apresentá-los separadamente, evitando repetições. Assim, esse arquivo de resposta do programa DIMREDE para a Rede 2, é reproduzido a seguir:

Arquivo de Dados - Rede2.mag

```
CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS
1.35 6.00 4.00 0.20 0.75 0.150 2.200 0.40
2 0.50
2 0.013
DIÂMETROS COMERCIAIS (m)
6 0.150 0.200 0.250 0.300 0.375 0.400
DIÂMETRO INICIAL para o Coletor-Tronco (m)
```


0.500

PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor (m)

5 2.00 3.00 4.50 6.00 8.00

PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor-Tronco (m)

3 4.00 6.00 8.00

COLETOR

3 3

-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06

2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07

-5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08

5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09

COLETOR-TRONCO

8 1

-3.3487462E+02 1.5977694E+00 -2.627493E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0

-2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13

5.4835886E-17 -6.6589249E-21

PV

Coletor

8 4

2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02

-2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13

-3.3616117680E+06 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02

2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13

1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02

-9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14

-1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03

1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14

8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04

-6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16

Coletor-Tronco

10 2

-1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03

7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19

-2.3901937779E-23

-1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03

1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19

-7.1082662375E-23

-3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05

1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22

-3.8160112906E-26

BOMBEAMENTO

2.2143080570E+03 4.0931980840E-01

Rede 2

VARIÁVEIS DE CONTROLE

*** IJUNC, NJUNC, NNR, Afl ***

8 14 13 2

*** Junção de Início e Fim de Cada Ramo ***

1 10

2 10

3 9

4 8

5 8

6 12

7 12

8 9

9 11

10 11

11 13

12 13

13 14

*** No. de Ramos Afluentes a uma Junção ***

2 2 2 2 2 1

*** Ramos Afluentes a uma Junção ***

4 5

3 8

1 2

9 10

6 7

11 12

13 0

*** No. de (PVs + Coletores) e ORDEM de cada Ramo afluente a sua junção ***

3 1

3 2

3 1
 3 1
 3 2
 3 1
 3 2
 5 2
 5 1
 7 2
 3 1
 5 2
 3 1
 *** Cotas do Terreno (m) dos PVs ***
 200.00 200.00
 200.00 200.00
 200.00 200.00
 200.00 200.00
 200.00 200.00
 200.00 200.00
 200.00 200.00
 200.00 200.00 200.00
 200.00 200.00 200.00
 200.00 200.00 200.00 200.00
 200.00 200.00
 200.00 200.00 200.00
 200.00 200.00
 *** Comprimento dos Coletores (m) ***
 100.00
 100.00
 80.00
 90.00
 90.00
 90.00
 90.00
 80.00 60.00
 80.00 80.00
 80.00 90.00 80.00
 80.00
 80.00 70.00
 60.00
 *** Taxas de Vazões (m3/s/m) por Ramo - Inicio e Fim de Projeto ***
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 0.00002000 0.00004000
 *** Contribuição da Taxa de Vazões (0 - Total, 1 - Meia, 2 - Nula) ***
 0
 0
 0
 0
 0
 0
 0
 0 0
 0 0
 0 0 0
 0
 0 0
 0
 *** Q concentradas (m3/s) nos PVs - Inicio e Fim de Projeto ***
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0

0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0
 *** Vazão de Início de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***
 0.002200
 0.002200
 0.002200
 0.002200
 0.002200
 0.002200
 0.002200
 0.005200 0.006400
 0.009600 0.011200
 0.005600 0.007400 0.009000
 0.021800
 0.005200 0.006600
 0.029600
 *** Vazão Final de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***
 0.004000
 0.004000
 0.003200
 0.003600
 0.003600
 0.003600
 0.003600
 0.010400 0.012800
 0.019200 0.022400
 0.011200 0.014800 0.018000
 0.043600
 0.010400 0.013200
 0.059200
 *** Vazão Total de Início e Fim de Plano da Rede (l/s) ***
 29.60 59.20
 *** RESULTADO PARCIAL - DIÂMETROS CONTÍNUOS (Modelo Heurístico) ***
 *** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***
 198.6500 198.0370
 198.6500 198.0370
 198.6500 198.1596
 198.6500 198.0983
 198.6500 198.0983
 198.6500 198.0983
 198.6500 198.0983
 198.1146 197.8219 197.8269 197.6414
 197.6519 197.4578 197.4628 197.2921
 198.0538 197.7740 197.7808 197.5282 197.5335 197.3365
 197.3162 197.1858
 198.1146 197.8219 197.8276 197.6156
 197.2028 197.1208
 *** Diâmetros (m) ***
 0.1031
 0.1031
 0.0948
 0.0991
 0.0991
 0.0991
 0.0991
 0.0991
 0.1625 0.1813
 0.2209 0.2397
 0.1685 0.1949 0.2150
 0.3237
 0.1625 0.1841
 0.3752
 *** Variáveis de Controle Nc ***
 3
 3
 3
 3
 3

3
 3
 0 0
 0 0
 0 0 0
 0
 0 0
 0
 *** No. Bomb, TE1 e TE2 ***
 0 0 0
 *** RESULTADO FINAL - DIÂMETROS DISCRETOS ***
 *** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***
 198.6500 198.0370
 198.6500 198.0370
 198.6500 198.1596
 198.6500 198.0983
 198.6500 198.0983
 198.6500 198.0983
 198.6500 198.0983
 198.0423 197.5937 197.5937 197.0839
 197.0964 196.7668 196.7668 196.3180
 197.9844 197.4640 197.4831 197.2374 197.2308 196.9410
 196.3430 196.1474
 198.0423 197.5937 197.5937 196.9612
 196.1474 195.8770
 *** Diâmetros (m) ***
 0.1500
 0.1500
 0.1500
 0.1500
 0.1500
 0.1500
 0.1500
 0.1500 0.1500
 0.2000 0.2000
 0.1500 0.2000 0.2000
 0.3000
 0.1500 0.1500
 0.3000
 *** Variáveis de Controle Nc ***
 3
 3
 3
 3
 3
 3
 3
 3
 0 0
 0 0
 0 0 0
 0
 0 0
 0
 *** No. Bomb, TE1 e TE2 ***
 0 0 0

 Relatório da Solução Econômica - Redes de Esgotos
 Método Heurístico de Otimização em conjunto com o
 Método Heurístico de Discretização dos Diâmetros

 Rede.....:Rede 2
 Nome do Arquivo de Dados 1 (Restrições, Custos, Diâmetros): OPÇÃO1.PNB
 Nome do Arquivo de Dados 2 (Rede Coletora de Esgotos): REDE2.DAT

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s) Inicial Final	Cota-Ter Mont(m) Jus(m)	Cota-Col Mont(m) Jus(m)	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R Início Final	TQ-jus (m)	V(m/s) Início Final	Velocid Critica (m/s)	H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
1	2	100	2.2 4.0	200.00 200.00	198.50 197.89	0.00613	150	0.29 0.40	0.00	0.51 0.61	3.37	1.50 2.17	1.53	4685.94 556.00	0.00
2	2	100	2.2 4.0	200.00 200.00	198.50 197.89	0.00613	150	0.29 0.40	0.00	0.51 0.61	3.37	1.50 2.17	1.53	4685.94 556.00	0.00
3	2	80	2.2 3.2	200.00 200.00	198.50 198.01	0.00613	150	0.29 0.35	1.11	0.51 0.57	3.22	1.50 3.10	1.53	3748.75 556.00	0.00
4	2	90	2.2 3.6	200.00 200.00	198.50 197.95	0.00613	150	0.29 0.38	0.00	0.51 0.59	3.29	1.50 2.11	1.53	4217.35 556.00	0.00
5	2	90	2.2 3.6	200.00 200.00	198.50 197.95	0.00613	150	0.29 0.38	0.00	0.51 0.59	3.29	1.50 2.11	1.53	4217.35 556.00	0.00
6	2	90	2.2 3.6	200.00 200.00	198.50 197.95	0.00613	150	0.29 0.38	0.00	0.51 0.59	3.29	1.50 2.11	1.53	4217.35 556.00	0.00
7	2	90	2.2 3.6	200.00 200.00	198.50 197.95	0.00613	150	0.29 0.38	0.00	0.51 0.59	3.29	1.50 2.11	1.53	4217.35 556.00	0.00
8	2	80	5.2 10.4	200.00 200.00	197.89 197.44	0.00581	150	0.47 0.75	0.00	0.63 0.73	4.00	2.11 2.56	2.03	4936.37 556.00	0.00
8	4	60	6.4 12.8	200.00 200.00	197.44 196.93	0.00850	150	0.47 0.75	0.00	0.78 0.90	4.00	2.56 3.10	3.08	3702.28 556.00	0.00
9	2	80	9.6 19.2	200.00 200.00	196.90 196.57	0.00412	200	0.47 0.75	0.00	0.65 0.76	4.62	3.10 3.43	1.99	7380.98 1461.12	0.00
9	4	80	11.2 22.4	200.00 200.00	196.57 196.12	0.00561	200	0.47 0.75	0.00	0.76 0.89	4.62	3.43 3.96	2.71	7380.98 1461.12	0.00
10	2	80	5.6 11.2	200.00 200.00	197.83 197.31	0.00651	150	0.47 0.75	0.00	0.68 0.79	4.00	2.17 2.72	2.36	4936.37 556.00	0.00
10	4	90	7.4 14.8	200.00 200.00	197.28 197.04	0.00273	200	0.46 0.72	0.00	0.53 0.61	4.59	2.72 2.97	1.29	6299.70 844.06	0.00
10	6	80	9.0 18.0	200.00 200.00	197.03 196.74	0.00362	200	0.47 0.75	0.70	0.61 0.71	4.62	2.97 3.96	1.75	7380.98 844.06	0.00
11	2	80	21.8 43.6	200.00 200.00	196.04 195.85	0.00245	300	0.47 0.75	0.00	0.66 0.77	5.65	3.96 4.15	1.77	9627.95 1461.18	0.00
12	2	80	5.2 10.4	200.00 200.00	197.89 197.44	0.00561	150	0.47 0.75	0.00	0.63 0.73	4.00	2.11 2.56	2.03	4936.37 556.00	0.00
12	4	70	6.6 13.2	200.00 200.00	197.44 196.81	0.00904	150	0.47 0.75	0.96	0.80 0.93	4.00	2.56 4.15	3.27	4319.33 556.00	0.00
13	2	60	29.6 59.2	200.00 200.00	195.85 195.58	0.00451	300	0.47 0.75	0.00	0.90 1.04	5.65	4.15 4.42	3.26	7220.96 1461.18	0.00

