

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Instituto de Pesquisas Hidráulicas



***ESTUDO DE CONCEPÇÃO DE COLETOR TRONCO
DA BACIA DO ARROIO MOINHO***

FERNANDA CHRISTINE BEUX

**Monografia submetida ao curso de Especialização em Sistemas de Esgotos da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para obtenção do
título de Especialista em Sistemas de Esgotos.**

Porto Alegre, outubro de 2004.

I. APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no Curso de Especialização em Sistemas de Esgotos do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob orientação do Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

III. RESUMO

Este trabalho apresenta o pré-dimensionamento de um coletor tronco de esgotos sanitários. O local alvo foi a bacia de esgotamento cloacal do Arroio Moinho localizada na Região Partenon, município de Porto Alegre.

O projeto tem como proposta sua inclusão no Programa Integrado Socioambiental Ponta da Cadeia/ Cavallhada que está sendo desenvolvido pela Prefeitura Municipal de Porto Alegre, através do qual a parcela de tratamento dos esgotos sanitários da cidade passará para um patamar de 77%. Trata-se do maior projeto de saneamento já realizado na cidade e tem orçamento previsto em torno de US\$115 milhões.

Embora a bacia do Arroio Moinho esteja localizada em área contemplada por este Programa, não apresentava até o momento um estudo de esgotamento de seus efluentes sanitários que hoje escoam, sem qualquer tratamento, para o curso d'água.

O estudo de caso avaliou o esgotamento da bacia para o ano de 2030 e também checkou as condições de escoamento do mesmo coletor para uma vazão inicial de 132,44 l/s no ano de 2005. Os resultados do dimensionamento que considerou a população futura para o ano de 2030, sugerem que a bacia terá uma vazão de 195,49 l/s no ponto de lançamento, situado na Av. Bento Gonçalves.

A conclusão deste estudo integra a bacia do Arroio Moinho no Programa Integrado Socioambiental Ponta da Cadeia/ Cavallhada através do detalhamento do coletor tronco projetado.

II. AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos os que contribuíram de uma forma ou de outra para o desenvolvimento deste trabalho, e em especial:

Ao Professor Marcelo Giulian Marques, pela orientação e apoio durante a concepção deste trabalho.

Agradeço a todos os amigos do DMAE, em especial ao Arquiteto Jorge Konrad que comigo andou na Bacia do Arroio Moinho de nascente à foz. Muito obrigado pelas informações e auxílio.

À Engenheira Evelise Segatto pelas contribuições e ajudas valiosas durante todo o trabalho.

À Engenheira, colega e amiga Moema Felske Leuck pela ajuda e incentivo imprescindíveis desde o início do curso até a finalização deste trabalho.

Ao Engenheiro Natal de Ávila Antonini pela imprescindível ajuda no capítulo referente a estação elevatória.

Ao Engenheiro Alessandro Ferreira Sippel pela disponibilização dos dados do Programa Integrado Socioambiental Ponta da Cadeia/Cavallhada.

Ao Engenheiro Jovenil dos Santos pelo auxílio e atenção dispensada.

À Engenheira Sônia Alves pelo pronto auxílio no entendimento dos dados apurados.

Aos colegas do DMAE Anderson Machado de Souza e Mara Lúcia Vaz. A esta pelos levantamentos de dados e àquele pela ajuda com os arquivos em meio digital.

Agradeço especialmente a amiga Engenheira Daniela Fischer pelo inestimável apoio em todas as horas.

Agradeço também ao DMAE que financiou este curso de especialização.

Aos familiares e amigos pelo incentivo para a finalização deste trabalho.

IV. ABSTRACT

This assessment presents a pre-measurement of a wastewater trunk line. The target area was the Moinho Stream wastewater basin located in Porto Alegre town.

The project has like propose to be included in the Ponta da Cadeia/ Cavahada Socio-environmental Integrated Program that has been developed by city council of Porto Alegre, through which the wastewater treatment of the city will increase to 77%. That's the biggest sanitation project realized in the town and will cost about US\$115 millions.

Although the Moinho Basin is included in an area contemplated by this Program, until this moment there was no study about its effluents that has been flowing without any treatment to the Moinho's water.

The case study examined the basin drain to the year 2030 and also checked the flow conditions of the aforementioned pipe for an initial flow of 132,44 l/s to the year 2005. The results of the measurements, which took into account the future population to the year 2030, suggest that the basin will have a flow of approximately 195,49 l/s at the throw point, located in Bento Gonçalves Avenue.

The conclusion of this research integrates the Moinho Stream Basin in the Ponta da Cadeia/Cavahada Socio-environmental Integrated Program by detailing the wastewater trunk line planned.

V. SUMÁRIO

I.	APRESENTAÇÃO	i
II.	AGRADECIMENTOS	ii
III.	RESUMO	iii
IV.	ABSTRACT	iv
V.	SUMÁRIO	v
VI.	LISTA DE TABELAS	vii
VII.	LISTA DE FIGURAS	viii
VIII.	LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	x
1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	JUSTIFICATIVA	1
2	OBJETIVOS	5
2.1	OBJETIVO GERAL	5
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
3.1	O ESGOTO SANITÁRIO	6
3.2	SISTEMAS DE ESGOTOS SANITÁRIOS	6
3.2.1	TIPOS DE SISTEMAS DE ESGOTOS	7
3.2.2	SITUAÇÃO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO NO BRASIL	8
3.3	VAZÕES DE ESGOTOS	8
3.3.1	CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO	9
3.4	PROJETO DE REDES COLETORAS DE ESGOTO SANITÁRIO	18
3.5	ELEVATÓRIAS DE ESGOTO SANITÁRIO	35
3.5.1	SISTEMAS DE BOMBEAMENTO	35
3.5.2	PROJETOS DE ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO SANITÁRIO	40
4.	MÉTODO	43
5.	ESTUDO DE CASO	46
5.1	CARACTERIZAÇÃO DA PROBLEMÁTICA	46
5.1.1	LOCALIZAÇÃO E DELIMITAÇÃO DA ÁREA A SER ESGOTADA	46
5.1.2	COLETA DE DADOS REFERENTES À ÁREA A SER ESGOTADA	48
5.1.2.1	ASPECTOS FÍSICOS	48

5.2 RESOLUÇÃO DA PROBLEMÁTICA	56
5.3 TIPO DE SISTEMA DE ESGOTO ADOTADO	62
5.4 VAZÕES DE ESGOTOS	62
5.4.1 CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO	62
5.5 PROJETO DE REDES COLETORAS DE ESGOTO SANITÁRIO	67
5.6 ELEVATÓRIA DE ESGOTO SANITÁRIO	75
5.7 ORÇAMENTO	77
6. CONCLUSÕES	79
7. RECOMENDAÇÕES	83
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84
ANEXO I – FOTOGRAFIAS	A-1
ANEXO II – PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO	A-6
ANEXO III – EBE	A-13
A1 SELEÇÃO DE CONJUNTOS ELEVATÓRIOS	A-14
A2 SELEÇÃO DAS UNIDADES DE BOMBEAMENTO	A-15
ANEXO IV – ORÇAMENTO	A-18

VI. LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 População nas sub-bacias D-16 e D-17	11
Tabela 3.2 Valor do coeficiente C de Hazen-Willians	21
Tabela 3.3 Valores do coeficiente n de Manning	22
Tabela 5.1 População nas sub-bacias D-16 e D-17	51
Tabela 5.2 População nas micro-bacias do Arroio Moinho.....	52
Tabela 5.3 Hipótese Mínima - População projetada por micro-bacia a cada 5 anos	63
Tabela 5.4 Hipótese Máxima - População projetada por micro-bacia a cada 5 anos	63
Tabela 5.5 Contribuições de infiltração máximas e mínimas para sub-bacias D16 e D17 do Arroio Dilúvio	66
Tabela 5.6 Contribuições de infiltração máximas e mínimas para cada micro-bacia do Arroio Moinho	66
Tabela 5.7 Resumo das grandezas obtidas através da planilha de dimensionamento do coletor.....	74
Tabela 5.8 Resumo das características da EBE	76
Tabela 5.9 Estimativa de custo do coletor	77
Tabela 5.10 Estimativa de custo da EBE	78
Tabela 6.1 Resumo das características do anteprojeto	82
Tabela A.1 Dimensionamento do coletor – Hipótese Mínima	A-7
Tabela A.2 Dimensionamento do coletor – Hipótese Máxima	A-10
Tabela A.3 Estimativa de custo do coletor	A-19
Tabela A.4 Estimativa de custo da EBE	A-22

VII. LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Localização da Bacia do Arroio Moinho na Bacia do Arroio Dilúvio e demais bacias do Sistema Ponta da Cadeia/ Cavalhada	3
Figura 1.2	Localização do Arroio Moinho na Região Metropolitana de Porto Alegre e sua representatividade no Sistema Ponta da Cadeia/ Cavalhada	4
Figura 5.1	Sub-bacias do Arroio Dilúvio e bacia do Arroio Moinho	47
Figura 5.2	Sub-bacias D-16 e D-17 do Arroio Dilúvio e micro-bacias A1 a A15 do Arroio Moinho	48
Figura 5.3	Planta altimétrica	49
Figura 5.4	Estrangulamento do arroio – Beco próximo a Rua Nunes Costa	50
Figura 5.5	Cadastro das redes de esgoto sanitário	54
Figura 5.6	Lançamento de esgoto sanitário de um lote regular – trecho do Arroio à montante da ponte localizada na Rua Júpiter	55
Figura 5.7	Esgoto sanitário lançado diretamente no arroio – zona favelizada	55
Figura 5.8	Alternativa 1	58
Figura 5.9	Alternativa 2	59
Figura 5.10	Alternativa 3	61
Planta Baixa 01/02	Colotor tronco do Arroio Moinho – PV1 a 15, PV18 a 42	72
Planta Baixa 02/02	Colotor tronco do Arroio Moinho – PV15 a 17, PV42 a 60.....	73
Figura A.1	Pontos onde foram tiradas as fotos	A-2
Figura A.2	À jusante do ponto	A-3
Figura A.3	À jusante do ponto	A-3
Figura A.4	À jusante do ponto	A-3
Figura A.5	À montante do ponto – chegada de tubulação pluvial com esgoto sanitário	A-3

Figura A.6	À jusante do ponto – tubulação de esgoto sanitário existente	A-3
Figura A.7	Trecho do Arroio à montante da ponte - muros de residências (lotes regulares)	A-3
Figura A.8	Trecho do Arroio à montante da ponte – redes de esgoto sanitário existentes	A-3
Figura A.9	Trecho do Arroio à montante da ponte	A-3
Figura A.10	Trecho do Arroio à montante da ponte	A-3
Figura A.11	Vista da ponte.....	A-4
Figura A.12	Acúmulo de lixo	A-4
Figura A.13	Trecho do Arroio à jusante da ponte.....	A-4
Figura A.14	Trecho do Arroio à montante da ponte	A-4
Figura A.15	Chegada de tubulação pluvial	A-4
Figura A.16	Arroio corre pela sarjeta	A-4
Figura A.17	Arroio – fundos da casa nº 505 da Rua da Represa	A-5
Figura A.18	Arroio – nos fundos de uma casa	A-5
Figura A.19	Próximo à uma das nascente	A-5
Figura A.20	Nascente	A-5
Figura A.21	Nascente	A-5
Figura A.22	Um dos braços do Arroio	A-5
Figura A.23	A partir deste ponto o Arroio é canalizado, cruzando a Av. Bento Gonçalves	A-5

VIII. LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

A	área da seção de escoamento
C	relação entre o volume de esgotos recebido na rede de esgotos e o volume de água fornecido à população
C	coeficiente C de Hazen-Williams
CP	caixa de passagem
D	diâmetro
DN	diâmetro nominal
EBE	Estação de Bombeamento de Esgotos
ETE	Estação de Tratamento de Esgotos
g	aceleração da gravidade
H	altura manométrica total
h	diferença de nível entre a lâmina da mais baixa tubulação de entrada e a tubulação de saída;
hab	habitante
h_f	perda de carga
H_{g,t}	altura geométrica total
h_j	cota da lâmina líquida da tubulação de entrada mais baixa na inspeção;
h_m	cota da lâmina líquida da tubulação de saída na inspeção.
I	declividade do trecho
J	perda de carga unitária
K₁	coeficiente de máxima vazão diária
K₂	coeficiente de máxima vazão horária

K₃	coeficiente de mínima vazão horária
km	quilômetro
l	litro
m	metro
mm	milímetro
n	coeficiente de rugosidade da tubulação;
N	Newton
Pa	Pascal
P_b	potência consumida pela bomba
P_i ; P_f	população inicial e final
Pl	potência da bomba
Q	vazão
Q_{c.i} ; Q_{c.f}	vazão concentrada ou singular inicial e final
Q_{d.f}	vazão média final de esgoto doméstico;
Q_{d.i}	vazão média inicial de esgoto doméstico
Q_i ; Q_f	vazão máxima inicial e final
q_i ; q_f	cota “per capita” inicial e final
Q_{inf.i} ; Q_{inf.f}	vazão de infiltração inicial e final
R_H	raio hidráulico
s	segundo
σ	tensão trativa média
T	taxa de juros anual
TIL	tubo de inspeção e limpeza
TL	terminal de limpeza

V	velocidade
$V^2/2g$	carga cinética
W	watt
$Y=p/\gamma$	carga piezométrica
Z	carga geométrica
V_1	velocidade do líquido no bocal de recalque da bomba
h_L	perda de carga localizada
γ	peso específico da água
η	rendimento da bomba

1. INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa

Pretendendo elevar o índice de tratamento de esgotos na cidade para 77%, a Prefeitura de Porto Alegre está desenvolvendo o Programa Integrado Socioambiental Ponta da Cadeia/Cavallhada. É um projeto integrado cujo centro é o saneamento e a drenagem urbana e tem como função principal a recuperação gradativa da balneabilidade de alguns pontos do Lago Guaíba, a recuperação dos arroios e a proteção das nascentes.

No Sistema Ponta da Cadeia/ Cavallhada os esgotos coletados serão conduzidos através de um emissário até uma Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) que, conforme previsto no Plano Diretor de Esgotos do DMAE/PMPA, será construída no bairro da Serraria. Será nesta ETE que os esgotos sanitários dos sistemas Ponta da Cadeia, Cavallhada e Restinga serão tratados - o Sistema Ponta da Cadeia compreende a bacia do Arroio Dilúvio, juntamente com as bacias dos arroios Santa Tereza, Ponta do Melo e Almirante Tamandaré (AT-6, AT-7 e AT-8). A figura 1.1 apresenta a área que o Programa integra, bem como a localização da Bacia do Arroio Moinho na Bacia do Arroio Dilúvio.

Apenas a bacia do Arroio Dilúvio encampa 37% dos 1.360.591 habitantes de Porto Alegre (503.419 hab.). Considerando que cada habitante gera aproximadamente 200 l/dia de esgoto sanitário, chega-se a uma vazão média de 1.1665,3 l/s, sendo que deste, 45% (524.40 l/s) é lançado diretamente no sistema pluvial, que tem como ponto final o Arroio Dilúvio.

O arroio Moinho integra a bacia do Arroio Dilúvio. Entretanto, mesmo após a implantação do Programa Integrado Socioambiental Ponta da Cadeia/Cavallhada, os esgotos sanitários desta sub-bacia do arroio Dilúvio não serão coletados na sua totalidade caso não seja executado um coletor neste local.

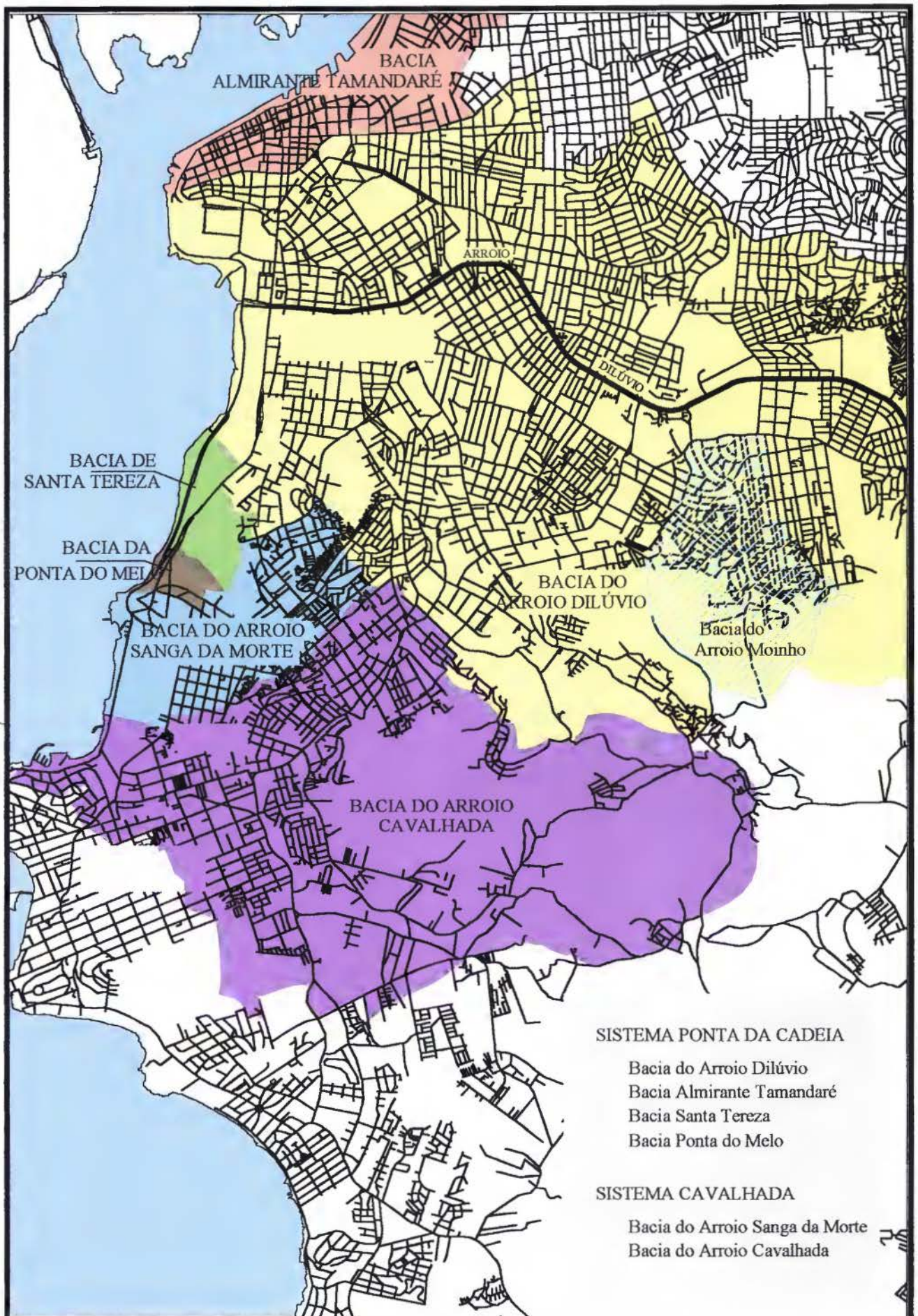
A figura 1.2 apresenta a localização do Arroio Moinho na Região Metropolitana de Porto Alegre e sua representatividade no Sistema Ponta da Cadeia/ Cavallhada.

A ocupação urbana da bacia do Arroio Moinho tem se desenvolvido no sentido dos morros, apresentando ocupações irregulares à sua montante, localizadas em áreas de

preservação. Trata-se de uma população de baixa renda com condições precárias de habitação e sem qualquer tipo de saneamento básico. O que contrasta com a cidade formal estabelecida à jusante do curso d'água desde antes da década de 70, onde, apesar dos seus esgotos sanitários escoarem diretamente para o arroio, apresentam redes de esgoto e abastecimento regular de água.

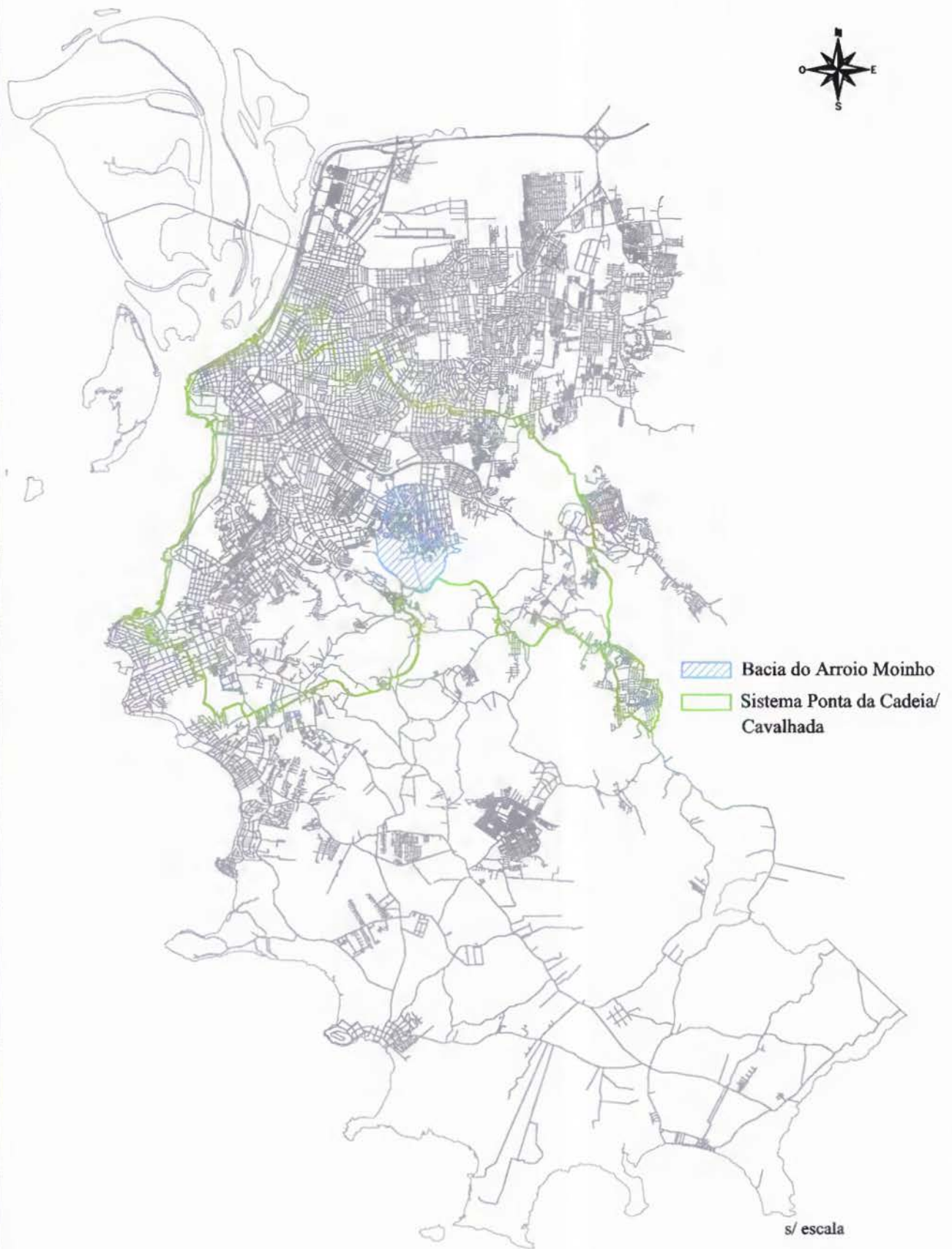
Neste trabalho é executado um anteprojeto de um coletor tronco a fim de esgotar os efluentes domiciliares da bacia do Arroio Moinho – integrante das sub-bacias D-16 e D-17 da bacia do Arroio Dilúvio (ver figura 5.1) - de forma a impedir que o Arroio Dilúvio continue recebendo uma considerável parcela de esgotos sanitários.

Para o dimensionamento do coletor estimou-se a vazão de esgoto sanitário a partir da população prevista para a área no ano de 2030. Este dado demográfico foi obtido através do trabalho de Revisão da Projeção Populacional e Estudo de Vazões das Unidades de Esgotamento Sanitário dos Sistemas Ponta da Cadeia, Cavalhada e Restinga desenvolvido pela Magna Engenharia (2003) para o Programa Integrado Socioambiental, onde a maior previsão populacional resultante foi nomeada *Hipótese Máxima*. A fim de se garantir as condições mínimas para o escoamento nos casos de baixas vazões, utilizaram-se as populações mínimas estimadas para o ano de 2005 – *Hipótese Mínima*.



Fonte: adaptação de arquivo gráfico do Programa Integrado Socioambiental Ponta da Cadeia/Cavalhada

Figura 1.1 Localização da Bacia do Arroio Moinho na Bacia do Arroio Dilúvio e demais bacias do Sistema Ponta da Cadeia/ Cavalhada



Fonte: adaptação de arquivo gráfico do Programa Integrado Socioambiental Ponta da Cadeia/Cavallhada

Figura 1.2 Localização do Arroio Moinho na Região Metropolitana de Porto Alegre e sua representatividade no Sistema Ponta da Cadeia/ Cavallhada

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho de monografia tem como objetivo geral desenvolver um projeto de um sistema de esgotamento sanitário que conduza para tratamento os efluentes domésticos de toda bacia do Arroio Moinho, visando auxiliar as decisões sobre futuras obras da bacia e, desta forma, subsidiar a otimização de recursos e prover com maior abrangência melhorias nas condições sanitárias da população da área.