No. Total de Trechos da Rede: 18

Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 2.77

Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.51 - 0.90

Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.57 - 1.04

Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 300.00

Intervalo das Declividades (m/m): 0.00244 - 0.00903

Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm) L(m)

150.00 1010.00

200.00 330.00

300.00 140.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 98112.27

Custo Total dos PVs (US\$): 15665.93

Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00

Custo Total da Rede (US\$): 113778.21

 Tempo de Processamento: 1.76 segundos

As variáveis resultantes do dimensionamento (cotas de assentamento, diâmetros e outros) efetuado por BRAGA (1982), aplicadas no arquivo de entrada do programa CUSREDE, gerou a seguinte planilha:

 Nome do Arquivo de Dados: REDE2.BRA
 Rede.....:Rede 2

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s) Inicial Final	Cota-Ter Mont(m) Jus(m)	Cota-Col Mont(m) Jus(m)	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R Inicio Final	TQ-jus (m)	V(m/s) Inicio Final	Velocid Critica (m/s)	H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
1	2	100	2.2 4.0	200.00 200.00	198.50 197.91	0.00590	150	0.29 0.40	0.00	0.51 0.60	3.38	1.50 2.14	1.49	4685.94 556.00	0.00
2	2	100	2.2 4.0	200.00 200.00	198.50 197.91	0.00590	150	0.29 0.40	0.00	0.51 0.60	3.38	1.50 2.14	1.49	4685.94 556.00	0.00
3	2	80	2.2 3.2	200.00 200.00	198.50 198.03	0.00587	150	0.29 0.36	0.96	0.51 0.56	3.23	1.50 2.93	1.48	3748.75 556.00	0.00
4	2	90	2.2 3.6	200.00 200.00	198.50 197.97	0.00589	150	0.29 0.38	0.00	0.51 0.58	3.31	1.50 2.08	1.48	4217.35 556.00	0.00
5	2	90	2.2 3.6	200.00 200.00	198.50 197.97	0.00589	150	0.29 0.38	0.00	0.51 0.58	3.31	1.50 2.08	1.48	4217.35 556.00	0.00
6	2	90	2.2 3.6	200.00 200.00	198.50 197.97	0.00589	150	0.29 0.38	0.00	0.51 0.58	3.31	1.50 2.08	1.48	4217.35 556.00	0.00
7	2	90	2.2 3.6	200.00 200.00	198.50 197.97	0.00589	150	0.29 0.38	0.00	0.51 0.58	3.31	1.50 2.08	1.48	4217.35 556.00	0.00
8	2	80	5.2 10.4	200.00 200.00	197.92 197.30	0.00775	150	0.43 0.66	0.00	0.71 0.84	3.92	2.08 2.73	2.63	4936.37 556.00	0.00
8	4	60	6.4 12.8	200.00 200.00	197.27 197.10	0.00283	200	0.42 0.64	0.00	0.51 0.61	4.49	2.73 2.93	1.26	4199.80 844.06	0.00
9	2	80	9.6 19.2	200.00 200.00	197.07 196.64	0.00537	200	0.44 0.68	0.00	0.72 0.85	4.55	2.93 3.40	2.46	7380.98 844.06	0.00
9	4	80	11.2 22.4	200.00 200.00	196.60 196.44	0.00200	250	0.45 0.70	0.00	0.52 0.61	5.12	3.40 3.57	1.17	8305.56 1461.14	0.00
10	2	80	5.6 11.2	200.00 200.00	197.86 197.25	0.00763	150	0.45 0.70	0.00	0.72 0.84	3.96	2.14 2.79	2.68	4936.37 556.00	0.00
10	4	90	7.4 14.8	200.00 200.00	197.21 196.98	0.00256	200	0.47 0.74	0.00	0.51 0.60	4.61	2.79 3.03	1.22	6299.70 844.06	0.00
10	6	80	9.0 18.0	200.00 200.00	196.97 196.67	0.00375	200	0.47 0.74	0.00	0.62 0.72	4.61	3.03 3.57	1.80	7380.98 1461.12	0.00
11	2	80	21.8 43.6	200.00 200.00	196.43 195.88	0.00688	250	0.47 0.73	0.00	0.97 1.13	5.15	3.57 4.16	4.10	8305.56 1461.14	0.00
12	2	80	5.2 10.4	200.00 200.00	197.92 197.30	0.00775	150	0.43 0.66	0.00	0.71 0.84	3.92	2.08 2.70	2.63	4936.37 556.00	0.00
12	4	70	6.6 13.2	200.00 200.00	197.30 196.82	0.00686	200	0.34 0.49	0.98	0.71 0.86	4.18	2.70 4.16	2.57	4899.76 844.06	0.00
13	2	60	29.6 59.2	200.00 200.00	195.84 195.56	0.00467	300	0.47 0.74	0.00	0.91 1.06	5.64	4.16 4.44	3.36	7220.96 1461.18	0.00

No. Total de Trechos da Rede: 18
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 1.94
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.51 - 0.97
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.56 - 1.13
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 300.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00200 - 0.00775
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm)	L(m)
150.00	880.00
200.00	380.00
250.00	160.00
300.00	60.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 98792.42
 Custo Total dos PVs (US\$): 16242.03
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 115034.45

C.3 Rede 3:

A Rede 3 também é uma rede hipotética (figura C.03) que foi dimensionada pelo programa DIMREDE, por BRAGA (1982) e pelo MCC.

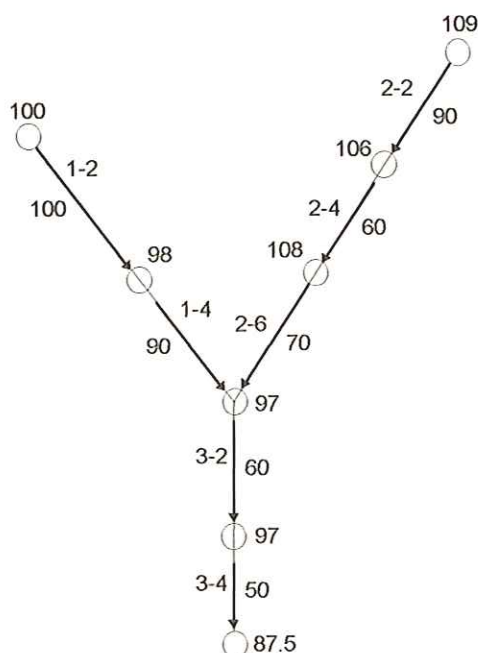


FIGURA C.03 - Rede 3

Os critérios hidráulicos e estruturais, os diâmetros comerciais e as funções de custos são os mesmos apresentados para a Rede 1 (arquivo Opção1.pnb). Executando o programa DIMREDE, obtém-se o arquivo de resposta, a saber:

Arquivo de Dados - Rede3.mag

CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS

1.35 6.00 4.00 0.20 0.75 0.150 2.200 0.40

2 0.50

2 0.013

DIÂMETROS COMERCIAIS (m)

6 0.150 0.200 0.250 0.300 0.375 0.400

DIÂMETRO INICIAL para o Coletor-Tronco (m)

0.500

PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor (m)

5 2.00 3.00 4.50 6.00 8.00

PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor-Tronco (m)

3 4.00 6.00 8.00

COLETOR

3 3

-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06

2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07

-5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08

5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09

COLETOR-TRONCO

8 1

-3.3487462E+02 1.5977694E+00 -2.627493E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0