2.2 Objetivos Específicos

Destacam-se como objetivos específicos deste estudo:

- Demarcação das micro-bacias contribuintes para o Sistema de esgotamento do Arroio Moinho;
- Determinação do melhor traçado de um coletor tronco a fim de esgotar todo o efluente sanitário da bacia do Arroio Moinho, impedindo assim o seu lançamento no curso d'água;
- Mensuração da vazão mínima de esgotos sanitários prevista para o ano de 2005 e da máxima vazão provável para ano de 2030 com o objetivo de dimensionar o coletor a cada trecho;
- Dimensionamento do coletor tronco para a máxima vazão esperada e verificação dos cálculos para a menor vazão prevista a fim de garantir as condições de escoamento necessárias ao correto funcionamento das redes;
- Verificar a necessidade e identificar os pontos-chave para instalação de uma Estação de Bombeamento de Esgotos (EBE);
- Avaliar o tipo de bomba recomendado para a elevatória de esgotos considerando-se a altura manométrica e a vazão.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 O ESGOTO SANITÁRIO

A palavra esgoto é utilizada para definir os despejos provenientes das diversas modalidades de uso e de origem das águas, tais como as de uso doméstico, comercial, industrial, as de utilidades públicas, de áreas agrícola, de superfície, de infiltração, pluviais, etc (Pessôa e Jordão, 1982).

Porém, por *esgoto sanitário* entende-se o conjunto de alguns destes líquidos residuários, quais sejam (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

- esgoto doméstico;
- esgotos industriais;
- águas de infiltração.

3.2 SISTEMAS DE ESGOTOS SANITÁRIOS

Sistema de esgotos sanitários é o conjunto de obras e instalações destinadas a propiciar a coleta, afastamento, condicionamento (tratamento, quando necessário) e disposição final, adequadas do ponto de vista sanitário, das águas servidas de uma comunidade (Azevedo Netto e Alvarez, 1982).

Segundo Azevedo Netto (1977) os sistemas de esgotos sanitários devem ser apreciados como requisitos fundamentais de infra-estrutura das comunidades. Eles possibilitam:

- Controle e prevenção de muitas enfermidades;
- Condições de higiene que promovem a saúde;
- Condições de segurança e conforto;
- O desenvolvimento de atividades comerciais e industriais.

3.2.1 Tipos de Sistemas de Esgotos

Segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), os sistemas de esgotos urbanos podem ser de três tipos:

- a) Sistema de esgotamento unitário, ou sistema combinado, onde veiculam por um único sistema as águas residuárias (domésticas e industriais), as águas de infiltração (águas de subsolo que adentram no sistema através de tubulações e órgãos acessórios) e as águas pluviais.
- b) Sistema de esgotamento separador parcial, onde um único sistema de coleta e transporte de esgotos recebe uma parcela das águas de chuva, provenientes de telhados e pátios das economias, juntamente com as águas residuárias e águas de infiltração do subsolo.
- c) Sistema separador absoluto, em que as águas residuárias e as águas de infiltração que constituem o esgoto sanitário, são conduzidas através de um sistema independente, denominado sistema de esgoto sanitário. As águas pluviais também são coletadas e transportadas em separado em um sistema próprio de drenagem pluvial.

Sobrinho e Tsutiya (1999) citam reconhecidas vantagens do sistema separador absoluto:

- custam menos, pois empregam tubos mais baratos, de fabricação industrial como manilhas, tubos de PVC, etc.
- oferece mais flexibilidade para a execução por etapas, de acordo com as necessidades (prioridade maior para a rede sanitária).
- Diminui muito o custo de afastamento das águas pluviais, pois permite o seu lançamento, sem necessidade de tratamento, no curso de água mais próximo.
- independe da pavimentação das vias públicas.
- diminui consideravelmente a extensão das canalizações de grande diâmetro, pois desobriga a construção de galerias em todas as ruas.

- não prejudica a depuração dos esgotos sanitários.

Sobrinho e Tsutiya (1999) apontam que o sucesso do sistema de esgoto sanitário do tipo separador absoluto implantado, depende de um eficiente controle a fim de se impedir que as água pluviais, principalmente as provenientes dos telhados e pátios das economias esgotadas, sejam encaminhadas junto com as águas residuárias, para esse sistema de esgoto. E afirmam que tem-se percebido que grande parte das cidades brasileiras não tem esse controle.

3.2.2 Situação do Esgotamento Sanitário no Brasil

Os dados apurados na Pesquisa Nacional de Saneamento Básico referente ao ano de 2000, divulgada pelo Instituto Brasileiro de Economia e Estatística (IBGE, 2000) revelam que os brasileiros são um total de 17 milhões de habitantes distribuídos nos quase 10 mil distritos, e que menos da metade destes distritos brasileiros têm serviço de coleta de esgoto.

Em todo o Brasil, os rios são os corpos receptores mais utilizados com o fim de esgotamento sanitário, tanto de efluentes tratados quanto dos lançados sem qualquer tipo de tratamento.

A Região Sudeste apresenta a maior proporção de distritos brasileiros com algum tipo de saneamento básico, seguida da Região Nordeste. A Região Norte é a mais carente deste tipo de serviço.

3.3 VAZÕES DE ESGOTOS

O projeto de um sistema de esgotos sanitários depende essencialmente dos volumes líquidos que serão esgotados ao longo do tempo. Esses volumes são crescentes no tempo à medida que a cidade se desenvolve (Martins, 1977).

3.3.1 Critérios e Parâmetros de Projeto

São diversos os fatores dos quais a contribuição de esgoto depende, conforme enfocados a seguir.

Período de projeto

“Alcance do plano é o ano previsto para o sistema projetado passar a operar com utilização plena de sua capacidade” (NBR-9648, 1986).

Martins (1977) e Sobrinho e Tsutiya (1999) recomendam que os sistemas de esgotos sejam projetados para atender às necessidades da cidade nos próximos 20 anos. Casos excepcionais devem ser justificados.

População da área de projeto

A projeção populacional é realizada com a utilização de métodos que empregam dados conhecidos (atuais e passados) e determinam por extrapolação os valores futuros. Devido à complexidade dos fenômenos relacionados com o crescimento demográfico, os valores alcançados devem ser considerados como aproximados (Martins, 1977).

Vários são os métodos aplicáveis para o estudo demográfico, destacando-se os seguintes (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

a) Método dos componentes demográficos

Este método formula hipóteses de comportamento futuro a partir da consideração da tendência passada verificada pelas variáveis demográficas de fecundidade, mortalidade e migração.

b) Métodos matemáticos

Este método prevê a população futura por meio de uma equação matemática, cujos parâmetros são obtidos através de dados conhecidos.

Dentre os métodos matemáticos pode-se destacar: o aritmético, o geométrico, o método da taxa de crescimento decrescente e o da curva logística.

Método aritmético: a partir de dados conhecidos (ex.: população do último censo) pressupõem uma taxa constante de crescimento futuro.

Método geométrico: adota a hipótese de que o crescimento demográfico é proporcional a população apurada em um determinado ano.

Método da taxa de crescimento decrescente: pressupõem que a medida que a área urbana aumenta, a taxa de crescimento anual diminui. Neste caso é estimada uma população de saturação e então calcula-se uma taxa de crescimento decrescente.

Método da curva logística: é adotado um crescimento demográfico que obedece a uma relação matemática do tipo curva logística, onde a população cresce assintoticamente em função do tempo até um valor limite de saturação.

c) Método da extrapolação gráfica (ou método de prolongamento manual)

Neste método não existe qualquer preocupação em se determinar a equação do crescimento populacional. Ele consiste no traçado, através de um julgamento próprio, de uma curva arbitrária que se ajusta aos dados já observados. É recomendável que se utilize neste prolongamento do crescimento, a fim de comparação, dados de populações de comunidades semelhantes e com um número maior de habitantes.

A Magna Engenharia se utilizou de 6 diferentes métodos de projeção para a população de Porto Alegre. Sua intenção foi a de adotar uma hipótese considerada a alternativa superior das projeções demográficas para a cidade no período de 2000 a 2030, denominada *Hipótese Máxima*, e outra alternativa inferior denominada *Hipótese Mínima*. Cabe salientar que nas áreas onde o crescimento populacional estimado ultrapassaria a densidade de saturação prevista no PDDUA (Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental - 2000), a Magna adotou como população prevista a de saturação.

Também foram obtidos dados de populações máximas e mínimas para as sub-bacias D-16 e D-17 do Arroio Dilúvio conforme tabela 3.1.

Tabela 3.1 População nas sub-bacias D-16 e D-17
QUADRO DE POPULAÇÃO ANO A ANO POR SUB-BACIAS

HIPÓTESE MÍNIMA			População Projetada por Sub-bacia										
SISTEMA	BACIA HIDROGR.	SUB-BACIAS	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
PONTA DA CADEIA	Dilúvio	D-16	28.718	29.194	29.657	30.083	30.475	30.836	31.116	31.376	31.616	31.836	32.037
PONTA DA CADEIA	Dilúvio	D-17	17.924	17.883	17.855	17.823	17.789	17.754	17.689	17.628	17.570	17.515	17.462
		SUB-BACIAS		2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
		D-16		32.228	32.396	32.541	32.664	32.767	32.867	32.951	33.020	33.076	33.118
		D-17		17.415	17.367	17.316	17.263	17.208	17.160	17.111	17.061	17.011	16.960
		SUB-BACIAS		2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
		D-16		33.152	33.175	33.189	33.194	33.190	33.209	33.188	33.161	33.128	33.090
		D-17		16.909	16.859	16.809	16.759	16.708	16.672	16.620	16.568	16.517	16.465

HIPÓTESE MÁXIMA			População Projetada por Sub-bacia										
SISTEMA	BACIA HIDROGR.	SUB-BACIAS	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
PONTA DA CADEIA	Dilúvio	D-16	28.718	29.318	29.885	30.407	30.886	31.327	31.774	32.214	32.646	33.070	33.482
PONTA DA CADEIA	Dilúvio	D-17	17.924	17.959	17.992	18.015	18.029	18.036	18.063	18.099	18.143	18.194	18.250
		SUB-BACIAS		2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
		D-16		33.880	34.254	34.606	34.937	35.249	35.651	36.046	36.435	36.817	37.195
		D-17		18.308	18.363	18.415	18.464	18.512	18.614	18.718	18.825	18.935	19.047
		SUB-BACIAS		2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
		D-16		37.537	37.881	38.212	38.530	38.837	39.162	39.471	39.765	40.044	40.310
		D-17		19.146	19.250	19.353	19.453	19.551	19.661	19.767	19.868	19.965	20.058

Consumo efetivo “per capita”

Segundo Martins (1977), a contribuição de esgotos depende normalmente do abastecimento de água. Os prédios são abastecidos pela rede pública de distribuição de água. Após a água ser utilizada ela transforma-se em despejo líquido o qual é encaminhado à rede de esgotos da via pública. Desta forma, percebe-se que há uma nítida correlação entre a quota “per capita” do abastecimento de água e a contribuição líquida para a rede de esgotos da cidade.

“No Brasil comumente se determinam as vazões de esgotos a partir das vazões de abastecimento de água” (Martins, 1977).

Conforme Azevedo Netto e Alvarez (1982) argumentam, o consumo de água é função de uma série de fatores que varia para cada cidade, podendo inclusive variar de um setor de distribuição para outro pertencente a uma mesma cidade.

O consumo “per capita” é um parâmetro extremamente variável dependendo de diversos fatores, dentre os quais (Azevedo Netto e Alvarez, 1982):

- d) clima;
- e) padrão de vida da população;
- f) hábitos da população;
- g) sistema de fornecimento e cobrança;
- h) qualidade da água fornecida;
- i) tarifa;
- j) entre outros.

O DMAE fixa em 200 l/hab.dia a contribuição “per capita” de esgoto para projetos do Sistema de Esgoto Sanitário do município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996).

DMAE (1999) apresenta no seu Plano Diretor de Esgotos Sanitários o resultado da avaliação de dados de micromedição levantados nos meses de dezembro dos anos de 1992, 1993, 1994 e 1995, onde foram verificados os consumos de água isoladamente em cada uma

das 28 bacias hidrográficas do município. A bacia do Arroio Dilúvio, onde está inserida a bacia do Arroio Moinho (pertencente às sub-bacias D-16 e D-17), apresentou um sensível aumento de consumo. Esta bacia teve como consumo “per capita” adotado o valor de 258 l/hab.dia.

Conforme estudo elaborado pelo DMAE (Konrad, 1995) sobre os consumos da bacia do Arroio Dilúvio previstos para o ano de 2010 encontra-se um “per capita” de 174 l/hab.dia para a Sub-bacia D-16 e 170 l/hab.dia para a D-17.

Magna (2003) apresenta os resultados dos “per capita” médios medidos em 12 meses consecutivos, sejam eles de novembro de 2001 a outubro de 2002. Os consumos obtidos no seu trabalho foram de 78 l/hab.dia para a Sub-bacia D-16 e 139 l/hab.dia para a D-17.

Analisando-se os dados apurados na Pesquisa Nacional de Saneamento Básico (IBGE, 2000) a respeito do volume de água distribuído por dia constatou-se que a Região Sul do Brasil apresenta um consumo “per capita” de 203 l/hab.dia e que este índice no estado do Rio Grande do Sul é de 221 l/hab.dia.

“A contribuição ”per capita” de esgoto é o consumo de água efetivo “per capita” multiplicado pelo coeficiente de retorno” (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Coefficiente de Retorno: Relação Esgoto/ Água

O volume de esgotos recebido pelas redes não é igual à quantidade de água fornecida à cidade (Martins, 1977).

Segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), a parcela de água consumida que não retorna ao esgoto é utilizada para lavagem de carros, calçadas e ruas, regas de jardins, etc.

O coeficiente de retorno é a relação entre o volume de esgotos que escoam para a rede coletora e o volume de água efetivamente consumido pela população.

Para Sobrinho e Tsutiya (1999) este valor situa-se na faixa de 0,5 a 0,9, sendo que em áreas com muitos jardins tende a ser menor, ao contrário das áreas densamente povoadas.

Martins (1977) afirma que cerca de 0,70 a 0,90 do volume de água consumido escoam para as redes de esgoto. O autor acrescenta que no Brasil é comum a utilização de valores entre 0,75 e 0,85.

Segundo Garcez (1969), a relação entre a vazão de esgotos e a de água de abastecimento público é um dado característico de cada cidade, mas, normalmente, está compreendida entre 0,7 e 1,3.

Na falta de valores obtidos no campo a Norma Brasileira NBR 9649 da ABNT recomenda o valor de 0,8 para o coeficiente de retorno. Mesmo valor fixado pelo DMAE para projetos do Sistema de Esgoto Sanitário do município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) e pelo Plano Diretor de Esgotos Sanitários (1999).

Coefficientes de variação da vazão (K_1 , K_2 , K_3)

Conforme Sobrinho e Tsutiya (1999), a obtenção dos dados de população, consumo de água efetivo “per capita” e o valor do coeficiente de retorno permite o cálculo da vazão média de esgoto. Porém, esta vazão não distribui-se de forma uniforme durante os dias.

A vazão de esgotos domésticos varia com as horas do dia, com os dias, meses e estações do ano, e depende de fatores como a temperatura e a precipitação atmosférica.

Nas cidades grandes, esta variação é amortecida em função dos diferentes hábitos da população do volume distribuído ao longo da rede. Quanto maior for a comunidade, menor será a variação apresentada (Pessoa e Jordão, 1982).

Para o projeto dos sistemas de esgoto sanitário deve-se considerar os seguintes coeficientes (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

- K_1 , coeficiente de máxima vazão diária: relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média diária anual.

A recomendação da Norma NBR-9649 (1986), caso inexistam dados locais comprovados oriundos de pesquisas, aponta para a adoção de 1,2 para este coeficiente. Leme (1977) sugere valores entre 1,2 e 2. Tanto o Caderno de

Encargos de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) quanto seu Plano Diretor de Esgotos Sanitários (1999) fixam para o município o valor de 1,2.

- K_2 , coeficiente de máxima vazão horária: relação entre a maior vazão observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia.

Leme (1977) sugere que o coeficiente oscile entre 1,5 e 3. A NBR-9649 (1986) recomenda a adoção do valor 1,5. Valor idêntico ao apontado pelo Caderno de Encargos de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) e pelo Plano Diretor de Esgotos Sanitários (1999).

- K_3 , coeficiente de mínima vazão horária: relação entre a vazão mínima e a vazão média anual.

Este coeficiente de vazão é importante para o projeto de estações elevatórias. É comumente usado o valor de 0,5 (Martins, 1977). Este mesmo valor é o recomendado pela NBR-9649 da ABNT e fixado pelo DMAE para projetos do Sistema de Esgoto Sanitário do município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) e pelo Plano Diretor de Esgotos Sanitários (1999).

Taxa de infiltração

Existem águas que costumam penetrar na rede de esgoto separador. São as águas de infiltração do subsolo e as pluviais de superfície, estranhas a este tipo de tubulação (Leme, 1977).

Embora a rede sempre sofra a ação de contribuições provenientes de encaminhamento acidental ou clandestino de águas pluviais, a NBR-9649 (1986) recomenda que apenas a infiltração seja considerada em dimensionamentos de redes coletoras de esgotos sanitários. As contribuições de águas pluviais, segundo a NB-568 da ABNT, devem ser consideradas apenas para projeto dos extravasores dos interceptores de esgoto sanitário (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Sobrinho e Tsutiya (1999), recomendam uma fiscalização efetiva e vigilância constante do sistema coletor de esgotos a fim de impedir que as águas pluviais, que embora não

devessem, na realidade sempre chegam aos coletores de sistemas separador absoluto, não somente devido aos defeitos das instalações, mas também devido às ligações clandestinas.

Em áreas planas e baixas, principalmente, as canalizações de esgotos podem estar imersas por muito tempo durante épocas de chuvas. É neste período que o lençol de água subterrâneo tem sua superfície próxima a superfície do solo (Martins, 1977).

As águas do subsolo penetram nos sistemas através dos seguintes meios (Martins, 1977):

- juntas defeituosas;
- tubos rompidos;
- paredes dos poços de visita;
- caixas de passagem;
- outros meios, que permitem à água penetrar nos condutos de esgotos.

A quantidade das águas de infiltração depende da estanqueidade das juntas, do nível do lençol freático e das características do solo (Garcez, 1969). Depende também dos materiais empregados, do estado de conservação, do assentamento das tubulações, do tipo de solo, da permeabilidade, etc (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Nas áreas litorâneas com solos arenosos e lençol freático à pequena profundidade, as condições são mais propícias à infiltração. Por outro lado, nas regiões altas, com solos argilosos e lençol freático mais profundo, a infiltração tende a ser menor (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Por vezes, o coletor predial pode assumir importância fundamental para a infiltração devido aos seguintes aspectos (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

- extensão total das ligações prediais frequentemente maior do que a extensão da rede coletora;
- execução dos coletores prediais muitas vezes não tão cuidadosa como a da rede coletora.

A respeito da taxa de contribuição de infiltração a NBR-9649 da ABNT (1986) recomenda a adoção de um valor entre 0,05 a 1,0 l/s.km. Explica que a mesma depende de condições locais como nível do lençol freático, natureza do subsolo, qualidade da execução da rede, material da tubulação e tipo de junta utilizado. Afirma também que o valor adotado deve ser justificado.

O Plano Diretor de Esgotos Sanitários de Porto Alegre (DMAE, 1999), no que se refere ao coeficiente de infiltração, diz o seguinte: ‘Os coeficientes de infiltração verificados encontram-se no intervalo previsto pela Norma Brasileira, $q_l=0,05$ a $1,0$ l/s.km (NBR 9649/86). Portanto, recomenda-se a continuidade da adoção de $q_l=0,50$ l/s.km, valor que já vem sendo utilizado em projetos de redes de esgotamento sanitário em Porto Alegre’.

O DMAE fixa em $0,5$ l/s.km a taxa de contribuição de infiltração para projetos do Sistema de Esgoto Sanitário do município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996).

Magna (2003) revisou o cálculo das contribuições de infiltração nas tubulações dos sistemas de esgoto sanitário Ponta da Cadeia, Cavalhada e Restinga elaborado pelo Plano Diretor de Esgotos Sanitários de Porto Alegre para a realização dos projetos básicos do tratamento dos esgotos destes sistemas.

A Magna Engenharia (2003) desenvolveu métodos a fim de mensurar as contribuições de infiltração previstas para as diversas sub-bacias que compõem os sistemas Ponta da Cadeia e Cavalhada para o ano de 2028. Uma das informações utilizadas foi fornecida pela Divisão de Esgotos do DMAE. Segundo esta Divisão, as redes de esgoto sanitário no município de Porto Alegre começaram a ser executadas com tubos de manilha cerâmica com junta elástica a partir do ano de 1996. Tubos sem junta elástica permitem que uma maior quantidade de água penetre nos condutos, desta forma foi considerado um valor de taxa de infiltração igual a $0,50$ l/s.km para as redes executadas até o ano de 1996. Para as redes implantadas ou com estimativa de implantação até o ano de 2028 (com junta elástica) foi considerada uma taxa de $0,25$ l/s.km.

Foram obtidos valores de contribuição de infiltração mínimas e máximas. Para toda a sub-bacia D-16 o valor mínimo obtido foi de $4,69$ l/s e o máximo de $8,44$ l/s. Já para a área abrangida pela sub-bacia D-17 a infiltração mínima alcançada foi de $19,21$ l/s e a máxima chegou a $22,29$ l/s.

3.4 PROJETO DE REDES COLETORAS DE ESGOTO SANITÁRIO

“Entende-se como rede de esgotos o conjunto de canalizações abrangendo coletores, coletores tronco, interceptores, emissários, estações elevatórias, sifões invertidos e órgãos acessórios, que objetivam a coleta e o transporte dos refugos líquidos provenientes do uso da água para fins higiênicos e/ ou industriais” (Azevedo, 1977).

Cálculo das vazões totais

Para Sobrinho e Tsutiya (1999), quando se elabora um projeto de sistemas de esgotos é preciso saber os valores de vazão para o dimensionamento dos diversos órgãos constitutivos. Os autores sugerem os mesmos cálculos de vazões recomendados pela Norma NBR-9649. São eles:

Para início de plano:

$$\bullet \quad Q_i = k_2 \cdot Q_{di} + Q_{infi} + \Sigma Q_{ci} \quad \text{Equação 1}$$

$$\text{onde: } Q_{di} = \frac{P_i \cdot q_i \cdot C}{86400} \quad \text{Equação 2}$$

Para o final de plano (máxima):

$$\bullet \quad Q_f = k_1 \cdot k_2 \cdot Q_{df} + Q_{inff} + \Sigma Q_{cf} \quad \text{Equação 3}$$

$$\text{onde: } Q_{df} = \frac{P_f \cdot q_f \cdot C}{86400} \quad \text{Equação 4}$$

Sendo:

k_1 – é o coeficiente do dia de maior contribuição;

k_2 – é o coeficiente da hora de maior contribuição;

Q_i ; Q_f = vazão máxima inicial e final, l/s;

$Q_{d,i}$ = vazão média inicial de esgoto doméstico, l/s;

$Q_{d,f}$ = vazão média final de esgoto doméstico, l/s;

$Q_{inf,i}$; $Q_{inf,f}$ = vazão de infiltração inicial e final, l/s;

$Q_{c,i}$; $Q_{c,f}$ = vazão concentrada ou singular inicial e final, l/s;

C = relação entre o volume de esgotos recebido na rede de esgotos e o volume de água fornecido à população;

P_i ; P_f = população inicial e final, hab;

q_i ; q_f = cota “per capita” inicial e final, l/hab.dia.

Hidráulica do escoamento

Martins (1977) cita que o esgoto é constituído por aproximadamente 99,9% de água e 0,1% de substâncias minerais e orgânicas em dissolução e em suspensão.

O teor desses materiais faz com que o esgoto tenha um peso específico muito pouco superior ao da água, 1001 kg/m³. Essa pequena diferença torna possível o uso ao escoamento das águas residuárias das mesmas leis e princípios que presidem o movimento da água nos condutos livres e nos condutos forçados.

1 Leis Gerais

Segundo Sobrinho e Tsutiya,(1999) é admitido para efeito de cálculo que o escoamento do esgoto em uma tubulação é do tipo permanente e uniforme. De forma que não se considera que em cada trecho do conduto ocorram variações de vazão devido à contribuição recebida ao longo dele.