-2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13

5.4835886E-17 -6.6589249E-21

PV

Coletor

8 4

2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02

-2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13

-3.3616117680E+06 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02

2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13

1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02

-9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14

-1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03

1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14

8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04

-6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16

Coletor-Tronco

10 2

-1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03

7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19

-2.3901937779E-23

-1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03

1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19

-7.1082662375E-23

-3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05

1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22

-3.8160112906E-26

BOMBEAMENTO

2.2143080570E+03 4.0931980840E-01

Rede 3

VARIÁVEIS DE CONTROLE

*** IJUNC, NJUNC, NNR, Afi ***

3 4 3 2

*** Junção de Inicio e Fim de Cada Ramo ***

1 3

2 3

3 4

*** No. de Ramos Afluentes a uma Junção ***

2 1

*** Ramos Afluentes a uma Junção ***

1 2

3 0

*** No. de (PVs + Coletores) e ORDEM de cada Ramo afluente a sua junção ***

5 1

7 2

5 1

*** Cotas do Terreno (m) dos PVs ***

100.00 98.00 97.00

109.00 106.00 108.00 97.00

97.00 97.00 87.50

*** Comprimento dos Coletores (m) ***

100.00 90.00
 90.00 60.00 70.00
 60.00 50.00
 *** Taxas de Vazões (m3/s/m) por Ramo - Inicio e Fim de Projeto ***
 0.00000300 0.00001000
 0.00000300 0.00001000
 0.00000300 0.00001000
 *** Contribuição da Taxa de Vazões (0 - Total, 1 - Meia, 2 - Nula) ***
 1 0
 0 0 0
 0 2
 *** Q concentradas (m3/s) nos PVs - Inicio e Fim de Projeto ***
 0.0 0.0 0.00600000 0.00800000 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
 *** Vazão de Inicio de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***
 0.002200 0.006420
 0.002200 0.002200 0.002200
 0.007260 0.007260
 *** Vazão Final de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***
 0.002200 0.009400
 0.002200 0.002200 0.002200
 0.012200 0.012200
 *** Vazão Total de Inicio e Fim de Plano da Rede (l/s) ***
 7.26 12.20
 *** RESULTADO PARCIAL - DIÂMETROS CONTÍNUOS (Modelo Heurístico) ***
 *** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***
 98.6500 96.6500 96.6500 95.6500
 107.6500 104.6500 104.6500 104.2822 104.2733 95.6500
 95.6500 95.4841 95.4592 86.1500
 *** Diâmetros (m) ***
 0.0660 0.1270
 0.0600 0.0824 0.0469
 0.1818 0.0826
 *** Variáveis de Controle Nc ***
 3 0
 3 0 0
 0 0
 *** No. Bomb, TE1 e TE2 ***
 0 0 0
 *** RESULTADO FINAL - DIÂMETROS DISCRETOS ***
 *** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***
 98.6500 96.6500 96.5999 95.5999
 107.6500 104.6500 104.6349 104.2671 104.2671 95.6500
 95.5583 95.0952 95.0952 86.1500
 *** Diâmetros (m) ***
 0.1500 0.1500
 0.1500 0.1500 0.1500
 0.1500 0.1500
 *** Variáveis de Controle Nc ***
 3 0
 3 0 0
 0 0
 *** No. Bomb, TE1 e TE2 ***
 0 0 0

Relatório da Solução Econômica - Redes de Esgotos
 Método Heurístico de Otimização em conjunto com o
 Método Heurístico de Discretização dos Diâmetros

Rede.....:Rede 3

Nome do Arquivo de Dados 1 (Restrições, Custos, Diâmetros): OPÇÃO1.PNB

Nome do Arquivo de Dados 2 (Rede Coletora de Esgotos): REDE3.DAT

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s) Inicial Final	Cota-Ter Mont(m) Jus(m)	Cota-Col Mont(m) Jus(m)	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R Inicio Final	TQ-jus (m)	V(m/s) Inicio Final	Velocid Critica (m/s)	H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
1	2	100	2.20 2.20	100.00 98.00	98.50 96.50	0.02000	150	0.22 0.22	0.00	0.78 0.78	2.61	1.50 1.55	3.87	4685.94 556.00	0.00
1	4	90	6.42 9.40	98.00 97.00	96.45 95.45	0.01111	150	0.44 0.55	0.00	0.86 0.94	3.75	1.55 1.59	3.82	4217.35 556.00	0.00
2	2	90	2.20 2.20	109.00 106.00	107.50 104.50	0.03333	150	0.19 0.19	0.00	0.94 0.94	2.47	1.50 1.52	5.77	4217.35 556.00	0.00
2	4	60	2.20 2.20	108.00 108.00	104.48 104.12	0.00613	150	0.29 0.29	0.00	0.51 0.51	2.97	1.52 3.88	1.53	3702.28 556.00	0.00
2	6	70	2.20 2.20	108.00 97.00	104.12 95.50	0.12310	150	0.14 0.14	0.00	1.49 1.49	2.14	3.88 1.59	15.92	4319.33 1461.01	0.00
3	2	60	7.26 12.20	97.00 97.00	95.41 94.95	0.00772	150	0.52 0.75	0.00	0.77 0.86	4.00	1.59 2.05	2.98	2811.56 556.00	0.00
3	4	50	7.26 12.20	97.00 87.50	94.95 86.00	0.17890	150	0.23 0.29	0.00	2.41 2.80	2.99	2.05 1.50	36.15	2342.97 556.00	0.00

No. Total de Trechos da Rede: 7

Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 0.00

Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.51 - 2.41

Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.51 - 2.80

Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 150.00

Intervalo das Declividades (m/m): 0.00613 - 0.17890

Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm) L(m)

150.00 520.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 26296.77

Custo Total dos PVs (US\$): 5353.04

Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00

Custo Total da Rede (US\$): 31649.81

Tempo de Processamento: 0.99 segundos

Os custos e a planilha de cálculo para as variáveis de dimensionamento obtidas por BRAGA (1982) e pelo MCC, são, respectivamente, os seguintes:

 Nome do Arquivo de Dados: REDE3.BRA
 Rede.....:Rede 3

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s)		Cota-Ter		Cota-Col	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R		TQ-jus (m)	V(m/s)		Velocid (m/s)	H_PV		Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
			Inicial Final	Mont(m) Jus(m)	Mont(m) Jus(m)	Início Final				Início Final	Mon(m) Jus(m)									
1	2	100	2.20	100.00	98.50	0.02250	150	0.21	0.00	0.82	2.58	1.50	4.24	4685.94	0.00					
			2.20	98.00	96.25								0.21	0.82		1.81	556.00			
1	4	90	6.42	98.00	96.19	0.00833	150	0.48	0.00	0.77	3.84	1.81	3.03	4217.35	0.00					
			9.40	97.00	95.44								0.60	0.84		1.77	556.00			
2	2	90	2.20	109.00	107.50	0.03333	150	0.19	0.00	0.94	2.47	1.50	5.77	4217.35	0.00					
			2.20	106.00	104.50								0.19	0.94		1.52	556.00			
2	4	60	2.20	106.00	104.48	0.00583	150	0.29	0.00	0.51	2.99	1.52	1.47	3702.28	0.00					
			2.20	108.00	104.13								0.29	0.51		3.87	556.00			
2	6	70	2.20	108.00	104.13	0.12586	150	0.14	0.00	1.50	2.13	3.87	16.20	4319.33	0.00					
			2.20	97.00	95.32								0.14	1.50		1.77	1461.01			
3	2	60	7.26	97.00	95.23	0.00817	150	0.52	0.00	0.79	3.99	1.77	3.12	3702.28	0.00					
			12.20	97.00	94.74								0.73	0.88		2.26	556.00			
3	4	50	7.26	97.00	94.74	0.17480	150	0.23	0.00	2.39	3.00	2.26	35.50	2342.97	0.00					
			12.20	87.50	86.00								0.30	2.78		1.50	556.00			

No. Total de Trechos da Rede: 7
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 0.00
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.51 - 2.39
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.51 - 2.78
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 150.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00583 - 0.17480
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
 D(mm) L(m)
 150.00 520.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 27187.49
 Custo Total dos PVs (US\$): 5353.04
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 32540.53

 Nome do Arquivo de Dados: REDE3.MCC
 Rede.....:Rede 3

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s)		Cota-Ter		Cota-Col	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R		TQ-jus (m)	V(m/s)		Velocid (m/s)	H_PV		Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
			Inicial Final	Mont(m) Jus(m)	Mont(m) Jus(m)	Início Final				Início Final	Mon(m) Jus(m)									
1	2	100	2.20	100.00	98.50	0.02250	150	0.21	0.00	0.82	2.58	1.50	4.24	4685.94	0.00					
			2.20	98.00	96.25								0.21	0.82		1.81	556.00			
1	4	90	6.42	98.00	96.19	0.00833	150	0.48	0.00	0.77	3.84	1.81	3.03	4217.35	0.00					
			9.40	97.00	95.44								0.60	0.84		1.61	556.00			
2	2	90	2.20	109.00	107.50	0.03333	150	0.19	0.00	0.94	2.47	1.50	5.77	4217.35	0.00					
			2.20	106.00	104.50								0.19	0.94		1.52	556.00			
2	4	60	2.20	106.00	104.48	0.00583	150	0.29	0.00	0.51	2.99	1.52	1.47	3702.28	0.00					
			2.20	108.00	104.13								0.29	0.51		3.87	556.00			
2	6	70	2.20	108.00	104.13	0.12329	150	0.14	0.00	1.49	2.14	3.87	15.94	4319.33	0.00					
			2.20	97.00	95.50								0.14	1.49		1.61	1461.01			
3	2	60	7.26	97.00	95.39	0.00267	200	0.46	0.00	0.52	4.48	1.61	1.26	3268.80	0.00					
			12.20	97.00	95.23								0.63	0.59		1.77	769.03			
3	4	50	7.26	97.00	95.23	0.18560	200	0.15	0.00	2.36	2.91	1.77	35.34	2724.00	0.00					
			12.20	87.50	85.95								0.20	2.75		1.55	769.03			

No. Total de Trechos da Rede: 7
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 0.00
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.51 - 2.36
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.51 - 2.75
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 200.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00267 - 0.18560
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
 D(mm) L(m)
 150.00 410.00
 200.00 110.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 27135.04
 Custo Total dos PVs (US\$): 5992.11
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 33127.15

C.4 Rede 4:

Seja a rede hipotética da figura C.04, enumerada segundo o critério proposto no item 5.4 do presente trabalho, com as taxas de vazões de início e fim de plano constantes para todos os ramos.

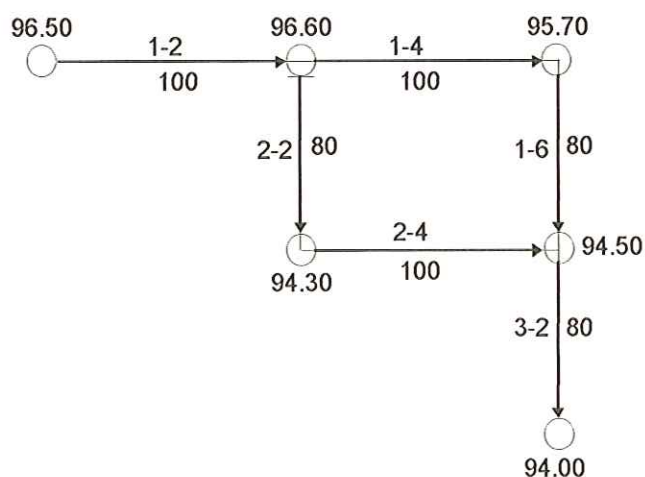


FIGURA C.04 - Rede 4

Os critérios hidráulicos e estruturais a serem obedecidos, bem como os diâmetros comerciais levados em conta e funções de custos correspondentes, fazem parte do arquivo de dados a seguir.

Arquivo de Dados - Opção1.nbr

ENTRADA DE DADOS - Restrições, Custos, Diâmetros Comerciais e Profundidades
 CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS
 0.90 6.00 5.00 0.20 0.75 0.100 1.500 0.50
 1 1.00
 2 0.013
 DIÂMETROS COMERCIAIS (m)
 18 0.10 0.15 0.200 0.250 0.300 0.350 0.375 0.400 0.450 0.500 0.600 0.700 0.800 0.900 1.000 1.100 1.200 1.500

DIÂMETRO INICIAL para o Coletor-Tronco (m)
0.500
PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor (m)
5 2.00 3.00 4.50 6.00 8.00
PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor-Tronco (m)
3 4.00 6.00 8.00
COLETOR
3 3
-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06
2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07
-5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08
5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09
COLETOR-TRONCO
8 1
-3.3487462E+02 1.5977694E+00 -2.627493E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0
-2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13
5.4835886E-17 -6.6589249E-21
PV
Coletor
8 4
2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02
-2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13
-3.3616117680E+06 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02
2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13
1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02
-9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14
-1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03
1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14
8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04
-6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16
Coletor-Tronco
10 2
-1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03
7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19
-2.3901937779E-23
-1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03
1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19
-7.1082862375E-23
-3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05
1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22
-3.8160112906E-26
BOMBEAMENTO
2.2143080570E+03 4.0931980840E-01

O arquivo de resposta do programa DIMREDE para a Rede 4 é reproduzido a seguir:

Arquivo de Dados - Rede4.mag

CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS
0.90 6.00 5.00 0.20 0.75 0.100 1.500 0.50
1 1.00
2 0.013
DIÂMETROS COMERCIAIS (m)
18 0.10 0.15 0.200 0.250 0.300 0.350 0.375 0.400 0.450 0.500 0.600 0.700 0.800 0.900 1.000 1.100 1.200 1.500
DIÂMETRO INICIAL para o Coletor-Tronco (m)
0.500
PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor (m)
5 2.00 3.00 4.50 6.00 8.00
PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor-Tronco (m)
3 4.00 6.00 8.00
COLETOR
3 3
-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06
2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07
-5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08
5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09
COLETOR-TRONCO

8 1

-3.3487462E+02 1.5977694E+00 -2.627493E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0
 -2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13
 5.4835886E-17 -6.6589249E-21

PV

Coletor

8 4

2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02
 -2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13
 -3.3616117680E+06 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02
 2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13
 1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02
 -9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14
 -1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03
 1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14
 8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04
 -6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16

Coletor-Tronco

10 2

-1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03
 7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19
 -2.3901937779E-23
 -1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03
 1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19
 -7.1082662375E-23
 -3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05
 1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22
 -3.8160112906E-26

BOMBAMENTO

2.2143080570E+03 4.0931980840E-01

Rede 4

VARIÁVEIS DE CONTROLE

*** JUNC, NJUNC, NNR, AII ***

3 4 3 2

*** Junção de Início e Fim de Cada Ramo ***

1 3

2 3

3 4

*** No. de Ramos Afluentes a uma Junção ***

2 1

*** Ramos Afluentes a uma Junção ***

1 2

3 0

*** No. de (PVs + Coletores) e ORDEM de cada Ramo afluente a sua junção ***

7 1

5 2

3 1

*** Cotas do Terreno (m) dos PVs ***

96.50 96.60 95.70 94.50

96.60 94.30 94.50

94.50 94.00

*** Comprimento dos Coletores (m) ***

100.00 100.00 80.00

80.00 100.00

80.00

*** Taxas de Vazões (m3/s/m) por Ramo - Início e Fim de Projeto ***

0.00001000 0.00002500

0.00001000 0.00002500

0.00001000 0.00002500

*** Contribuição da Taxa de Vazões (0 - Total, 1 - Meia, 2 - Nula) ***

0 0 0

0 0

0

*** Q concentradas (m3/s) nos PVs - Início e Fim de Projeto ***

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0

0.0 0.0 0.0 0.0

*** Vazão de Início de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***

0.001500 0.002000 0.002800

0.001500 0.001800

0.005400

*** Vazão Final de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***

0.002500 0.005000 0.007000

0.002000 0.004500

0.013500

*** Vazão Total de Início e Fim de Plano da Rede (l/s) ***

5.40 13.50

*** RESULTADO PARCIAL - DIÂMETROS CONTÍNUOS (Modelo Heurístico) ***

*** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***

95.6000 95.1433 95.1508 94.7434 94.7403 93.6000

95.7000 93.4000 93.4000 92.9802

92.9993 92.7779

*** Diâmetros (m) ***

0.0913 0.1210 0.1086

0.0595 0.1157

0.1888

*** Variáveis de Controle Nc ***

3 0 0

3 0

0

*** No. Bomb, TE1 e TE2 ***

0 0 0

*** RESULTADO FINAL - DIÂMETROS DISCRETOS ***

*** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***

95.6000 95.1433 95.1309 94.0041 94.0041 92.2372

95.7000 93.4000 93.3575 92.4448

92.2497 91.4937

*** Diâmetros (m) ***

0.1000 0.1000 0.1000

0.1000 0.1000

0.1500

*** Variáveis de Controle Nc ***

3 0 0

3 0

0

*** No. Bomb, TE1 e TE2 ***

0 0 0

Relatório da Solução Econômica - Redes de Esgotos

Método Heurístico de Otimização em conjunto com o

Método Heurístico de Discretização dos Diâmetros

Rede.....:Rede 4

Nome do Arquivo de Dados 1 (Restrições, Custos, Diâmetros): OPCAO1.NBR

Nome do Arquivo de Dados 2 (Rede Coletora de Esgotos): REDE4.DAT

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s)		Cota-Ter		Cota-Col	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R	TQ-jus (m)	V(m/s)		Velocid Crítica (m/s)	H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
			Inicial Final	Final	Mont(m) Jus(m)	Mont(m) Jus(m)						Início Final	Início Final					
1	2	100	1.50	96.50	95.50	0.00457	100	0.46	0.00	0.43	3.16	1.00	1.08	3884.79	0.00	556.00		
			2.50	96.60	95.04													
1	4	100	2.00	96.60	95.03	0.01127	100	0.42	0.00	0.64	3.26	1.57	2.49	3884.79	0.00	556.00		
			5.00	95.70	93.90													
1	6	80	2.80	95.70	93.85	0.00505	150	0.95	1.14	0.51	3.81	1.85	1.46	3748.75	0.00	556.00		
			7.00	94.50	93.45													
2	2	80	1.50	96.60	95.60	0.02875	100	0.28	0.00	0.83	2.54	1.00	4.64	3107.83	0.00	556.00		
			2.00	94.30	93.30													
2	4	100	1.80	94.30	93.26	0.00913	100	0.42	0.00	0.58	3.26	1.04	2.02	3884.79	0.00	556.00		
			4.50	94.50	92.34													
3	2	80	5.40	94.50	92.31	0.00945	150	0.42	0.00	0.77	4.00	2.19	3.13	4936.37	0.00	556.00		
			13.50	94.00	91.55													