São duas as equações gerais as quais o escoamento permanente uniforme deve satisfazer, quais são:

a) Equação de Bernoulli (ou equação de energia):

$$Z_1 + Y_1 + V_1^2/2g = Z_2 + Y_2 + V_2^2/2g + h_f$$

Equação 5

Onde:

Z = carga geométrica (m);

$Y = p/\gamma$ = carga piezométrica (m);

$V^2/2g$ = carga cinética (m);

h_f = perda de carga (m)

Para escoamento permanente e uniforme tem-se:

$$V_1 = V_2 \text{ e } Y_1 = Y_2$$

Equação 6

b) Equação da Continuidade: esta equação demonstra a conservação da massa líquida no conduto.

$$Q = V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2$$

Equação 7

Onde:

Q = vazão (m^3/s);

V = velocidade média na seção (m/s);

A = área da seção de escoamento (m^2)

2 Perdas de carga

Sobrinho e Tsutiya (1999) citam algumas das várias equações que podem ser empregadas para o cálculo das perdas de cargas distribuídas em condutos livres. São elas:

- Fórmula de Chézy (1775);
- Fórmula de Manning (1890);
- Fórmula Universal (1850);

- Fórmula de Hazen-Willians (1903 - verificada em 1920);
- Fórmula de Ganguillet e Kutter (1870);
- Fórmula de Bazin (1897);
- Etc.

Fonte das datas: Azevedo Netto e Alvarez, 1982.

Fórmula de Hazen-Willians

Esta fórmula pode ser aplicada a condutos livres ou condutos forçados e se aplica a qualquer tipo de material (Azevedo Netto e Alvarez, 1982).

$$J = 10,643Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \quad \text{Equação 8}$$

onde:

J = perda de carga unitária (m/m);

Q = vazão (m³/s);

D = diâmetro (m);

C = coeficiente que depende do material e estado das paredes dos tubos.

Tabela 3.2 Valor do coeficiente C de Hazen-Willians:

Material dos condutos	C
Grês cerâmico vidrado	110
Concreto, bom acabamento	130
Concreto, acabamento comum	120
Ferro fundido novos	130
Ferro fundido em uso	90
Aço soldado, novos	120
Aço soldado, em uso	90
Plástico	140

fonte: Azevedo Netto e Alvarez, 1982.

Fórmula de Manning

Dentre as equações citadas, a adotada pelo DMAE em seus dimensionamentos de redes de esgotos sanitários é a de Manning (Porto Alegre, 1996). Esta fórmula foi publicada na Irlanda em 1890 (Martins, 1977).

$$V = \frac{1}{n} \times R_H^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad \text{Equação 9}$$

sendo (Porto Alegre, 1996):

V = velocidade de escoamento no coletor (m/s);

n = coeficiente de rugosidade da tubulação;

R_H = raio hidráulico (m);

I = declividade do trecho (m/m)

O coeficiente de rugosidade de Manning depende do diâmetro, da forma e do material do conduto (ver tabela abaixo), da relação Y/D (lâmina de água/ diâmetro) e das características do esgoto. Porém, o valor comumente utilizado é 0,013 (Porto Alegre, 1996).

Tabela 3.3 Valores do coeficiente n de Manning:

Material dos condutos	n de Manning
Cerâmico	0,013
Concreto	0,013
PVC	0,010
Ferro fundido com revestimento	0,012
Ferro fundido sem revestimento	0,013
Cimento amianto	0,011
Aço soldado	0,011
Poliéster, polietileno	0,011

Fonte: Sobrinho e Tsutiya (1999)

Vazão mínima

Conforme orientação da Norma Brasileira NBR-9649 de 1986 da ABNT, o DMAE recomenda a adoção de uma vazão mínima de 1,5 l/s nos cálculos de trechos de coletores com vazão menor que esta (DMAE, 1999 e Porto Alegre, 1996). Segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), 1,5 l/s corresponde ao pico instantâneo de vazão decorrente da descarga de vaso sanitário.

Diâmetro mínimo

“O diâmetro mínimo dos coletores sanitários é estabelecido de acordo com as condições locais” (Azevedo Netto e Alvarez, 1982). Acrescentam que em áreas exclusivamente residenciais o diâmetro mínimo deve ser de 150 mm e de 200 mm em áreas de ocupação indiscriminada e áreas industriais.

O DMAE fixa em 150 mm o diâmetro mínimo para tubos de esgotamento sanitário (Porto Alegre, 1996).

Profundidades

Profundidade está definida na NBR-9649 (1986) como *“Diferença de nível entre a superfície do terreno e a geratriz superior externa do coletor”*.

É a intenção de esgotamento de compartimentos sanitários situados a uma certa distância da frente do lote e em cota inferior à da via pública que define a profundidade mínima dos coletores (Martins, 1977).

Azevedo (1977) aponta que além da possibilidade de esgotamento das instalações prediais, a profundidade mínima dos coletores também está condicionada à capacidade de resistência dos tubos aos esforços solicitantes devido à ação própria das terras e às sobrecargas. E acrescenta que o recobrimento mínimo aconselhado contra eventual insucesso é de 1,0 m.

Azevedo Netto e Alvarez (1982) colocam como profundidade mínima tolerada o valor de 1,50 m e alertam que esta grandeza deve ser considerada excepcional, aceita somente em trechos em situação desfavorável. Define como ótima uma profundidade entre 1,8 e 2,5 metros.

Para Martins (1977), profundidades mínimas entre 1,5 e 2,0 metros são os valores mais comuns. Também frisa que esse limite mínimo é estabelecido a fim de garantir uma proteção a tubulação referente à ação de cargas externas.

Conforme segue abaixo, o Caderno de Encargos do Município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) fixa o recobrimento mínimo da tubulação definindo este valor de acordo com o local onde serão assentados os coletores, e acrescenta: *"Profundidades inferiores devem ser amplamente justificadas e protegidas, para evitar problemas de segurança e operação da rede"*.

- No leito da via pública: recobrimento mínimo de 1,00 m;
- No passeio ou coletores de fundo: 0,65 m.

A NBR-9649 (1986) recomenda um recobrimento não inferior a 0,90 m para coletores assentados no leito da via pública e os mesmos 0,65 m fixados pelo DMAE para lançamentos nos passeios.

Martins (1977) ressalta a importância de se tomar precauções especiais quando situações de traçado ou topografia obrigarem a adoção de recobrimentos inferiores aos mínimos recomendados, tais como: proteção contra a ação de cargas acidentais, emprego de tubos mais resistentes.

Profundidades excessivas podem ocorrer quando houver irregularidades no perfil das vias públicas, como por exemplo (Martins, 1977):

- em trechos onde o lançamento dos coletores obrigue-se a ser contrário à inclinação da via;
- áreas muito planas;
- com o objetivo de se evitar a instalação de uma EBE;

- a fim de se contornar um obstáculo.

A profundidade excessiva esbarra na limitação econômica, visto que interfere tanto na execução quanto na manutenção da rede pública e das ligações prediais (Azevedo Netto, 1986).

Martins (1977) concorda e acrescenta que à medida que a profundidade dos coletores aumenta, cresce o efeito da carga permanente representada pelo reaterro da vala. Também recomenda que a profundidade máxima dos coletores seja limitada em 4,0 metros. Porém admite que alguns casos toleram profundidades de até 4,50 m.

Tanto para Azevedo (1977) quanto para Azevedo Netto (1986), 4,50 metros de profundidade pode ser tomado como um valor comumente aceito. Porém este último indica que esta profundidade poderá excedida em trechos relativamente curtos, com o objetivo de evitar instalações de recalque.

Velocidades Mínimas

Para Martins (1977), os coletores de esgoto devem ser calculados com velocidades de escoamento que evitem deposições excessivas de substâncias sólidas minerais que normalmente são transportadas pelo fluido em escoamento.

Azevedo Netto (1986) diz que a velocidade mínima nas canalizações de esgoto deve ser de 0,50 m/s. Este mesmo valor é fixado pelo DMAE (Porto Alegre, 1996).

Velocidades Máximas

Com o propósito de se evitar a ação erosiva de partículas sólidas duras que são conduzidas pelo esgoto, deve-se evitar que a velocidade nas tubulações de esgoto extrapole certos valores máximos.

O Caderno de Encargos do Município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) recomenda que a velocidade máxima em final de plano seja fixada em 4,0 m/s, enquanto que Sobrinho e Tsutiya (1999) estabelecem um máximo de 5 m/s.

Declividade Mínima

Para Sobrinho e Tsutiya (1999) os coletores devem ser projetados de forma a garantir a sua autolimpeza desde o início do plano. Para a autolimpeza, deve-se ter assegurado, pelo menos um vez ao dia, uma tensão trativa mínima de 1,0 Pa.

A declividade adotada deverá proporcionar uma tensão trativa média igual ou superior a 1,0 Pa para todos os trechos da rede, calculada para vazão inicial. A declividade mínima que atende essa condição pode ser alcançada pela expressão aproximada, para coeficiente de Manning $n=0,013$ (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

$$I_{\min} = 0,0055 Q_i^{-0,47} \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

I_{\min} = declividade mínima, m/m;

Q_i = vazão de jusante do trecho no início do plano, l/s.

Declividade Máxima

A máxima declividade pode ser obtida através da expressão aproximada, para coeficiente de Manning $n=0,013$ (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

$$I_{\max} = 4,65 Q_f^{-0,47} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

I_{\max} = declividade máxima, m/m;

Q_f = vazão de jusante do trecho no final do plano, l/s.

Para Sobrinho e Tsutiya (1999) a declividade máxima aceitável é aquela para a qual se tenha velocidade no condutor igual a 5,0 m/s, para a vazão de final de plano. Posição esta que difere do critério adotado pelo DMAE, na qual a velocidade admitida como máxima é a de 4,0 m/s (Porto Alegre, 1996).

Altura da Lâmina d'água

Segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), os tubos coletores são projetados para operarem com lâmina igual ou inferior a 75% do diâmetro da tubulação, destinando-se a parte superior da seção à ventilação do sistema e às imprevisões e flutuações excepcionais de nível dos esgotos .

Para Sobrinho e Tsutiya (1999), não se limita a lâmina d'água mínima. O que é importante é que o valor da tensão trativa atinja, pelo menos uma vez ao dia, grandeza igual ou superior a 1,0 Pa. Pois este fato garante que haverá autolimpeza nas tubulações de esgoto diariamente.

Por outro lado, o DMAE em concordância a recomendação de Azevedo (1977) fixa tanto os limites máximos quanto os mínimos de altura da lâmina d'água segundo as velocidades iniciais (Porto Alegre, 1996). Diz o Caderno de Encargos:

“As canalizações deverão ser dimensionadas de forma a atender os seguintes critérios:

- *para velocidades iniciais entre 0,50 e 0,60 m/s, a altura de lâmina deve ser superior a 20% do diâmetro do tubo.*
- *para velocidades iniciais superiores a 0,60 m/s admite-se alturas de lâminas inferiores a 20% do diâmetro do tubo.*
- *altura de lâmina máxima adotada será igual a 75% do diâmetro do tubo”.*

Martins (1977) também fixou a lâmina mínima líquida em um conduto. Para ele este valor não deve ser inferior a 0,05 m.

Tensão trativa

Os materiais sólidos existentes no esgoto são partículas orgânicas e inorgânicas. Estas partículas tenderão a se depositar nos condutos de esgoto, pela ação gravitacional, sempre que a sua densidade for maior que a da água (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Leme (1977) relata que quando a lâmina d'água é bastante fina, certos detritos leves tocam e ficam aderidos à parede do conduto, atraindo a sedimentação de outros mais, podendo ocasionar a obstrução total da seção. Qualquer que seja a velocidade do escoamento, a passagem do líquido não é capaz de remover estes detritos das paredes.

Utiliza-se a tensão trativa ou tensão de arraste para o dimensionamento das tubulações uma vez que é necessário garantir a autolimpeza dos coletores desde o início do plano. Esta tensão é o mecanismo básico da ação de autolimpeza. É uma força hidrodinâmica exercida sobre as paredes da tubulação pelo escoamento do esgoto atuando assim sobre o material sedimentado e promovendo o seu arraste.

A fórmula utilizada para o cálculo da tensão trativa é a seguinte:

$$\sigma = \gamma \cdot R_H \cdot I \quad \text{Equação 12}$$

onde:

σ = tensão trativa média (Pa);

γ = peso específico do líquido (10^4 N/m^3 para esgoto);

R_H = raio hidráulico (m);

I = declividade da tubulação (m/m).

O município de Porto Alegre (1996) fixa o valor da tensão trativa mínima em 1,0 Pa.

Controle de Remanso

Nos casos em que a cota do nível de água na saída de um poço de visita (PV) ou de um tubo de inspeção e limpeza (TIL) ficar superior a qualquer das cotas dos níveis de água de entrada, deve ser verificada a influência do remanso no trecho de montante (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Para se evitar o remanso, a cota de saída em uma inspeção qualquer deve ser tal que a altura da lâmina na tubulação de saída esteja, no máximo, 1,0 mm acima da lâmina da mais baixa tubulação de entrada, para as vazões finais de dimensionamento (Porto Alegre, 1996).

Quando, num projeto de rede de esgoto, o diâmetro do coletor de jusante for maior que o de montante, pode-se fazer coincidir a geratriz superior dos tubos. Isto sempre acontecerá quando se projeta para mínimas profundidades (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Para se evitar remanso em profundidades maiores do que a mínima, a coincidência dos níveis de água de montante e de jusante é um método correto e comumente utilizado.

Deve-se fazer a verificação do remanso nas inspeções segundo a seguinte expressão (Porto Alegre, 1996):

$$h = h_j - h_m, (m) \quad \text{Equação 13}$$

onde:

h = diferença de nível entre a lâmina da mais baixa tubulação de entrada e a tubulação de saída;

h_j = cota da lâmina líquida da tubulação de entrada mais baixa na inspeção;

h_m = cota da lâmina líquida da tubulação de saída na inspeção.

Para:

$h \leq 0$, não ocorre remanso;

$0 < h \leq 1$ mm, remanso aceitável;

$h > 1$ mm, a tubulação de saída deverá ser rebaixada no valor do “ h ” encontrado com a finalidade de eliminar o remanso.

Órgãos acessórios

Poços de Visita

Segundo Azevedo Netto (1977), poços de visita (PV) são órgãos acessórios das redes coletoras instalados com a finalidade de assegurar condições adequadas de funcionamento e de manutenção.

É uma câmara com abertura existente em sua parte superior pela qual pessoas e equipamentos têm acesso para executar trabalhos de manutenção (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Para Sobrinho e Tsutiya (1999), os poços de visita eram executados tradicionalmente em início de coletores, mudanças de direção, de declividade, de diâmetro e de material, na reunião de coletores e onde havia degraus e tubos de queda. Porém, quando se dispõem de equipamentos adequados de limpeza das redes de esgoto, o PV pode ser substituído por tubo de inspeção e limpeza (TIL), terminal de limpeza (TL) e caixas de passagem (CP), sendo somente obrigatória a instalação de poços de visita nos casos:

- Na reunião de coletores com mais de três entradas;
- Na reunião de coletores quando há necessidade de tubo de queda;
- Nas extremidades de sifões invertidos e passagens forçadas;
- Profundidades superiores a 3,0 m;
- Diâmetros de tubos igual ou maior que 400 mm.

Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL) ou Poço de Inspeção (PI)

“Dispositivo não visitável que permite inspeção visual e introdução de equipamentos de limpeza” (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Terminal de Limpeza (TL)

“Dispositivo que permite introdução de equipamentos de limpeza, localizado na cabeceira dos coletores” (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Caixa de Passagem (CP)

“Câmara sem acesso, localizada em pontos singulares por necessidade construtiva e que permite a passagem de equipamento para limpeza do trecho a jusante” (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Materiais empregados

Para Hespanhol (1977), nenhum dos materiais disponíveis para a construção de tubulações condutoras de esgoto satisfaz a todas as exigências impostas pelas características dos resíduos transportados ou pelas condições de projeto. Cabendo ao projetista a escolha dos materiais que possam se adaptar a cada situação.

Esta escolha depende das características das águas residuárias, dos resíduos industriais que por ventura estejam presentes, das condições do local e dos métodos utilizados na execução.

Hespanhol (1977) enumera os fatores que devem ser considerados para uma escolha criteriosa:

- rugosidade;
- resistência a cargas externas;
- resistência a abrasão e ao ataque químico;
- facilidade de transporte e de assentamento;
- facilidade de instalação de equipamentos e acessórios;
- disponibilidade dos diâmetros necessários;
- custo do material;
- custo de transporte;
- custo de assentamento.

Os materiais mais utilizados em sistemas coletores de esgotos, segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), têm sido o tubo cerâmico, concreto, plástico, ferro fundido e aço. Tubos de ferro fundido ou aço são normalmente utilizados para linhas de recalque. Os tubos de fibrocimento não são mais fabricados no Brasil.

O DMAE (Porto Alegre, 1996) define que todos os materiais empregados em obras de sistemas de coleta e transporte de esgotos sanitários no município de Porto Alegre deverão satisfazer especificações técnicas da ABNT. Sua escolha deverá ser adequada às condições locais, considerando-se as peculiaridades dos resíduos domésticos, industriais e outros, bem como a natureza do terreno.

O DMAE elege, porém, o emprego preferencial de tubos cerâmicos, com junta elástica, tubos de ferro fundido ou concreto armado centrifugado na execução das canalizações. Os tubos construídos de outros materiais serão aceitos desde que comprovados tecnicamente, ficando sua utilização sujeita a parecer do Departamento.

Tubo cerâmico

“Nos países em que se adota, como no Brasil, o sistema separador absoluto, que permite a utilização de pequenos diâmetros na rede coletora, é bastante generalizada a utilização de tubos cerâmicos (ou manilhas cerâmicas)” (Hespanhol, 1977).

“As manilhas cerâmicas podem ser consideradas o material ideal para redes de esgotos sanitários” (Azevedo Netto e Alvarez, 1982).

As principais vantagens dos tubos cerâmicos são (Hespanhol, 1977; Sobrinho e Tsutiya, 1999):

- pequena rugosidade;
- impermeabilidade;
- resistência a ácidos e outros agentes químicos;
- resistência às cargas provocadas por aterros comuns;
- disponibilidade;

- baixo custo;
- facilidade de execução.

Os tubos cerâmicos são do tipo ponta e bolsa, e são normalizados os diâmetros nominais: (DN) 75, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 375, 400, 450, 500 e 600 mm, e comprimentos nominais de 600, 800, 1000, 1250, 1500, e 2000 mm (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Estão disponíveis no mercado três tipos de juntas. São elas:

- Junta de argamassa de cimento e areia – é uma junta rígida;
- Junta composta de betume – junta semi-rígida;
- Junta elástica – utiliza anel de borracha toroidal entre a bolsa e a ponta do tubo ou conexão cerâmica.

Tubo de concreto

Tem sido utilizado para coletores de esgoto com diâmetro igual ou superior a 400 mm, sobretudo para coletores tronco, interceptores e emissários (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Os tubos de concreto utilizados para coletores de esgoto podem ser de concreto simples ou de concreto armado. A utilização deste último pode ser interessante quando da necessidade de tubulações de grandes diâmetros (Hespanhol, 1977).

A desvantagem do tubo de concreto é a sua vulnerabilidade ao gás sulfídrico. Este gás pode se formar se o esgoto que estiver sendo transportado possuir temperaturas altas e quantidades consideráveis de matéria orgânica e sulfatos (Hespanhol, 1977).

Os tubos de concreto têm normalizados os seus diâmetros nominais: (DN) 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1500, 1750, e 2000 mm (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Tubo de plástico

Segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), plástico é um nome genérico que pode ser utilizado para definir uma grande variedade de materiais. São três os principais tipos de tubos de plástico aplicados em sistemas de esgotos:

- Tubos de PVC;
- Tubos de polietileno de alta densidade;
- Tubos de poliéster armado com fios de vidro.

Tubo de ferro fundido

Os tubos de ferro são utilizados em linhas de recalque de elevatórias, travessias aéreas, passagem sob rios, ou em situações que necessitem de tubo que resistam a cargas extremamente altas (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

São encontrados no comércio com diâmetros nominais: (DN) 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000 e 1200 mm, com comprimento de 6 m.

Os tubos de ferro fundido apresentam a desvantagem de estarem sujeitos à corrosão pelos esgotos ácidos ou em estado séptico, e por solos ácidos. Quando ocorrerem essas condições desfavoráveis revestimentos internos e/ ou externos devem ser previstos (Hespanhol, 1977).

Tubo de aço

São recomendados tubos de aço nos casos de esforços elevados sobre a linha, como nas travessias diretas de grandes vãos, cruzamentos subaquáticos, ou ainda quando se almeja uma tubulação com pequeno peso, de absoluta estanqueidade e com grande resistência a pressões de ruptura (Hespanhol, 1977).

São disponíveis no comércio com diâmetros nominais: (DN) 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100 e 1200 mm, com ponta e bolsa e junta elástica (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

3.5 ELEVATÓRIAS DE ESGOTO SANITÁRIO

3.5.1 Sistemas de Bombeamento

Sempre que não for possível, sob o ponto de vista técnico e econômico, o escoamento dos esgotos pela ação da gravidade, se faz necessário o uso de instalações que transmitam ao líquido energia suficiente para garantir tal escoamento (Sobrinho e Tsutiya, 1999). A estas instalações é dado o nome de estações elevatórias de esgotos.

A Norma Brasileira NBR-12208 (1992) define estação elevatória de esgoto sanitário como: *“Instalação que se destina ao transporte do esgoto do nível do poço de sucção das bombas ao nível de descarga na saída do recalque, acompanhando aproximadamente as variações da vazão afluyente”*.

Casos de necessidade de elevatórias de esgotos (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

- Terrenos planos e extensos, evitando-se que os condutos atinjam profundidades excessivas;
- Esgotamento de áreas novas situadas em cotas inferiores àquelas já executadas;
- Reversão de esgotos de uma bacia para outra;
- Descarga em interceptores, emissários, ETEs ou em corpos receptores sem escoamento único pela ação da gravidade.

Período de projeto

Deve-se considerar os seguintes fatores quando da fixação do período de projeto (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

- Vida útil das instalações e equipamentos

Valores normalmente considerados:- tubulações = 50 anos;

- equipamentos de bombeamento = 25 anos;

- edificações = 50 anos.

- Dificuldade de ampliação das instalações;
- População futura;
- Financiamentos - taxas de juros e amortizações;
- Nível econômico da população atendida;
- Funcionamento da instalação nos primeiros anos - quando trabalha com folga.

Vazões de Projeto

Duas são as vazões que devem ser consideradas para o projeto das elevatórias (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

- Vazão média de início de plano;
- Vazão máxima de fim de plano.

Bombas Utilizadas

Segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), as bombas comumente utilizadas em elevatórias de esgotos são:

- Bombas centrífugas;
- Bombas parafuso;
- Ejetores pneumáticos.

Escolha das Bombas

Para escolha dos conjuntos motor-bomba e definição do ponto de operação da vazão e altura manométrica total do sistema elevatório, deve-se proceder uma análise das curvas do sistema elevatório e das bombas disponíveis no mercado, passíveis de serem utilizadas em cada caso, bem como, o tipo de operação do sistema de bombeamento. Esses tipos de operação considerados são (Sobrinho e Tsutiya, 1999):

- operação com apenas uma bomba – o ponto de operação do sistema de bombeamento é determinado pelo cruzamento das curvas da bomba e do sistema elevatório. Deve-se optar pela bomba cuja curva eleva a vazão de projeto à sua respectiva altura manométrica, com seu máximo rendimento;
- operação com bombas em paralelo – onde cada bomba é responsável por uma parcela da vazão total recalçada. Soma-se as vazões correspondentes à mesma altura das bombas para se obter a curva combinada das bombas.
- operação com bombas em série – uma mesma vazão passe seqüencialmente por duas ou mais delas. Cada bomba é responsável por uma parcela da altura manométrica total do sistema elevatório correspondente à vazão de recalque. Soma-se as alturas manométricas de cada bomba correspondentes à uma mesma vazão para se obter a curva combinada das bombas.

Seleção de Conjuntos Elevatórios

Bombas Centrífugas

Para seleção de bombas centrífugas são necessárias variadas informações, conforme enumeradas a seguir (Sobrinho e Tsutiya, 1999; Azevedo Netto e Alvarez, 1982):

- Natureza do líquido a recalcar;
- Vazão de bombeamento;
- Altura geométrica de sucção – desnível entre o nível de água no poço de sucção e a linha de centro da bomba;
- Altura geométrica de recalque – desnível entre a linha de centro da bomba e o nível do líquido onde chega a tubulação de recalque;
- Altura geométrica total – desnível entre o nível de água no poço de sucção e o nível do líquido onde chega a tubulação de recalque;
- Carga de velocidade ou carga cinética – energia cinética contida no líquido bombeado ($V^2/2g$);

- Altura manométrica total – é a carga que deve ser vencida pela bomba enquanto o líquido é bombeado. É dada pela equação:

$$H = H_{g,t} + \sum \Delta H_s + \sum \Delta H_r + \frac{V_r^2}{2g} \quad \text{Equação 14}$$

onde:

H=altura manométrica total (m);

$H_{g,t}$ = altura geométrica total (m);

V_r = velocidade do líquido no bocal de recalque da bomba (m/s) – pode ser considerada igual a zero;

g = aceleração da gravidade = 9,81 m/s².

$\sum \Delta H_r$ ($\sum \Delta H_s$) = somatório das perdas de carga distribuídas e localizadas na sucção e recalque (m).