No. Total de Trechos da Rede: 6

Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 1.14

Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.43 - 0.83

Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.48 - 0.95

Intervalo dos Diâmetros (mm): 100.00 - 150.00

Intervalo das Declividades (m/m): 0.00457 - 0.02875

Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm) L(m)
 100.00 380.00
 150.00 160.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 23447.31
 Custo Total dos PVs (US\$): 3892.02
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 27339.33

Tempo de Processamento: 0.66 segundos

Essa rede também foi dimensionada pelo MCC. Para obter os custos e a planilha de cálculo desse método, basta editar o arquivo de resposta do programa DIMREDE, alterar os dados da seção RESULTADO FINAL - DIÂMETROS DISCRETOS para os dados obtidos através do MCC e gravá-lo com outro nome. Com esse arquivo alterado, emprega-se o programa CUSREDE, e obtém-se a seguinte planilha de cálculo:

 Nome do Arquivo de Dados: REDE4.MCC
 Rede.....:Rede 4

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s)		Cota-Ter		Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R	TQ-jus (m)	V(m/s)		H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
			Inicial Final	Mont(m) Jus(m)	Mont(m) Jus(m)	Inicio Final					Critica (m/s)					
1	2	100	1.50	96.50	95.50	0.00450	100	0.46	0.00	0.43	3.17	1.00	1.06	3884.79	0.00	
			2.50	96.60	95.05						0.63					0.48
1	4	100	2.00	96.60	95.05	0.00400	150	0.31	0.00	0.43	3.66	1.55	1.05	4685.94	0.00	
			5.00	95.70	94.65						0.51					0.55
1	6	80	2.80	95.70	94.65	0.01500	150	0.26	0.69	0.76	3.44	1.05	3.43	3748.75	0.00	
			7.00	94.50	93.45						0.42					0.98
2	2	80	1.50	96.60	95.60	0.02875	100	0.28	0.00	0.83	2.54	1.00	4.64	3107.83	0.00	
			2.00	94.30	93.30						0.32					0.90
2	4	100	1.80	94.30	93.25	0.00420	150	0.29	0.00	0.42	3.58	1.05	1.04	4685.94	0.00	
			4.50	94.50	92.83						0.47					0.55
3	2	80	5.40	94.50	92.76	0.00250	200	0.39	0.00	0.47	4.56	1.74	1.06	4358.40	0.00	
			13.50	94.00	92.56						0.69					0.58

No. Total de Trechos da Rede: 6
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 0.69
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.42 - 0.83
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.48 - 0.98
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 100.00 - 200.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00250 - 0.02875
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm) L(m)
 100.00 180.00
 150.00 280.00
 200.00 80.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 24471.65
 Custo Total dos PVs (US\$): 4318.07
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 28789.72

C.5 Rede 5:

Seja a rede hipotética da figura C.05, enumerada segundo o critério proposto no item 5.4 do presente trabalho, com as taxas de vazões de início e fim de plano nulas para todos os ramos.

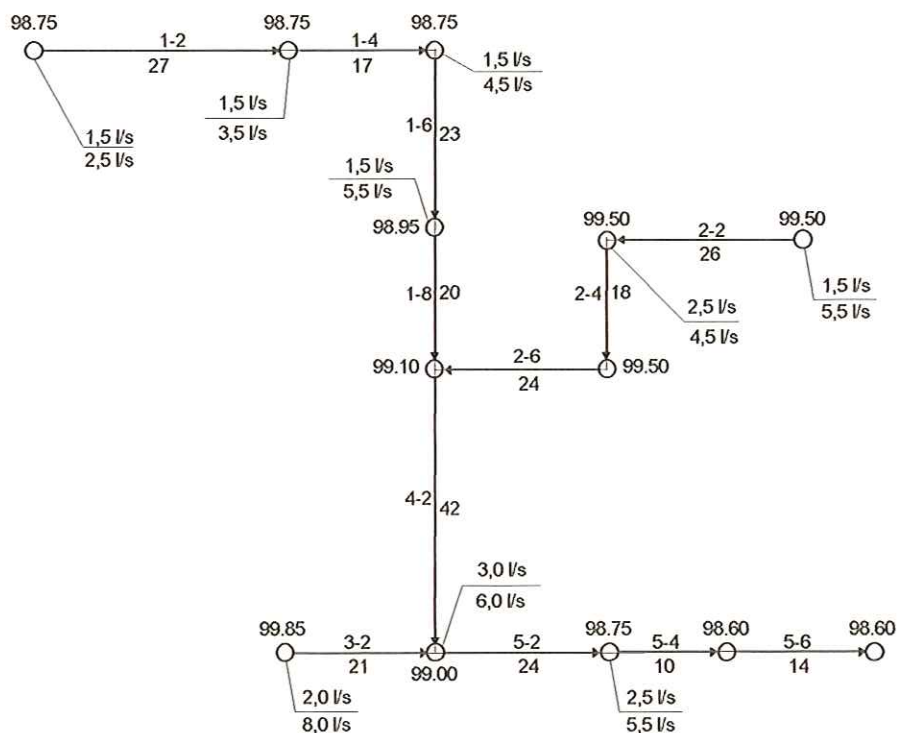


FIGURA C.05 - Rede 5

Os critérios hidráulicos e estruturais a serem obedecidos, bem como os diâmetros comerciais considerados e funções de custos correspondentes, fazem parte do arquivo de dados a seguir.

Arquivo de Dados - Opção11.nbr

ENTRADA DE DADOS - Restrições, Custos, Diâmetros Comerciais e Profundidades
 CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS
 0.90 6.00 5.00 0.20 0.75 0.150 1.500 0.50
 1 1.00
 2 0.013
 DIÂMETROS COMERCIAIS (m)
 6 0.150 0.200 0.250 0.300 0.350 0.400
 DIÂMETRO INICIAL para o Coletor-Tronco (m)
 0.500
 PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor (m)
 5 2.00 3.00 4.50 6.00 8.00
 PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor-Tronco (m)
 3 4.00 6.00 8.00

COLETOR

3 3

-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06
 2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07
 -5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08
 5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09

COLETOR-TRONCO

8 1

-3.3487462E+02 1.5977694E+00 -2.627493E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0
 -2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13
 5.4835886E-17 -6.6589249E-21

PV

Coletor

8 4

2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02
 -2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13
 -3.3616117680E+05 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02
 2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13
 1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02
 -9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14
 -1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03
 1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14
 8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04
 -6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16

Coletor-Tronco

10 2

-1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03
 7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19
 -2.3901937779E-23
 -1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03
 1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19
 -7.1082662375E-23
 -3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05
 1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22
 -3.8160112906E-26

BOMBEAMENTO

2.2143080570E+03 4.0931980840E-01

O arquivo de resposta do programa DIMREDE para a Rede 5, é reproduzido a seguir:

Arquivo de Dados - Rede5.mag

CRITÉRIOS HIDRÁULICOS e ESTRUTURAIS

0.90 6.00 5.00 0.20 0.75 0.150 1.500 0.50

1 1.00

2 0.013

DIÂMETROS COMERCIAIS (m)

6 0.150 0.200 0.250 0.300 0.350 0.400

DIÂMETRO INICIAL para o Coletor-Tronco (m)

0.500

PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor (m)

5 2.00 3.00 4.50 6.00 8.00

PROFUNDIDADE para efeito de Custo - Coletor-Tronco (m)

3 4.00 6.00 8.00

COLETOR

3 3

-2.9318517000E+01 3.3818487000E-01 -1.4908916000E-03 3.2865997000E-06
 2.8925947000E+01 4.5220662000E-02 -1.1491607000E-04 1.6021621000E-07
 -5.4228647000E+00 -6.2955740000E-03 1.6641849000E-05 -2.2973692000E-08
 5.2483640000E-01 7.8090752000E-04 -1.9681617000E-06 2.7523631000E-09

COLETOR-TRONCO

8 1

-3.3487462E+02 1.5977694E+00 -2.627493E-03 1.8533787E-06 -4.0425099E-10 0.0 0.0 0.0 0.0
 -2.9539894E+03 2.9930407E+01 -1.2691152E-01 2.9690301E-04 -4.1847217E-07 3.6374533E-10 -1.9035962E-13
 5.4835886E-17 -6.6589249E-21

PV

Coletor

8 4

2.8035390546E+06 -1.0336319949E+05 1.5985389063E+03 -1.3538247008E+01 6.8866731471E-02
 -2.1614097676E-04 4.1003384728E-07 -4.3117557504E-10 1.9296299165E-13
 -3.3616117680E+06 1.2384242024E+05 -1.9129950012E+03 1.6184282446E+01 -8.2252465871E-02
 2.5795864525E-04 -4.8906057707E-07 5.1401282035E-10 -2.2993699745E-13
 1.1932089097E+06 -4.3957918689E+04 6.7907293772E+02 -5.7454935832E+00 2.9201792951E-02
 -9.1586814488E-05 1.7364567012E-07 -1.8251161040E-10 8.1646588444E-14
 -1.7001175941E+05 6.2632722305E+03 -9.6760589870E+01 8.1870133572E-01 -4.1612266880E-03
 1.3051374295E-05 -2.4745527217E-08 2.6009444231E-11 -1.1635501449E-14
 8.4245029129E+03 -3.1036835584E+02 4.7951589121E+00 -4.0574709892E-02 2.0624003694E-04
 -6.4688329110E-07 1.2265390127E-09 -1.2892231666E-12 5.7675636101E-16