* As perdas de carga distribuídas podem ser obtidas através da utilização da fórmula de Hazen-Williams.

* As perdas de carga localizadas são aquelas causadas pelos acessórios instalados ao longo da tubulação, tais como válvulas, curvas, reduções, etc... No caso deste trabalho foi usado como referência os valores contidos no livro de Azevedo Netto e Alvarez (1982). São obtidas pela seguinte expressão:

$$h_L = (\sum K) \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \text{Equação 15}$$

onde: h_L = perda de carga localizada (m);

$(\sum K)$ = coeficiente de perda de carga para o conjunto de peças (m);

V = velocidade na tubulação (m/s);

g = aceleração da gravidade = 9,81 m/s².

- Potência fornecida pela bomba – para vencer a altura manométrica total.

$$P_l = \gamma \cdot Q \cdot H \quad \text{Equação 16}$$

onde:

P_l = potência da bomba (kW);

γ = peso específico da água (N/m³);

Q = vazão (m³/s);

H = altura manométrica total (m).

- Eficiência ou rendimento da bomba

$$\eta = \frac{P_l}{P_b} \quad \text{Equação 17}$$

onde:

η = rendimento da bomba;

P_b = potência consumida pela bomba (kW)

- Cálculo econômico para escolha da unidade de bombeamento

A Divisão de Manutenção do DMAE adota um critério de julgamento próprio para esta escolha. O mesmo está embasado no cálculo econômico onde é eleito o que apresentar o menor valor total considerando-se:

- a) FATOR calculado a partir da fórmula abaixo, com amortização do capital a uma taxa de $t\%$ ao ano, durante n anos:

$$FATOR = \frac{t}{1 - \left(\frac{1}{1+t}\right)^n} \quad \text{Equação 18}$$

t = taxa de juros anual

n = número de anos

b) Tarifa de energia elétrica em baixa ou alta tensão, conforme o caso. Valores atuais em R\$/KWh pagos pelo Departamento.

d) Considera-se regime de funcionamento do equipamento durante 18 horas diárias.

As fórmulas utilizadas para o cálculo econômico são:

Amortização = Capital X Fator Equação 19

Consumo = $\frac{\text{Potência exigida pela bomba (KW)} \times 365 \text{ dias/ano} \times 18 \text{ h/dia} \times \text{tarifa (R\$/KWh)}}{\text{Rendimento do grupo motorbomba}}$ Equação 20

TOTAL (R\$) = Amortização + Consumo Equação 21

3.5.2 Projetos de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário

As estações elevatórias são geralmente localizadas nos pontos mais baixos de uma bacia e podem ser classificadas de acordo com a capacidade e carga.

De acordo com a capacidade as elevatórias podem ser:

- Pequenas: menos de 50 l/s;
- Médias: 50 a 500 l/s;

- Grandes: mais de 500 l/s.

Quanto a sua carga as elevatórias se classificam em:

- Baixas: menos de 10 m;
- Médias: 10 a 20 m;
- Altas: mais de 20 m.

Detalhes Construtivos das Estações de Bombeamento

O DMAE, no Caderno de Encargos (Porto Alegre, 1996) fixa alguns detalhes construtivos das estações de bombeamento. Dentre eles:

Gradeamento

A fim de se proteger as bombas, geralmente são instalados cestos ou grades no interior do poço de sucção ou em compartimento adjacente. Pode-se adotar, também, o uso de triturador ou peneira com a mesma finalidade de remoção dos sólidos grosseiros (Sobrinho e Tsutiya, 1999).

“É permitido o uso de grades manuais até a profundidade máxima de 1,50 m, para profundidades maiores deverão ser usadas grades mecanizadas (Porto Alegre, 1996)”.

Stop-log

Instalado após o gradeamento tem a finalidade de vedar a entrada de esgoto na caixa de areia, quando da limpeza da mesma (Porto Alegre, 1996).

Caixa de Areia

Instalada, a fim de diminuir o desgaste dos componentes do bombeamento, após o gradeamento e o stop-log. Retem o excesso de areia e outros sólidos (Porto Alegre, 1996).

Poço de sucção

Segundo Sobrinho e Tsutiya (1999), o poço de sucção de uma elevatória de esgoto é uma estrutura de transição que recebe os esgotos afluentes e os põem à disposição das unidades de recalque.

Devido ao custo e às dificuldades construtivas e operacionais, deve-se buscar que o poço tenha uma profundidade mínima, embora esta esteja condicionada pelos condutos afluentes à elevatória.

O volume requerido do poço para se ter um funcionamento adequado dos conjuntos elevatórios depende, principalmente, do número de partidas dos conjuntos elevatórios, da quantidade e da seqüência operacional das bombas de rotação constante ou variável.

Para se evitar a entrada de ar na bomba devido ao fenômeno de vórtice, é importante manter uma submersão adequada na sucção.

Para que se evite a deposição dos materiais sólidos e facilitar a limpeza, o poço de sucção deverá ter uma estrutura constituída de paredes verticais e laje de fundo com inclinação no sentido da sucção das bombas.

4. MÉTODO

O método de trabalho contou com 9 etapas que estão descritas a seguir. As fases foram enumeradas de acordo com sua ordem de execução e abrangeram desde a descrição das características físicas da bacia até o orçamento final das obras sugeridas.

1. Coleta de dados referentes a área da bacia do Arroio Moinho, quais sejam:

a) Topográficos – a partir das cartas aerofotogramétricas e em visita ao local analisaram-se as cotas máximas e mínimas da área e o tipo de relevo;

b) Geológicos – através de consulta ao mapa geológico apresentado no Atlas Ambiental de Porto Alegre obteve-se informações quanto ao tipo de solo do qual a bacia é formada;

c) Hidrológicos – por meio de visita ao local e de consulta ao volume referente a bacia do Arroio Moinho do Plano Diretor de Drenagem Urbana elaborado pelo IPH (2002) buscou-se uma visão ampla do curso d'água, percebendo-se desde as larguras e profundidades das seções do arroio até as construções que por ventura delimitam a área do canal;

d) Ocupação Urbana – pesquisou-se dados populacionais da bacia no Plano Diretor Urbano (Porto Alegre, 1994), no Censo de 2000 e no trabalho desenvolvido pela Magna Engenharia (2003), onde a mesma apresentou o crescimento demográfico previsto para a bacia do Arroio Dilúvio, a qual o Arroio Moinho é integrante;

e) Abastecimento de água – verificou-se junto aos cadastros de redes de abastecimento de água do DMAE a qual sistema de abastecimento a bacia estudada é pertencente e analisou-se também se o abastecimento contempla toda a área em questão;

f) Esgotamento Sanitário - a partir do cadastro das redes de esgoto sanitário do DMAE, pode-se verificar quais áreas já apresentam redes de esgotamento e quais as desprovidas de redes e que tem seu escoamento diretamente ligado ao curso principal do Arroio Moinho.

2. Definição de critérios e parâmetros de projeto

Definiram-se os critérios e parâmetros de projeto adotados para o cálculo das vazões contribuintes, a fim de se dimensionar o coletor tronco da bacia do Arroio Moinho. Estes valores utilizados tiveram como base a revisão de literatura e o confrontamento com os critérios e parâmetros utilizados pelo DMAE que estão citados a seguir:

- a) Período de alcance do projeto
- b) População prevista para a área do projeto
- c) Consumo efetivo de água “per capita”
- d) Coeficiente de Retorno, também chamado de Relação Esgoto/ Água
- e) Coeficientes de variação da vazão (K1, K2, K3)
- f) Taxa de contribuição de infiltração nos coletores

3. Formulação das alternativas

A fim de se estabelecer as possibilidades de esgotamento da área, esboçou-se 3 alternativas de traçado do coletor. Todas partindo das cotas mais elevadas e chegando ao ponto de lançamento previamente definido (um poço de visitas existente).

4. Escolha da alternativa

A seleção da melhor alternativa considerou os seguintes critérios:

- a) Facilidade/ dificuldade de execução;
- b) Necessidade de remoção de moradias localizadas sobre a área de lançamento da tubulação e/ou EBE;
- c) Profundidade de escavação;
- d) Facilidade de acesso para manutenção da rede;
- e) Gastos com instalação, operação e manutenção da EBE.

5. Traçado do coletor

Eleita a alternativa mais vantajosa partiu-se para o traçado do coletor. A graficação foi feita sobre arquivo em autoCAD, fornecido pelo DMAE, o qual apresenta a planta baixa da região com as respectivas curvas de nível e alinhamentos dos leitos das ruas e passagens.

6. Determinação da localização dos poços de visita

A fim de assegurar condições adequadas de funcionamento e de manutenção da tubulação, os poços de visita foram locados com distâncias entre eles em obediência a indicada pela bibliografia.

7. Dimensionamento do coletor

Com base na revisão de literatura e nos métodos de dimensionamentos de coletores utilizados pelo DMAE, definiu-se as equações e limites de grandezas (velocidades, vazões, diâmetros, profundidades, etc) a serem utilizadas.

A Fórmula de Manning foi adotada para o dimensionamento do coletor e para o cálculo das perdas de cargas foi adotada a Fórmula de Hazen-Willians.

8. Escolha do grupo motorbomba da estação elevatória de esgoto sanitário

Com base na bibliografia e nos dados de vazões e cotas aproximadas do terreno, definiu-se o ponto de operação da bomba, a altura manométrica total do sistema elevatório, o rendimento e a potência fornecida pela bomba, bem como algumas características gerais da estação elevatória de esgoto.

9. Orçamento

A partir das planilhas de orçamento do DMAE foi elaborada a estimativa de custo de implantação do projeto apresentado. Para uma melhor atualização dos preços, apresentou-se também os valores em dólar e CUB/RS.

5. ESTUDO DE CASO

5.1 Caracterização da Problemática

5.1.1 Localização e delimitação da área a ser esgotada

A bacia de esgotamento sanitário do Arroio Moinho está situada na Região Partenon do município de Porto Alegre e localiza-se entre os morros Pelado e da Polícia. Entre as principais ruas do sistema viário relaciona-se a Av. Bento Gonçalves.

A bacia de que trata este trabalho faz parte da Bacia do Arroio Dilúvio, a qual tem seu escoamento para o Sistema Ponta da Cadeia. Abrange uma área de 5,20 quilômetros quadrados o que corresponde a 11% da área total da Bacia do Arroio Dilúvio. Seu comprimento aproximado é de 3,5 km.

A definição da área a ser considerada neste trabalho foi balizada a partir do escoamento existente dos esgotos sanitários. Partiu desde as cotas mais elevadas, limitadas pela Estrada Embratel, até a Av. Bento Gonçalves.

Pela demarcação executada pelo DMAE das sub-bacias do Arroio Dilúvio, a bacia considerada neste trabalho faz parte algumas sub-bacias dentre as quais estão a D-16 e a D-17. Porém, como as áreas pertencentes as demais bacias são bastante pequenas em relação a área total desta, este setor será considerado como integrante da bacia D-16 e D-17 unicamente. A figura 5.1 mostra estas delimitações.

Delimitou-se as micro-bacias contribuintes do coletor tronco objeto deste trabalho baseado no escoamento e na bacia do Arroio Dilúvio a qual integra (D-16 ou D-17). São ao todo 15 áreas e estão apresentadas na figura 5.2.



Figura 5.1 Sub-bacias do Arroio Dilúvio e bacia do Arroio Moinho

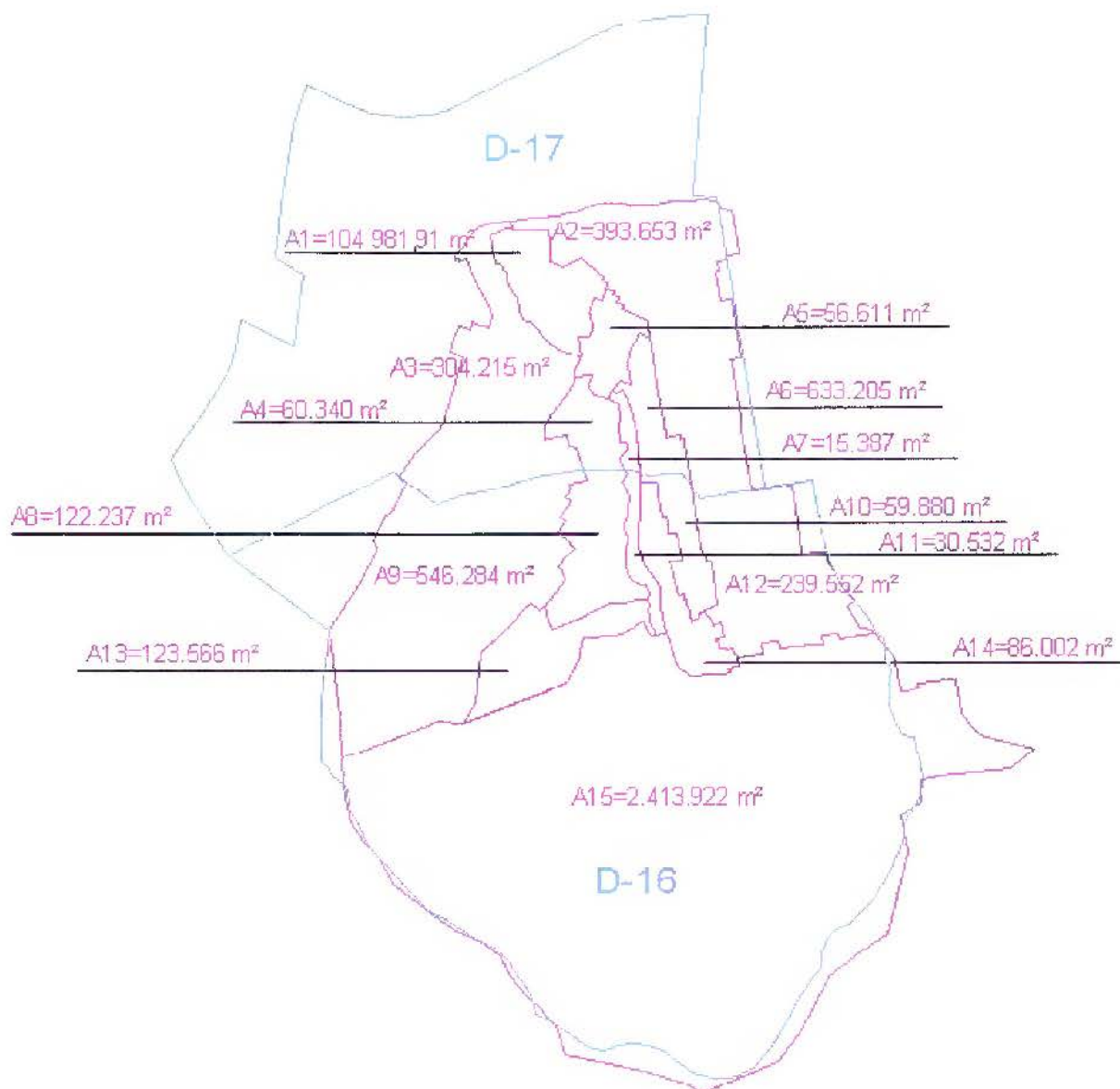


Figura 5.2 Sub-bacias D-16 e D-17 do Arroio Dilúvio e micro-bacias A1 a A15 do Arroio Moinho

5.1.2 Coleta de dados referentes à área a ser esgotada

5.1.2.1 Aspectos físicos

Topografia

A área da bacia do Arroio Moinho tem grande declividade com cota máxima de 280 metros e mínima inferior a 25 metros (ver figura 5.3). As condições topográficas da bacia são

favoráveis ao escoamento natural dos esgotos com relevo ondulado, apresentando declividades fortes e suaves em direção ao Arroio que atravessa a bacia.

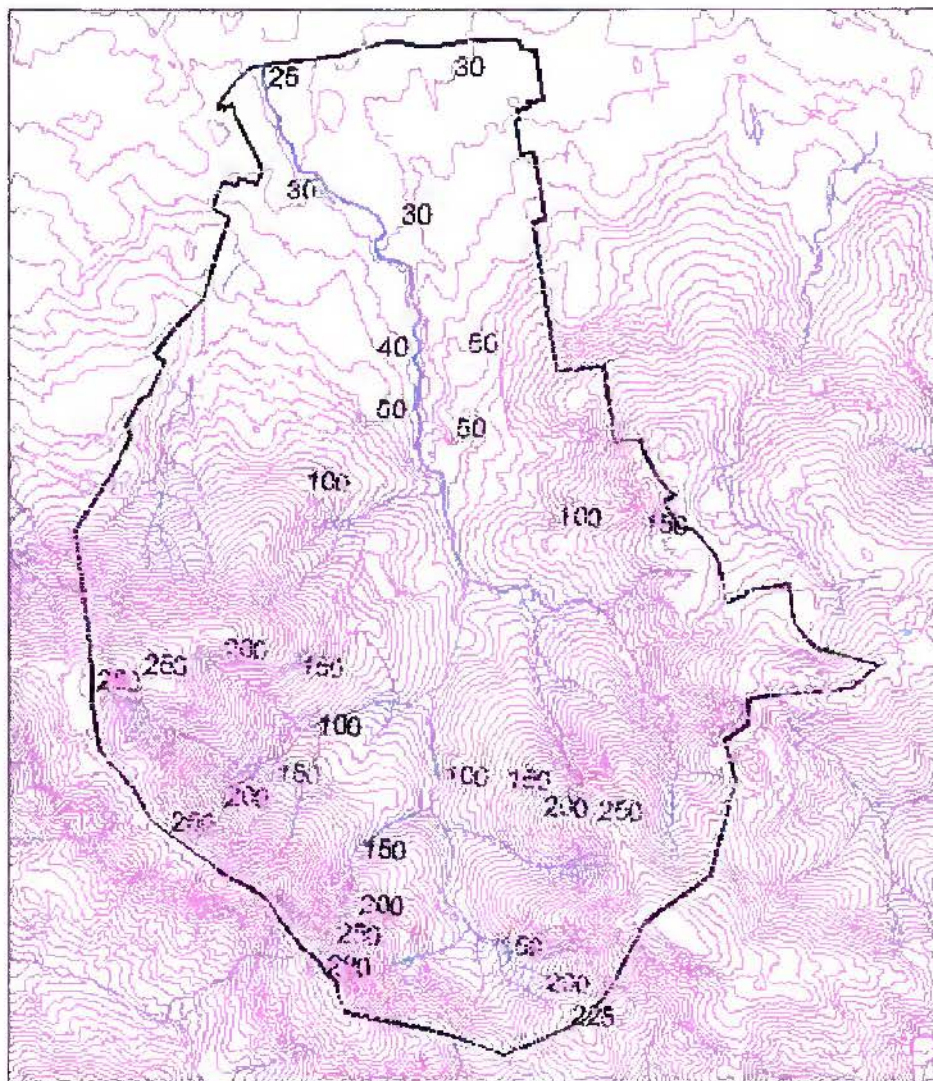


Figura 5.3 Planta altimétrica

Geologia

O mapa geológico apresentado no Atlas Ambiental de Porto Alegre revela que a geologia da bacia é formada principalmente por solos podzólicos vermelho-amarelo e litólico (Menegat et al. 1998).

Hidrologia

O Arroio Moinho segue desde a Av. Bento Gonçalves até a Av. Ipiranga através de um conduto enterrado através do qual desemboca no Arroio Dilúvio. Deste ponto para montante, o riacho se desenvolve a superfície livre, numa seção menor de 2,0 a 4,0 m de largura do curso principal e profundidade de 20 a 50 cm. Na seção maior a largura varia de 5,0 a 10,0 m com muita vegetação às margens (IPH, 2002).

São muros e aterros construídos nos fundos das propriedades que delimitam a área do canal, que por isso ocorre de forma irregular, chegando a ser estrangulado. A figura 5.4 mostra um ponto de estrangulamento do arroio.



Figura 5.4 Estrangulamento do arroio – Beco próximo a Rua Nunes Costa

O seu curso principal se desenvolve pela área mais urbanizada e, na sua parte localizada em cotas mais elevadas, quando a urbanização diminui, o mesmo tem três formadores principais. No início do canal ocorre a entrada do Arroio do Meio, afluente pela margem esquerda. (IPH, 2002).

Ocupação Urbana

A urbanização da bacia se iniciou à jusante, antes da década de 70. Desde então, ocupação urbana se desenvolve no sentido dos morros, ocupando irregularmente áreas de preservação.

O Plano Diretor Urbano (Porto Alegre, 1994) planejou as densificações populacionais para toda cidade. A bacia de esgotamento sanitário do Arroio Moinho localiza-se dentro das seguintes Unidades Territoriais e subdivisões:

- Unidade Territorial Seccional Intensiva: UTSI 37
 - Unidade Territorial Residencial;
 - Pólo de Comércio e Serviços;
 - Corredor de Comércio e Serviços;
 - Unidade Territorial Funcional.
- Unidade Territorial Seccional Extensiva (montante da bacia): UTSE 49
 - Unidade Territorial de Planejamento.

Através da análise do Censo de 2000, a Magna Engenharia (2003) apresentou a população das sub-bacias D-16 e D17 do Arroio Dilúvio, conforme apresentado na tabela 5.1. Através destes dados encontrou-se, por meio de proporções de áreas, a população da bacia do Arroio Moinho no ano de 2000. O resultado apontou para um total de 30.747 habitantes (tabela 5.2).

Tabela 5.1 População nas sub-bacias D-16 e D-17

Sub-bacia	Área (ha)	População por Sub-bacia
		ANO 2000
D16	362	28.718
D17	260	17.924
		46.642

Fonte: Magna, 2003

Tabela 5.2 População nas micro-bacias do Arroio Moinho

Micro-bacia	Sub-bacia	Área (ha)	2000
A1	D17	10,50	724
A2	D17	39,37	2.714
A3	D17	30,42	2.097
A4	D17	6,03	416
A5	D17	5,66	390
A6	D17	63,32	4.365
A7	D17	1,54	106
A8	D16	12,22	605
A9	D16	54,63	2.705
A10	D16	5,99	297
A11	D16	3,05	151
A12	D16	23,96	1.186
A13	D16	12,36	612
A14	D16	8,60	426
A15	D16	241,39	11.953
TOTAL			30.747

Abastecimento de água

A região da bacia do Arroio Moinho é abastecida por quatro reservatórios e um bombeamento, todos integrantes do Sistema Menino Deus. Porém, o abastecimento não contempla todas as unidades habitacionais, pois as moradias localizadas à montante da bacia são ocupações irregulares e estão em área de preservação. Seguem abaixo os subsistemas de abastecimento da micro-bacia, no sentido de jusante para montante:

- Reservatório São Luís I (cota 42 m);
- Reservatório Vila dos Sargentos (cota 80 m);
- Reservatório São José III (cota 98 m);
- Reservatório São José IV (cota 141 m);
- EBAT Chácara dos Bombeiros.

Os moradores que habitam as cotas mais elevadas, onde não existem redes de abastecimento de água, consomem a água do próprio arroio ou de poços perfurados pela população.

Esgotamento Sanitário

A partir do cadastro das redes de esgoto sanitário do DMAE, pode-se verificar que uma parcela da área já apresenta separador absoluto, e que outras tem seu escoamento diretamente ligado ao curso principal do Arroio Moinho.

Na figura 5.5, as linhas vermelhas representam as ruas com redes de esgoto sanitário já implantadas.

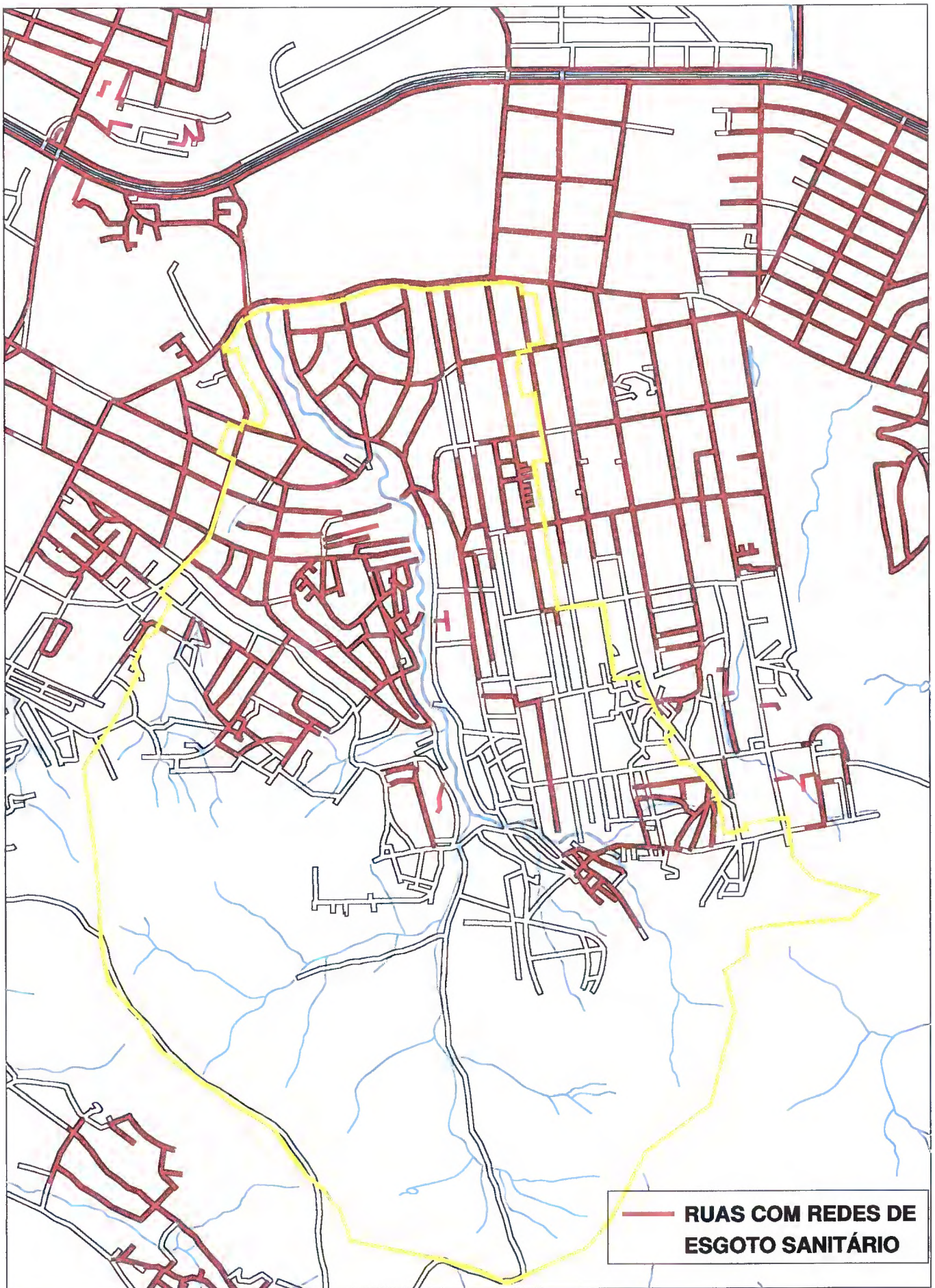


Figura 5.5 Cadastro das redes de esgoto sanitário

Em visita ao local pode-se verificar inúmeras ligações domiciliares de esgoto sanitário escoando diretamente no arroio. As fotos 5.6 e 5.7 mostram lançamento de efluentes, advindos de lotes regulares e irregulares.



Figura 5.6 Lançamento de esgoto sanitário de um lote regular – trecho do Arroio à montante da ponte localizada na Rua Júpiter



Figura 5.7 Esgoto sanitário lançado diretamente no arroio – zona favelizada

5.2 Resolução da Problemática

Localização do coletor

A primeira providência tomada foi o estudo da planta da área a ser esgotada. Identificaram-se os divisores de água e os fundos de vale.

Foram estudadas várias alternativas de lançamento, nas quais os coletores foram lançados a partir dos pontos altos, sendo traçados até as áreas mais baixas da bacia.

Ponto de Lançamento

Fixou-se como ponto de lançamento dos esgotos sanitários, um poço de visitas existente na Av. Bento Gonçalves. Esta será a saída natural para o condutor principal que transporta os esgotos de toda área.

A partir deste PV segue um interceptor de diâmetro DN 450 mm que cruza a Av. Bento Gonçalves e segue até a Av. Ipiranga onde é ligado a uma tubulação de diâmetro DN 1000 mm que seguirá, após a implantação do projeto do Sistema Ponta da Cadeia, para tratamento na ETE Serraria.

Alternativas

Foram estudadas 3 alternativas para o traçado dos coletores do esgoto sanitário da bacia do Arroio Moinho. São Elas:

Alternativa 1:

A primeira alternativa, conforme apresentado na figura 5.8, evitou a instalação de estação elevatória de bombeamento. Nesta concepção os esgotos sanitários escoam por gravidade por dois coletores principais, da seguinte forma:

- Um coletor segue pela margem esquerda do Arroio, esgotando as micro-bacias A4, A8, A13 e A15. Neste ponto recebe os esgotos das micro-bacias A7 e A11 que são esgotadas através de coletores de fundos localizados nos fundos dos lotes da Rua Condor (margem direita).

- O lançamento da segunda tubulação é pelo eixo da Rua Condor transportando os esgotos das micro-bacias A6, A10 e A14.

- As primeiras duas contribuições se unem no final da Rua Ângelo Barcelos (início da Rua Condor) de onde seguem por um coletor-tronco até o ponto de lançamento localizado na Av. Bento Gonçalves. Neste trecho final a tubulação recebe os efluentes das micro-bacias A1, A2, A5 e A12.

- Os esgotos das micro-bacias A3 e A9 são lançados diretamente no PV existente na Av. Bento Gonçalves.

Pontos Positivos:

- Dispensa de bombeamento resultando em economia tanto em instalações quanto em operação e manutenção da estação.

Pontos Negativos:

- Necessidade de execução do coletor da margem esquerda do arroio em diâmetro superior a 150 mm, acarretando uma maior dificuldade de execução nos pontos de estrangulamento do canal por necessitar de uma maior largura disponível;
- Necessidade maior de remoção de moradias (superior a alternativa 1) localizadas sobre a área de lançamento da tubulação;
- Escavação a profundidades superiores à mínima recomendada a fim de garantir o escoamento.

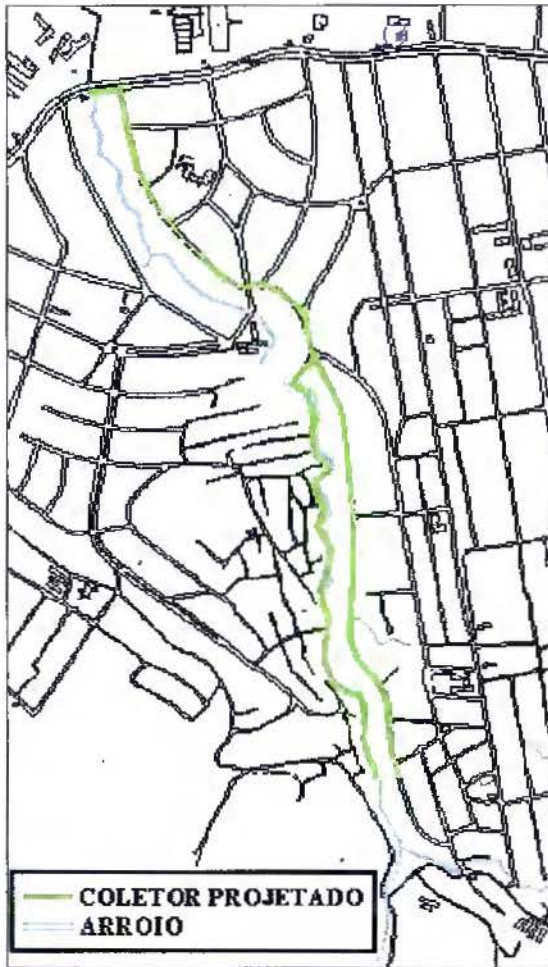


Figura 5.8 Alternativa 1

Alternativa 2:

A segunda alternativa, conforme apresentado na figura 5.9, considerou a instalação de uma estação elevatória de bombeamento a fim de lançar os efluentes da micro-bacia A15 coletados na margem esquerda do Arroio num PV a ser instalado na Rua Condor.

As demais áreas são esgotadas da mesma forma descrita na Alternativa 1.

Pontos Positivos:

- Coletor da margem esquerda executado em diâmetro mínimo (150 mm) esgotando unicamente os efluentes da micro-bacias A4, A8 e A13, possibilitando um provável aproveitamento das redes existentes num trecho da margem e, conseqüentemente, uma construção com menores transtornos;

- Permitir que um grande volume de vazão seja transportado através de via pública (Rua Condor), facilitando o acesso em casos de manutenção da rede.

Pontos Negativos:

- Gastos com instalação, operação e manutenção da EBE;
- Escavação da Rua Condor a profundidades bastante grandes (até 6 metros) a fim de garantir o escoamento dispensando um segundo bombeamento;
- Remoção de casas a fim de se obter a área necessária à execução da EBE.

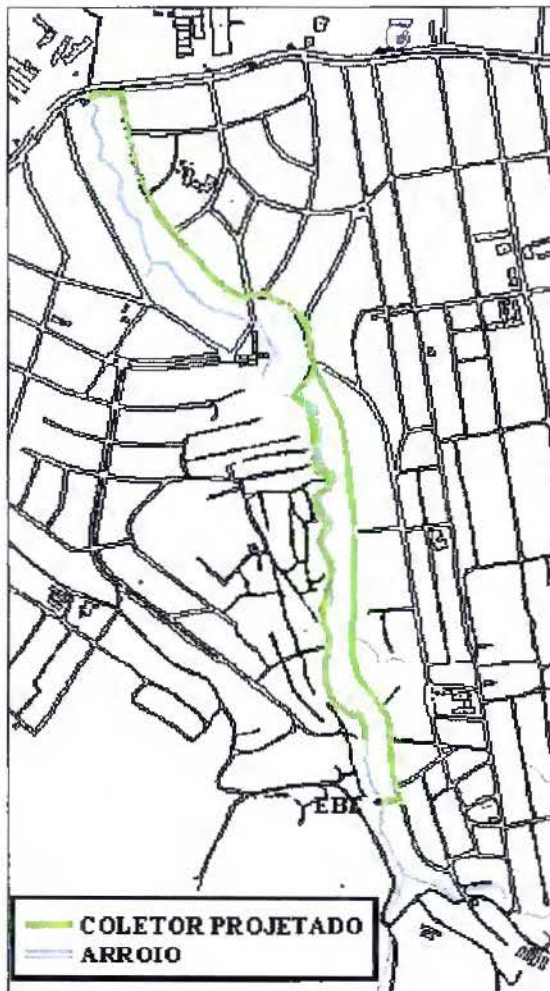


Figura 5.9 Alternativa 2

Alternativa 3:

Esta alternativa considerou a instalação de duas estações elevatórias de bombeamento.

- A primeira elevando os esgotos da micro-bacia A15 (idem Alternativa 2).

- A segunda instalada na depressão existente na Rua Condor no trecho compreendido entre as ruas Dona Ana e Dona Íris, a fim de se evitar uma escavação com profundidades bastante grandes. Esgotando micro-bacias A15 e A14.

-As demais áreas são esgotadas da mesma forma descrita na Alternativa 1.

A figura 5.10 ilustra esta alternativa.

Pontos Positivos:

- Coletor da margem esquerda executado em diâmetro mínimo (150 mm) esgotando unicamente os efluentes da micro-bacias A4, A8 e A13, possibilitando uma construção menos complicada;
- Permitir que um grande volume de vazão seja transportado através de via pública (Rua Condor), facilitando o acesso em casos de manutenção da rede;
- Profundidade de escavação próxima a mínima recomendada.

Pontos Negativos:

- Gastos com instalação, operação e manutenção das duas EBEs;
- Remoção de casas a fim de se obter a área necessária à execução das EBEs.

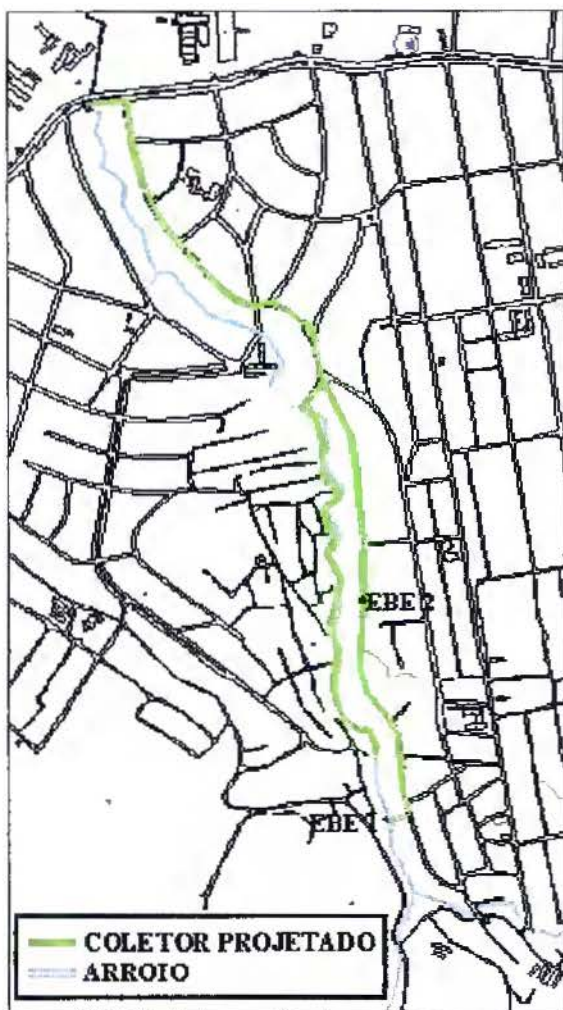


Figura 5.10 Alternativa 3

Escolha da alternativa mais adequada

Foi eleita a segunda alternativa, pois se buscou evitar transtornos na execução e manutenção do coletor. Na margem esquerda, existe a possibilidade desta alternativa permitir o aproveitamento das redes existentes num certo trecho e garantir que o coletor projetado será executado em diâmetro mínimo (150 mm) e terá baixas vazões, o que dirimirá maiores complicações na sua construção e conservação. Assim, as maiores vazões serão transportadas através de via pública (Rua Condor), facilitando o acesso em casos de manutenção da rede.

Esta alternativa também diminui o número necessário de remoções de habitações localizadas na margem esquerda do arroyo. Esta característica foi considerada uma vez que o problema da moradia é bastante preocupante na região metropolitana de Porto Alegre.

5.3 Tipo de sistema de esgoto adotado

Foi adotado o sistema separador absoluto, porque além deste ser o sistema utilizado pelo DMAE, ele apresenta inúmeras vantagens, conforme descrito por Sobrinho e Tsutiya (1999).

5.4 Vazões de Esgotos

5.4.1 Critérios e Parâmetros de Projeto

Para o cálculo das vazões contribuintes, referentes ao projeto do coletor tronco da bacia do Arroio Moinho, foram adotados os seguintes critérios e parâmetros:

Período de projeto

Embora, tanto Martins (1977) quanto Sobrinho e Tsutiya (1999) concordem que os sistemas de esgotos devam ser projetados para atender às necessidades da cidade nos próximos 20 anos, será adotado um alcance de projeto de 25 anos, a fim de se utilizar o mesmo período empregado pelo Programa Integrado Socioambiental Ponta da Cadeia/Cavallhada (Magna, 2003), do qual foram extraídos os valores de projeção populacional e infiltrações.

População da área de projeto

Foram empregadas as projeções populacionais calculadas através da proporção das áreas das bacias D-16 e D-17 (Magna, 2003) com as áreas das 15 micro-bacias do arroio delimitadas neste trabalho. Adotou-se valores para o ano de 2005 - *Hipótese Mínima* – e para o ano de 2030, hipótese considerada a alternativa superior das projeções demográficas denominada *Hipótese Máxima*. A seguir estão apresentados, de 5 em 5 anos, os quadros com as projeções populacionais obtidas por este processo.

Tabela 5.3 Hipótese Mínima - População projetada por micro-bacia a cada 5 anos

Hipótese Mínima

Micro-bacia	Sub-bacia	Área (ha)	População Projetada por Micro-bacia (hab.)						
			2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030
A1	D17	10,50	724	717	705	695	685	675	665
A2	D17	39,37	2.714	2.688	2.644	2.605	2.568	2.530	2.493
A3	D17	30,42	2.097	2.077	2.043	2.013	1.984	1.955	1.926
A4	D17	6,03	416	412	405	399	394	388	382
A5	D17	5,66	390	387	380	375	369	364	359
A6	D17	63,32	4.365	4.324	4.253	4.191	4.130	4.069	4.010
A7	D17	1,54	106	105	103	102	100	99	97
A8	D16	12,22	970	1.041	1.082	1.106	1.118	1.121	1.117
A9	D16	54,63	4.334	4.653	4.835	4.945	4.998	5.009	4.993
A10	D16	5,99	475	510	530	542	548	549	547
A11	D16	3,05	242	260	270	276	279	280	279
A12	D16	23,96	1.900	2.041	2.120	2.168	2.192	2.196	2.190
A13	D16	12,36	980	1.053	1.094	1.118	1.130	1.133	1.129
A14	D16	8,60	682	733	761	778	787	789	786
A15	D16	241,39	19.150	20.562	21.363	21.850	22.084	22.132	22.065
TOTAL		519,04	39.546	41.562	42.588	43.166	43.367	43.287	43.040

Tabela 5.4 Hipótese Máxima - População projetada por micro-bacia a cada 5 anos

Hipótese Máxima

Micro-bacia	Sub-bacia	Área (ha)	População Projetada por Micro-bacia (hab.)						
			2000	2005	2010	2015	2020	2025	2030
A1	D17	10,50	724	728	737	747	769	789	810
A2	D17	39,37	2.714	2.731	2.763	2.803	2.884	2.960	3.037
A3	D17	30,42	2.097	2.110	2.135	2.166	2.229	2.287	2.347
A4	D17	6,03	416	419	424	430	442	454	465
A5	D17	5,66	390	393	397	403	415	426	437
A6	D17	63,32	4.365	4.393	4.445	4.508	4.639	4.761	4.885
A7	D17	1,54	106	107	108	110	113	116	119
A8	D16	12,22	970	1.058	1.131	1.190	1.256	1.311	1.361
A9	D16	54,63	4.334	4.727	5.053	5.319	5.613	5.861	6.083
A10	D16	5,99	475	518	554	583	615	642	667
A11	D16	3,05	242	264	282	297	314	328	340
A12	D16	23,96	1.900	2.073	2.216	2.333	2.461	2.570	2.667
A13	D16	12,36	980	1.069	1.143	1.203	1.270	1.326	1.376
A14	D16	8,60	682	744	795	837	884	923	958
A15	D16	241,39	19.150	20.889	22.327	23.505	24.802	25.898	26.880
TOTAL		519,04	39.546	42.224	44.509	46.435	48.705	50.652	52.431

Consumo efetivo “per capita”

Embora Magna (2003) tenha obtido no seu trabalho consumos de 78 l/hab.dia para a Sub-bacia D-16 e 139 l/hab.dia para a D-17, estes dados confrontam-se com valores apresentados por outras pesquisas. O estudo elaborado pelo DMAE (Konrad, 1995) sobre os consumos da bacia do Arroio Dilúvio encontrou um “per capita” de 174 l/hab.dia para a Sub-bacia D-16 e 170 l/hab.dia para a D-17. Há também dados de micromedição levantados pelo Plano Diretor de Esgotos Sanitários (DMAE, 1999) que aponta para um consumo “per capita” bastante elevado para a Bacia do Arroio Dilúvio no valor de 258 l/hab.dia.

Frente a estes muitos e diferentes dados, optou-se por adoção de um “per capita” de 200 l/hab.dia, pois este é o valor de contribuição fixado pelo DMAE (Porto Alegre, 1996) para projetos do Sistema de Esgoto Sanitário do município de Porto Alegre, além de ser bastante próximo dos 203 l/hab.dia consumidos na Região Sul do Brasil (IBGE, 2000) e dos 221 l/hab.dia no estado do Rio Grande do Sul (IBGE, 2000).

Coefficiente de Retorno: Relação Esgoto/ Água

Dentre os diversos autores consultados percebeu-se que os intervalos recomendados para a relação entre a vazão de esgotos e a de água de abastecimento público variavam desde 0,5 até o valor de 1,3.

Somado a isto, a Norma Brasileira NBR 9649 da ABNT recomenda o valor de 0,8 para o coeficiente de retorno na falta de valores obtidos no campo. Pelo fato deste valor de 0,8 ser o mesmo fixado pelo DMAE para projetos do Sistema de Esgoto Sanitário do município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) e pelo Plano Diretor de Esgotos Sanitários (1999) será adotado o valor de 0,8.

Coefficientes de variação da vazão (K_1 , K_2 , K_3)

- K_1 , coeficiente de máxima vazão diária.

Será empregado o valor de 1,2, pois é o valor recomendado pela NBR-9649 (1986) - caso inexistam dados de pesquisas, e fixado tanto pelo Caderno de

Encargos de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) quanto pelo seu Plano Diretor de Esgotos Sanitários (1999).

- K_2 , coeficiente de máxima vazão horária.

Adotou-se 1,5 para este coeficiente, pelo motivo deste ser o valor recomendado pela NBR-9649 (1986) - caso inexista dados de pesquisas, e fixado pelo DMAE no seu Caderno de Encargos (Porto Alegre, 1996) e no Plano Diretor de Esgotos Sanitários (1999).

- K_3 , coeficiente de mínima vazão horária.

Não foi adotado um valor de K_3 , pois sua utilização não será necessária nas equações para cálculo da estação elevatória.

Taxa de infiltração

Para as redes existentes na bacia, utilizou-se neste trabalho os valores de contribuição de infiltração obtidos por Magna Engenharia (2003) por este ter considerado a idade das redes para esta estimativa.

Embora a NBR-9649 da ABNT (1986) recomende a adoção de um valor entre 0,05 a 1,0 l/s.km para a taxa de contribuição de infiltração e o DMAE fixe em 0,5 l/s.km a taxa de contribuição de infiltração para projetos do Sistema de Esgoto Sanitário do município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996; DMAE, 1999), no cálculo da contribuição de infiltração nos coletores projetados neste trabalho foi considerada uma taxa de 0,25 l/s.km, mesma adotada pela Magna Engenharia (2003).

Segue abaixo tabela 5.6 com os valores encontrados para cada uma das micro-bacias, obtidos a partir da proporção das áreas e vazões das sub-bacias D16 e D17 do Arroio Dilúvio (tabela 5.5).

Tabela 5.5 Contribuições de infiltração máximas e mínimas para sub-bacias D16 e D17 do Arroio Dilúvio

Sub-bacia	Área (ha)	Contribuição de infiltração (l/s)	
		Mínima	Máxima
D16	362,00	4,69	8,44
D17	260,00	19,21	22,29

Tabela 5.6 Contribuições de infiltração máximas e mínimas para cada micro-bacia do Arroio Moinho

Micro-bacia	Sub-bacia	Área (ha)	Contribuição de infiltração (l/s)	
			Mínima	Máxima
A1	D17	10,50	0,78	0,90
A2	D17	39,37	2,91	3,37
A3	D17	30,42	2,25	2,61
A4	D17	6,03	0,45	0,52
A5	D17	5,66	0,42	0,49
A6	D17	63,32	4,68	5,43
A7	D17	1,54	0,11	0,13
A8	D16	12,22	0,16	0,28
A9	D16	54,63	0,71	1,27
A10	D16	5,99	0,08	0,14
A11	D16	3,05	0,04	0,07
A12	D16	23,96	0,31	0,56
A13	D16	12,36	0,16	0,29
A14	D16	8,60	0,11	0,20
A15	D16	241,39	3,13	5,63

5.5 Projeto De Redes Coletoras De Esgoto Sanitário

Cálculo das vazões totais

Utilizou-se os mesmos cálculos de vazões recomendados pela Norma NBR-9649 e pelos autores Sobrinho e Tsutiya (1999).

- Para início de plano utilizou-se as equações 1 e 2.
- Para o final de plano utilizou-se as equações 3 e 4.

Conforme anteriormente fundamentado, adotou-se:

$k_1 = 1,2$ – é o coeficiente do dia de maior contribuição;

$k_2 = 1,5$ – é o coeficiente da hora de maior contribuição;

Q_i ; Q_f = vazão máxima inicial e final, l/s;

$Q_{d,i}$ = vazão média inicial de esgoto doméstico, l/s;

$Q_{d,f}$ = vazão média final de esgoto doméstico, l/s;

$Q_{inf,i}$; $Q_{inf,f}$ = ver tabela 5.6 - vazão de infiltração inicial e final, l/s;

$Q_{c,i}$; $Q_{c,f}$ = vazão concentrada ou singular inicial e final, l/s;

$C = 0,80$ - relação entre o volume de esgotos recebido na rede de esgotos e o volume de água fornecido à população;

P_i ; P_f = ver tabelas 5.3 e 5.4 - população inicial e final, hab;

q_i ; $q_f = 200$ l/hab.dia - cota “per capita” inicial e final.

Hidráulica do escoamento

A rede coletora foi dimensionada utilizando-se a equação 7 (Equação da Continuidade) e equação 9 (Fórmula de Manning), conforme recomendado por Sobrinho e Tsutiya,(1999) e fixado pelo DMAE (Porto Alegre, 1996; DMAE, 1999).

Adotou-se o coeficiente n de rugosidade de Manning 0,013, tanto para condutores de concreto quanto de cerâmica, mesmo valor recomendado por Sobrinho e Tsutiya (1999) e comumente utilizado pelo DMAE (Porto Alegre, 1996).

Vazão mínima

Adotou-se uma vazão mínima de 1,5 l/s nos cálculos de trechos de coletores com vazão menor que esta, pois é o valor recomendado pela Norma Brasileira NBR-9649 de 1986 da ABNT e pelo DMAE.

Diâmetro mínimo

Utilizou-se um diâmetro mínimo de 150 mm para tubos de esgotamento sanitário, conforme fixado pelo DMAE (Porto Alegre, 1996).