Coletor-Tronco

10 2

-1.8620745463E+07 2.2036594606E+05 -1.1352887438E+03 3.3550600695E+00 -6.3022036258E-03
 7.8662610731E-06 -6.6094627457E-09 3.6921058463E-12 -1.3123921634E-15 2.6808109134E-19
 -2.3901937779E-23
 -1.6358679202E+07 2.1061325941E+05 -1.1923802788E+03 3.9093432268E+00 -8.2194475148E-03
 1.1577885206E-05 -1.1061728541E-08 7.0750666023E-12 -2.8974126353E-15 6.8550219870E-19
 -7.1082662375E-23
 -3.7236624689E+04 4.4834035596E+02 -2.3294167445E+00 6.8893634332E-03 -1.2857153466E-05
 1.5826074630E-08 -1.3007692133E-11 7.0410067829E-15 -2.3973420270E-18 4.6223115650E-22
 -3.8160112906E-26

BOMBEAMENTO

2.2143080570E+03 4.0931980840E-01

Rede 5

VARIÁVEIS DE CONTROLE

*** IJUNC, NJUNC, NNR, AfI ***

4 6 5 2

*** Junção de Inicio e Fim de Cada Ramo ***

1 4

2 4

3 5

4 5

5 6

*** No. de Ramos Afluentes a uma Junção ***

2 2 1

*** Ramos Afluentes a uma Junção ***

1 2

3 4

5 0

*** No. de (PVs + Coletores) e ORDEM de cada Ramo afluente a sua junção ***

9 1

7 2

3 1

3 2

7 1

*** Cotas do Terreno (m) dos PVs ***

98.75 98.75 98.75 98.95 99.10

99.50 99.50 99.50 99.10

99.85 99.00

99.10 99.00

99.00 98.75 98.60 98.60

*** Comprimento dos Coletores (m) ***

27.00 17.00 23.00 20.00

26.00 18.00 24.00

21.00

42.00

24.00 10.00 14.00

*** Taxas de Vazões (m3/s/m) por Ramo - Inicio e Fim de Projeto ***

0.00000000 0.00000000

0.00000000 0.00000000

0.00000000 0.00000000

0.00000000 0.00000000

0.00000000 0.00000000

*** Contribuição da Taxa de Vazões (0 - Total, 1 - Meia, 2 - Nula) ***

0 0 0 0

0 0 0

0

0

0 0 0

*** Q concentradas (m3/s) nos PVs - Inicio e Fim de Projeto ***

0.00150000 0.00250000 0.00150000 0.00350000 0.00150000 0.00450000 0.00150000 0.00550000 0.0 0.0

0.00150000 0.00550000 0.00250000 0.00450000 0.0 0.0 0.0 0.0

```

0.00200000 0.00800000 0.0 0.0
0.0 0.0 0.0 0.0
0.00300000 0.00600000 0.00250000 0.00550000 0.0 0.0 0.0 0.0
*** Vazão de Início de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***
0.001500 0.003000 0.004500 0.006000
0.001500 0.004000 0.004000
0.002000
0.010000
0.015000 0.017500 0.017500
*** Vazão Final de Plano nos Trechos Coletores (m3/s) ***
0.002500 0.006000 0.010500 0.016000
0.005500 0.010000 0.010000
0.008000
0.026000
0.040000 0.045500 0.045500
*** Vazão Total de Início e Fim de Plano da Rede (l/s) ***
17.50 45.50
*** RESULTADO PARCIAL - DIÂMETROS CONTÍNUOS (Modelo Heurístico) ***
*** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***
97.8500 97.7267 97.7375 97.6703 97.6807 97.6070 97.6169 97.5589
98.6000 98.4813 98.4924 98.4290 98.4221 98.2000
98.9500 98.1000
97.5738 97.4790
97.4951 97.4411 97.4512 97.4264 97.4342 97.4058
*** Diâmetros (m) ***
0.0913 0.1303 0.1672 0.1995
0.1228 0.1613 0.1346
0.0938
0.2509
0.2950 0.3041 0.3157
*** Variáveis de Controle Nc ***
3 0 0 0
3 0 0
3
0
0 0 0
*** No. Bomb, TE1 e TE2 ***
0 0 0
*** RESULTADO FINAL - DIÂMETROS DISCRETOS ***
*** Cotas da Geratriz Superior de Montante e Jusante de Cada Trecho ***
97.8500 97.7267 97.6860 97.6296 97.6082 97.4767 97.4892 97.4319
98.6000 98.4813 98.4468 98.3535 98.3535 98.2000
98.9500 98.1000
97.4444 97.3479
97.3604 97.3110 97.3110 97.2844 97.2844 97.2471
*** Diâmetros (m) ***
0.1500 0.1500 0.1500 0.2000
0.1500 0.1500 0.1500
0.1500
0.2500
0.3000 0.3000 0.3000
*** Variáveis de Controle Nc ***
3 0 0 0
3 0 0
3
0
0 0 0
*** No. Bomb, TE1 e TE2 ***
0 0 0
*****
Relatório da Solução Econômica - Redes de Esgotos
Método Heurístico de Otimização em conjunto com o
Método Heurístico de Discretização dos Diâmetros

Rede.....:Rede 5
Nome do Arquivo de Dados 1 (Restrições, Custos, Diâmetros): OPCA011.NBR
Nome do Arquivo de Dados 2 (Rede Coletora de Esgotos): REDE5.DAT

```

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s) Inicial Final	Cota-Ter Mont(m) Jus(m)	Cota-Col Mont(m) Jus(m)	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R Inicio Final	TQ-jus (m)	V(m/s) Inicio Final	Velocid Critica (m/s)	H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
1	2	27	1.50 2.50	98.75 98.75	97.70 97.58	0.00457	150	0.26 0.34	0.00	0.42 0.48	3.15	1.05 1.21	1.03	1265.20 556.00	0.00
1	4	17	3.00 6.00	98.75 98.75	97.54 97.48	0.00332	150	0.40 0.61	0.00	0.45 0.53	3.85	1.21 1.29	1.07	796.61 556.00	0.00
1	6	23	4.50 10.50	98.75 98.95	97.46 97.33	0.00572	150	0.43 0.75	0.00	0.61 0.74	4.00	1.29 1.66	1.95	1077.77 556.00	0.00
1	8	20	6.00 16.00	98.95 99.10	97.29 97.23	0.00286	200	0.40 0.75	0.00	0.51 0.63	4.62	1.66 1.91	1.23	1089.60 769.03	0.00
2	2	26	1.50 5.50	99.50 99.50	98.45 98.33	0.00457	150	0.26 0.52	0.00	0.42 0.59	3.68	1.05 1.20	1.03	1218.34 556.00	0.00
2	4	18	4.00 10.00	99.50 99.50	98.30 98.20	0.00518	150	0.42 0.75	0.00	0.57 0.70	4.00	1.20 1.30	1.72	843.47 556.00	0.00
2	6	24	4.00 10.00	99.50 99.10	98.20 98.05	0.00640	150	0.39 0.69	0.86	0.62 0.77	3.95	1.30 1.91	2.03	1124.63 556.00	0.00
3	2	21	2.00 8.00	99.85 99.00	98.80 97.95	0.04048	150	0.17 0.35	0.89	0.98 1.46	3.20	1.05 1.94	6.43	984.05 556.00	0.00
4	2	42	10.00 26.00	99.10 99.00	97.19 97.10	0.00230	250	0.41 0.75	0.00	0.53 0.66	5.16	1.91 1.94	1.25	2703.23 769.03	0.00
5	2	24	15.00 40.00	99.00 98.75	97.10 96.97	0.00544	250	0.40 0.75	0.00	0.81 1.01	5.16	1.90 1.78	2.93	1544.70 769.03	0.00
5	4	10	17.50 45.50	98.75 98.60	98.97 96.90	0.00704	250	0.41 0.75	0.00	0.93 1.15	5.16	1.78 1.70	3.83	643.63 769.03	0.00
5	6	14	17.50 45.50	98.60 98.60	96.90 96.80	0.00704	250	0.41 0.75	0.00	0.93 1.15	5.16	1.70 1.80	3.83	901.08 769.03	0.00

No. Total de Trechos da Rede: 12

Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 1.71

Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.42 - 0.98

Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.48 - 1.46

Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 250.00

Intervalo das Declividades (m/m): 0.00230 - 0.04048

Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm) L(m)

150.00 156.00

200.00 20.00

250.00 90.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 14192.30

Custo Total dos PVs (US\$): 8506.23

Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00

Custo Total da Rede (US\$): 22698.53

Tempo de Processamento: 1.04 segundos

As variáveis resultantes do dimensionamento (cotas de assentamento, diâmetros e outros) efetuado pelo MCC, aplicadas no arquivo de entrada do programa CUSREDE, gerou a seguinte planilha de cálculo:

Rede.....:Rede 5

Nome do Arquivo de Dados: REDES.MCC

PLANILHA DE CALCULO - REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Ram	Trec	Comprim (m)	Q(l/s) Inicial Final	Cota-Ter Mont(m) Jus(m)	Cota-Col Mont(m) Jus(m)	Declivid (m/m)	Diâmetro (mm)	R Início Final	TQ-jus (m)	V(m/s) Início Final	Velocid Critica (m/s)	H_PV Mon(m) Jus(m)	Tt (Pa)	Custo(US\$) Coletor PV_mont	Cust_Bomb (US\$)
1	2	27	1.50 2.50	98.75 98.75	97.70 97.58	0.00454	150	0.26 0.34	0.00	0.41 0.48	3.15	1.05 1.21	1.03	1265.20 556.00	0.00
1	4	17	3.00 6.00	98.75 98.75	97.54 97.48	0.00328	150	0.40 0.61	0.00	0.45 0.53	3.85	1.21 1.29	1.06	796.61 556.00	0.00
1	6	23	4.50 10.50	98.75 98.95	97.46 97.40	0.00271	200	0.35 0.57	0.00	0.46 0.57	4.36	1.29 1.57	1.05	1253.04 769.03	0.00
1	8	20	6.00 16.00	98.95 99.10	97.38 97.33	0.00237	250	0.31 0.53	0.00	0.47 0.60	4.79	1.57 1.81	1.04	1287.25 769.03	0.00
2	2	26	1.50 5.50	99.50 99.50	98.45 98.33	0.00455	150	0.26 0.52	0.00	0.41 0.59	3.69	1.05 1.20	1.03	1218.34 556.00	0.00
2	4	18	4.00 10.00	99.50 99.50	98.30 98.25	0.00287	200	0.32 0.54	0.00	0.45 0.58	4.30	1.20 1.25	1.04	980.64 769.03	0.00
2	6	24	4.00 10.00	99.50 99.10	98.25 98.00	0.01043	200	0.23 0.37	0.71	0.72 0.93	3.80	1.25 1.81	2.88	1307.52 769.03	0.00
3	2	21	2.00 8.00	99.85 99.00	98.80 97.95	0.04048	150	0.17 0.35	0.78	0.98 1.46	3.20	1.05 1.83	6.43	984.05 556.00	0.00
4	2	42	10.00 26.00	99.10 99.00	97.29 97.21	0.00186	300	0.33 0.57	0.00	0.49 0.62	5.35	1.81 1.83	1.04	3324.72 769.05	0.00
5	2	24	15.00 40.00	99.00 98.75	97.17 97.13	0.00154	350	0.35 0.62	0.00	0.50 0.64	5.90	1.83 1.65	1.04	2436.60 1131.04	0.00
5	4	10	17.50 45.50	98.75 98.60	97.10 97.09	0.00143	350	0.39 0.69	0.00	0.51 0.64	6.04	1.65 1.51	1.05	1015.25 1131.04	0.00
5	6	14	17.50 45.50	98.60 98.60	97.09 97.07	0.00144	350	0.39 0.69	0.00	0.51 0.64	6.04	1.51 1.53	1.05	1421.35 1131.04	0.00

No. Total de Trechos da Rede: 12

Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 1.49

Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.41 - 0.98

Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.48 - 1.46

Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 350.00

Intervalo das Declividades (m/m): 0.00143 - 0.04048

Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm) L(m)

150.00 91.00

200.00 65.00

250.00 20.00

300.00 42.00

350.00 48.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 17290.59

Custo Total dos PVs (US\$): 10593.33

Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00

Custo Total da Rede (US\$): 27883.92

ANEXO D

Redes Reais

No presente Anexo será apresentado apenas um resumo dos arquivos de resposta para as redes reais analisadas nos estudos de caso (capítulo 7), visando reduzir o espaço e tornar a apresentação mais didática.

D.1 Rede Vila Operária:

Como reportado no item 7.2.1 do capítulo 7, essa rede faz parte de uma sub-bacia da rede coletora de uma cidade de médio porte do Estado de São Paulo, representada na figura D.01. Os critérios hidráulicos e estruturais, bem como os diâmetros comerciais contemplados e as funções de custos correspondentes, são basicamente os mesmos apresentados para a Rede 4 (Opção1.nbr), com exceção do recobrimento mínimo que é de 1.35m, do diâmetro mínimo que é de 0.150m e dos diâmetros comerciais que são 0.150, 0.200, 0.300 e 0.375 metros. O resumo do arquivo de resposta do programa DIMREDE, é reproduzido a seguir:

Resumo do Arquivo de Dados - VilaOper.Mag

```
No. Total de Trechos da Rede: 21
Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 2.27
Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.42 - 1.66
Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.42 - 1.66
Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 150.00
Intervalo das Declividades (m/m): 0.00457 - 0.23425
Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
D(mm)  L(m)
150.00 1032.00
Custo Total dos Coletores (US$): 49902.81
Custo Total dos PVs (US$): 12232.09
Custo Total das Elevatórias + TE1 (US$): 0.00
Custo Total da Rede (US$): 62134.89
*****
Tempo de Processamento: 3.96 segundos
```

Essa rede também foi dimensionada pelo MCC, cujo resumo do seu arquivo de resposta do programa CUSREDE, é apresentado a seguir:

Resumo do Arquivo de Dados - VilaOper.MCC

```
No. Total de Trechos da Rede: 21
Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 2.55
Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.39 - 1.66
Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.39 - 1.66
Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 150.00
Intervalo das Declividades (m/m): 0.00383 - 0.23387
Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
D(mm)  L(m)
```


150.00 1032.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 51550.63
 Custo Total dos PVs (US\$): 13137.09
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 64687.73

D.2 Rede Sub-bacia 06:

A Rede Sub-bacia 06 também é uma sub-bacia do sistema coletor da cidade de médio porte citada no item 7.2.1, e está representada na figura D.02. Os critérios hidráulicos e estruturais, os diâmetros comerciais e as funções de custos são os mesmos da Rede Vila Operária, com exceção da profundidade máxima que é de 6.50m. E o resumo do arquivo de resposta do programa DIMREDE para a Rede Sub-bacia 06, é reproduzido a seguir:

Resumo do Arquivo de Dados - SB6.Mag

No. Total de Trechos da Rede: 147
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 10.04
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.42 - 2.34
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.42 - 2.73
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 200.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00457 - 0.62677
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
 D(mm) L(m)
 150.00 6124.00
 200.00 52.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 305133.06
 Custo Total dos PVs (US\$): 88774.83
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 393907.88

 Tempo de Processamento: 26.48 segundos

As variáveis resultantes do dimensionamento (cotas de assentamento, diâmetros e outros), através do MCC, aplicadas ao arquivo de entrada do programa CUSREDE, gerou o seguinte resumo do arquivo de resposta:

Resumo do Arquivo de Dados - SB6.MCC

No. Total de Trechos da Rede: 147
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 9.63
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.43 - 2.34
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.44 - 2.73
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 200.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00368 - 0.62778
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
 D(mm) L(m)
 150.00 5442.00
 200.00 734.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 308434.52

Custo Total dos PVs (US\$): 91810.19
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 400244.71

D.3 Rede Sub-bacias 07 e 08:

As Sub-bacias 07 e 08, que também são partes integrantes da rede de esgotos da cidade referida no item 7.2.1 (figuras D.01 e D.02), foram dimensionadas pelo programa DIMREDE e pelo MCC. Os critérios hidráulicos e estruturais, os diâmetros comerciais e as funções de custos são os mesmos da Rede Vila Operária. Executando o programa DIMREDE, obtém-se o resumo do arquivo de resposta a seguir:

Resumo do Arquivo de Dados - SB78.Mag

No. Total de Trechos da Rede: 117
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 7.43
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.42 - 2.00
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.42 - 2.00
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 300.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00274 - 0.39857
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm)	L(m)
150.00	4019.45
200.00	463.00
300.00	1622.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 442105.58
 Custo Total dos PVs (US\$): 94671.74
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 536777.31

 Tempo de Processamento: 22.47 segundos

O resumo do arquivo de resposta para as variáveis de dimensionamento (cotas de assentamento, diâmetros e outros) obtidas pelo MCC, é o seguinte:

Resumo do Arquivo de Dados - SB78.MCC

No. Total de Trechos da Rede: 117
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 8.23
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.41 - 2.00
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.44 - 2.00
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 300.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00256 - 0.39857
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm)	L(m)
150.00	3939.45
200.00	543.00
300.00	1622.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 446785.36
 Custo Total dos PVs (US\$): 96231.73
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 543017.10



D.4 Rede São José dos Campos:

Como dito no item 7.2.4 do capítulo 7, essa rede faz parte da sub-bacia 26 da rede de esgotos da cidade de São José dos Campos, cujos dados foram obtidos da dissertação de mestrado de BRAGA (1982). Dessa forma, a planta baixa da rede em estudo, consta na página 219 do trabalho de BRAGA (1982). Os critérios hidráulicos e estruturais a serem obedecidos, bem como os diâmetros comerciais considerados e as funções de custos correspondentes, são os mesmos apresentados para a Rede 1 (Opção1.pnb). O resumo do arquivo de resposta do programa DIMREDE para a Rede São José dos Campos, é reproduzido a seguir:

Resumo do Arquivo de Dados - RSJC.Mag

No. Total de Trechos da Rede: 74
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 7.46
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.51 - 0.98
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.51 - 0.98
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 150.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00613 - 0.03716
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
 D(mm) L(m)
 150.00 5326.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 271607.69
 Custo Total dos PVs (US\$): 47130.33
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 318738.02

 Tempo de Processamento: 12.30 segundos

Essa rede também foi dimensionada por BRAGA (1982) e pelo MCC, cujos resumos dos arquivos de resposta são representados a seguir pelos arquivos de dados RSJC.Bra e RSJC.MCC:

Resumo do Arquivo de Dados - RSJC.Bra

No. Total de Trechos da Rede: 74
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 7.21
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.51 - 0.98
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.51 - 0.98
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 150.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00586 - 0.03716
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
 D(mm) L(m)
 150.00 5326.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 271607.69
 Custo Total dos PVs (US\$): 47130.33
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 318738.02

Resumo do Arquivo de Dados - RSJC.MCC

No. Total de Trechos da Rede: 74
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 3.58
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.50 - 0.99
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.51 - 1.10
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 200.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00594 - 0.03851
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm)	L(m)
150.00	5252.00
200.00	74.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 275447.92
 Custo Total dos PVs (US\$): 45320.43
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 320768.35

D.5 Rede Ibiúna:

A Rede Ibiúna é uma sub-bacia da rede coletora da cidade de Ibiúna, que é apresentada na página 251 da dissertação de mestrado de BRAGA (1982). Os critérios hidráulicos e estruturais, os diâmetros comerciais e as funções de custos são os mesmos da Rede São José dos Campos, com exceção da profundidade máxima admitida 8,00m. E o resumo do arquivo de resposta do programa DIMREDE para a Rede Ibiúna, é reproduzido a seguir:

Resumo do Arquivo de Dados - Ribiuna.Mag

No. Total de Trechos da Rede: 191
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 27.50
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.51 - 1.94
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.51 - 2.21
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 300.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00235 - 0.26200
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro

D(mm)	L(m)
150.00	9285.00
200.00	658.00
250.00	163.00
300.00	962.00

Custo Total dos Coletores (US\$): 606672.83
 Custo Total dos PVs (US\$): 124853.73
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 731526.56

 Tempo de Processamento: 33.94 segundos

O resumo dos arquivos de resposta para as variáveis de dimensionamento (cotas de assentamento, diâmetros e outros) obtidas por BRAGA (1982) e pelo MCC são, respectivamente, os seguintes:

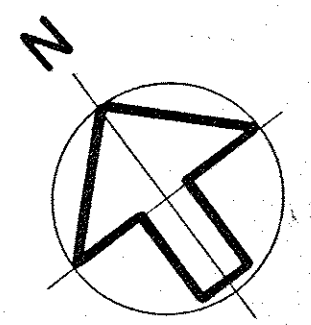
Resumo do Arquivo de Dados - Ribiuna.Bra

No. Total de Trechos da Rede: 191
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 27.05
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.51 - 1.94
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.51 - 2.21
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 300.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00200 - 0.26200
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
 D(mm) L(m)
 150.00 9142.00
 200.00 729.00
 250.00 235.00
 300.00 962.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 611878.54
 Custo Total dos PVs (US\$): 124816.78
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 736695.31

Resumo do Arquivo de Dados - Ribiuna.MCC

No. Total de Trechos da Rede: 191
 Comprimento Total dos Tubos de Queda (m): 20.79
 Intervalo da Velocidade Inicial de Projeto (m/s): 0.49 - 1.94
 Intervalo da Velocidade Final de Projeto (m/s): 0.50 - 2.21
 Intervalo dos Diâmetros (mm): 150.00 - 500.00
 Intervalo das Declividades (m/m): 0.00107 - 0.26200
 Comprimento Total dos Tubos com o mesmo Diâmetro
 D(mm) L(m)
 150.00 9142.00
 200.00 213.00
 250.00 588.00
 300.00 163.00
 375.00 562.00
 400.00 250.00
 500.00 150.00
 Custo Total dos Coletores (US\$): 645263.85
 Custo Total dos PVs (US\$): 127392.23
 Custo Total das Elevatórias + TE1 (US\$): 0.00
 Custo Total da Rede (US\$): 772656.08

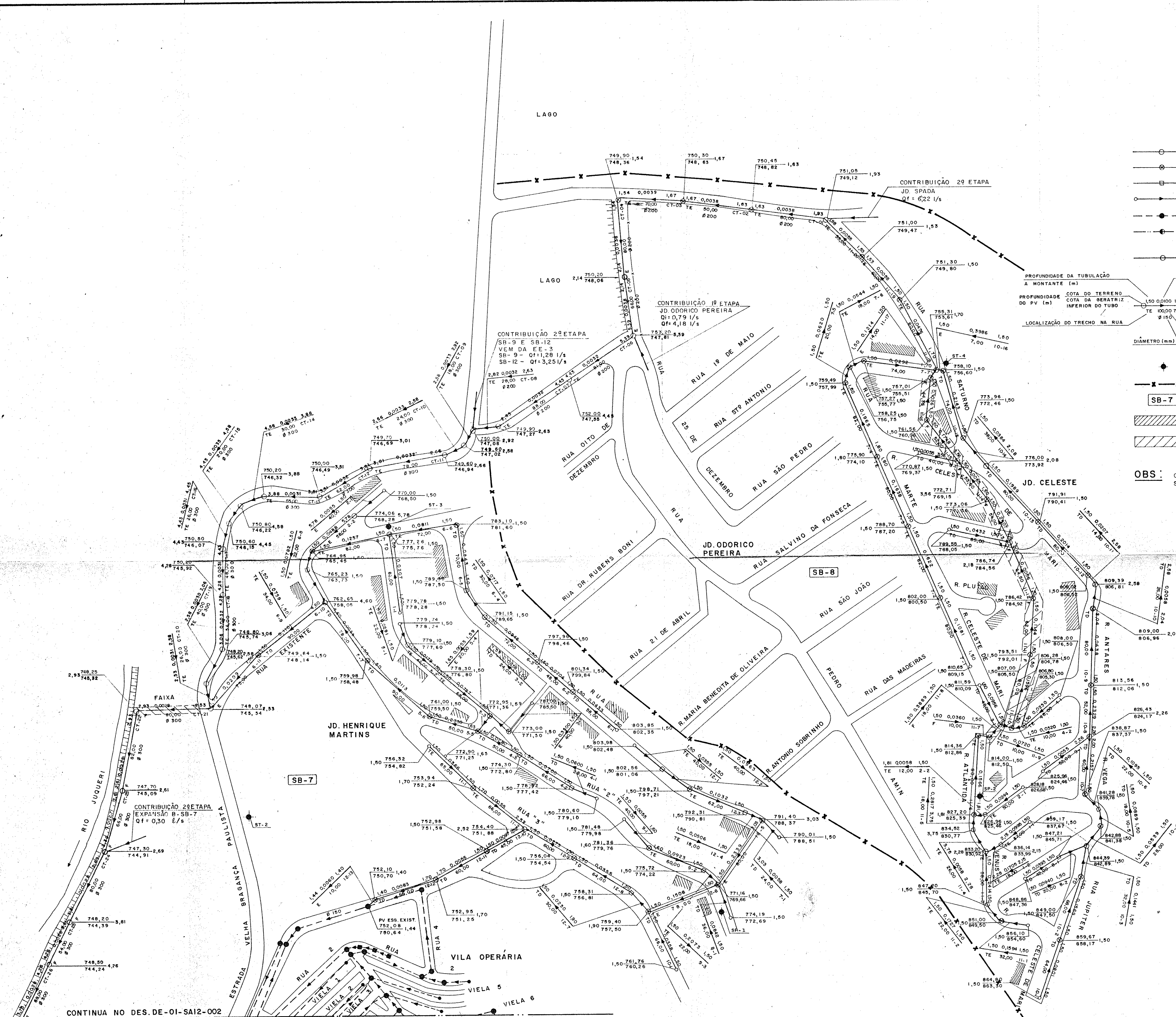
FIGURA D.01 - Redes Vila Operária e Sub-bacias 07 e 08



LEGENDA

- POÇO DE VISITA
 - POÇO DE INSPEÇÃO
 - CAIXA DE PASSAGEM
 - TERMINAL DE LIMPEZA
 - REDE EXISTENTE
 - PROJETO EXECUTIVO DE REDE COLETORA, ELABORADO PELA ESTATICA ENG. DE PROJ. LTDA.
 - REDE PROJETADA
-
- PROFUNDIDADE DA TUBULAÇÃO A MONTANTE (m)
 - PROFUNDIDADE DA TUBULAÇÃO A JUSANTE (m)
 - LOCALIZAÇÃO DO TRECHO NA RUA
 - DIÂMETRO (mm)
 - EXTENSÃO DO TRECHO (m)
 - DECLIVIDADE DO TRECHO (m/m)
 - PROFUNDIDADE DO PV (m)
 - COTA DO TERRENO
 - COTA DA GERATRIZ INFERIOR DO TUBO
 - TUBO DE QUEDA
 - Nº DO TRECHO
-
- FURUS DE SONDAGEM
 - LIMITE DE SUB-BACIA
 - SB-7
 - TRECHO COM SOLEIRAS NEGATIVAS
 - FAIXA

OBS: OS TRECHOS COM DIÂMETROS NÃO INDICADOS, SERÃO DE 150 mm.



ARTICULAÇÃO DAS FOLHAS

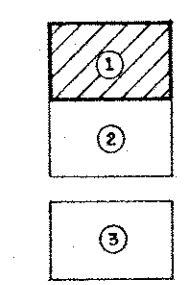


FIGURA D.02 - Redes Sub-bacia 06 e Sub-bacias 07 e 08