Profundidades

Embora aponte que além da possibilidade de esgotamento das instalações prediais, a profundidade mínima dos coletores também está condicionada à capacidade de resistência dos tubos aos esforços solicitantes devido à ação própria das terras e às sobrecargas. E acrescenta que o recobrimento mínimo aconselhado contra eventual insucesso é de 1,0 m.

Embora Azevedo Netto e Alvarez (1982) coloquem como profundidade mínima tolerada o valor de 1,50 m, Martins (1977) aponte para valores entre 1,5 e 2,0, utilizou-se o recobrimento mínimo fixado pelo Caderno de Encargos do Município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) condizente com os valores recomendados pela NBR-9649 (1986) e por Azevedo (1977), que diz:

- No leito da via pública: recobrimento mínimo de 1,00 m;
- No passeio ou coletores de fundo: 0,65 m.

Martins (1977) recomenda que a profundidade máxima dos coletores seja limitada em 4,0 metros, admitindo em alguns casos valores de até 4,50 m. Mesma profundidade aceita por tanto por Azevedo (1977) quanto para Azevedo Netto (1986). Porém, mesmo assim, adotou-se uma profundidade de até 6 metros em um trecho com um aclave a ser vencido. Tal adoção é justificável frente a economia obtida pelo descarte de implantação de uma estação elevatória de esgotos.

Velocidades Mínimas

Adotou-se 0,50 m/s velocidade mínima nas canalizações de esgoto. Mesmo valor fixado pelo DMAE (Porto Alegre, 1996) e por Azevedo Netto (1986).

Velocidades Máximas

O Caderno de Encargos do Município de Porto Alegre (Porto Alegre, 1996) entende que a velocidade máxima em final de plano deva ser fixada em 4,0 m/s. Este foi o valor utilizado neste trabalho.

Declividade Mínima

A declividade mínima adotada atende a condição de proporcionar uma tensão trativa média igual ou superior a 1,0 Pa para todos os trechos da rede, calculada para vazão inicial. Ela foi alcançada pela equação 10, expressão para coeficiente de Manning $n=0,013$, conforme recomendado por Sobrinho e Tsutiya (1999).

Declividade Máxima

A favor da segurança, o coletor foi projetado de forma que a velocidade correspondente à vazão máxima, em final de plano, não seja superior a 4,0m/s, conforme admitido pelo DMAE (Porto Alegre, 1996), valor inferior aos 5,0 l/s recomendado por Sobrinho e Tsutiya (1999).

A máxima declividade pode ser obtida através da equação 11, expressão para coeficiente de Manning $n=0,013$ conforme aponta Sobrinho e Tsutiya (1999).

Altura da Lâmina d'água

As canalizações foram dimensionadas de forma a atender os critérios fixados pelo DMAE e por Azevedo (1977), que são:

- para velocidades iniciais entre 0,50 e 0,60 m/s, a altura de lâmina deve ser superior a 20% do diâmetro do tubo.
- para velocidades iniciais superiores a 0,60 m/s admite-se alturas de lâminas inferiores a 20% do diâmetro do tubo.
- altura de lâmina máxima adotada deve ser igual a 75% do diâmetro do tubo.

Este último critério condiz com a recomendação de Sobrinho e Tsutiya (1999).

Tensão trativa

Utilizou-se o valor da tensão trativa mínima fixado pelo município de Porto Alegre, que é de 1,0 Pa.

A equação 12, utilizada para o cálculo da tensão trativa, é a mesma apresentada por Leme (1977).

Controle de Remanso

Embora Sobrinho e Tsutiya (1999) indiquem que para se evitar remanso, num projeto de rede de esgoto, quando o diâmetro do coletor de jusante for maior que o de montante, pode-se fazer coincidir a geratriz superior dos tubos, a fim de se evitar profundidades maiores que as mínimas, optou-se por seguir as orientações do DMAE que indica fazer sua verificação nas inspeções segundo a equação 13.

Poços de Visita

Neste trabalho foram projetados 60 poços de visita localizados nos inícios de coletores, mudanças de direção, de declividade, de diâmetro e de material e na reunião de coletores.

Materiais empregados

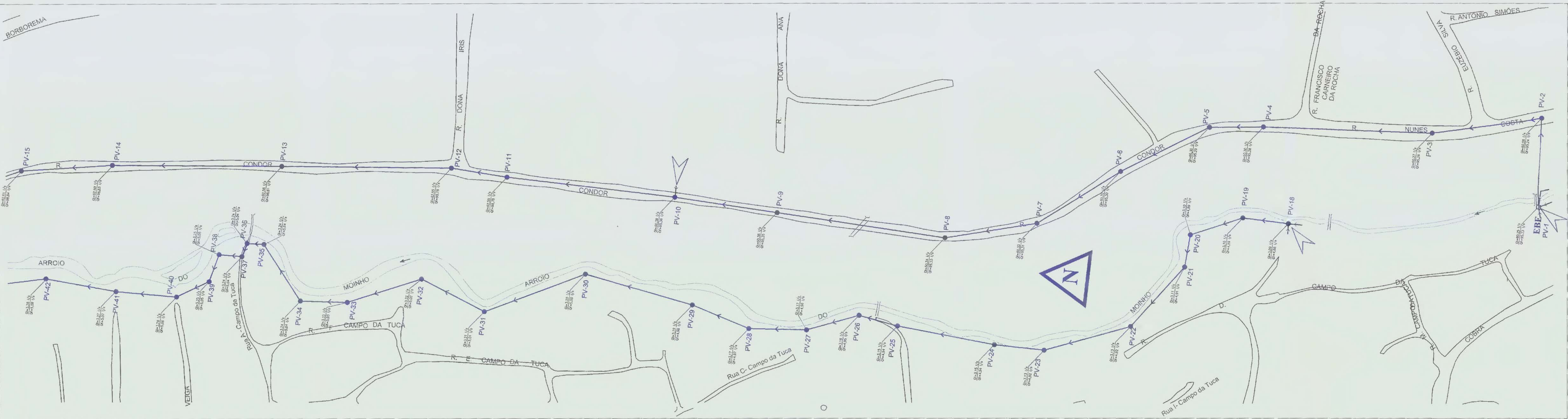
Sabe-se que, além do DMAE eleger as manilhas cerâmicas - entre outros - para emprego preferencial, segundo Azevedo Netto e Alvarez (1982), são os materiais ideais para redes de esgotos sanitários.

Por isso, foram adotados neste trabalho, tubos cerâmicos até o diâmetro de 300 mm, e tubos de concreto armado para diâmetros superiores a 400 mm, por sua maior resistência.

No trecho desde a EBE até o próximo PV adotou-se tubo de aço (DN 300 mm). Este é o material recomendado por Hespanhol (1977) para casos de esforços elevados sobre a linha, como neste caso de travessia direta de grandes vãos.

Pranchas do projeto

A seguir estão apresentadas as pranchas 01/02 e 02/02 com a representação gráfica do lançamento do coletor tronco.



LEGENDA

 entrada de afluente no sistema

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
 Instituto de Pesquisas Hidráulicas
 Especialização em Sistemas de Esgotos

REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS
 COLETOR TRONCO DO ARROIO MOINHO
 PLANTA BAIXA
 PV1 a PV15, PV18 a PV42

ARQUIVO DWG	MOINHO.DWG
DESENHADO	FERNANDA
ESCALA	1:1.000
PROJETO	FERNANDA CHRISTINE BEUX
DATA	JUNHO/04
FIGURA	01/02



LEGENDA

➤ entrada de afluente no sistema

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
 Instituto de Pesquisas Hidráulicas
 Especialização em Sistemas de Esgotos

ARROIO DO MOINHO.DWG
 DESENHO: FERNANDA
 ESCALA: 1:1.000
 DATA: JUNHO/04
 PROJETO: FERNANDA CHRISTINE BELUX
 CHECKED BY: DANIEL
 COORDENADOR: FERNANDA
 DATA: 02/02

REDE COLETORA DE ESGOTOS SANITÁRIOS
 COLETOR TRONCO DO ARROIO MOINHO
 PLANTA BAIXA
 PV15 a PV17, PV42 a PV60



Planilhas de dimensionamento

O coletor foi dimensionado para a hipótese de vazão máxima (ano de 2030) e hipótese de vazão mínima (ano de 2005) e as planilhas de dimensionamento integram os Anexos II deste trabalho.

A tabela 5.7 a seguir apresenta o resumo do dimensionamento do coletor para a maior vazão, ilustrando a partir dos diâmetros atualmente utilizados pelo DMAE nas execuções de suas obras, as mínimas e máximas grandezas encontradas em todo trecho.

Tabela 5.7 Resumo das grandezas obtidas através da planilha de dimensionamento do coletor

material	DN	VAZÕES (l/s)		VEL. (m/s)		DECLIV. (m/m)		T. TRAT. (Pa)		RECOB. (m)	
	(mm)	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.
manilha cerâmica	150	4,88	13,71	0,69	1,64	0,0079	0,0884	2,56	16,7	0,83	2,73
	200	13,71	13,73	0,61	0,61	0,0028	0,0028	1,62	1,62	2,73	3,88
	250	95,24	95,35	2,38	3,63	0,032	0,0862	22,79	55,17	0,93	1,53
	300	95,35	95,36	2,12	2,12	0,0209	0,0209	17,44	17,44	0,57	0,93
concreto	400	95,36	136,88	1,06	3,27	0,0033	0,0711	3,93	45,8	0,58	5,48
	500	136,88	195,49	0,94	2,13	0,0019	0,0167	2,84	16,5	0,98	2,38

5.6 Elevatória de Esgoto Sanitário

Localização

A EBE foi projetada na margem esquerda do Arroio Moinho entre o início da Rua “D” do Campo da Tuca e a Rua Nunes Costa, no lugar do PV1 e receberá o afluente a cota 54,80m.

Período de projeto

O período de projeto adotado coincide com o recomendado por Sobrinho e Tsutiya (1999) e foi de 25 anos, isto é, de 2005 a 2030.

Vazões Afluentes

As vazões utilizadas para o dimensionamento da EBE são os seguintes:

VAZÃO INICIAL (Vi)	60,26 l/s
VAZÃO FINAL (Vf)	95,24 l/s

Características Gerais

A EBE deverá recalcar o efluente do nível mínimo do poço de sucção até o PV2 na Rua Nunes Costa. A estação será composta de duas bombas centrífugas, de funcionamento alternado para que nenhuma das bombas seja sobrecarregada e para que, em casos de falha de uma das bombas, a segunda sirva como reserva não interrompendo o funcionamento da EBE.

Para que a velocidade fosse a mais baixa possível e se adequasse a NBR 12208 (1992) utilizou-se a equação da continuidade (equação 7):

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,09524m^3 / s}{\pi \cdot (0,3m)^2 / 4} = 1,35m/s$$

Dispositivos de Chegada e Extravasamento

O afluente da estação de bombeamento será conduzido ao poço de sucção por uma tubulação de aço DN 300. Passará, então, por uma comporta que servirá para isolar a EBE quando necessário. O extravasor será instalado na própria EBE, pois a mesma estará próxima a um curso d'água.

Retenção de Sólidos

A retenção de sólidos grosseiros se dará por meio de grade mecanizada com espaçamento de acordo com o recomendado pela NBR 12208 (1992) para impedir a passagem de sólidos que poderiam danificar as bombas. Após deverá ser instalada uma caixa de areia para reter o excesso de areia e outros sólidos.

A seguir a tabela 5.8 resume as características da EBE:

Tabela 5.8 Resumo das características da EBE

Vazão (l/s)		Potência necess. (p/ h=60%) (CV)	Altura Manométr. Total (m)	Perda de Carga (m)		Vazão de Bombeamento (m³/min)	Volume Útil do Poço de Sucção (m³)
inicial (2005)	final (2030)			distrib.	localiz.		
60,26	95,24	16,3	10,27	0,006884	0,76	6	18

A Seleção de Conjuntos Elevatórios e das Unidades de Bombeamento está apresentada no Anexo III deste trabalho.

5.7 ORÇAMENTO

As tabelas 5.9 e 5.10 apresentam as estimativas de custo da implantação do coletor e da estação de bombeamento respectivamente, calculadas a partir das planilhas de orçamento adotadas pelo DMAE no mês de março de 2004 e agosto de 2003 nesta ordem. Tendo em vista as diferentes datas base, a defasagem dos preços desde então e buscando uma facilidade de atualização do valor monetário orçado em qualquer tempo, acrescentou-se à planilha de custos colunas referentes às quantias em dólar e em CUB/RS. O valor total orçado foi de US\$ 686.067,73, cujo equivalente em Custo Unitário Básico (no estado do Rio Grande do Sul) representa 2.607,92 CUB/RS.

As planilhas apresentando as descrições dos serviços detalhadas estão acrescentadas nos anexos deste volume.

Tabela 5.9 Estimativa de custo do coletor

Item	Descrição dos Serviços	Preço Total (R\$)	Preço Total (US)	Preço Total (CUB/RS)
1.	Instalação da Obra	26.456,89	9.140,40	34,74
2.	Escavação	98.405,95	33.997,56	129,23
3.	Remoção do Material Escavado	33.911,67	11.715,90	44,54
4.	Reaterro Compactado	133.728,36	46.200,85	175,62
5.	Escoramento	129.556,24	44.759,45	170,14
6.	Fornecimento de Materiais, Assentamento de Tubos e Montagem de TÊE	207.885,74	71.820,95	273,01
7.	Construção com Fornecimento de Material	42.753,88	14.770,73	56,15
8.	Remoção e Recomposição de Pavimento	28.197,68	9.741,81	37,03
9.	Reconstrução de Rede de Esgoto Pluvial com Fornecimento de Material	563,40	194,65	0,74
10.	Cadastro	2.102,16	726,26	2,76
	Total	703.561,97	243.068,57	923,96

Data base: março/2004

Tabela 5.10 Estimativa de custo da EBE

Item	Descrição dos Serviços	Preço Total (R\$)	Preço Total (US)	Preço Total (CUB/R\$)
1.	Instalação da Obra	8.857,95	2.952,06	12,33
2.	Movimentação de Terra	9.437,00	3.145,04	13,14
3.	Infraestrutura	70.000,00	23.328,67	97,44
4.	Estruturas	130.151,58	43.375,18	181,17
5.	Urbanização/Arquitetura	49.532,00	16.507,37	68,95
6.	Equipamentos Mecânicos	287.400,00	95.780,84	400,05
7.	Equipamentos Elétricos	73.300,00	24.428,45	102,03
8.	Isolamento Acústico	4.900,00	1.633,01	6,82
9.	Entrega Final	7.574,40	2.524,30	10,54
	Total - EBE	641.152,93	213.674,91	892,46

Data base: agosto/2003

6. CONCLUSÕES

Objetivando a melhoria das condições sanitárias da população residente na área do Arroio Moinho, este estudo orienta a promoção de um benefício ambiental para o município de Porto Alegre. O estudo da bacia apresentou um pré-dimensionamento de um coletor tronco com o propósito de impedir que os efluentes domésticos sejam lançados diretamente no corpo receptor causando sua degradação. Para isto foram utilizadas projeções populacionais da área, obtidas no trabalho de Revisão Populacional dos Sistemas Ponta da Cadeia, Cavalhada e Restinga, elaborado pela Magna Engenharia, bem como plantas aerofotogramétricas da bacia e cadastros das redes de esgoto sanitário do DMAE.

É importante salientar que o coletor tronco do Arroio Moinho, projetado neste estudo, permitirá que os esgotos sanitários desta bacia sejam encaminhados para futuro tratamento na ETE Serraria a ser construída pelo Programa Integrado Socioambiental Ponta da Cadeia/Cavalhada que vem sendo desenvolvido pela Prefeitura Municipal de Porto Alegre. Este Programa objetiva a recuperação gradativa da balneabilidade de alguns pontos do Lago Guaíba. Embora a bacia do Arroio Moinho esteja localizada em área contemplada por este Programa, não apresentava até o momento um estudo de esgotamento de seus efluentes sanitários que hoje escoam, sem qualquer tratamento, para o curso d'água.

O desenvolvimento deste projeto contemplou o estudo desde o fracionamento da área objeto do estudo em pequenas bacias, passando pelo traçado do coletor, até seu dimensionamento.

A demarcação das micro-bacias contribuintes para o Sistema de esgotamento do Arroio Moinho foi executada com base nas curvas de nível das plantas aerofotogramétricas 1:1000 fornecidas pelo DMAE. A divisão das bacias foi feita de acordo com a sub-bacia do Arroio Dilúvio a qual cada pequena área pertencia a fim de se estimar o índice populacional da área. Obteve-se um parcelamento em 15 pequenas bacias cuja menor área foi computada em 1,5 ha e a maior em 241,4 ha.

No que se refere ao lançamento do condutor partiu-se de um estudo de três alternativas, todas elas com praticamente o mesmo traçado, alterando somente a forma de escoamento. A definição básica foi de uma rede lançada pela margem esquerda do Arroio e outra pela Rua Condor. Estes dois trechos convergem para um mesmo ponto situado na

esquina da Rua Ângelo Barcelos com a Rua Borborema (PV17). A partir daí segue uma mesma tubulação em direção à Av. Bento Gonçalves. O resultado do dimensionamento do coletor indicou como o ponto mais adequado para o lançamento dos efluentes da bacia o PV60 existente na Avenida Bento Gonçalves (ver planta 02/02), pois a partir deste poço de visita segue, atualmente, uma tubulação de DN 450 mm que atravessa a Av. Bento Gonçalves. Este diâmetro é compatível com a vazão máxima prevista neste ponto para o ano de 2030 (195,49 l/s).

A primeira alternativa evitou a instalação de estação elevatória, sendo por gravidade o escoamento dos dois coletores. Porém percebeu-se que a vazão contribuinte de esgotos sanitários na margem esquerda do Arroio seria bastante grande o que acarretaria uma tubulação com diâmetro superior ao mínimo. Assim as redes existentes nesta margem (DN 150 mm) não seriam aproveitadas, haveria uma maior dificuldade de execução nos pontos de estrangulamento do canal por necessitar de uma maior largura disponível, além do que haveria necessidade de remoção de um maior número de moradias localizadas sobre a área de lançamento da tubulação.

A segunda alternativa considerou a instalação de uma estação de bombeamento de esgoto a fim de lançar parte dos efluentes esgotados na margem esquerda do Arroio num PV a ser instalado na Rua Condor, numa cota aproximadamente 10 metros superior. Esta opção possibilita o aproveitamento das redes existentes num trecho da margem esquerda e, conseqüentemente, uma construção com menores transtornos, além de permitir que um grande volume de vazão seja transportado através da via pública (Rua Condor), facilitando o acesso em casos de manutenção da rede.

A terceira alternativa previu a instalação de duas EBEs. A primeira elevando os esgotos coletados na margem esquerda para a Rua Condor e a segunda instalada numa depressão do terreno existente na Rua Condor a fim de se evitar uma escavação com profundidades de aproximadamente 6 metros.

Apesar da adoção de uma EBE acarretar gastos com instalação, operação e manutenção, a segunda alternativa foi eleita, uma vez que se buscou facilidade na execução e manutenção do coletor. Por esta alternativa necessitar de uma menor largura livre na margem esquerda do Arroio, esta opção atenua o número necessário de remoções de moradias, problema bastante preocupante na região metropolitana de Porto Alegre.

Os valores das vazões foram embasados nas populações previstas para a área no período de alcance do projeto (25 anos), e nos demais critérios e parâmetros adotados. Considerou-se para o cálculo da vazão mínima a menor previsão populacional para o ano de 2005 (41.562 habitantes) e a para máxima vazão a maior previsão populacional para o ano de 2030 (52.431 habitantes). O resultado das vazões no ponto de lançamento foi de 132,44 l/s e 195,49 l/s respectivamente.

Dimensionou-se o coletor tronco para a máxima vazão esperada e verificou-se o cálculo para a menor vazão prevista a fim de garantir as mínimas condições de escoamento necessárias ao correto funcionamento das redes.

Definiu-se como ponto para instalação da estação de bombeamento de esgotos, que deverá recalcar o efluente do nível mínimo do poço de sucção até o PV2 na Rua Nunes Costa, a margem esquerda do Arroio Moinho entre o início da Rua "D" do Campo da Tuca e a Rua Nunes Costa. A vazão inicial a ser recalçada é da ordem de 60,26 l/s e a final alcança os 95,24 l/s.

A EBE será composta de duas bombas centrífugas, de funcionamento alternado para que ambas não sejam sobrecarregadas e para que, em casos de falha de uma das bombas, a segunda sirva como reserva não interrompendo o funcionamento da estação.

Os resultados obtidos apontam que o ponto de operação será dado pela altura manométrica máxima de 10,27 m.c.a. e para a vazão de bombeamento de 100,00 l/s. A potência total necessária é de 16,30 CV.

A partir das planilhas de orçamento do DMAE foi elaborada a estimativa de custo de implantação do projeto apresentado. Este indica como custo de execução do coletor tronco o valor US\$ 243.068,57, cujo equivalente em Custo Unitário Básico (no estado do Rio Grande do Sul) representa 923,96 CUB /RS. Orçado em separado segue a estação de bombeamento, representando uma quantia de US\$ 213.674,91 (892,46 CUB /RS).

A seguir a tabela 6.1 resume as características principais do anteprojeto desenvolvido nesta monografia.

Tabela 6.1 Resumo das características do anteprojeto

Área da Bacia (km ²)	Alcance de Projeto (anos)	Previsão Populacional (hab)		Vazões no Ponto de Lançamento - (l/s)		Metragem do Coletor (m)	Vazão Bombeada (l/s)		Tipo de Bomba
		min. p/ 2005	máx. p/ 2030	mín.	máx.		inicial	final	
5,20	25	41562	52431	132,44	195,49	2766	60,26	95,24	centrífuga

Altura Manométr. Máx. (m)	Potência da Bomba (p/ h=60%) (CV)	Custos (US)	
		coletor	EBE
10,27	16,3	243068,57	213674,91

7. RECOMENDAÇÕES

Para continuidade dos trabalhos sobre a bacia de esgotamento sanitário do Arroio Moinho, é importante que sejam realizadas uma série de estudos e levantamentos da área em questão. Nestas ações complementares recomenda-se:

- a execução de um levantamento planialtimétrico detalhado do local, com as cotas do terreno nos trechos onde o coletor será lançado – redimensionar a tubulação com a utilização dos dados apropriados;
- levantamento das habitações que serão atingidas tanto com a execução do coletor quanto da EBE – a remoção destas moradias deverá ser integrada ao orçamento e o local do reassentamento deverá ser previamente indicado;
- não foram previstas, de forma que deverão ser projetadas numa próxima etapa, execuções de ligações prediais no coletor, de redes de esgotamento nas ruas desprovidas de coletores, e de redes auxiliares;
- revisar os valores das vazões, devendo estas ser perfeitamente adequadas à realidade da área no momento da elaboração projeto final.
- Fiscalização das ligações clandestinas a fim de se impedir o lançamento de esgotos pluviais no sistema de esgoto sanitário implantado.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AZEVEDO NETTO, José M. de; ALVAREZ, Guillermo Acosta. Manual de Hidráulica. v. I e II. 7. ed. Atualizada e ampliada. São Paulo, ed. Edgard Blücher Ltda, 1982.
- AZEVEDO NETTO, José M. de. *Sistemas de Esgotos Sanitário. Generalidades. Aspectos Sanitários. Importância. Situação dos Serviços no Brasil.* cap. 1. In: CETESB - Sistemas de Esgotos Sanitários –São Paulo – 1977.
- AZEVEDO, José G. de. *Hidráulica das Redes de Esgotos. Fórmulas Hidráulicas Recomendadas. Comportamento Hidráulico dos Esgotos nas Transições. Velocidades Limites de Escoamento. Altura da Lâmina Líquida. Declividades Mínimas e Máximas.* cap. 26. In: CETESB - Sistemas de Esgotos Sanitários –São Paulo – 1977.
- AZEVEDO, José G. de. *Condições Técnicas a serem Satisfeitas pelos Coletores. Vazões de Cálculo. Diâmetro Mínimo. Profundidade Mínima. Profundidades Excessivas. Tubos de Queda.* cap. 27. In: CETESB - Sistemas de Esgotos Sanitários –São Paulo – 1977.
- DMAE. *Plano Diretor de Esgotos de Porto Alegre.* Prefeitura Municipal de Porto Alegre. Porto Alegre. 1999.
- GARCEZ, Lucas Nogueira. *Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária.* 2. ed.. São Paulo, ed. Edgard Blücher Ltda, 1969.
- HESPANHOL, Ivanildo. *Coletores de Esgotos de Seção Circular. Materiais Empregados. Tubos Cerâmicos, de Concreto, de Cimento-Amianto, de Ferro Fundido e de Aço. Tipos de Juntas. Materiais.* cap. 8. In: CETESB - Sistemas de Esgotos Sanitários – São Paulo – 1977.
- IBGE. *Abastecimento de Água, Esgotamento Sanitário, Drenagem Urbana e Limpeza Urbana e Coleta de Lixo - 2000.* Disponível em: www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb/default.shtm. Acesso em 06 de novembro de 2003.
- IPH, UFRGS. *Plano Diretor de Drenagem Urbana. Bacia do Arroio Moinho.* v. III. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. 2002.
- KONRAD, Jorge. *Estudo de Consumos Per Capita da Bacia do Arroio Dilúvio para o Ano de 2010.* Porto Alegre. 1995.
- LEME, Francílio Paes. *Planejamento e Projeto dos Sistemas Urbanos de Esgotos Sanitários.* São Paulo. CETESB. 1977.
- MAGNA, Engenharia. *Revisão da Projeção Populacional e Estudo de Vazões das Unidades de Esgotamento Sanitário dos Sistemas Ponta da Cadeia, Cavalhada e Restinga.* Programa Integrado Socioambiental. I- Melhoria da Qualidades das Águas – Sistemas de Esgotamento Sanitário. Tomo I – Anexos. Porto Alegre. DMAE. 2003.

- MARTINS, José A. *Quantidade de Líquidos a Esgotar. Contribuições Per Capita. Relação Água/ Esgoto. Perdas e Infiltrações. Estimativas das Vazões. Variação de Vazão. Curvas Típicas. Determinação de Coeficientes para Cálculo das Redes.* cap. 4. In: CETESB - Sistemas de Esgotos Sanitários –São Paulo – 1977.
- MARTINS, José A. *Hidráulica das Redes de Esgotos. Funcionamento das Redes. Redes. Regimes de Esgotamento. Fórmulas Hidráulicas Recomendadas. Coeficientes de Rugosidade. Tabelas Usuais. Seção Útil. Valores Mínimos para a Velocidade Média de Escoamento. Declividades Mínimas. Altura da Lâmina Líquida. Limites Superiores para a Velocidade Média de Escoamento.* cap. 5. In: CETESB - Sistemas de Esgotos Sanitários –São Paulo – 1977.
- MARTINS, José A. *Condições Técnicas a Serem Satisfeitas pelos Coletores. Diâmetro Mínimo. Vazões. Profundidade Mínima e Profundidades Excessivas. Tubos de Queda.* cap. 6. In: CETESB - Sistemas de Esgotos Sanitários –São Paulo – 1977.
- MENEGAT, Rualdo; PORTO, Maria L.; CARRARO, Clóvis C.; FERNANDES, Luís A. D. *Atlas Ambiental de Porto Alegre.* Ed. Universidade, UFRGS. Porto Alegre, RS. 1998.
- NBR 9648/1986: *Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário.* Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 9649/1986: *Projeto de Redes Coletoras de Esgotos Sanitários.* Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- NBR 12208/1992: *Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário.* Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- PESSÔA, Constantino Arruda; JORDÃO, Eduardo Pacheco. *Tratamento de Esgotos Domésticos. v.1. Concepções Clássicas de Tratamento de Esgotos.* 2. ed.. Rio de Janeiro. Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. 1982.
- PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Secretaria de Planejamento Municipal. *1º Pddu: Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre.* Porto Alegre, RS. 1994.
- PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. *Caderno de Encargos do Município de Porto Alegre. Redes de Água e Esgoto Cloacal. v. 5. Execução de Sistemas Públicos de Esgoto Sanitário.* Porto Alegre. 1996.
- SOBRINHO, Pedro Alem; TSUTIYA, Milton Tomoyuki. *Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário.* 1.ed. São Paulo: ed. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999.

ANEXO I - FOTOGRAFIAS

PONTO 1: ponte localizada na Rua Tem. Alpoim Távora



Figura A.2 À jusante do ponto



Figura A.3 À jusante do ponto



Figura A.4 À jusante do ponto

PONTO 2: ponte localizada na Rua Júpiter



Figura A.5 À montante do ponto – chegada de tubulação pluvial com esgoto sanitário



Figura A.6 À jusante do ponto – tubulação de esgoto sanitário existente



Figura A.7 Trecho do Arroio à montante da ponte - muros de residências (lotes regulares)



Figura A.8 Trecho do Arroio à montante da ponte – redes de esgoto sanitário existentes



Figura A.9 Trecho do Arroio à montante da ponte



Figura A.10 Trecho do Arroio à montante da ponte

PONTO 3: ponte localizada na Rua Dona Íris



Figura A.11 Vista da ponte



Figura A.12 Acúmulo de lixo



Figura A.13 Trecho do Arroio à jusante da ponte

PONTO 4: ponte localizada em beco transversal a Rua Nunes Costa



Figura A.14 Trecho do Arroio à montante da ponte

PONTO 5: ponte localizada em beco transversal – final da Rua Nunes Costa



Figura A.15 Chegada de tubulação pluvial

PONTO 6: Esquina da Rua da Represa com Rua Cabo Noé



Figura A.16 Arroio corre pela sarjeta

PONTO 7: Rua da Represa



Figura A.17 Arroio – fundos da casa nº 505 da Rua da Represa

PONTO 8: Estrada do Herval



Figura A.18 Arroio – nos fundos de uma casa

PONTO 9: Estrada do Herval



Figura A.19 Próximo à uma das nascente

PONTO 10: Acesso “A”



Figura A.20 :Nascente



Figura A.21 :Nascente

PONTO 11: Rua Tenente Castelo



Figura A.22 :Um dos braços do Arroio

PONTO 12: Av. Bento Gonçalves



Figura A.23 :A partir deste ponto o Arroio é canalizado, cruzando a Av. Bento Gonçalves

ANEXO II – PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO

Tabela A.1 Dimensionamento do coletor – Hipótese Mínima

LOCALIZAÇÃO	TRECHO		COMP (m)	COTAS (m)				VAZÕES (l/s)				CARACTERÍSTICAS DA REDE							
	A	B		TERRENO		COLETOR			INFILT	MONT	TRECHO	ADOT	DECLIV (m/m)	DN (m)	VEL (m/s)	H/D (%)	T. TRAT. (Pa)	RECOB(m)	
				MONT	JUS	MONT	JUS											A	B
				INIC/FIN	INIC/FIN	INIC/FIN													
Rua D - Campo da Tuca	PV1	PV2	47,00	56,00	65,50	54,80	64,30	0,0118	60,25	0,00	60,26	-0,2021	0,30	0,85	-	-	0,88	0,8	
Rua Nunes Costa	PV2	PV3	59,00	65,50	60,50	64,30	59,30	0,0148	60,26	0,00	60,27	0,0847	0,25	3,17	40,00	45,34	0,93	0,9	
Rua Nunes Costa	PV3	PV4	90,00	60,50	56,20	59,30	55,00	0,0225	60,27	0,00	60,30	0,0478	0,25	2,59	48,00	29,03	0,93	0,9	
Rua Condor	PV4	PV5	29,00	56,20	53,70	55,00	52,50	0,0073	60,30	0,00	60,30	0,0862	0,25	3,20	40,00	46,12	0,93	0,9	
Rua Condor	PV5	PV6	53,00	53,70	51,00	52,50	49,80	0,0133	60,30	0,00	60,32	0,0509	0,25	2,65	46,00	30,18	0,93	0,9	
Rua Condor	PV6	PV7	53,00	51,00	50,00	49,80	48,20	0,0133	60,32	0,00	60,33	0,0302	0,25	2,19	55,00	20,00	0,93	1,5	
Rua Condor	PV7	PV8	50,00	50,00	46,00	48,20	44,80	0,0125	60,33	0,00	60,34	0,0680	0,25	2,94	43,00	38,42	1,53	0,9	
Rua Condor	PV8	PV9	90,00	46,00	43,00	44,80	41,80	0,0225	60,34	0,00	60,36	0,0333	0,25	2,26	53,00	21,33	0,93	0,9	
Rua Condor	PV9	PV10	55,00	43,00	41,50	41,75	40,60	0,0138	60,36	0,00	60,38	0,0209	0,30	1,90	46,00	14,87	0,93	0,5	
Rua Condor	PV10	PV11	90,00	41,50	44,50	40,50	40,20	0,0225	60,38	2,15	62,55	0,0033	0,40	0,97	51,00	3,37	0,58	3,8	
Rua Condor	PV11	PV12	30,00	44,50	46,00	40,20	40,10	0,0075	62,55	0,00	62,56	0,0033	0,40	0,97	51,00	3,37	4,13	5,4	
Rua Condor	PV12	PV13	90,00	46,00	40,00	40,10	38,60	0,0225	62,56	0,00	62,58	0,0167	0,40	1,69	31,00	11,67	5,48	0,9	
Rua Condor	PV13	PV14	90,00	40,00	43,00	38,60	38,30	0,0225	62,58	0,00	62,60	0,0033	0,40	0,97	51,00	3,37	0,97	4,2	
Rua Condor	PV14	PV15	49,00	43,00	39,50	38,30	38,00	0,0123	62,60	0,00	62,61	0,0061	0,40	1,21	43,00	5,53	4,28	1,0	
Rua Condor	PV15	PV16	90,00	39,50	33,00	38,00	31,60	0,0225	62,61	0,00	62,64	0,0711	0,40	2,92	22,00	37,26	1,08	0,9	
Rua Condor	PV16	PV17	32,00	33,00	32,00	31,60	30,60	0,0080	62,64	0,00	62,65	0,0313	0,40	2,17	28,00	20,13	0,97	0,9	

LOCALIZAÇÃO	TRECHO		COMP (m)	COTAS (m)				VAZÕES (l/s)				CARACTERÍSTICAS DA REDE							
	A	B		TERRENO		COLETOR			INFILT	MONT INIC/FIN	TRECHO INIC/FIN	ADOT INIC/FIN	DECLIV (m/m)	DN (m)	VEL (m/s)	H/D (%)	T. TRAT. (Pa)	RECOB (m)	
				MONT	JUS	MONT	JUS											A	B
Margem esquerda	PV18	PV19	25,00	51,00	51,00	50,00	49,80	0,0063	3,09	0,00	3,09	0,0080	0,15	0,61	31,00	2,10	0,83	1,0	
Margem esquerda	PV19	PV20	30,00	51,00	50,00	49,80	48,80	0,0075	3,09	0,00	3,10	0,0333	0,15	1,04	22,00	6,55	1,03	1,0	
Margem esquerda	PV20	PV21	18,00	50,00	50,00	48,80	48,60	0,0045	3,10	0,00	3,10	0,0111	0,15	0,70	29,00	2,85	1,03	1,2	
Margem esquerda	PV21	PV22	43,00	50,00	46,00	48,60	44,80	0,0108	3,10	0,00	3,11	0,0884	0,15	1,41	17,00	13,79	1,23	1,0	
Margem esquerda	PV22	PV23	48,00	46,00	42,00	44,80	40,80	0,0120	3,11	0,00	3,13	0,0833	0,15	1,42	19,00	13,75	1,03	1,0	
Margem esquerda	PV23	PV24	27,00	42,00	40,00	40,80	38,80	0,0068	3,13	0,00	3,13	0,0741	0,15	1,34	19,00	12,22	1,03	1,0	
Margem esquerda	PV24	PV25	53,00	40,00	40,00	38,80	38,35	0,0133	3,13	0,00	3,15	0,0085	0,15	0,63	31,00	2,23	1,03	1,4	
Margem esquerda	PV25	PV26	22,00	40,00	38,00	38,35	36,80	0,0055	3,15	0,00	3,15	0,0705	0,15	1,30	19,00	11,63	1,48	1,0	
Margem esquerda	PV26	PV27	29,00	38,00	37,00	36,80	35,80	0,0073	3,15	0,00	3,16	0,0345	0,15	1,06	22,00	6,78	1,03	1,0	
Margem esquerda	PV27	PV28	31,00	37,00	37,00	35,80	35,55	0,0078	3,16	0,00	3,17	0,0081	0,15	0,61	31,00	2,12	1,03	1,2	
Margem esquerda	PV28	PV29	33,00	37,00	37,00	35,55	35,25	0,0083	3,17	0,00	3,17	0,0091	0,15	0,65	31,00	2,39	1,28	1,5	
Margem esquerda	PV29	PV30	60,00	37,00	34,00	35,25	32,90	0,0150	3,17	0,00	3,19	0,0392	0,15	1,09	21,00	7,40	1,58	0,9	
Margem esquerda	PV30	PV31	58,00	34,00	34,00	32,90	32,45	0,0145	3,19	0,00	3,20	0,0078	0,15	0,60	31,00	2,04	0,93	1,3	
Margem esquerda	PV31	PV32	38,00	34,00	34,00	32,45	32,15	0,0095	3,20	0,00	3,21	0,0079	0,15	0,60	31,00	2,07	1,38	1,6	
Margem esquerda	PV32	PV33	42,00	34,00	34,00	32,15	31,80	0,0105	3,21	0,00	3,22	0,0083	0,15	0,62	31,00	2,19	1,68	2,0	
Margem esquerda	PV33	PV34	25,00	34,00	34,00	31,80	31,60	0,0063	3,22	0,00	3,23	0,0080	0,15	0,61	31,00	2,10	2,03	2,2	
Margem esquerda	PV34	PV35	36,00	34,00	33,00	31,60	31,30	0,0090	3,23	0,00	3,24	0,0083	0,15	0,62	31,00	2,19	2,23	1,5	
Margem esquerda	PV35	PV36	9,00	33,00	32,00	31,30	30,80	0,0023	3,24	0,00	3,24	0,0556	0,15	1,26	20,00	10,00	1,53	1,0	
Margem esquerda	PV36	PV37	9,00	32,00	32,50	30,80	30,70	0,0023	3,24	0,00	3,24	0,0111	0,15	0,71	30,00	2,85	1,03	1,6	
Margem esquerda	PV37	PV38	13,00	32,50	32,00	30,70	30,60	0,0033	3,24	0,00	3,24	0,0077	0,15	0,60	31,00	2,02	1,63	1,2	
Margem esquerda	PV38	PV39	16,00	32,00	32,00	30,60	30,45	0,0040	3,24	0,00	3,25	0,0094	0,15	0,66	31,00	2,46	1,23	1,3	
Margem esquerda	PV39	PV40	19,00	32,00	32,00	30,45	30,30	0,0048	3,25	0,00	3,25	0,0079	0,15	0,60	31,00	2,07	1,38	1,5	
Margem esquerda	PV40	PV41	33,00	32,00	31,00	30,30	29,80	0,0083	3,25	0,00	3,26	0,0152	0,15	0,78	28,00	3,66	1,53	1,0	
Margem esquerda	PV41	PV42	38,00	31,00	31,00	29,80	29,50	0,0095	3,26	0,00	3,27	0,0079	0,15	0,60	31,00	2,07	1,03	1,3	
Margem esquerda	PV42	PV43	56,00	31,00	30,00	29,50	28,80	0,0140	3,27	0,00	3,28	0,0125	0,15	0,74	29,00	3,21	1,33	1,0	
Margem esquerda	PV43	PV44	37,00	30,00	29,50	28,80	28,30	0,0093	3,28	4,65	7,94	0,0135	0,15	0,97	46,00	4,80	1,03	1,0	
Margem esquerda	PV44	PV45	19,00	29,50	31,00	28,30	28,10	0,0048	7,94	1,16	9,11	0,0105	0,15	0,92	55,00	4,18	1,03	2,7	
Margem esquerda	PV45	PV17	54,00	31,00	32,00	28,05	27,90	0,0135	9,11	0,00	9,12	0,0028	0,20	0,56	51,00	1,41	2,73	3,8	

LOCALIZAÇÃO	TRECHO		COMP (m)	COTAS (m)				VAZÕES (l/s)			CARACTERÍSTICAS DA REDE							
	A	B		TERRENO		COLETOR		INFILT	MONT	TRECHO	ADOT	DECLIV (m/m)	DN (m)	VEL (m/s)	H/D (%)	T. TRAT. (Pa)	RECOB (m)	
				MONT	JUS	MONT	JUS										A	B
Rua Ângelo Barcelos	PV17	PV46	19,00	32,00	31,00	27,70	27,40	0,0048	89,95	0,00	89,95	0,0158	0,40	1,87	40,00	13,52	3,88	3,1
Rua Ângelo Barcelos	PV46	PV47	86,00	31,00	30,00	27,35	26,90	0,0215	89,95	0,00	89,97	0,0052	0,40	1,25	55,00	5,55	3,23	2,6
Rua Ângelo Barcelos	PV47	PV48	62,00	30,00	29,00	26,90	26,55	0,0155	89,97	0,00	89,99	0,0056	0,40	1,28	54,00	5,92	2,68	2,0
Rua Ângelo Barcelos	PV48	PV49	48,00	29,00	29,00	26,55	26,30	0,0120	89,99	0,00	90,00	0,0052	0,40	1,24	55,00	5,52	2,03	2,2
Rua Ângelo Barcelos	PV49	PV50	36,00	29,00	29,00	26,30	26,10	0,0090	90,00	0,00	90,01	0,0056	0,40	1,28	55,00	5,89	2,28	2,4
Rua Ângelo Barcelos	PV50	PV51	29,00	29,00	28,00	26,10	25,90	0,0073	90,01	1,50	91,51	0,0069	0,40	1,39	51,00	6,98	2,48	1,6
Rua Ângelo Barcelos	PV51	PV52	41,00	28,00	27,50	25,90	25,60	0,0103	91,51	0,00	91,52	0,0073	0,40	1,42	50,00	7,32	1,68	1,4
Rua Ângelo Barcelos	PV52	PV53	90,00	27,50	26,00	25,60	24,60	0,0225	91,52	0,00	91,55	0,0111	0,40	1,66	44,00	10,18	1,48	0,9
Rua Ângelo Barcelos	PV53	PV54	90,00	26,00	25,00	24,60	23,60	0,0225	91,55	0,00	91,57	0,0111	0,40	1,66	44,00	10,18	0,97	0,9
Rua Ângelo Barcelos	PV54	PV55	52,00	25,00	25,00	23,50	23,40	0,0130	91,57	0,00	91,58	0,0019	0,50	0,86	53,00	2,46	0,98	1,0
Rua Ângelo Barcelos	PV55	PV56	50,00	25,00	24,50	23,40	22,90	0,0125	91,58	0,00	91,59	0,0100	0,50	1,52	31,00	8,75	1,08	1,0
Rua Ângelo Barcelos	PV56	PV57	90,00	24,50	23,00	22,90	21,40	0,0225	91,59	0,00	91,62	0,0167	0,50	1,89	29,00	13,83	1,08	1,0
Rua Ângelo Barcelos	PV57	PV58	83,00	23,00	22,00	21,40	20,40	0,0208	91,62	0,00	91,64	0,0120	0,50	1,67	31,00	10,54	1,08	1,0
Av. Bento Gonçalves	PV58	PV59	36,00	22,00	22,50	20,40	20,30	0,0090	91,64	19,13	110,77	0,0028	0,50	1,03	53,00	3,56	1,08	1,6
Av. Bento Gonçalves	PV59	PV60- exist.	36,00	22,50	23,00	20,30	20,10	0,0090	110,77	21,65	132,44	0,0056	0,50	1,40	48,00	6,75	1,68	2,3

Tabela A.2 Dimensionamento do coletor – Hipótese Máxima

LOCALIZAÇÃO	TRECHO		COMP (m)	COTAS (m)				VAZÕES (l/s)				CARACTERÍSTICAS DA REDE										
	A	B		TERRENO		COLETOR			INFILT	MONT	TRECHO	ADOT	DECLIV (m/m)	DN (m)	VEL (m/s)	H/D (%)	T. TRAT. (Pa)	RECOB (m)				
				MONT	JUS	MONT	JUS											INIC/FIN	INIC/FIN	INIC/FIN	A	B
R. D - Campo da Tuca	PV1	PV2	47,00	56,00	65,50	54,80	64,30	0,0118	95,23	0,00	95,24	-0,2021	0,30	1,35	-	-	0,88	0,88				
Rua Nunes Costa	PV2	PV3	59,00	65,50	60,50	64,30	59,30	0,0148	95,24	0,00	95,26	0,0847	0,25	3,60	53,00	54,24	0,93	0,93				
Rua Nunes Costa	PV3	PV4	90,00	60,50	56,20	59,30	55,00	0,0225	95,26	0,00	95,28	0,0478	0,25	2,89	63,00	33,92	0,93	0,93				
Rua Condor	PV4	PV5	29,00	56,20	53,70	55,00	52,50	0,0073	95,28	0,00	95,29	0,0862	0,25	3,63	52,00	55,17	0,93	0,93				
Rua Condor	PV5	PV6	53,00	53,70	51,00	52,50	49,80	0,0133	95,29	0,00	95,30	0,0509	0,25	2,95	62,00	35,92	0,93	0,93				
Rua Condor	PV6	PV7	53,00	51,00	50,00	49,80	48,20	0,0133	95,30	0,00	95,31	0,0302	0,25	2,38	75,00	22,79	0,93	1,53				
Rua Condor	PV7	PV8	50,00	50,00	46,00	48,20	44,80	0,0125	95,31	0,00	95,33	0,0680	0,25	3,32	56,00	45,56	1,53	0,93				
Rua Condor	PV8	PV9	90,00	46,00	43,00	44,80	41,80	0,0225	95,33	0,00	95,35	0,0333	0,25	2,50	72,00	24,83	0,93	0,93				
Rua Condor	PV9	PV10	55,00	43,00	41,50	41,75	40,60	0,0138	95,35	0,00	95,36	0,0209	0,30	2,12	60,00	17,44	0,93	0,57				
Rua Condor	PV10	PV11	90,00	41,50	44,50	40,50	40,20	0,0225	95,36	3,39	98,78	0,0033	0,40	1,06	69,00	3,93	0,58	3,88				
Rua Condor	PV11	PV12	30,00	44,50	46,00	40,20	40,10	0,0075	98,78	0,00	98,78	0,0033	0,40	1,06	69,00	3,93	4,13	5,48				
Rua Condor	PV12	PV13	90,00	46,00	40,00	40,10	38,60	0,0225	98,78	0,00	98,81	0,0167	0,40	1,97	41,00	14,53	5,48	0,97				
Rua Condor	PV13	PV14	90,00	40,00	43,00	38,60	38,30	0,0225	98,81	0,00	98,83	0,0033	0,40	1,06	69,00	3,93	0,97	4,28				
Rua Condor	PV14	PV15	49,00	43,00	39,50	38,30	38,00	0,0123	98,83	0,00	98,84	0,0061	0,40	1,35	56,00	6,56	4,28	1,08				
Rua Condor	PV15	PV16	90,00	39,50	33,00	38,00	31,60	0,0225	98,84	0,00	98,86	0,0711	0,40	3,27	28,00	45,80	1,08	0,97				
Rua Condor	PV16	PV17	32,00	33,00	32,00	31,60	30,60	0,0080	98,86	0,00	98,87	0,0313	0,40	2,46	35,00	24,13	0,97	0,97				

LOCALIZAÇÃO	TRECHO		COMP (m)	COTAS (m)				VAZÕES (l/s)				CARACTERÍSTICAS DA REDE							
	A	B		TERRENO		COLETOR			INFILT	MONT INIC/FIN	TRECHO INIC/FIN	ADOT INIC/FIN	DECLIV (m/m)	DN (m)	VEL (m/s)	H/D (%)	T. TRAT. (Pa)	RECOB (m)	
				MONT	JUS	MONT	JUS											A	B
Margem esquerda	PV18	PV19	25,00	51,00	51,00	50,00	49,80	0,0063	4,88	0,00	4,88	0,0080	0,15	0,70	41,00	2,62	0,83	1,03	
Margem esquerda	PV19	PV20	30,00	51,00	50,00	49,80	48,80	0,0075	4,88	0,00	4,89	0,0333	0,15	1,16	28,00	8,05	1,03	1,03	
Margem esquerda	PV20	PV21	18,00	50,00	50,00	48,80	48,60	0,0045	4,89	0,00	4,89	0,0111	0,15	0,79	37,00	3,37	1,03	1,23	
Margem esquerda	PV21	PV22	43,00	50,00	46,00	48,60	44,80	0,0108	4,89	0,00	4,91	0,0884	0,15	1,64	21,00	16,70	1,23	1,03	
Margem esquerda	PV22	PV23	48,00	46,00	42,00	44,80	40,80	0,0120	4,91	0,00	4,92	0,0833	0,15	1,64	22,00	16,38	1,03	1,03	
Margem esquerda	PV23	PV24	27,00	42,00	40,00	40,80	38,80	0,0068	4,92	0,00	4,92	0,0741	0,15	1,55	22,00	14,56	1,03	1,03	
Margem esquerda	PV24	PV25	53,00	40,00	40,00	38,80	38,35	0,0133	4,92	0,00	4,94	0,0085	0,15	0,72	41,00	2,78	1,03	1,48	
Margem esquerda	PV25	PV26	22,00	40,00	38,00	38,35	36,80	0,0055	4,94	0,00	4,94	0,0705	0,15	1,53	23,00	14,37	1,48	1,03	
Margem esquerda	PV26	PV27	29,00	38,00	37,00	36,80	35,80	0,0073	4,94	0,00	4,95	0,0345	0,15	1,18	28,00	8,33	1,03	1,03	
Margem esquerda	PV27	PV28	31,00	37,00	37,00	35,80	35,55	0,0078	4,95	0,00	4,96	0,0081	0,15	0,71	41,00	2,64	1,03	1,28	
Margem esquerda	PV28	PV29	33,00	37,00	37,00	35,55	35,25	0,0083	4,96	0,00	4,97	0,0091	0,15	0,74	40,00	2,92	1,28	1,58	
Margem esquerda	PV29	PV30	60,00	37,00	34,00	35,25	32,90	0,0150	4,97	0,00	4,98	0,0392	0,15	1,24	27,00	9,22	1,58	0,93	
Margem esquerda	PV30	PV31	58,00	34,00	34,00	32,90	32,45	0,0145	4,98	0,00	5,00	0,0078	0,15	0,70	42,00	2,58	0,93	1,38	
Margem esquerda	PV31	PV32	38,00	34,00	34,00	32,45	32,15	0,0095	5,00	0,00	5,01	0,0079	0,15	0,70	42,00	2,63	1,38	1,68	
Margem esquerda	PV32	PV33	42,00	34,00	34,00	32,15	31,80	0,0105	5,01	0,00	5,02	0,0083	0,15	0,72	41,00	2,72	1,68	2,03	
Margem esquerda	PV33	PV34	25,00	34,00	34,00	31,80	31,60	0,0063	5,02	0,00	5,03	0,0080	0,15	0,71	41,00	2,62	2,03	2,23	
Margem esquerda	PV34	PV35	36,00	34,00	33,00	31,60	31,30	0,0090	5,03	0,00	5,04	0,0083	0,15	0,72	41,00	2,73	2,23	1,53	
Margem esquerda	PV35	PV36	9,00	33,00	32,00	31,30	30,80	0,0023	5,04	0,00	5,04	0,0556	0,15	1,42	25,00	12,25	1,53	1,03	
Margem esquerda	PV36	PV37	9,00	32,00	32,50	30,80	30,70	0,0023	5,04	0,00	5,04	0,0111	0,15	0,80	38,00	3,43	1,03	1,63	
Margem esquerda	PV37	PV38	13,00	32,50	32,00	30,70	30,60	0,0033	5,04	0,00	5,04	0,0077	0,15	0,69	42,00	2,56	1,63	1,23	
Margem esquerda	PV38	PV39	16,00	32,00	32,00	30,60	30,45	0,0040	5,04	0,00	5,05	0,0094	0,15	0,75	40,00	3,01	1,23	1,38	
Margem esquerda	PV39	PV40	19,00	32,00	32,00	30,45	30,30	0,0048	5,05	0,00	5,05	0,0079	0,15	0,70	42,00	2,63	1,38	1,53	
Margem esquerda	PV40	PV41	33,00	32,00	31,00	30,30	29,80	0,0083	5,05	0,00	5,06	0,0152	0,15	0,90	35,00	4,39	1,53	1,03	
Margem esquerda	PV41	PV42	38,00	31,00	31,00	29,80	29,50	0,0095	5,06	0,00	5,07	0,0079	0,15	0,70	42,00	2,63	1,03	1,33	
Margem esquerda	PV42	PV43	56,00	31,00	30,00	29,50	28,80	0,0140	5,07	0,00	5,08	0,0125	0,15	0,84	37,00	3,79	1,33	1,03	
Margem esquerda	PV43	PV44	37,00	30,00	29,50	28,80	28,30	0,0093	5,08	6,89	11,98	0,0135	0,15	1,07	60,00	5,64	1,03	1,03	
Margem esquerda	PV44	PV45	19,00	29,50	31,00	28,30	28,10	0,0048	11,98	1,73	13,71	0,0105	0,15	1,00	72,00	4,71	1,03	2,73	
Margem esquerda	PV45	PV17	54,00	31,00	32,00	28,05	27,90	0,0135	13,71	0,00	13,73	0,0028	0,20	0,61	67,00	1,62	2,73	3,88	

LOCALIZAÇÃO	TRECHO		COMP (m)	COTAS (m)				VAZÕES (l/s) INFILT				CARACTERÍSTICAS DA REDE						
	A	B		TERRENO		COLETOR			MONT INIC/FIN	TRECHO INIC/FIN	ADOT INIC/FIN	DECLIV (m/m)	DN (m)	VEL (m/s)	H/D (%)	T. TRAT. (Pa)	RECOB (m)	
				MONT	JUS	MONT	JUS										A	B
Rua Ângelo Barcelos	PV17	PV46	19,00	32,00	31,00	27,70	27,40	0,0048	112,60	22,21	134,81	0,0158	0,40	2,08	50,00	15,79	3,88	3,1
Rua Ângelo Barcelos	PV46	PV47	86,00	31,00	30,00	27,35	26,90	0,0215	134,81	0,00	134,83	0,0052	0,40	1,35	73,00	6,26	3,23	2,6
Rua Ângelo Barcelos	PV47	PV48	62,00	30,00	29,00	26,90	26,55	0,0155	134,83	0,00	134,85	0,0056	0,40	1,39	71,00	6,71	2,68	2,0
Rua Ângelo Barcelos	PV48	PV49	48,00	29,00	29,00	26,55	26,30	0,0120	134,85	0,00	134,86	0,0052	0,40	1,35	73,00	6,23	2,03	2,2
Rua Ângelo Barcelos	PV49	PV50	36,00	29,00	29,00	26,30	26,10	0,0090	134,86	0,00	134,87	0,0056	0,40	1,38	71,00	6,60	2,28	2,4
Rua Ângelo Barcelos	PV50	PV51	29,00	29,00	28,00	26,10	25,90	0,0073	134,87	1,95	136,82	0,0069	0,40	1,53	67,00	8,06	2,48	1,6
Rua Ângelo Barcelos	PV51	PV52	41,00	28,00	27,50	25,90	25,60	0,0103	136,82	0,00	136,83	0,0073	0,40	1,56	65,00	8,43	1,68	1,4
Rua Ângelo Barcelos	PV52	PV53	90,00	27,50	26,00	25,60	24,60	0,0225	136,83	0,00	136,86	0,0111	0,40	1,83	57,00	12,00	1,48	0,9
Rua Ângelo Barcelos	PV53	PV54	90,00	26,00	25,00	24,60	23,60	0,0225	136,86	0,00	136,88	0,0111	0,40	1,83	57,00	12,00	0,97	0,9
Rua Ângelo Barcelos	PV54	PV55	52,00	25,00	25,00	23,50	23,40	0,0130	136,88	0,00	136,89	0,0019	0,50	0,94	69,00	2,84	0,98	1,0
Rua Ângelo Barcelos	PV55	PV56	50,00	25,00	24,50	23,40	22,90	0,0125	136,89	0,00	136,90	0,0100	0,50	1,77	41,00	10,90	1,08	1,0
Rua Ângelo Barcelos	PV56	PV57	90,00	24,50	23,00	22,90	21,40	0,0225	136,90	0,00	136,93	0,0167	0,50	2,13	36,00	16,50	1,08	1,0
Rua Ângelo Barcelos	PV57	PV58	83,00	23,00	22,00	21,40	20,40	0,0208	136,93	0,00	136,95	0,0120	0,50	1,90	39,00	12,65	1,08	1,0
Av. Bento Gonçalves	PV58	PV59	36,00	22,00	22,50	20,40	20,30	0,0090	136,95	26,54	163,50	0,0028	0,50	1,12	69,00	4,10	1,08	1,6
Av. Bento Gonçalves	PV59	PV60	36,00	22,50	23,00	20,30	20,10	0,0090	163,50	31,98	195,49	0,0056	0,50	1,55	61,00	7,78	1,68	2,3

ANEXO III - EBE

A1 Seleção de Conjuntos Elevatórios

Bombas Centrífugas

Para seleção de bombas centrífugas determinou-se a Altura manométrica total, conforme equação 14, que soma a altura geométrica total com as perdas de carga.

$$H = (64,30 - 54,80) + 0,006884 + 0,76 = 10,27m$$

*As perdas de carga distribuídas podem ser obtidas através da utilização da fórmula de Hazen-Willians (equação 8), onde o valor de C foi obtido na tabela 3.2 para tubo de aço.

$$J = 10,643Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} = 10,643(0,09524 \text{ m}^3/\text{s})^{1,85} \cdot 120^{-1,85} \cdot (0,3\text{m})^{-4,87}$$

$$J=0,006884m$$

*As perdas de carga localizadas foram calculadas através da equação 15, onde os valores de K que seguem abaixo foram transcritos conforme Azevedo Netto e Alvarez (1982):

	qtde	K*	total
válvula de retenção	1	2,50	2,50
registro gaveta	1	0,20	0,20
cotovelo de 90°	2	0,90	1,80
cotovelo de 45°	2	0,40	0,80
redução	1	0,15	0,15
bocal	1	2,75	2,75
		total	8,20

**fonte: Azevedo Netto e Alvarez, 1982.*

$$h_L = (\sum K) \cdot \frac{V^2}{2g} = 8,20 \cdot \frac{(1,35\text{m/s})^2}{2 \cdot 9,81\text{m/s}^2} = 0,76\text{m}$$

*A potência fornecida ao líquido pela bomba – para vencer a altura manométrica total - foi calculada através da equação 16.

$$P_l = \gamma \cdot Q \cdot H = 10000N / m^3 \cdot 0,09524m^3 / s \cdot 10,27m = 9781,15W$$

*A potência total necessária foi obtida pela equação 17.

$$P_b = \frac{P_l}{\eta} = \frac{9781,15kW}{0,60} = 16,30CV$$

Vazão das Bombas (Vb)

A vazão das bombas deve ser igual ou um pouco superior a vazão final de projeto.

$$V_f = 95,24 \text{ l/s}$$

Será usado, portanto, um Vb maior que Vf,

$$V_b = 100,00 \text{ l/s} = 6,0 \text{ m}^3/\text{minuto}$$

Volume Útil do Poço de Sucção (Vu)

Operando com um tempo mínimo entre duas partidas (T) de 12 minutos se terá:

$$V_u = \frac{V_b \cdot T}{4} = \frac{6m^3/\text{min} \cdot 12\text{min}}{4} = 18m^3$$

Faixa de Operação

A faixa de operação adotada para satisfazer o volume útil calculado foi de 1,0m.

A2 Seleção das Unidades de Bombeamento

A2.1 Pontos de Operação das Bombas

Conforme os resultados obtidos o ponto de operação será o dado pela altura manométrica máxima (AMTmax = 10,27 m.c.a.) para a vazão de bombeamento (Vb = 100,00 l/s).

A2.2 Unidades de Bombeamento

De acordo com os padrões adotados pelos técnicos do DMAE são os seguintes os requisitos mínimos adotados:

Requisitos mínimos da bomba

- a) Ser bomba centrífuga de eixo horizontal.
- b) Rendimento total mínimo 60%, ou calculado pelo critério econômico apresentado na revisão de literatura.
- c) O rotor deve estar balanceado estática e dinamicamente e ter uma passagem de sólidos de no mínimo 100mm.
- d) Carcaça em ferro fundido de boa qualidade e sem porosidade.
- e) O eixo deverá ser em aço tratado termicamente.
- f) Flanges de sucção e recalque de acordo a norma ABNT NBR-7675 igual à norma ISO 2531, classe PN16.
- g) A bomba deve permitir que variações de mais ou menos 5% na pressão não acarretem em variações de vazão superiores a 10% da definida no ponto de operação.
- h) O conjunto contará com protetores térmicos contra sobrecarga e controle de umidade no reservatório de óleo.
- j) Toda unidade de bombeamento deverá ser projetada para operar 24 horas contínuas em qualquer ponto dentro do seu campo de operação sem que haja cavitação, super aquecimento, vibração ou esforço excessivo, necessitando apenas de manutenção de rotina.
- l) Todas as partes e componentes de todas as unidades de bombeamento deverão ser projetadas e construídas de modo que haja possibilidade de intercambialidade e substituição das partes sem que haja necessidade de ajuste ou usinagem adicional.

Dados a serem fornecidos

- a) Curvas características da bomba: todas em função da vazão de recalque e com indicação do ponto de operação: Altura manométrica, rendimento, potência absorvida pela bomba (BHP) e altura positiva líquida de sucção (NPSHr).
- b) Indicação expressa por escrito sobre a rotação, rendimento, a potência e a altura manométrica a vazão nula.

Requisitos mínimos do motor

- a) Ser de indução, assíncrono, trifásico de alto rendimento.
- b) O rotor deverá ser em curto circuito, tipo gaiola.
- c) O estator deverá ser dimensionado para trabalhar sob tensão 220 / 380V, 60Hz.
- d) A potência nominal deverá ser no mínimo 10% superior ao solicitado pelo B.H.P. da bomba, nos pontos de operação. Em alguns casos a critério do DMAE poderão ser aceitas propostas alternativas.

e) O fator de potência deverá ser superior a 0,92 inclusive com cargas parciais de até 60% da nominal.

f) Classe de isolamento F

g) Grau de proteção IP-68

h) IP/IN menor, ou igual a 600%.

i) Dimensões NBR 5432 e 5031.

j) Fator de serviço 1,0

Observações

a) Toda unidade de bombeamento deverá ser projetada para operar 24 horas contínuas em qualquer ponto dentro do seu campo de operação sem que haja cavitação, super aquecimento, vibração ou esforço excessivo, necessitando apenas de manutenção de rotina.

b) Todas as partes e componentes de todas as unidades de bombeamento deverão ser projetadas e construídas de modo que haja possibilidade de intercambialidade e substituição das partes sem que haja necessidade de ajuste ou usinagem adicional.

c) As unidades de bombeamento deverão ser instaladas com sistemas de acoplamento automático e guias para levantar e baixar o conjunto permitindo que o mesmo seja retirado sem a necessidade de esvaziamento do poço ou a descida de pessoas.

ANEXO IV - ORÇAMENTO

Tabela A.3 Estimativa de custo do coletor

Item	Descrição dos Serviços	Unid	Quant	Preço Unitário	Preço Total (R\$)	Preço Total (U\$)	Preço Total (CUB/RS)
1.	Instalação da Obra						
1.1.	Canteiro de obras para Redes de Esgoto com somente 1 (uma) frente de Obra	un	1,00	6.451,57	6.451,57	2.228,91	8,47
1.2.	Canteiro de obra para Rede de Esgotos - Canteiros Auxiliares para metragens superiores a 2 Km	un	1,00	3.243,36	3.243,36	1.120,53	4,26
1.3.	Locação	m	2.766,00	3,70	10.234,20	3.535,74	13,44
1.4.	Sinalização e Proteção	m	2.766,00	2,36	6.527,76	2.255,23	8,57
2.	Escavação						
2.1.	Manual em terra até 2,00m	m³	764,14	10,19	7.786,59	2.690,13	10,23
2.2.	Mecânica em terra até 2,00m	m³	1.175,60	5,68	6.677,41	2.306,93	8,77
2.3.	Mecânica em terra Maior que 2,00m	m³	999,26	6,81	6.804,96	2.351,00	8,94
2.4.	Mecânica em Rocha Decomposta		2.351,20	14,45	33.974,84	11.737,72	44,62
2.5.	Em Rocha	m³	587,80	73,43	43.162,15	14.911,78	56,68
3.	Remoção do Material Escavado						
		m³	5.340,42	6,35	33.911,67	11.715,90	44,54
4.	Reaterro Compactado						
4.1.	Com Material Escavado	m³	537,26	6,86	3.685,60	1.273,31	4,84
4.2.	Com Areia	m³	949,31	26,62	25.270,63	8.730,57	33,19
4.3.	Com Saibro	m³	4.391,12	23,86	104.772,12	36.196,97	137,59
5.	Escoramento						
5.1.	Descontínuo	m²	6.300,20	8,22	51.787,64	17.891,74	68,01
5.2.	Contínuo Madeira	m²	4.342,00	13,36	58.009,12	20.041,15	76,18
5.3.	Contínuo Metálico	m²	470,80	41,97	19.759,48	6.826,56	25,95
6.	Fornecimento de Materiais, Assentamento de Tubos e Montagem de TÊE						
6.1.	Fornecimento de Materiais						

6.1.1.	Tampão de Ferro Dúctil Ø 600mm (Tipo Pesado)	pç	30,00	459,31	13.779,30	4.760,51	18,10
6.1.2.	Tampão Concreto Armado (760 x 580 x 80mm)	pç	28,00	33,69	943,32	325,90	1,24
6.1.3.	Tubo Cerâmico JE DN 150mm	m	867,00	12,71	11.019,57	3.807,07	14,47
6.1.4.	Tubo Cerâmico JE DN 200mm	m	54,00	21,42	1.156,68	399,61	1,52
6.1.5.	Tubo Cerâmico JE DN 250mm	m	424,00	42,45	17.998,80	6.218,28	23,64
6.1.6.	Tubo Cerâmico JE DN 300mm	m	55,00	62,00	3.410,00	1.178,10	4,48
6.1.7.	Tubo Concreto Armado para Esgoto Sanitário DN 400mm	m	972,00	82,42	80.112,24	27.677,40	105,21
6.1.8.	Tubo Concreto Armado para Esgoto Sanitário DN 500mm	m	347,00	108,17	37.534,99	12.967,69	49,29
6.1.9.	Tubo de Aço DN 300mm	m	50,00	390,00	19.500,00	6.736,91	25,61
6.2.	Assentamento de Tubo e Montagem de TÊE					0,00	0,00
6.2.1.	Diâmetro 150mm Cerâmico	m	867,00	4,26	3.693,42	1.276,01	4,85
6.2.2.	Diâmetro 200mm Cerâmico	m	54,00	4,40	237,60	82,09	0,31
6.2.3.	Diâmetro 250mm Cerâmico	m	424,00	4,55	1.929,20	666,51	2,53
6.2.4.	Tubo Cerâmico JE DN 300mm	m	55,00	4,80	264,00	91,21	0,35
6.2.5.	Tubo Concreto Armado para Esgoto Sanitário DN 400mm	m	972,00	11,71	11.382,12	3.932,33	14,95
6.2.6.	Tubo Concreto Armado para Esgoto Sanitário DN 500mm	m	347,00	13,50	4.684,50	1.618,41	6,15
6.2.7.	Tubo de Aço DN 300mm	m	50,00	4,80	240,00	82,92	0,32
7.	Construção com Fornecimento de Material						
7.1.	PV Tipo 1	pç	21,00	242,04	5.082,84	1.756,03	6,68
7.2.	PV Tipo 2 h= 1,30m até 2,00m	pç	37,00	599,68	22.188,16	7.665,63	29,14
7.3.	Adicional 0,50m para PV Tipo 2 h >2,00m	pç	38,00	191,44	7.274,72	2.513,29	9,55
7.4.	Envelope de Concreto fck>18MPa com Formas	m³	27,00	292,08	7.886,16	2.724,53	10,36
7.5.	Remoção e Reposição de Meio-fio de Granito	m	20,00	5,23	104,60	36,14	0,14
7.6.	Remoção e Reposição de Meio-fio de Concreto	m	20,00	3,50	70,00	24,18	0,09
7.7.	Remoção e Recomposição de Cercas	m	20,00	7,37	147,40	50,92	0,19
8.	Remoção e Recomposição de Pavimento						

8.1.	Asfalto	m ²	10,00	61,18	611,80	211,37	0,80
8.2.	Paralelepípedo	m ²	2.374,00	11,62	27.585,88	9.530,45	36,23
9.	Reconstrução de Rede de Esgoto Pluvial com Fornecimento de Material						
9.1.	Concreto < DN 400	m	20,00	28,17	563,40	194,65	0,74
10.	Cadastro	m	2.766,00	0,76	2.102,16	726,26	2,76
Total					703.561,97	243.068,57	923,96

Data base: março/2004

Tabela A.4 Estimativa de custo da EBE

Ítem	Descrição dos Serviços	Unid	Quant	Preço Unitário	Preço Total (RS)	Preço Total (US)	Preço Total (CUB/RS)
1	Instalação da Obra						
1.1	Limpeza do Terreno	m ²	200,00	0,81	162,00	53,99	0,23
1.2	Canteiro de Obra	un.	1,00	6.666,72	6.666,72	2.221,80	9,28
1.3	Locação da Obra por m ² Construído	m ²	150,00	1,50	225,00	74,99	0,31
1.4	Placa de Obra-pintada/fixada estrutura de madeira	m ²	9,00	200,47	1.804,23	601,29	2,51
2	Movimentação de Terra						
2.1	Manual em terra até 2,00m	m ³	20,00	9,46	189,20	63,05	0,26
2.2	Mecânica em terra maior que 2,00 m	m ³	20,00	6,73	134,60	44,86	0,19
2.3	Esgotamento	vb	1,00	1.500,00	1.500,00	499,90	2,09
2.4	Escoramento Metálico Contínuo Metálico	m ²	200,00	34,67	6.934,00	2.310,87	9,65
2.5	Reaterro com Areia	m ³	5,00	24,20	121,00	40,33	0,17
2.6	Reaterro com solo reaproveitado	m ³	10,00	5,82	58,20	19,40	0,08
2.7	Fornecimento e Assentamento de Tubo de Concreto Armado CA-2 MF 900	vb	1,00	500,00	500,00	166,63	0,70
3	Infraestrutura						
3.1	Fundações	vb	1,00	70.000,00	70.000,00	23.328,67	97,44
4	Estruturas						
4.1	Concreto fck=20 Mpa, mínimo de 350 kg/m ³ (preparo, lançamento e cura)	m ³	50,00	224,66	11.233,00	3.743,58	15,64
4.2	Formas de compensado resinado, inclusive escoramentos - reaproveitamento 3x	m ²	1.500,00	32,97	49.455,00	16.481,70	68,84
4.3	Armadura CA-50/60, dobrada e instalada	kg	14.000,00	3,70	51.800,00	17.263,21	72,10
4.4	Guarda-corpo padrão DMAE	m	27,00	87,54	2.363,58	787,70	3,29
4.5	Construção Civil / Instalações Prediais	vb	1,00	15.300,000	15.300,00	5.098,98	21,30
5	Urbanização/Arquitetura						
5.1	Muro PMCA placa única 2,90 x 2,50m	m	60,00	283,20	16.992,00	5.662,87	23,65
5.2	Escada tipo marinho (padrão DMAE)	cj.	1,00	2.640,00	2.640,00	879,82	3,67
5.3	Portão de Ferro de Correr e Porta para Pedestre	un	1,00	5.500,00	5.500,00	1.832,97	7,66
5.4	Portas de Ferro de Abrir	un	2,00	3.500,00	7.000,00	2.332,87	9,74
5.5	Portas de Madeira	un	2,00	1.200,00	2.400,00	799,84	3,34
5.6	Janelas	m ²	100,00	45,00	4.500,00	1.499,70	6,26
5.7	Alvenaria	m ²	100,00	40,00	4.000,00	1.333,07	5,57
5.8	Telhado	m ²	70,00	50,00	3.500,00	1.166,43	4,87
5.9	Sanitários	un	1,00	3.000,00	3.000,00	999,80	4,18
6	Equipamentos Mecânicos						
6.1	Grupo Motor-Bomba						
6.1.1	Colocação Instalação Grupo Motor Bomba	un.	2,00	12.000,00	24.000,00	7.998,40	33,41

6.2	Grupo moto-bomba, Q=100L/s e AMT=10,27mca, 25CV	un.	2,00	51.000,00	102.000,00	33.993,20	141,98
6.3	Peças e Equipamentos						
6.3.1	Peças de aço	cj.	1,00	78.000,00	78.000,00	25.994,80	108,57
6.3.2	Comporta c/ sentido duplo de fluxo c/ haste de prolongamento e pedestal de suspensão, DN600x600mm F°F°	cj.	1,00	4.500,00	4.500,00	1.499,70	6,26
6.3.3	Stop-log em Fiberglass, com pedestal de manobras e haste de prolongamento e volante, com 800x600mm	cj.	1,00	900,00	900,00	299,94	1,25
6.3.4	Sistema de Gradeamento Mecanizado	cj.	1,00	32.000,00	32.000,00	10.664,53	44,54
6.3.5	Talha e trole elétricos instalados em monovia cap. 1.500 kg	cj.	1,00	16.000,00	16.000,00	5.332,27	22,27
6.3.6	Conjunto de drenagem da sala de bombas	cj.	1,00	5.000,00	5.000,00	1.666,33	6,96
6.3.7	Montagem de Peças	vb	1,00	25.000,00	25.000,00	8.331,67	34,80
7	Equipamentos Elétricos						
7.1	Projeto e execução de entrada de energia	vb	1,00	3.500,00	3.500,00	1.166,43	4,87
7.2	Projeto e execução de reforço de rede	vb	1,00	1.300,00	1.300,00	433,25	1,81
7.3	Instalações Elétrica e Automação (com inversor de frequência)	vb	1,00	68.500,00	68.500,00	22.828,77	95,35
8	Isolamento Acústico	m²	70,00	70,00	4.900,00	1.633,01	6,82
9	Entrega Final						
9.1	Execução de enlívamento com grama tipo catarina	m²	50,00	13,58	679,20	226,35	0,95
9.2	Arborização	vb	1,00	1.000,00	1.000,00	333,27	1,39
9.3	Via de acesso, pavimentação com brita	vb	1,00	2.500,00	2.500,00	833,17	3,48
9.4	Cadastros	vb	1,00	2.500,00	2.500,00	833,17	3,48
9.5	Limpeza da Obra	m²	200,00	4,48	895,20	298,34	1,25

TOTAL - EBE					641.152,93	213.674,91	892,46
--------------------	--	--	--	--	-------------------	-------------------	---------------

Data base: agosto/2003